

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL**



**ESTRUCTURACION Y ANALISIS DE
EDIFICACIONES CONSIDERANDO
SOLICITACIONES SISMICAS**

TESIS DE GRADO

**Para optar el Título de
INGENIERO CIVIL**

FIDEL H. GARCIA MORENO

Lima - Perú - 1975

I N D I C E

CAPITULO I.- INTRODUCCION

CAPITULO II.- RESPUESTA DE EDIFICACIONES A FUERZAS LATERALES

- II.1. GENERALIDADES
- II.2. CATEGORIAS DE CARGAS LATERALES
- II.3. CARGAS DE VIENTO
- II.4. CARGAS SISMICAS
- II.5. CARGAS DEBIDAS A EXPLOSIONES

CAPITULO III.- CRITERIO DE COMPORTAMIENTO

- III.1. RESISTENCIA Y ESTABILIDAD
- III.2. FUNCIONALIDAD
- III.3. DUCTILIDAD

CAPITULO IV.- UNIDADES RESISTENTES A FUERZAS SISMICAS

- IV.1. PORTICOS
- IV.2. MUROS DE CORTANTE
- IV.3. TUBOS

CAPITULO V.- SISTEMAS ESTRUCTURALES

- V.1 EDIFICIOS APORTICADOS

- V.2 EDIFICIOS CON MUROS DE CORTANTES
- V.3 EDIFICIOS CON VIGAS-PARED ALTERNADAS
- V.4 EDIFICIOS CON MUROS DE CORTE Y PORTICOS
- V.5 ESTRUCTURAS TUBULARES SIMPLES
- V.6 ESTRUCTURAS CON SISTEMAS TUBULARES

CAPITULO VI.- CONSIDERACIONES DE LAS FUERZAS LATERALES PARA EL
DISENO DE LA CIMENTACION

- VI.1 RELACION SUELO-ESTRUCTURA
- VI.2 RESISTENCIA A FUERZAS LATERALES
- VI.3 RESISTENCIA AL VOLTEO
- VI.4 SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION

ANEXO A. ANALISIS DINAMICO DE ESTRUCTURAS

ANEXO B. BIBLIOGRAFIA

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

El Perú, situado en la zona sísmica Circum-Pacífica, zona de mayor sísmicidad en el mundo, está sujeto con frecuencia a sismos de gran intensidad, se hace por lo tanto, sumamente necesario obtener un mayor conocimiento sobre los diversos tipos existentes de estructuración y análisis de estructuras considerando sollicitaciones sísmicas.

Siendo el mejor conocimiento del comportamiento de estructuras sometidas a cargas sísmicas, factor importante en la mejor elección del sistema estructural, basándose en las condiciones locales de ubicación, (FACTOR SUELO), condiciones de sísmicidad de la región, Tamaño del sismo y distancia epicentral y características de la estructura (períodos de vibración, amortiguamiento, ductilidad),

En el capítulo II se analiza la respuesta de edificaciones a fuerzas laterales sísmicas (cargas de viento, de cargas sísmicas y cargas debido a explosiones).

En el capítulo III se estudia los principales criterios que deben considerarse en la estructura como son la resistencia y estabilidad, funcionalidad, y ductilidad.

En los capítulos IV se estudia las características de pórticos, muro de corte y de tubos como unidades resistentes a fuerzas sísmicas.

En el capítulo V se analizan diversos tipos de estructuras y en el capítulo VI se hace hincapie en la importancia del diseño de la cimentación considerando cargas sísmicas.

Finalmente como apéndices se presenta un resumen del Análisis Dinámico de Estructuras y una información compacta de bibliografía seleccionada sobre análisis y diseño sísmico de edificaciones.

C A P I T U L O I I

RESPUESTA DE EDIFICIOS A CARGAS LATERALES

II-1 GENERALIDADES

Tradicionalmente, la preocupación principal del ingeniero estructural al diseñar un edificio ha sido la de proveer seguridad estructural y sistema adecuado para soportar las cargas verticales de diseño. Esto es comprensible porque la capacidad de un edificio para resistir cargas verticales es la razón de su existencia.

Los cálculos encaminados a chequear lo adecuado del diseño con respecto a las cargas laterales, a menudo, han sido de naturaleza simple y muchas veces pensadas a posteriori y no como parte esencial e integral del trabajo total de diseño. Esta actitud no ha afectado significativamente los diseños resultantes, siempre que, hayan estado relacionados con edificios no muy elevados, no situados en zonas sísmicas o construídos con márgenes adecuados de seguridad en lo que respecta a mampostería no estructural y tabiquería.

Con el incremento en el uso de paredes-cortinas ligeras y

alta resistencia en el concreto y en el acero de refuerzo para edificios elevados, los efectos de las cargas de viento se han hecho más importantes. También el avance en la comprensión de los efectos de sismo ha llevado a un acercamiento más racional en el diseño de edificios para resistir excitaciones sísmicas.

El estado de progreso en la comprensión del comportamiento de las estructuras y de sus elementos componentes bajo la acción de varias cargas, junto con el refinamiento en el análisis por medio de computadoras ha llevado a demandar de los ingenieros estructurales el desarrollo de diseños económicos con factores de seguridad más reales. En edificios esta tendencia ha dado como resultado el desarrollo de nuevos sistemas estructurales y en el planteo de las formas estructurales más convenientes con respecto a la eficiencia de la función resistente tanto a carga verticales como a cargas laterales.

El propósito de este trabajo es revisar y evaluar el uso y las limitaciones, así como, las consideraciones de análisis y diseño para varios de los sistemas estructurales utilizados en la práctica corriente de edificios particularmente los relativos a su función resistente a cargas laterales. Se espera que este trabajo sirva como una fuente compacta de información para los ingenieros estructurales que tienen que diseñar edificios capaces de resistir fuerzas laterales.

Problemas asociados con los efectos de cargas verticales ,

asentamiento de cimentaciones, temperatura, contracción y flujo plástico en edificios elevados se tratan brevemente y sólo cuando están relacionados con el asunto que se discute. Estos problemas, ciertamente, merecen un tratamiento más extenso que no es posible o no es propio en este trabajo.

El trabajo, necesariamente, ha tomado la forma de un sumario. La literatura acerca de sistemas estructurales bajo cargas laterales es, sumamente, extensa. La bibliografía seleccionada - que acompaña a este trabajo indica, solamente, aquellas fuentes que tratan los puntos discutidos en forma relevante. Un número notable de contribuciones a este interesante campo de estudio pueden haber sido omitidas.

II-2 CATEGORIAS DE CARGAS LATERALES

II-2.1 GENERALIDADES

Se consideran tres tipos de cargas laterales:

- Cargas de viento
- Cargas sísmicas
- Cargas producidas por explosiones

La forma usual del análisis por cargas laterales comienza con la evaluación de la magnitud y carácter de las cargas y sigue luego con la determinación de la respuesta de la estructura (incluyendo posibles fases inelásticas) a las cargas. Lo expresado puede hacerse matemáticamente, por medio de modelos o por una

combinación de ambos métodos. Una aproximación mas racional puede considerar el problema desde un punto de vista probabilístico con el propósito de llegar a una estructura a la cual puede vincularse una probabilidad específica de comportamiento. Esto podría requerir la determinación por separado de la distribución de probabilidades de las cargas y de la resistencia de los elementos estructurales, así como de la estructura en su conjunto, como punto de partida. Esta forma de aproximación al problema, en el presente, es difícil de efectuar no solo por la complejidad del proceso mismo sino por la falta de información estadística adecuada relativa a las cargas de información, por ello no se hará ninguna referencia a este tratamiento en el resto del trabajo.

II-3 CARGAS DE VIENTO

II-3.1 NATURALEZA DE LAS CARGAS DE VIENTO.- Viento es en general la palabra para designar aire en movimiento; en virtud de la masa y la velocidad del aire en movimiento el viento posee energía cinética.

Si se coloca un obstáculo en la trayectoria del viento de modo que el aire en movimiento se detenga o se desvíe de su trayectoria, parte o toda la energía cinética del aire en movimiento se transforma en energía potencial de presión. La intensidad de la presión en un punto cualquiera del obstáculo depende de la

forma del obstáculo, del ángulo de incidencia del viento, de la velocidad y densidad del aire y de la rigidez lateral de la estructura.

II-3.2 RESPUESTA DE UN EDIFICIO

Bajo la acción de un viento natural un edificio elevado será constantemente atacado por ráfagas y otras fuerzas aerodinámicas. La estructura tenderá a variar su posición inicial, y oscilará constantemente. Se ha observado que este movimiento oscilatorio ocurre principalmente en el período fundamental de vibración del edificio. Así, la respuesta de la estructura a la turbulencia del viento del medio ambiente es predominantemente en el primer modo de vibración.

El primer período o período fundamental de vibración de un sistema de múltiples grados de libertad es el tiempo que éste toma para completar un ciclo completo, cuando la vibración se ejecuta en el modo natural de más baja frecuencia (modo fundamental).

El modo fundamental de vibración de una estructura vertical generalmente comprende desplazamientos de todas las masas hacia el mismo lado de la posición original, mientras que los modos más altos envuelven desplazamientos de las masas hacia lados distintos de la posición de equilibrio.

II-3.3 INESTABILIDAD AERODINAMICA

Si la porción de energía de vientos absorbida por la es-

estructura es mayor que la disipada por el amortiguamiento estructural, la amplitud de oscilación continuará, incrementándose y finalmente conducirá a la destrucción de la estructura. Desde que todas las estructuras expuestas al viento oscilarán bajo alguna excitación el diseñador debe ser capaz de predecir la velocidad crítica del viento que puede hacer que una estructura particular se convierta en aerodinámicamente inestable.

Las formas estructurales usadas en el presente tienen una flexibilidad mayor combinada con menos masa y menor amortiguamiento que aquellas usadas para estructuras tradicionales del pasado reciente.

Estos factores han aumentado la importancia del viento como un factor de diseño.

Para estimar la estabilidad total de una estructura y la distribución de la presión local es suficiente un conocimiento del estado máximo y un promedio de las cargas de viento.

II-3.4 FUERZAS DE DISEÑO

La determinación de las fuerzas de viento en una estructura es básicamente un problema dinámico. Sin embargo desde que la estructura como un todo adopta su forma a las cargas cuasi-estáticas, es usual tratar al viento como una presión aplicada estáticamente sin tener en cuenta su naturaleza dinámica.

Para el diseñador la fuente de información sobre cargas de

viento es generalmente un código de construcción, pero los datos contenidos en dichos códigos son por necesidad presentadas en una forma generalizada y no se pueden adecuar a casos especiales, principalmente si la estructura se aparta de las formas convencionales de las construcciones.

Algunas de las consideraciones que entran en la selección de la presión del viento para el diseño son:

- a) El tiempo de vida útil de una estructura y su relación con el período de retorno de la máxima velocidad del viento.
- b) La duración de las ráfagas.
- c) La magnitud de las ráfagas.
- d) La variación de la velocidad del viento con la altura.
- e) El ángulo de incidencia del viento.
- f) La influencia del efecto del suelo.
- g) La influencia de los detalles arquitectónicos.
- h) La influencia de presiones internas.
- i) La resistencia lateral de la estructura.

Un estudio de la información existente sobre las fuerzas de viento de la ASCE y el reporte final, es una fuente compacta de información que puede ser usada para el diseño en ingeniería. Estudios recientes muestran que las cargas estáticas equivalentes de diseño para viento se pueden obtener mediante la siguiente fórmula:

$$p = \frac{1}{2} C_s C_a C_g \rho v_h^2 \left(\frac{H}{h}\right)^{2/\alpha} \quad (1)$$

donde:

C_s = Coeficiente dependiendo de la forma de la estructura.

C_a = Coeficiente dependiendo de los rasgos topográficos cercanos.

C_g = Coeficiente de ráfagas, el cual depende de la magnitud de las velocidades de las ráfagas y de las dimensiones de la estructura.

ρ = densidad del aire.

V_h = Velocidad básica de diseño del viento a la altura h .

H = Altura sobre el suelo a la cual p se evalúa, o una altura característica de la estructura.

α = un exponente para el aumento de velocidad con altura determinado por la rugosidad de la superficie en las inmediaciones del sitio.

El procedimiento cuasi-estático de diseño para cargas de viento ha probado ser generalmente suficiente para la mayoría de estructuras. Sin embargo, no es realístico en algunos aspectos, y un análisis mas detallado incluyendo estudios en túneles de viento, pueden ser apropiados. La ecuación (1) puede no ser satisfactoria para edificios muy altos, especialmente en lo que se refiere al confort de los ocupantes y del movimiento horizontal permisible, pudiendo producir el agrietamiento de los tabiques y vidrios.

Estos factores importantes están relacionados con la frecuencia y la amplitud de las vibraciones que dependen de las fre

cuencias naturales del edificio y en las fluctuaciones de las ráfagas de viento y no de la presión.

II-4 CARGAS DE SISMO

Las cargas o fuerzas que una estructura puede soportar en caso de terremotos, resultan de las distorsiones inducidas en las estructuras por el movimiento del suelo sobre la cual reposa.

Este movimiento de la base está caracterizado por desplazamientos, velocidades y aceleraciones erráticos en magnitud, dirección, duración y secuencia.

Las incertidumbres en la determinación adecuada de las cargas sísmicas de diseño, que serán usados para una estructura propuesta dependen de una serie de factores, entre los más importantes están:

- 1) La dificultad de predecir el carácter de los movimientos sísmicos, (intensidad, duración, frecuencia característica) a los cuales una estructura planeada pueda estar sujeta durante su vida.
- 2) Donde una determinación analítica de la respuesta estructural a un movimiento sísmico es deseado y factible, la dificultad en acertar los valores de los parámetros estructurales que afectan la respuesta, (rigidez y amortiguamiento), así como las propiedades dinámicas del suelo en que descansa la estructura.

En lo que concierne a movimientos sísmicos, la cantidad mayormente usada en el análisis es la variación con el tiempo de la aceleración en la vecindad de la estructura. En un punto particular cualquiera dicha variación puede ser descrita mediante 2 componentes horizontales ortogonales y una componente vertical. Como las estructuras son construídas siempre sobre una área límitada pueden presentarse movimientos de balances y torsión, caracterizados por las variaciones con el tiempo de los desplazamientos angulares, alrededor de tres direcciones perpendiculares. Como los edificios son relativamente más flexibles con respecto a las distorciones horizontales o laterales, en la mayoría de las instancias ha sido práctica considerar solo la respuesta a las componentes horizontales de la aceleración sísmica.

Se ha asumido que el movimiento vertical (así como cualquier movimiento de balanceo), son de poca importancia o que los efectos que producen no influyen en el diseño de la estructura. El motivo principal para este tratamiento ha sido la simplificación y la reducción del esfuerzo de cómputo requerido, el cual puede ser grande aún solo para las componentes horizontales.

En la mayoría de los casos, una simplificación mayor de las respuestas tridimensionales de las estructuras con respecto de los terremotos se hace asumiendo que las componentes horizontales de la aceleración de diseño no actúan en forma concurrente en la dirección de cada eje principal del edificio. Se asume tácitamente que un edificio diseñado con esta aproximación tendría

adecuada resistencia contra la aceleración que actúa en cualquier dirección.

A pesar de que tanto las cargas de viento como las cargas sísmicas son de carácter dinámicos, existe una diferencia básica en la manera en que estas cargas son inducidas en una estructura. Mientras que las cargas de viento se aplican externamente y son proporcionales a la superficie expuesta de una estructura, las fuerzas de sismo son esencialmente fuerzas inerciales, relacionadas con la masa de la estructura. Las fuerzas inerciales resultan de la distorsión producida tanto por el movimiento sísmico como por la resistencia inercial del edificio. Así su magnitud es una función entre otras, del peso (o masa) del edificio antes que de la superficie expuesta.

Dos aproximaciones para el diseño de estructuras resistentes a sismos, particularmente relacionados con la determinación de las cargas sísmicas se emplean en el presente:

1° La aproximación cuasi-estática.-

Este método que ha sido adoptado por la mayoría de los códigos de edificaciones usa una serie de fuerzas estáticas aplicadas horizontalmente para simular el efecto de las cargas sísmicas. La distribución de la fuerza cortante de diseño a través de una estructura es similar a la de cortes máximos obtenidos mediante un análisis dinámico. Sin embargo sus magnitudes son elegidas arbitrariamente, los valores escogidos han sido influencia

dos grandemente por el buen juicio y la experiencia. Las fuerzas de diseño especificadas por la mayoría de los códigos son generalmente más pequeñas que los correspondientes valores máximos - que se obtendrían por un análisis dinámico elástico.

Las estructuras diseñadas para tales fuerzas tendrán, generalmente, algunos miembros desarrollando esfuerzos de fluencia - bajo condiciones sísmicas severas.

Para salvaguardar la integridad y estabilidad de una estructura cuando ocurra dicha fluencia, usualmente se incorporan en el diseño provisiones para asegurar adecuada capacidad de rotación en regiones donde se desea que ocurra la fluencia.

Los factores de ductibilidad (el término se define como la razón de la deformación máxima a la deformación correspondiente a la fluencia).

Este método, aunque más empírico que racional, seguirá en uso para la mayoría de estructuras en vista de su simplicidad y por el hecho de que muchas estructuras diseñadas en base a este método han tenido un comportamiento satisfactorio cuando han sido solicitadas por sismos severos. La referencia 16 es la más comúnmente citada en los trabajos sobre el particular. Las referencias 17 y 18 contienen información esencial y presentan los conceptos básicos sobre diseño sismo-resistente de edificios elevados.

2° Análisis Dinámico.-

Esta aproximación requiere que la estructura sea idealizada como un conjunto de masas interconectadas por resortes y por elementos de amortiguamiento.

La respuesta dinámica de tal sistema para un registro aceleración-tiempo de un sismo particular se obtiene en forma conveniente con un computador digital o analógico.

En la mayor parte de los casos el diseño de cargas sísmicas comenzará con una estructura ya proporcionada para satisfacer los requerimientos de cargas de viento y de gravedad. Si el sismo es severo, las fuerzas calculadas en algunas partes de tal estructura generalmente excederán su capacidad de fluencia. Un análisis que toma en cuenta la respuesta inelástica será, entonces, el indicado si se dispone de un buen estimado de la ductilidad requerida así como de las deflexiones laterales máximas a ser obtenidas. Tal análisis, a pesar de ser claramente necesario para estructuras grandes e importantes, en el presente, no es practicable generalmente por la limitada disponibilidad de los programas de computación y de las computadoras, y el relativamente alto tiempo de computación requerido para el análisis, y la dificultad de predecir el carácter del movimiento sísmico que ocurrirá en un lugar determinado.

II-5 CARGAS DEBIDAS A EXPLOSIONES

El término genérico explosión se refiere tanto a las vibraciones inducidas en el suelo como a las fluctuaciones en la presión del aire debidas a las detonaciones producidas por el hombre. Los efectos de las explosiones en las vibraciones del suelo pueden ser considerados como excitaciones sísmicas.

La ondulación de la presión resultante de una explosión cercana a la cimentación consiste de una abrupta alza de la presión seguida de un decaimiento desde el cual resulta una ondulación de presión negativa. La forma de la onda de presión es bien definida de modo que sus efectos en las estructuras pueden ser estudiados en detalle.

Un estampido sonoro puede ser considerado como un tipo de carga debido a explosión en la cual la onda de presión se aplica a la superficie expuesta de la estructura.

C A P I T U L O I I I

CRITERIOS DE COMPORTAMIENTO

III-1 RESISTENCIA Y ESTABILIDAD

Desde que se publicó el código A.C.I. 318-63, se ha incrementado el uso del método de diseño por resistencia última para proporcionar secciones reforzadas de concreto.

Según este método, una sección dada debe tener una capacidad última igual o mayor que una combinación de los efectos requeridos para cargas verticales además de los efectos de los sismos o de las cargas de viento, (cualquiera que produzca la condición más desfavorable).

El método de diseño por resistencia última para proporcionar elementos actualmente se usa en conjunción con un análisis elástico de la estructura para determinar las fuerzas de diseño y deformaciones en los miembros.

La aproximación tradicional de los esfuerzos de trabajo, - limita los esfuerzos en un miembro debidos a las cargas de trabajo (cargas de gravedad y laterales), a un nivel aceptable de seguridad.

La investigación de las cargas de colapso de una estructura como un todo, "análisis límite", para propósitos prácticos de diseño no han sido usados en una extensión apreciable para estructuras de concreto reforzado. Como resultado de esto, no se puede recomendar procedimientos de diseño basados en tales análisis, en el presente. La experiencia en estructuras de acero sugieren que es esencial el incluir consideraciones de estabilidad en cualquiera de estos análisis.

La probabilidad de fatigas en estructuras sujetas a cargas altas de fluctuación de cargas también deben ser consideradas.

III-2 FUNCIONALIDAD

Además de la resistencia y de los requisitos de estabilidad, algunas condiciones de funcionalidad deben ser consideradas en el diseño para las cargas laterales. Estos requerimientos están encaminados a asegurar un comportamiento satisfactorio de la estructura bajo condiciones de servicio. El criterio mas significativo para determinar la capacidad de servicio se relaciona con:

1. La deflexión lateral de la estructura, particularmente como esto afecta la estabilidad y el agrietamiento de los miembros.

2. Movimientos verticales relativos entre columnas, particularmente porque éstos afectan el agrietamiento de los miembros y tabiques.

3. El movimiento de la estructura porque este afecta el confort de los ocupantes.

III-2.1 DEFLEXION LATERAL

El criterio principal de deflexión para edificios elevados es el índice de deflexión. Este es la magnitud relativa del desplazamiento lateral en la cumbre de un edificio con respecto a su altura*, y ha sido siempre como una guía en el diseño para cargas laterales. En el diseño para cargas de viento un valor arbitrario de esta razón variando entre 1/300 a 1/600 y dependiendo del juicio del edificio se usa como una base para el diseño.

Como la determinación de la deflexión lateral de una estructura de muchos pisos es un proceso tedioso, a menudo se hacen hipótesis simplificadoras en los cálculos. Por esto, la limitación de la deflexión tiene significado solo si se especifica conjuntamente el método de cómputo de la deflexión.

Deflexiones límites de alrededor de 1/3000 usados varias décadas atrás, fueron computadas asumiendo que las fuerzas de viento son resistidas únicamente por el esqueleto de la estructura. En realidad, los grandes tabiques de albañilería y la vestidura común de los edificios aumentan considerablemente la rigidez de tales estructuras. En contraste muchos edificios que han sido construidos en los años recientes, el esqueleto solo resis-

* O alternativamente la razón del desplazamiento lateral relativo entre dos pisos consecutivos y la altura del entrepiso correspondiente, asumiendo una altura más o menos uniforme de los entrepisos.

te las fuerzas laterales. Las paredes livianas interiores y las paredes de cortina ligeras del exterior contribuyen poco en la resistencia a fuerzas laterales en los edificios modernos.

La referencia 28 recomienda una deflexión límite de 1/500. El comportamiento en edificios modernos diseñados en años recientes con este criterio parece haber sido satisfactorio en lo que respecta a los efectos siguientes de las cargas de viento: - (a) la estabilidad de las columnas individuales así como de la estructura como un todo, (b) la integridad de tabiques no estructurales y vidrios, (c) el confort de los ocupantes de tales edificios. Debe tenerse en cuenta, por supuesto, que el método de cálculo de la razón de desplazamiento lateral así como el grado de correspondencia de las suposiciones empleadas con las estructuras reales pueden hacer variar los resultados de un edificio a otro.

La referencia 16 recomienda una razón de desplazamiento lateral permisible debido a las fuerzas sísmicas estáticamente equivalentes doble que la razón que se usa, normalmente en el diseño para fuerzas de viento. Aquí debe hacerse una distinción entre la razón de desplazamiento producido por las "Fuerzas del código" y los desplazamientos obtenidos por un análisis dinámico de la respuesta a un registro de un sismo particular.

III-2.2 DEFLEXIONES RELATIVAS VERTICALES

En edificios elevados pueden ocurrir desplazamientos vertici

cales relativos entre las columnas exteriores e interiores o entre las columnas y las paredes y núcleos de cortante y esto debido a:

- 1.- Expansiones y contracciones térmicas de las columnas exteriores.
- 2.- Esfuerzos diferentes por carga axial en columnas y núcleos de cortante debidos a diferentes deformaciones elásticas y plásticas de estos miembros.
- 3.- Asentamientos diferenciales de las cimentaciones para los núcleos de cortante y para las columnas adyacentes.

Las referencias 25, 26 y 27 presentan estudios y recomendaciones de diseño teniendo en cuenta estos problemas. Generalmente las estructuras diseñadas teniendo en cuenta estos factores son adecuados para resistir los movimientos relativos debido a las cargas laterales.

III-2.3 AGRIETAMIENTO

El agrietamiento de elementos no estructurales tales como tabiques, ventanas, etc., pueden causar serios problemas de mantenimiento (pérdida de las propiedades acústicas, aparición de goteras, etc.). La relación de desplazamiento lateral indicada anteriormente debe ser seleccionada para minimizar el agrietamiento.

Para los casos en los que se espera una excesiva relación-

de desplazamiento lateral puede requerirse tabiques flotantes - con capacidad a desplazamientos relativo entre el esqueleto y la tabiquería. Los tabiques flotantes no contribuyen substancialmente a la rigidez lateral del edificio.

El grado de control del agrietamiento estructural bajo cargas laterales dependen del tipo de cargas. Para cargas de viento, la directiva podría ser conservar el agrietamiento dentro de límites aceptables. Para cargas sísmicas severas puede esperarse - que los edificios desarrollen rótulas plásticas (extenso agrietamiento por flexión) en las vigas cerca a la cara de las columnas. La extensión y severidad del agrietamiento resultante puede reducirse colocando en forma adecuada refuerzo por cortante.

Para agrietamiento estructural la referencia 29 da información concisa y una bibliografía actualizada.

III-2.4 PERCEPCION DEL DESVIO LATERAL EN EDIFICIOS ELEVADOS

El movimiento lateral de un edificio sujeto a la acción de un viento turbulento, si es perceptible, puede producir efectos psicológicos convirtiendo al edificio en indeseable desde el punto de vista de los usuarios. La reducción de tal movimiento perceptible a niveles aceptables se convierte en un criterio importante en el diseño de cualquier edificio elevado. Tal criterio , a fin de ser aplicable debe ser expresable en términos cuantitativos.

El mecanismo real envuelto en la percepción del movimiento aún no se conoce perfectamente. Se conoce que el mecanismo de ba lanceo del cuerpo humano, que responde a cualquier sensación de movimiento, es controlado por el aparato del oído interno. También parece que el movimiento puede ser percibido por el sistema nervioso general a través de los músculos del cuerpo. La sensación de movimiento que puede perturbar a los ocupantes de un edi ficio puede resultar de la percepción visual del desplazamiento relativo con respecto a algún objeto de referencia o si el efecto visual se excluye de la aceleración de la plataforma en la - que el observador está colocada. Un número de pruebas han confir mado el efecto de la aceleración es muy pequeña pero puede cam biar frecuentemente, de negativa a positiva, la razón de cambio de la aceleración, que comunmente se conoce como "tirón" puede producir, igualmente la sensación de movimiento.

La determinación de los valores mínimos tolerables de ace leración para personas normales está pendiente de estudios apro piados. Es obvio que la aceptabilidad de un diseño con respecto a la percepción del movimiento lateral solamente puede asegurarse por medio de un análisis dinámico de las estructuras frente a un sistema probable de formas de exposición a las cargas de vien to. Pero esta forma de aproximación al problema solo es justifi cable para estructuras poco comunes y para edificios elevados - convencionales se necesita desarrollar procedimientos simplifica dos, para tomar en cuenta este factor.

III-3 DUCTILIDAD

III-3.1 DEFINICION DE DUCTILIDAD

Ductilidad de una estructura es capacidad para experimentar deformaciones crecientes mayores a la deformación inicial de fluencia mientras sostiene carga. Esto se ilustra por la curva carga-deflexión mostrada en la figura 1.

FACTOR DE DUCTILIDAD

Se define como la relación de la deflexión inelástica útil o máxima permisible a la deflexión o desplazamiento de fluencia inicial. En la figura 1, el factor de ductilidad sería la razón: (b/a) . Es obvio que la determinación del valor del factor de ductilidad para un pórtico de concreto armado resistente a la flexión es un problema complejo que envuelve deformaciones por corte y flexión de miembros heterogéneos constituidos por concreto y acero de refuerzo dúctil. Un excelente tratamiento de este tema complejo se presenta en las referencias 16 y 17.

Un factor de ductilidad mínimo recomendado para edificios de concreto armado en áreas o zonas sísmicas es de cuatro a seis (4 a 6). Los requerimientos de diseño y los detalles contenidos en la referencia 16 ó en el apéndice "A" de la referencia 30 dan como resultado factores de ductilidad mínima del orden de magnitud mencionados.

III-3.2 RELACION CON CON LA ABSORCION DE ENERGIA

La capacidad de absorción de energía de un miembro o de una estructura bajo carga se relaciona con la ductilidad, siendo aquélla el trabajo efectuado para deformar la estructura hasta el límite de la deflexión útil y es numéricamente igual al área situada bajo la curva carga-deformación. En el caso de miembros en flexión es igual al área bajo la curva momento-rotación y la vertical que pasa por el punto de la curva que representa el límite de la rotación útil.

Las propiedades de alta ductilidad y capacidad de absorción de energía son de suma importancia en las zonas sísmicas - por dos razones básicas:

1. Es económicamente impráctico diseñar estructuras para resistir las máximas fuerzas sísmicas esperadas dentro del rango de los esfuerzos elásticos.
2. Es difícil predecir el carácter de los movimientos sísmicos que ocurrirán en un lugar determinado. Además nuestro conocimiento acerca de la respuesta de los edificios a movimientos sísmicos está lejos de ser completamente exacta.

En el pasado hubo resistencia al uso de edificios elevados de concreto en zonas susceptibles a sismos, porque se supuso que no tenían suficiente ductilidad. Sin embargo ahora se sabe que

dando apropiada atención a los detalles se puede diseñar estructuras de concreto armado con propiedades de ductilidad suficientes.

C A P I T U L O I V

UNIDADES RESISTENTES A FUERZAS LATERALES

IV-1 GENERALIDADES

En lo que se refiere a la función resistente de edificios a cargas laterales, se pueden distinguir tres tipos de unidades:

- Pórticos
- Muros
- Tubos

Los sistemas estructurales constan de uno o más de los tres tipos básicos enunciados. La base de la clasificación es el modo de la deformación de la unidad estructural cuando soporta la acción de cargas laterales.

Los pórticos se deforman predominantemente en el modo cortante donde los desplazamientos relativos laterales de los pisos dependen de las cargas aplicadas en el nivel. La deformación en el modo cortante se ilustra en la FIG 2(a) .

Los muros se deforman esencialmente en el modo flexionante como se ilustra en la FIG. 2(b).

Los tubos si no están perforados se comportan en la misma forma que los muros. Sin embargo normalmente este tipo de estructuras presenta aberturas, lo que produce un comportamiento intermedio entre el de un pórtico y el de un muro. Una distribución típica de las fuerzas axiales en la columna de una estructura tubular se muestra en la FIG. 3. El efecto de la perturbación del corte se nota nítidamente.

Para algunas unidades la diferencia entre estos tipos es pequeña. Como se utiliza en este estudio los términos muro, pórtico ó tubo se refieren a unidades estructurales cuyo comportamiento se aproxima mejor a los comportamientos típicos mostrados en las FIGS. 2 y 3.

La necesidad para definir estos tipos de unidades estructurales se deriva de la necesidad de simplificar el análisis correspondiente. Sin embargo para los análisis por medio de computadoras la diferencia entre los tres tipos de unidades estructurales es de poca importancia.

El grado de satisfacción al cual se lleva un análisis estructural, obviamente, depende de la importancia del proyecto. Un gran número de aproximaciones se han usado para el análisis de edificios de variadas alturas e importancia; se han usado métodos de análisis aproximados que pueden aplicarse manualmente o con ayuda de una calculadora de mesa y técnicas refinadas que envuelven soluciones con una computadora, así como estudios a tra-

vés de modelos.

Un procedimiento lógico para el análisis de una estructura sometida a la acción de cargas laterales es:

1. Hacer un análisis preliminar usando un método simplificado.
2. Si fuera necesario, utilizar un programa de computación para obtener resultados más aproximados.

Debido al incremento de programas de computación para pórticos, los métodos manuales que envuelven hipótesis simplificatorias y un trabajo aritmético sumamente largo pueden considerarse como obsoletos.

En este acápite el comportamiento y los métodos de análisis de cada uno de los tres tipos de unidades estructurales se tratarán separadamente. En el siguiente capítulo se tratarán sistemas estructurales compuestos de las unidades ya discutidas.

IV-2 PORTICOS

IV-2.1 DEFINICION

El término "pórtico" se refiere a una estructura cuya resistencia a fuerzas laterales se debe a la rigidez de las conexiones de los miembros que la componen.

IV-2.2 COMPONENTES DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE PISO

En las estructuras tipo pórtico, el desplazamiento lateral de un piso respecto al inmediato inferior consta de dos partes : Una debida a la flexión de columnas y vigas y la otra debida a la deformación axial de las columnas. Cuando la relación "altura/ancho" crece, el efecto de la deformación axial de las columnas tiene mayor significación (el término "ancho" se refiere a la dimensión del edificio en la dirección que se está analizando,

Además de estas componentes, la fluencia en los miembros del pórtico ó en los elementos de la cimentación pueden incrementar significativamente el desplazamiento lateral. El efecto de los momentos secundarios causados por las fuerzas axiales tienden a incrementar los desplazamientos laterales.

IV-2.3 MÉTODOS DE CALCULOS MANUALES

A menudo se usan métodos simplificados de análisis para pórticos con el propósito de hacer un estimado preliminar o para dimensionamiento de los elementos de una estructura a fin de obtener las cargas muertas y los valores de las rigideces que serán usados en análisis mas refinados, si es posible, usando computadoras. Tales métodos pueden proporcionar datos numéricos más o menos exactos con un mínimo de esfuerzos.

Los métodos clásicos de análisis tales como el método de Deformaciones Angulares o el método de la Distribución de Momentos con sus numerosas variantes han sido largamente superados por métodos similares pero más refinados utilizando una formulación matricial y programas para computadoras. Los métodos simplificados utilizados con el propósito de hacer un diseño preliminar, en general, reducen una estructura altamente hiperestática a una estructura estática empleando hipótesis en las deformaciones y en la distribución de las fuerzas internas y procediendo luego a resolver la estructura para las fuerzas de miembros requeridas, por medio de la estática. El procedimiento descrito es el que se sigue en el conocido "método del Portal".

La hipótesis principal en el método del Portal consiste en aceptar que los puntos de inflexión están localizados en los puntos medios de las columnas y vigas. Además se hace una hipótesis en la que se refiere a la distribución de las fuerzas cortantes entre las columnas de un piso dado. Las dos hipótesis mencionadas reducen un problema altamente hiperestático a una estáticamente determinado. El método no toma en cuenta el efecto de las deformaciones axiales de las columnas.

Las hipótesis asociadas con el Método del Portal llevan a incompatibilidades geométricas en los nudos de los pórticos y resultan los siguientes errores:

1.- En la proximidad de discontinuidades en la geometría o en

la base o en la parte superior de un pórtico o en las posiciones donde ocurren cambios significativos en la rigidez de los elementos pueden esperarse grandes errores en los momentos calculados para los elementos.- Esto puede ser particularmente serio en los pisos inferiores donde la combinación de fuertes cargas axiales y momentos pueden conducir a inestabilidad.- Este tipo de error puede ser corregido parcialmente llevando a cabo análisis más exactos para las regiones de discontinuidad localizada o usando la información tabulada acerca de la localización de los puntos de inflexión en los pisos inferiores.

Los errores que resultan de no tomar en cuenta la deformación axial en las columnas se incrementan con el aumento en el número de crugías y de pisos de un pórtico y se reflejan marcadamente en los momentos de las columnas exteriores y en las vigas de los pisos superiores de pórticos elevados.

- 2.- Los desplazamientos laterales calculados en base a los momentos obtenidos por el método del portal están sujetos a errores de dos tipos. Primero, la ubicación asumida para los puntos de inflexión lleva a predicciones del desplazamiento lateral mayor que el obtenido por un análisis con el computador, basado en las deformaciones por flexión únicamente. Este tipo de error puede corregirse parcialmente por una mejora en los momentos de las columnas como se ha discutido líneas arriba. El segundo tipo de error, debido al hecho de

no tomar en cuenta la deformación axial en las columnas, es de mayor importancia en las estructuras esbeltas y elevadas. Este error puede ser compensado agregando el desplazamiento lateral debido a la deformación de las columnas calculadas de las fuerzas en las columnas exteriores obtenidas por el método del Portal.

Otro grupo de Métodos que ayudan a simplificar el trabajo numérico involucrado en el análisis de pórticos, consiste en reunir las columnas y vigas de modo que un pórtico de variar crujeas es representado y analizado como un pórtico de una sola crujía (método del pórtico substituto). Como una columna con restricciones a la notación en los puntos donde existen vigas en el pórtico propuesto (método de la columna equivalente). Este artificio reduce considerablemente el número de incógnitas. Estos métodos dan mejores resultados que el método del portal en lo que concierne a los momentos en las columnas, desde que no requieren ninguna hipótesis acerca de la ubicación de los puntos de inflexión. La aproximación obtenida con tales métodos, cuando se aplican a pórticos de variar crujeas puede variar, en cada caso, con los errores en la distribución de los momentos para pórticos con gran variación en las rigideces de los elementos.

El uso de los métodos aproximados para el análisis de pórticos para cargas laterales puede ser adecuado para pórticos regulares con buen fin o para análisis preliminar de pórticos ele

vados, el incremento de programas para el análisis con el computador conduce a ir abandonando el empleo de los métodos aproximados.

Cuando se emplean métodos aproximados, para el análisis preliminar de estructura aporticadas elevadas, se debe emplear - en segunda instancia en análisis con el computador, incluyendo el efecto de las deformaciones axiales en las columnas, así como el efecto de la flexión.

Para estructuras elevadas de importancia en análisis por el computador, puede ser el medio más económico de llegar a un diseño realista.

IV-2.4 PROGRAMAS PARA EL COMPUTADOR

Un gran número de programas para el análisis de pórticos - con el computador digital con capacidad variable se han desarrollado en los años recientes. Algunas de ellas pueden ejecutar análisis elástico tanto de pórticos planos como de estructuras reticulares tridimensionales bajo la acción de cargas estáticas. La mayoría de programas solamente ejecutan análisis para estructuras particulares.

IV-2.4.1 PROGRAMAS

Los programas más importantes para análisis de pórticos sujetos a cargas laterales se discuten brevemente en seguida.

IV-2.4.1.1 DEFORMACION AXIAL

La deformación axial de las columnas puede ser importante en pórticos elevados y esbeltos o en pórticos con vigas de conexión rígidos. Si la deformación axial es despreciable, no se la toma en consideración y así se reduce el tamaño del problema y se mejora las condiciones de las ecuaciones a resolver. Mientras se establezcan reglas definitivas, el efecto de la deformación axial de las columnas se considerará importante si la relación altura: ancho excede de 3. Algunos autores sugieren un límite inferior de la razón anterior de 4. La deformación axial de las vigas en edificios aporticados debida a las cargas aplicadas es siempre de poca importancia

IV-2.4.1.2 DEFORMACION POR CORTANTE

La deformación por cortante en estructuras aporticadas generalmente es de poca importancia y no se la toma en consideración.

IV-2.4.1.3 TAMANO FINITO DE LAS UNIONES ENTRE LOS ELEMENTOS

En algunos casos es realista asignar una mayor rigidez al área dentro de la unión de vigas y columnas, que la asignada a los elementos que concurren en la unión o nudo (ver figura 4c). Para algunos pórticos y muros de cortante esto puede ser más importante. Tres niveles de ejecutar estos pueden plantearse:

- 1.- Para elementos simétricos con iguales notaciones de extremo un valor equivalente de EI se puede usar con ventaja. (Fig. 4b).

$$(EI)_e = \frac{K(1 + c)L}{6}$$

Donde:

$(EI)_e$ = equivalente EI

K = rigidez a la notación de extremo.

c = factor de transporte.

L = longitud del elemento centro a centro.

K y c se evalúan para elementos con rigidez a la flexión in finita dentro del nudo o unión.

- 2.- Cuando se dispone de un programa para el computador, capaz de considerar elementos con momento de inercia variable, la rigidez de los nudos puede simularse para las secciones de las vigas y columnas como se muestra en la figura 4(c). La sección de la viga o columna puede terminar en la unión real de la viga y columna, asignando un momento de inercia suficientemente alto desde el extremo hasta la línea central de intersección. Los momentos de inercia de las secciones de vigas y columnas dentro del nudo deben incrementarse alrededor de 10 a 20% del momento de inercia nominal de las vigas o columnas para simular en forma realista la rigidez del suelo. Los incrementos excesivos, en el área del nudo,

de las rigideces pueden llevar a errores significativos en la solución y deben evitarse.

- 3.- Probablemente la mejor aproximación al tratamiento de los extremos de los elementos, sea considerar dichos extremos - como absolutamente rígidos y entonces calcular las propiedades de rigidez de los elementos combinados, como se ilustra en la figura 4(d), antes de llevar a cabo el análisis del pórtico. Algunos programas para pórticos proporcionan un tratamiento de los nudos en la forma descrita.

IV-2.4.1.4 MOVIMIENTOS DE LA CIMENTACION

Programas que incluyen soportes con resortes elásticos se han escrito (especialmente para cimentaciones de muro de cortante). Un soporte semirígido también puede modelarse, utilizando un elemento ficticio si es que no se dispone de un programa que incluye soportes con resortes.

IV-2.4.1.5 EFFECTOS GEOMETRICOS DE SEGUNDO ORDEN

Dos tipos de efectos de segundo orden se consideran en seguida:

- 1.- El efecto P-A.-

Cuando un pórtico se desplaza lateralmente en una cantidad A , debe resistir un momento excéntrico igual a PA , donde P es la carga vertical total en el nivel donde A se mide. Es-

te efecto P-A puede ser significativo si se considera el comportamiento no lineal del material.

El efecto P-A puede incluirse en un análisis, empleando un procedimiento iterativo, en el que la suma de los momentos P-A en un piso se reemplaza por un sistema estáticamente equivalente de cortes horizontales actuando en el nivel de los pisos. Generalmente, las cargas laterales equivalentes calculadas de los momentos P-A son pequeñas y a menudo son ignoradas, excepto en el caso de edificios elevados sin arriostramiento.

2.- Reducción en la rigidez a la flexión debida a la carga axial.-

Las cargas axiales en las columnas reducen su rigidez a la flexión efectiva e incrementan los momentos en los extremos debidos a las cargas laterales. En edificios elevados arriostrados de concreto armado de proporciones normales, los errores en los momentos de las columnas por ignorar este efecto son generalmente menores que el 5% y pueden desprejarse. Sus pórticos no arriostrados por muros de corte o elementos similares los cambios en la rigidez a la flexión debida a las cargas axiales pueden traer como consecuencia incrementar significativa en las deflexiones laterales. Se necesita establecer reglas simples para determinar cuando estos efectos deben ser incluidos en un análisis con

el computador. Un programa que incluye este efecto puede usarse para investigar la estabilidad de un pórtico. Normalmente un análisis de esta naturaleza envuelve un procedimiento iterativo en la determinación de la configuración final bajo un sistema de cargas particular. Este proceso puede resultar demasiado largo y no justificable en la mayoría de las estructuras.

IV-2.4.1.6 COMPORTAMIENTO NO LINEAL

La consideración del comportamiento no lineal de estructuras deriva de la no linealidad de la curva esfuerzo-deformación para el concreto, particularmente bajo grandes deformaciones y puede ser importante en un análisis sísmico. La no linealidad en la respuesta estructural, si se deriva de las propiedades del material como el concreto, de las condiciones de carga o de la geometría pueden manejarse mejor por un procedimiento numérico iterativo y/o procedimientos paso a paso.

IV-2.4.1.7 COMPORTAMIENTO DINAMICO

Ver sección 2.3.

IV-2.4.2 REDUCCION EN TAMANO PARA EL ANALISIS POR EL COMPUTADOR

Aún con programas para el computador de gran capacidad, algunos pórticos requieren en tiempo sumamente grande para ser analizados debido al gran número de nudos. En tales casos es aconsejable

jable y razonablemente realizable el reducir el número de pisos en el análisis como se ilustra en la figura 5. Un edificio de 50 pisos, por ejemplo, puede reducirse a uno equivalente de 10 pisos con resultados aceptables.

En forma similar puede ser necesario reducir el número de cargas. Esto no debe hacerse si las deformaciones axiales son importantes.

IV-2.5 EFFECTOS DE LAS PAREDES DE ALBANILERIA Y DE LOS TABIQUES

En muchas estructuras tipo-pórtico se hacen paredes y tabiques de unidades de albanilería prefabricadas. Aunque tales elementos, a menudo, se consideran como elementos no estructurales y quizá a causa de su refuerzo muy livianos pueden no contribuir significativamente a la resistencia última de la estructura, generalmente puede esperarse que contribuyan a la rigidez lateral de la estructura bajo las condiciones de cargas de servicio. Los estudios llevados a cabo indican la posibilidad de sacar ventaja de estos tabiques, construyéndolos de tal manera de asegurar su participación en resistir las cargas de viento, especialmente en lo que se requiere a la limitación de los desplazamientos laterales. Una aproximación a este problema, considera la contribución de la tabiquería (un muro incluido o encerrado por un pórtico) - como representada por la acción de una diagonal que tiene un ancho efectivo que es una función de la rigidez relativa de los e-

lementos del pórtico y de la tabiquería.

El efecto de los muros de la tabiquería en la respuesta de estructura a movimientos sísmicos puede ser considerado del mismo modo. Los muros que cubren el espacio situado entre los elementos del pórtico no sólo tiende a incrementar la rigidez (y el amortiguamiento) de la estructura acortando su período de vibración, sino que también puede alterar el modo de respuesta de la estructura y por lo tanto la distribución de fuerzas entre los diferentes elementos del pórtico. Puede así ser perjudicial ignorar el efecto de los muros de relleno. Cuando el efecto de la tabiquería se incluye en el análisis, es necesario considerar también el comportamiento de la estructura cuando algunos o todos los tabiques son destruídos.

IV-2.6 ANCHO EFECTIVO DE LOSA

En el análisis de un pórtico se asume generalmente que un "ancho efectivo" de la losa actúa conjuntamente con los otros elementos del pórtico.

En un pórtico típico que consiste de columnas y vigas, con las losas de piso vaciadas monolíticamente con las vigas o unidas por acción compuesta, el ancho efectivo de las losas se especifica en el reglamento del A.C.I.

Las estructuras que consisten de losas planas o placas y columnas han sido analizadas como pórticos, considerando fajar

de losa como vigas. El ancho efectivo de la losa parece ser una función de las dimensiones relativas de la sección de las columnas con respecto a las losas situadas en el mismo plano como a las situadas en paños transversales, y de la distribución del refuerzo en la losa. El reglamento de A.C.I. permite considerar el ancho de losa completo (entre los centros de línea de dos paños adyacentes) como efectivo. Relativamente se ha hecho poco en relacionar la variación del ancho efectivo de las losas con los parámetros significativos y se necesitan estudiar encaminadas en dicha dirección.

IV-3 MUROS DE CORTE

IV-3.1 DEFINICION

Muros de concreto armado se incluyen a menudo en edificios de varios pisos para resistir las fuerzas laterales cuando los sistemas de pórticos sólo son insuficientes o cuando conviene hacer portantes a los tabiques. El cálculo de la rigidez lateral y de los esfuerzos en un muro de corte simple, sin huecos envuelve únicamente la teoría de flexión. El término "Muro de Corte" - se usará para referirse a cajas de elevadora, cajas de escaleras, núcleos de concreto y a paredes planas.

Los muros con aberturas representan un problema mucho más complejo para el analista. Las aberturas normalmente están dispuestas en columnas verticales a través de toda la altura del mu

ro y la conexión entre las secciones de los muros se hace por vigas de conexión que forman parte del muro, o por losas de piso, o por una combinación de ambas.

Los términos "Muro de corte acoplador", muro de corte con abertura se usan para describir dichas unidades estructurales. - (Fig 6).

¿Cuándo la acción de acoplamiento se hace importante?. Si las aberturas son muy pequeñas, su efecto en el estado general de esfuerzos del muro de corte es menor. Las aberturas grandes tienen un efecto más pronunciado y si aún son más grandes resulta un sistema en el que la acción de pórtico predomina. El grado de acoplamiento entre dos muros separados por una línea de aberturas se ha expresado convenientemente en términos del parámetro geométrico α , el que da una medida de la rigidez relativa de las vigas de conexión con respecto a la rigidez de los muros. El parámetro α aparece en la ecuación diferencial básica del llamado Método Continuo. Un estudio llevado a cabo por Marshall indica que cuando los parámetros dimensionales α, H , (H en la altura total de los muros) excede de 13 los muros pueden ser analizados homogéneos. Cuando $\alpha H < 0.8$, los muros deben ser tratados como dos voladizos separados. Para valores intermedios de H ($0.8 < \alpha H < 13$), se debe considerar la rigidez de las vigas de conexión.

* tiene las unidades de 1/longitud

IV-3.2 METODOS ANALITICOS PARA MUROS DE CORTE ACOPLADOS Y SUS LIMITACIONES

Antes del año 1960 se había dado poca atención al desarrollo de técnicas analíticas para muros de corte. Los primeros trabajos de autores europeos introdujeron un período de actividad - creciente en la investigación de los muros de cortante, que condujeron a la primera conferencia internacional relativa al tema en el año 1966. Los trabajos publicados antes de 1966 fueron revisados en dicha conferencia. Desde aquella época gran cantidad de información existe al respecto.

IV-3.2.1 APROXIMACION O METODO CONTINUO

1.- Descripción de la Teoría básica.- Esta técnica fue aplicada por primera vez para el análisis de muros de corte acoplados, por Beck, pero probablemente un tratamiento más comprensivo ha sido ejecutado por Rosman. Aunque tiene muchas limitaciones la aproximación continua, puede usarse para ilustrar el comportamiento básico de sistemas de muros acoplados. Un análisis manual es factible y también puede ser programado para un computador pequeño.

En su forma básica la teoría asume que las propiedades elásticas del sistema de muros acoplados permanecen constantes, que ambos muros tienen una cimentación común rígida y que los puntos de inflexión de las vigas están en su punto medio.

Para este método, las vigas de conexión individuales Fig 6 (a) son reemplazados por una conexión continua lámina - Fig 6(b) . Bajo la acción de cargas horizontales, los muros deflectan e inducen fuerzas cortantes en la lámina. Se plantea una ecuación diferencial de segundo orden, que resulta de las cortantes, momentos y deformaciones a través de todo el muro. Varios trabajos usan esta aproximación con diferencia en la selección de variables y conducen esencialmente el mismo resultado.

2.- Limitaciones y otras variables.- Muy pocas pruebas de laboratorio se han ejecutado y están limitados a modelos plásticos. Estas pruebas han sido confirmadas generalmente por la aproximación continua, conforme a la teoría básica del método por lo menos antes del agrietamiento o acción inelástica. En la práctica la mayoría de las hipótesis no se cumplen. - Las posibles fuentes de incertidumbre del método son:

- a.- Deformaciones locales de los muros.
- b.- Gran diferencia en la rigidez de los muros.
- c.- Reducción en la rigidez de las vigas de conexión debido al agrietamiento.

El método ha sido modificado para tomar en consideración ciertos casos especiales:

- a.- Variedad en los pisos bajos y en las condiciones de cimentación.

b.- Variación en el espesor de los muros.

c.- Análisis Inelástico.

Cargas.- Existen soluciones disponibles para carga uniforme mente distribuida, carga distribuida triangular y para cargas puntuales situadas en la parte alta de la edificación. Quizás los más accesibles y convenientes son las desarrolladas por Coull y Chaudhury.

Inestabilidad.- No se han desarrollado plenamente teorías inelásticas para el análisis de paredes de cortante, aunque debe reconocerse que las simplificaciones potenciales y que las economías son grandes. En algunos casos, el análisis elástico da momentos que no pueden ser desarrollados por las vigas, restringidas en dimensiones por razones arquitectónicas. Se ha sugerido la posibilidad de diseñar las vigas para los momentos últimos en proporción a la distribución de momento elástico; recientemente se ha desarrollado una teoría para el análisis elastoplástico de muros de corte acoplados. Un análisis de resistencia última propuesta, al principio, no puede ser aplicada a muros acoplados. Los que varían en rigidez porque no se considera la compatibilidad de deformaciones. La aplicación práctica de esta última aproximación tendrá que esperar la verificación experimental.

Sumario.- La aproximación continua ha recibido gran atención y parece haber alcanzado un estado donde futuros desa-

desarrollos en métodos analíticos, aunque de interés teórico, no resultarán en desarrollos mejorados de técnicas de diseño.

Las mayores limitaciones de la técnica derivan de las hipótesis básicas, relativa a la regularidad de las dimensiones, localización de aberturas y propiedades estructurales a través de la altura del sistema de muros acoplados. Donde quiera que la seguridad del sistema de muros se rompa, ya sea por cambiar en el espesor de los muros o en la resistencia del concreto o por cambiar en el número o localización de las bandas de aberturas, el análisis se hace considerablemente más complejo. Aún la teoría básica para el caso simple mostrado en la figura 6a es bastante lenta para un cómputo manual y por ello se han propuesto simplificaciones ya sea por medio del uso de gráficos o por simplificación de las hipótesis concernientes a la fuerza cortante integral o fuerzas de lámina.

IV-3.2.2 ANÁLISIS DE PORTICO

Los métodos analíticos empleando computadoras no solamente son más aproximados, sino considerablemente más flexibles y pueden tomar en cuenta mucho más variables que el método continuo. Para el análisis de paredes o muros de corte de varios pisos una buena técnica de computación consiste en considerar un pórtico con juntas o nudos finitos, en el que el muro es analizado como

un pórtico, excepto que se reconoce el ancho finito de las columnas en comparación con las vigas.

La analogía en la que se asume que las vigas son infinitamente rígidas desde la línea central de las columnas (muros) hasta el extremo de la abertura real se ilustra en la figura 7(b) - (Ver también sección 4.2.4). El cálculo puede tomar en consideración cambios en el espesor de los muros, altura de pisos y resistencia del concreto en varios puntos dentro de la altura del edificio.

IV-3.2.3 ANÁLISIS POR ELEMENTOS

La técnica conocida como análisis por elementos finitos - considera la estructura dividida en una red de elementos de dos dimensiones en esfuerzo plano. Imponiendo las condiciones de borde apropiadas puede obtenerse una solución por técnicas matriciales que envuelven la solución de varias ecuaciones simultáneas. Generalmente la aproximación depende del afinamiento de la red empleada. Esto afecta el costo de operación en el computador. Númerosos programas con elementos finitos hay en existencia y parece solamente una cuestión de tiempo y de desarrollo para que su corto y eficiencia justifique ampliamente su uso por los ingenieros estructurales.

Otros tipos de elementos también pueden usarse para el análisis de muros de corte. Elementos diagonales, consistentes de barras en lugar de placas pueden emplearse usando programas de

computación existentes. Mientras la red se acomode mejor a la geometría de la estructura que se está analizando, mayor será la aproximación en el análisis, pero el costo aumentará debido al incremento del tiempo de computación.

IV-3.3 ANCHO DE LA FAJA DE LOSA A SER CONSIDERADA EN LA ACCION DE PORTICO

El diseñador encara un problema especial cuando diseña muros acoplados conectados por una losa unicamente. ¿Qué ancho de las losas debe considerarse como afectivo para trabajar como viga de conexión?

Poca investigación se ha realizado con relación a este importante aspecto del diseño de los muros de corte; en afecto la experiencia disponible es contradictoria. Valores menores que el ancho total, iguales al ancho total y mayores que el ancho total, igualan el ancho total y mayores que el ancho total han mostrado ser válidos bajo diferentes circunstancias. Es claro que hay muchos factores que afectan el comportamiento de sistemas de numeración complejas, que no pueden manejarse fácilmente por medios teóricos. Las consecuencias de elegir un determinado ancho efectivo deben ser entendidas plenamente por el ingeniero diseñador.

IV-3.4 DISENO DE MUROS DE CORTE

Todas las partes de un muro de corte deben diseñarse para resistir los efectos combinados de cargas axiales, momentos y -

cortantes determinados de un análisis racional del sistema estructural. Refuerzo por flexión debe proporcionarse de acuerdo con los requerimientos para concreto armado. Muros con proporciones tales que una distribución lineal de deformaciones no sea aplicable deben diseñarse voladizos cortos.

El diseño de los muros de corte por cortante puede ejecutarse de acuerdo a la "Precauciones Especiales para Muros" propuesta en la revisión del Código ACI 318-63. Las cantidades mínimas de refuerzo en las direcciones vertical y horizontal deben ser las requeridas por los cálculos de flexión o las especificadas en las provisiones para la resistencia por cortante.

Además de proporcionar las cantidades necesarias de refuerzo, es necesario que los detalles del refuerzo en cada muro de corte reciban la debida atención para asegurar un comportamiento óptimo.

Contrariamente a la opinión común y al mismo nombre, la resistencia de los muros de corte es gobernada por flexión y no por corte, excepto para muros muy bajos y alargados. Los muros de corte de edificios de varios pisos se comportan como voladizos esbeltos. Sólo la presencia de columnas fuertemente reforzadas en los extremos de un muro de corte delgado puede forzar una falla por corte bajo la acción de cargas laterales. Las experiencias de laboratorio de muros de corte, en progreso, verifican los puntos anotados.

Las fuerzas de tracción resultantes de la más severa combinación de cargas verticales y de los momentos de volteo debidos a las cargas laterales deben ser ancladas en la cimentación, a menos que pueden anularse por las cargas de gravedad de los elementos vecinos.

IV-4 TUBOS

El tipo de unidad que se considera aquí tiene un sistema de columnas exteriores con pequeño espaciamento, lo que da la apariencia de un tubo rectangular perforado como se muestra en la figura 8. Esto puede llamarse un "tubo aporticado" y este término se adoptará.

IV-4.1 METODO APROXIMADO DE ANALISIS

En una estructura suficientemente elevada, digamos sobre los 30 pisos, el tubo aporticado puede ser analizado en forma aproximada, para diseño preliminar, considerando dos tipos distintos de comportamiento estructural, como sigue:

- 1.- Comportamiento de pórtico de las dos paredes paralela a la dirección del viento. El tubo aporticado.
- 2.- Comportamiento de tubo de la estructura completa. El comportamiento tipo tubo en voladizo se hace claro en el estudio de los efectos de los momentos de volteo debido a las cargas actuando en la estructura como un todo. Para este método de análisis las columnas exteriores del sistema pueden

ser consideradas como parte de un tubo rígido compuesto de diafragmas.

Debido al retardo en el corte através de los lados de barlovento y de sotavento del tubo, resultante de la flexibilidad de los elementos aporticados (ver figura 3) las columnas situadas en estos lados, particularmente aquéllos distantes de las esquinas, no deben ser consideradas como completamente efectivas en resistir los momentos de volteo. Para tomar en cuenta este hecho, la configuración, en planta, efectiva puede ser considerada razonablemente como formada por dos canales, con una cierta proporción de las columnas de los lados de barlovento y de sotavento del tubo constituyendo las alas como se muestra en la figura 9. Como una regla práctica usada por algún ingeniero de diseño, sobre todo para diseños preliminares, es aquélla que especifica que las alas de canales no deben ser mayores que: (1) La mitad de la profundidad del alma (paredes paralelas al viento), (2) un tercio del ancho de los lados de barlovento-sotavento, o (3) 10% de la altura del edificio, el que sea menor.

Esta regla aproximada, generalmente, da valores razonables de los cortes, momentos y fuerzas axiales en las columnas exteriores comparables con los obtenidos por un análisis, teóricamente exacto, con el computador. Los momentos de volteo producirán fuerzas axiales en las columnas ubicadas a espaciamiento pequeño en los dos canales y fuerzas cortantes en las vigas.- El análisis preliminar para las fuerzas axiales en las columnas y las fuerzas cor -

tantes en las vigas puede basarse en la clásica teoría de vigas.

Las cortantes en las vigas de conexión determinados por el método de diseño preliminar, son razonablemente uniformes en las vigas situadas en las dos paredes exteriores paralelas a la dirección del viento. Los momentos resultantes de estos cortes pueden usarse para el diseño preliminar de las vigas. El diseño preliminar de las columnas (con espaciamiento pequeño) debe basarse en las cargas vivas y muertas conocidas y en las fuerzas axiales debidas a los momentos de volteo en combinación con los momentos producidos por los cortantes de piso.

IV-4.2 DEFORMACION LATERAL

La resistencia primaria a la deformación lateral se debe a las paredes paralelas a la dirección de la fuerza de viento. Una proporción usual es: 70% debido a la acción de pórtico en las paredes paralelas al viento y 30% debido a la fuerza axial en las columnas.

IV-4.3 ANALISIS CON EL COMPUTADOR

Una mejor aproximación en la distribución de fuerza en un tubo aporticado bajo la acción de cargas laterales puede obtenerse analizándolo como pórtico espacial. La mayoría de programas de computación para pórticos espaciales permiten seis grados de libertad por nudo de modo que la deformación axial, que es importante en este tipo de estructuras, se toma en cuenta en el análisis.

sìs.- A causa de que la relación altura-longitud de los elementos en un tubo aporticado generalmente es mayor que la usual, es aconsejable considerar el efecto del ancho finito de los elementos del pórtico en el desarrollo del modelo analítico,

C A P I T U L O V

SISTEMAS ESTRUCTURALES

V-1 GENERALIDADES

Cualquiera de los tres tipos de unidades descritos anteriormente, en forma singular o combinados, forman un sistema estructural (para fuerzas laterales). Generalmente cuando la altura de un edificio se incrementa, se llega a un punto, más allá del cual el desplazamiento lateral bajo la acción de cargas de viento y por lo tanto las consideraciones de rigidez y no las de resistencia son las que gobiernan el diseño de un sistema estructural. Idealmente qué sistema deberá escogerse y que no requiera un incremento en las dimensiones de los elementos más allá de las requeridas para soportar las cargas verticales.

La tabla 1 se presenta para ayudar al diseñador a escoger el mejor sistema estructural para un edificio particular. El rango de aplicabilidad mostrado puede variar, dependiendo del uso del edificio, las alturas de los pisos y de la carga viva de diseño, además de las cargas de viento y de sismo.

Algunos asuntos concurren en el análisis y diseño de tales

sistemas se dan en la lista.

Tabla 1.- Guía para la selección de Sistemas Estructurada

| Sistema Estructural | Número de pisos* | | Comportamiento sísmico |
|--|-----------------------|---|------------------------|
| | Edificios de oficinas | Edificios de departamentos, hoteles, etc. | |
| Pórtico | Hasta 15 | Hasta 20 | Muy bueno |
| Muros de corte | | Hasta 150 | Bueno |
| Vigas pared alternados | | Hasta 40 | Bueno |
| Muros de corte combinados con pórticos | Hasta 40 | Hasta 70 | Bueno |
| Tubo aporticado simple | Hasta 40 | Hasta 60 | Muy bueno |
| Tubo-en-tubo | Hasta 80 | Hasta 100 | Bueno |

* Los valores dados en la tabla están basados en la práctica diaria.

Y-1-1 ACCION EN PLANO DE LAS LOSAS DE PISO

Las losas de piso distribuyen las cargas a las unidades resistentes a cargas laterales, principalmente, por fuerzas situadas en su propio plano. La deformación real en plano de los pisos tiene un efecto significativo en dicha distribución y la hipótesis que los pisos son absolutamente rígidos en un plano es profusamente usada.

V-1.2 LA FLEXION FUERA DE SU PROPIO PLANO DE LAS LOSAS DE PISO PUEDE SER IMPORTANTE

Una resistencia muy pequeña a la flexión en una viga que conecta dos unidades verticales puede tener un efecto significativo en el comportamiento de todo el sistema. Es de suma importancia asegurar que un miembro o elemento de conexión posea la resistencia necesaria a la flexión. La unión losa-columna en una estructura de losas planas debe recibir, siempre, una atención cuidadosa.

V-1.3 EL EFECTO DE TORSION

Debe considerarse si la estructuración es asimétrica así las unidades verticales rígidas están colocadas cerca al centro de la estructura. Algunos códigos, para sismo, requieren que la estructura sea capaz de resistir una carga torsional específica aunque la carga lateral aplicada técnicamente no produzca torsión.

Cualquier combinación de pórticos, muros o tubos pueden ser idealizados como un pórtico espacial. Si se emplea un programa de computación para pórticos en el espacio que considera seis grados de libertad en cada nudo, cualquier efecto de torsión será tomado en cuenta automáticamente también pueden usarse métodos simplificados para colocar los efectos de excentricidades reales o accidentales.

nicas de análisis aproximado que asumen completa rigidez en el plano de las losas de piso,

V-1.5 EL EFECTO DE LAS DEFLEXIONES RELATIVAS

Debidas a la temperatura y al flujo plástico pueden ser importantes y ya se ha discutido anteriormente,

V-1.6 LOS MOMENTOS P-A

Pueden ser significativos en estructuras elevadas. Un método para incluirlos en el análisis se discute brevemente en capítulos anteriores,

V-2 EDIFICIOS APORTICADOS

V-2.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Si todos los pórticos planos paralelos a la dirección de las cargas son los mismos, la carga lateral total en dicha dirección puede distribuirse por igual entre todos los pórticos. Los pórticos pueden analizarse por los métodos tratados anteriormente. Alternativamente, puede usarse una distribución del corte en las columnas en base a las rigideces relativas de vigas y columnas o de las rigideces de las columnas. Los pórticos paralelos (sin torsión) pueden idealizarse en forma similar a lo establecido por el método de análisis para estructuras con pórtico y muro de corte. (Figura 10),

V-2.2 RANGO DE APLICABILIDAD

De las estructuras tipo pórtico en relación con el número de pisos. Aunque se han construido edificios tipo pórtico plano hasta de 60 pisos, consideraciones económicas tienden a limitar la altura de tales estructuras de 10 a 15 pisos. Esta limitación se ha convertido en real con el incremento en el uso de elementos livianos o vidrios para paredes y tabiques. Para edificios de mayor altura, los muros de cortante actuando solos o en combinación por pórticos, generalmente proporcionan una solución más eficiente.

V-3 EDIFICIOS CON MUROS DE CORTE

Los sistemas estructurales de muros de corte (también conocidos como cajas de huevos o construcciones con muros cruzados) consisten de una serie de muros de corte paralelos, que proporcionan resistencia a las cargas laterales y soporte para las cargas verticales (Ver figura 11). La estabilidad en la dirección longitudinal generalmente es proporcionada por las cajas de ascensores, muros adicionales, etc.

V-3.1 METODOS DE ANALISIS

La proporción de la carga lateral total que cada muro toma depende de su rigidez relativa con respecto a la de todos los muros o sistemas de muros acoplados del edificio, si la rigidez relativa de los muros permanece constante a través de la altura -

del edificio. La rigidez lateral de cada muro o muros acoplados puede basarse en la deflexión en la coronación cuando está bajo la acción de una lateral unitaria uniformemente distribuida. El cálculo de rigideces puede hacerse rápidamente por medio del uso de tablas. El método de distribución de la carga se describe en las referencias 100 y 101.

Este procedimiento puede conducir a inexactitudes creando la rigidez relativa de los muros no permanece constante a través de la altura de la estructura. Otro procedimiento basado en una aproximación continua se ha sugerido. El uso de un programa para pórtico plano con paredes conectadas con bielas (como se ilustra en la figura 10), es ventajosa para configuraciones irregulares. Una vez que se ha determinado la carga en cada muro, se calculan los esfuerzos en los muros y también puede modificarse los espesores, si es necesario.

V-3.2 DISTRIBUCION EN PLANTA

En edificios de departamentos, hoteles y otras, las paredes son espaciadas entre 4.50 metros y 7.20 metros unas de otras, con losas de piso cuyos espesores están de acuerdo con las luces libres. Paños hasta de 9.60 metros se han construido con concreto pretensado para las losas.

En la práctica los edificios en muros de corte se vacían en sitio, pero es evidente que está en incremento al número de edificios construidos usando grandes paneles prefabricados para

muros y pisos. El detalle de las uniones en tales construcciones prefabricadas es muy importante y debe considerarse la posibilidad de un colapso completo debido a la falla de una unión o elemento. El Comité Europeo de Concreto recientemente ha elaborado recomendaciones detalladas para el diseño de edificios con muros de corte prefabricadas.

V-3.3 RANGO DE APLICACION

Las estructuras con muros de corte se usan solamente en edificios donde los tabiques son permanentes y donde la flexibilidad de futuras modificaciones se reduce a un mínimo. En un sistema ventajoso por la velocidad de construcción, por el bajo contenido de refuerzo y por la privacidad acústica.

Este tipo de estructuras se acomoda para construcciones situadas en áreas sísmicas y se han comportado bien durante los desastres recientes. El costo varía de un lugar a otro, pero los edificios con muros de corte generalmente se hacen económicos tan pronto como las fuerzas laterales afectan el diseño y las proporciones de las losas planas y de las vigas y columnas de las estructuras. Se han construido edificios hasta de 70 pisos empleando muros de corte.

V-4 SISTEMA DE VIGA-PARED ALTERNADO

Un sistema estructural aporticado recientemente introducido es el denominado "Sistema de viga-pared alternado". Los con-

ceptos básicos son ilustrados en la Fig. 12. El sistema utiliza las paredes sólidas de entrepiso o las paredes con aberturas que se extienden a lo ancho del edificio y que son soportadas por dos líneas de columnas ubicadas a lo largo de las caras exteriores del edificio (Ver Fig. 12a).

Ubicando por etapas las vigas-pared sobre pisos alternados, se crean grandes ambientes sobre cada piso.

Las edificaciones con sistema viga-pared pueden ser convenientes para muchos tipos de edificios que tienen particiones interiores permanentes, tales como edificios de departamentos, hoteles, residencia de estudiante, etc.

Una ventaja de las edificaciones con sistema viga-pared es que fácilmente se pueden crear grandes áreas libres en el piso más bajo cuando se necesitan para estacionamiento, uso comercial, o si se permite el paso de una carretera bajo el edificio.

V-4.1 METODO DE ANALISIS

En la dirección longitudinal, los pisos actúan como una losa continua en una dirección apoyada sobre las vigas-pared alternadas. Las losas en combinación con las vigas-pared forman una viga I de concreto.

Para entender el comportamiento del sistema bajo cargas laterales, es esencial considerar la acción combinada de pórticos

transversales adyacentes, como se muestra en la Fig. 13. Asumiendo que las losas de piso son diafragmas horizontales de rigidez infinita, todos, los puntos de cualquier piso, tendrán igual deflexión horizontal bajo cargas simétricas. Considerando independiente cada pórtico transversal, podríamos esperar que cada uno de ellos tendría un comportamiento de viga rígida-columna flexible, como se muestra en la Fig. 13a; Sin embargo si consideramos al pórtico adyacente, la deflexión horizontal de cada nivel de piso no podría ser igual, por lo tanto este comportamiento no es posible. La forma de la deformada, en consecuencia, será de la forma mostrada en la Fig. 13b, que resulta en deflexiones iguales para cada piso con las columnas en curvatura simple; el comportamiento es similar al de muros de corte con aberturas.

El comportamiento de la estructura de viga-pared alternado es esencialmente como una viga vertical en cantilever (voladizo) bajo cargas laterales, las columnas están expuestas a cargas axiales predominantes. La ausencia de momentos flectores apreciables en las columnas permite una orientación favorable, ubicando su lado mayor paralelo a la dirección longitudinal del edificio. Esta orientación para que las columnas puedan ofrecer gran resistencia a cargas horizontales en la dirección longitudinal.

Las cargas laterales aplicadas en una dirección longitudinal del edificio pueden ser obtenidos manualmente utilizando diversos procedimientos. Las columnas exteriores unidas a las losas de piso constituyen pórticos que pueden ser suficiente para

distribuir las cargas horizontales en edificios de aproximadamente 15 pisos. Para edificios más altos, estos pórticos deberán ser rigidizados introduciendo las vigas delgadas, peraltados en las líneas de columnas o por núcleos de concreto reforzado.

V-5 EDIFICIOS CON MUROS DE CORTE Y PORTICOS

Desde el año de 1940, el uso de muros de corte para resistir cargas laterales en edificios altos ha sido extenso. Muchas estructuras aporricadas no pueden ser diseñadas eficientemente para satisfacer los requerimientos de cargas laterales sin el auxilio de los muros de corte.

La función principal de los muros de corte para el tipo de estructura considerado aquí es el incremento de la rigidez para resistencia de las cargas laterales. Los muros de corte también resisten cargas verticales y la diferencia entre una columna y un muro de corte no siempre es obvia. Las dos características que lo distinguen son:

- 1) El muro de corte tiene mucho mayor momento de inercia, (alrededor de su eje mayor) que una columna.
- 2) El muro de corte tiene un ancho que no es despreciable con la luz de vigas adyacentes.

El momento de inercia de un muro de corte debería normalmente ser por lo menos 50 veces más grande que el de la columna

y un muro de corte debería tener por lo menos 1.50 metros de ancho.

V-5.1 COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS LATERALES

La diferencia en el comportamiento entre muros y pórticos-estriba en la no uniformidad de las fuerzas interactuantes entre esos elementos cuando son conectados conjuntamente por losas de pisos. Una hipótesis común es despreciar la influencia de los pórticos y asumir que toda la carga lateral es tomada por los muros de corte. Esto no siempre es un procedimiento conservativo, y es recomendable que la contribución del pórtico debe ser considerado en el análisis.

V-5.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS

En la tabla 2 se indican los métodos adecuados para cálculos manuales.

V-6 TUBO APORTICADO SIMPLE

Este sistema, descrito anteriormente fue primero aplicado en el diseño del edificio de 43 pisos DEWITT CHESTNUT APARTMENT-BUILDING (CHICAGO, 1963).

Desde el punto de vista de economía en construcción, el sistema de tubo aporticado se compara favorablemente con el tipo normal de las construcciones con muros de corte. Las columnas situadas a cortos espaciamientos sirven también para formar las

ventanas del sistema, reemplazando así a los mullions verticales para el soporte de los vidrios en las ventanas.

V-7 SISTEMA TUBO EN TUBO

Para edificios elevados de oficinas donde existe un núcleo de servicio bastante grande es generalmente mas ventajoso usar una pared de corte que encierre el núcleo de servicio y que sirva como una parte del sistema resistente a cargas laterales,

La necesidad de oficinas libres de columnas hacen que el tubo aporticado con núcleos de muros constituyen una solución natural.

El sistema estructural resistente consiste de un tubo interior formado por los muros del núcleo y un tubo exterior formado por columnas a corto espaciamiento y vigas de conexión.

TABLA 2. Metodos Manuales de Analisis Para Interacción de Muros de Corte y Pórticos.

| REFERENCIA | CARACTERÍSTICAS INCLUIDAS | | | | | | | CALCULOS REQUERIDOS |
|-------------------------|---------------------------|---|---|---|---|---|---|---|
| | A | B | C | D | E | F | G | |
| Khan y Sbarounis 47 | X | | X | X | X | X | X | Análisis de pórticos por distribución de momento o deformaciones angulares sin giro; cálculo de deflexión para pórtico y muro de corte; proceso iterativo |
| Parme 42,109,110 | | | | | X | X | X | Conjunto de ecuaciones diferenciales simultáneas de orden igual al número de pisos, la forma de las ecuaciones simplifica la solución |
| Gould 113 | | | | X | X | X | | Como Parme; método de solución de ecuaciones |
| Rosenblueta y Holtz 114 | | X | X | | X | | | Aproximaciones sucesivas para fuerzas interactuantes. |
| Cardman 111 | | X | X | X | | | | Sustitución en ecuaciones; ecuaciones no simultaneas o iteración. |
| Rosman 112 | | | X | | | | | Como Cardan |
| McLeod 45 | X | | X | | X | | | |

Donde:

- A. Deformación axial de columnas
- B. Deformación por corte
- C. Movimiento de la cimentación
- D. Flexión de vigas adyacentes al muro de corte
- E. Variación de propiedades con la altura
- F. Los puntos de inflexión no son considerados en la mitad de la altura de las columnas
- G. Proporcionan diagramas, (gráficos), que simplifican los cálculos.

NOTA: En la tabla las características indicadas con X significa que si son consideradas en el método.

TABLA 3. Clasificación de Métodos de Análisis para muros de corte y Pórticos Interconectados.

| METODO | DEFORMACION DE PISO EN SU PLANO | TECNICA DE SOLUCION | REFERENCIA | APLICACION |
|---|---------------------------------|---------------------|----------------|--|
| Pórtico Plano | Rígido | Manual | Ver Tabla 2 | Para análisis preliminar; cuando no hay torsión y no hay deformación de las losas de piso en su plano. |
| | | Computación | 41, 103 | Cuando no hay torsión y no hay deformación de las losas de piso en su plano. |
| Método de piso rígido (con torsión) | Rígido | Computación | 84,85,86, 104. | Cuando la torsión es importante. |
| Pisos actuales como vigas horizontales. | Como vigas | | 87 | Como para pórticos espaciales; no puede ser usado con ejes irregulares. |
| Pórtico espacial. | Se divide en elementos | | 46 | Cuando la torsión y la deformación de las losas de piso son importantes. |

C A P I T U L O VI

CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LA CIMENTACION PARA FUERZAS LATERALES

VI-1 GENERALIDADES

En el diseño de cimentaciones debe tenerse en cuenta no sólo el peso de la estructura, incluyendo la carga viva, sino también la transmisión de las fuerzas laterales y sus efectos verticales en el suelo. Debe hacerse una distinción entre las fuerzas aplicadas externamente y las fuerzas de inercia resultante de la respuesta a movimientos del subsuelo.

Las fuerzas laterales aplicadas externamente incluyen todas las presiones estáticas debidas al agua, tierra o relleno y todas las fuerzas estáticamente equivalentes producidas por el viento, equipos mecánicos, etc., donde se incluye un factor de ráfaga o factor de impacto para tomar en consideración su efecto dinámico.

En general, las estructuras elevadas proveen suficiente amortiguamiento para alterar el impacto de las fuerzas de viento, las que generalmente se caracterizan por poseer períodos más larg

gos que la mayoría de edificios, dentro de fluctuaciones moderadas de su presión estática. En vista de esto, ha sido práctica común tratar sus efectos como un problema estático, para la cimentación así como para la superestructura.

Los efectos de inercia inducidos por las fuerzas laterales de sismo (o explosiones subterráneas) son esencialmente de carácter dinámico. Aquí el medio soportante no solamente trasmite el movimiento de la cimentación sino que también debe absorber la retroacción de la estructura. El deseo de llegar a un método simplificado de análisis estructural ha llevado también a reducir el problema dinámico a uno estáticamente equivalente. En esta aproximación de diseño, que en la actualidad está siendo aplicada en muchos casos, se asuma que la estructura está fija a un medio rígido de cimentación, sin tomar en consideración el carácter dinámico de la interacción entre la estructura y el medio soportante.

Muchos trabajos excelentes se han ejecutado y están en progreso, para evaluar las características dinámicas de la estructura y del subsuelo. Aunque no se han hecho recomendaciones específicas de diseño relativos a la interacción suelo-estructura, se espera que estudios teóricos y experimentales en esta área llevarán a métodos prácticos que tomen en cuenta el comportamiento dinámico de los suelos en relación con la estructura que soportan.

VI-2 RELACION SUELO-ESTRUCTURA

En base a estudios y observaciones relativas al efecto del movimiento de un suelo con respecto a la respuesta estructural - de una superestructura, pueden notarse las siguientes observaciones, particularmente con respecto a terremotos.

- 1.- Los edificios que tienen un período fundamental en el mismo rango que el período de movimiento del suelo estarán sujetos a respuestas sísmicas mayores que los edificios con períodos fundamentales significativamente diferentes a las del movimiento del suelo. Las relaciones recomendadas entre los períodos característicos del suelo y los de la estructura varían de 1.5 a 4.0.
- 2.- El período y la amplitud de una onda de movimiento que viaja a través de la roca o del suelo generalmente se incrementa con el incremento en la densidad y en el espesor del material del suelo. Debe tenerse en cuenta sin embargo que cada movimiento sísmico del suelo es el resultado de la acción compleja y combinada de ondas directas y reflejadas, y es por eso grandemente influenciado por la estructura geológica y por la configuración del subsuelo en el sitio particular.
- 3.- La cimentación representa una unión importante en la transmisión del movimiento del subsuelo a la superestructura. Dependiendo del tipo de cimentación y de las características-

del subsuelo la transmisión puede variar desde una condición articulada hasta una condición casi totalmente restringida.

VI-3 RESISTENCIA A FUERZA LATERAL

Las presiones verticales de cimentación resultantes de cargas laterales son usualmente de corta duración y constituyen un porcentaje pequeño de la influencia que gobiernan los asentamientos debidos a la carga muerta y a la carga viva sostenida. - Sobre esfuerzos temporales de las presiones verticales bajo la influencia de tales cargas laterales de corta duración deben ser consideradas en comparación con el sobre diseño de ciertas áreas de soporte que causen asentamientos diferenciales debido a las presiones bajo las condiciones de carga de servicio.

En general la resistencia a los asentamientos diferenciales debido a cualquier causa es importante para el diseño de la cimentación de estructuras elevadas. Donde las cimentaciones no puedan ser colocadas económicas sobre o extendidas sobre el suelo firme o roca se indica el uso de plateas de cimentación monolíticas que se apoyen sobre el suelo flotante. Donde los asentamientos diferenciales parezcan ser inevitables deben tomarse provisiones para ajustes verticales eventuales.

La licuación de arenas finas con la napa freática alta o la consolidación súbita de suelos pobres sujetos a movimientos - deben investigarse cuidadosamente, así como cualquier posible va

riación en la capacidad de los pilotes de fricción cimentados en suelos de similar tipo y consistencia.

Todas las presiones horizontales debido a las cargas laterales, externamente aplicadas o internamente creadas por la resistencia inercial o movimientos del suelo deben ser transmitidas con seguridad al suelo. La fricción estática entre la cimentación y el suelo provee resistencia instantánea a los desplazamientos horizontales. De otro modo el soporte lateral de las cimentaciones requiere del desarrollo de la presión pasiva del suelo, acción de pórticos con fricción en la base o una combinación de ambos.

Se han hecho considerable progreso en los años recientes para desarrollar métodos de diseño para la resistencia lateral de pilotes bajo varias condiciones del suelo y de carga. La resistencia lateral de la presión pasiva de tierras es una reserva potencial, pero no se desarrolla a menudo completamente.

Por razones de servicio de la superestructura la movilización de la resistencia pasiva sobre grandes áreas tales como bases para muros puede ser más importante que la resistencia individual contra unidades pequeñas independientes tales como pilotes. Los procedimientos de construcción de cimentaciones, capaces de resistir cargas laterales debe asegurar el contacto del suelo con la sub-estructura y una vez establecido debe mantenerse a través del tiempo.

Para obtener una buena distribución y una acción común entre las unidades independientes de cimentación se requieren arriostres laterales entre las cabezas de pilotes. Bajo condiciones similares tales provisiones mejorarán también el comportamiento de pedestales y zapatas de cimentación.

VI-4 RESISTENCIA AL VOLTEO

La resistencia al volteo debe ser investigado y el factor de seguridad debe estar dentro de los requerimientos del código local.

VI-5 SELECCION DEL TIPO Y COMPORTAMIENTO

Cualquier tipo de cimentación con ciertas modificaciones puede soportar estructuras elevadas sujetas a cargas laterales.- El comportamiento de la estructura como un todo depende grandemente de la selección del tipo mas apropiado de cimentación con respecto al suelo a la estructura y a la calidad de la construcción.

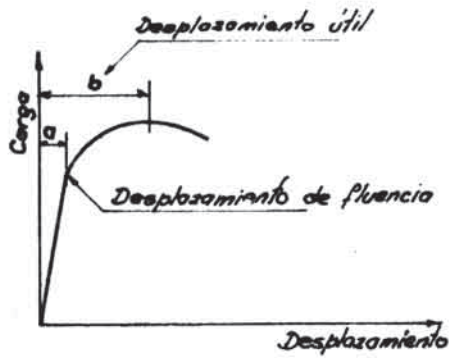
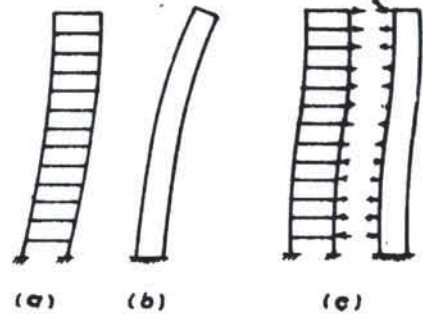


DIAGRAMA CARGA-DESPLAZAMIENTO

fig (1)

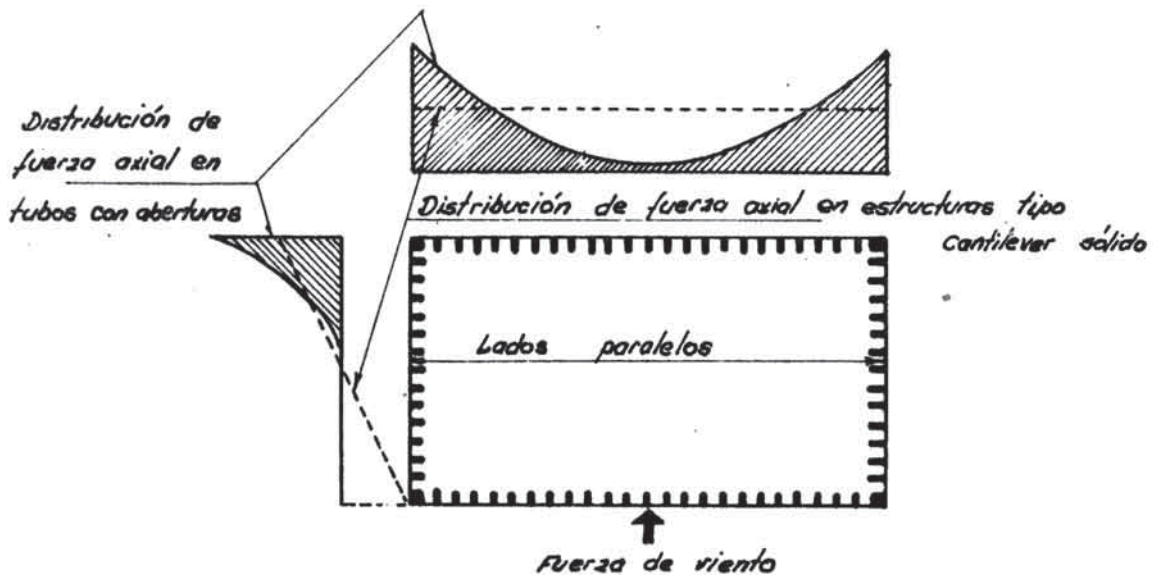
Fuerzas interactuantes



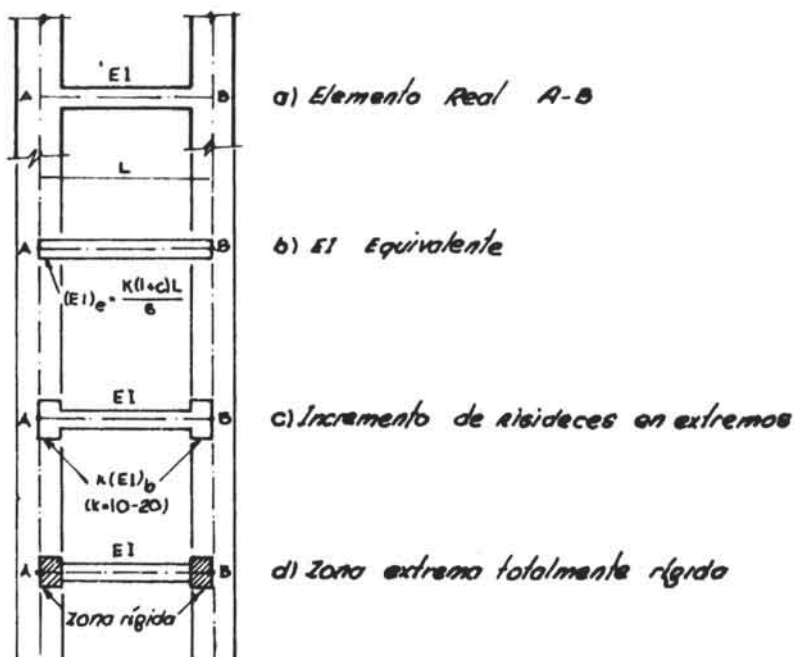
- a) Pórtico rígido; deformación en modo cortante.
- b) Muro de corte; deformación en modo flexionante.
- c) Pórticos y muros interconectados (deflexiones iguales en cada nivel de piso).

MODOS DE DEFORMACION

fig.(2)

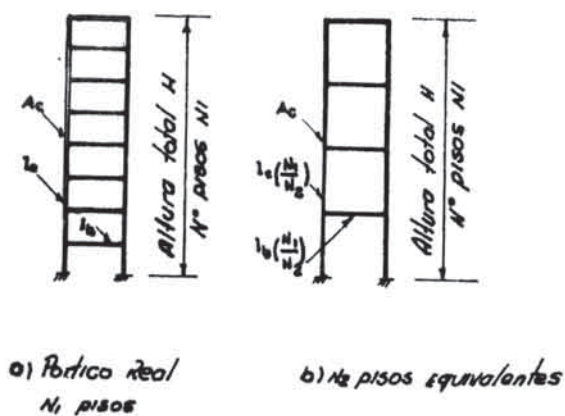


DISTRIBUCIONES TÍPICAS DE FUERZAS AXIALES DEBIDO AL VIENTO EN ESTRUCTURAS TIPO TUBULAR.



CONSIDERACIONES DE NUDOS RIGIDOS

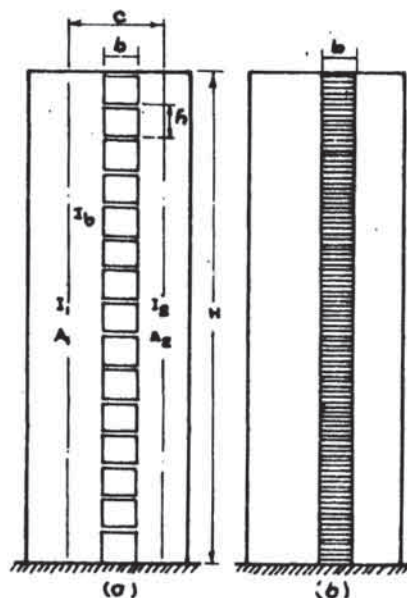
fig(4)



REDUCCION DE NUMEROS DE PISOS

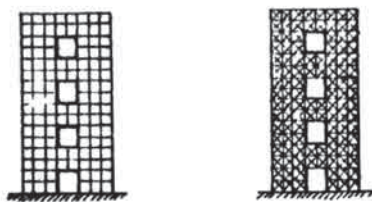
PARA ANALISIS

fig(5)



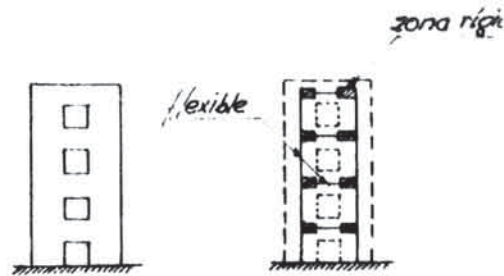
MUROS DE CORTE CONECTADOS

fig(6)



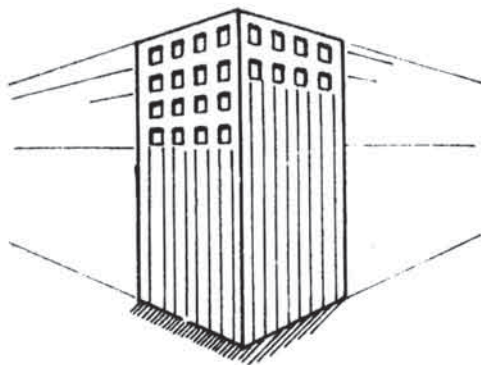
Elementos equivalentes

PORTICOS Y ELEMENTOS EQUIVALENTES



- a) Muros de corte con aberturas
- b) Porticos con nudos finitos

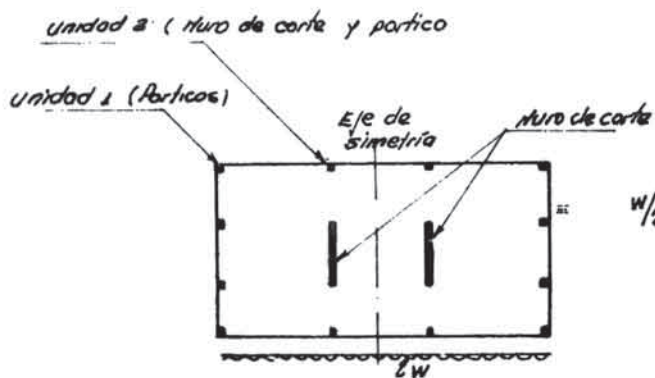
fig (7)



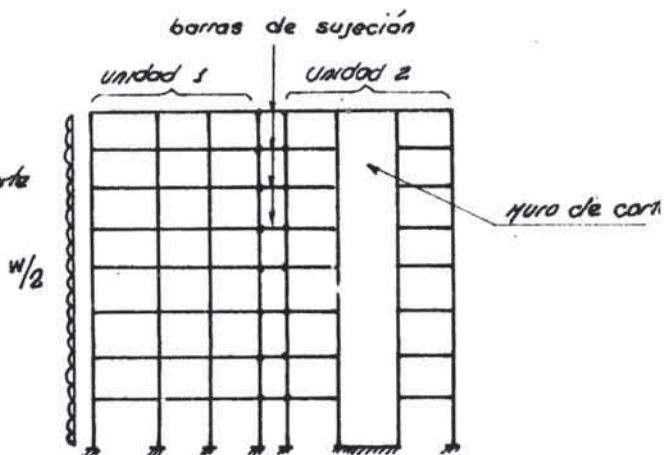
APORTICADO TUBULAR: PERSPECTIVA
fig. (8)



DIRECCION ASUMIDA DEL VIENTO EN ESTRUCTURA APORTICADA TUBULAR EQUIVAL
fig. (9)

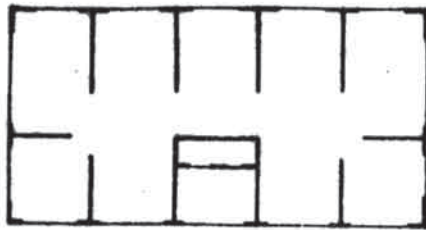


a) Planta simplificada de la estructura

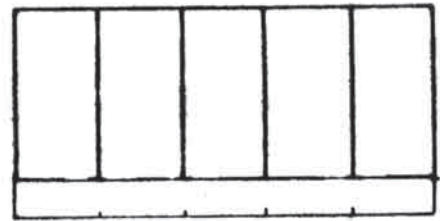


b) Elevación mostrando conexión de unidades para el análisis

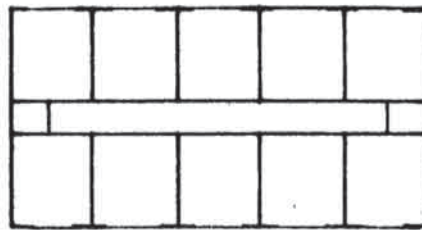
IDEALIZACION PARA ANALISIS DE PORTICO PLANO
fig. (10)



b) Muros conectados



a) Muros sin aberturas

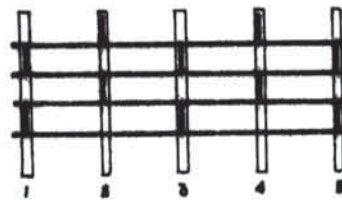


c) Muros del corredor longitudinal

UBICACIONES TÍPICAS DE MUROS DE CORTE
fig.(11)



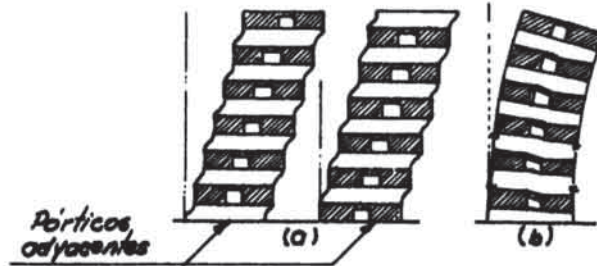
Perspectiva



sección longitudinal

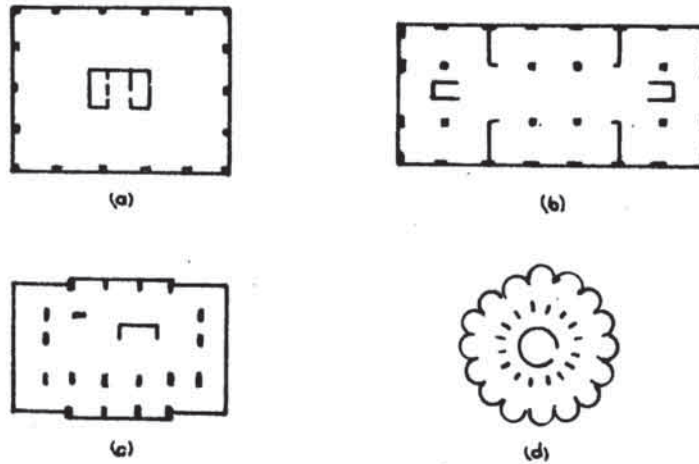
SISTEMA VIGA - PARED ALTERNADA

fig.(12)



- a) *Viga rígida - columna flexible. Deformaciones si se permite que los pórticos adyacentes deflecten independientemente*
- b) *Deformación real de todos los pórticos unidos por losas de piso.*

fig (13)



UBICACIONES TÍPICAS DE EDIFICIOS ALTOS CON INTERACCIÓN DE PORTICOS Y MUROS DE CORTE

fig (14)

A N E X O A

ANALISIS DINAMICO DE ESTRUCTURAS

A.1 GENERALIDADES

Para estudiar el comportamiento dinámico de una estructura es necesario :

- i) Definir la carga dinámica;
- ii) Definir el modelo matemático que represente la estructura;
- iii) Usar la teoría de vibraciones para determinar desplazamientos y fuerzas dinámicas.

Una vez obtenido los valores del desplazamiento y las fuerzas dinámicas, por medio del análisis dinámico, la estructura puede ser analizada mas profundamente para obtener las fuerzas internas en las diferentes secciones transversales. Este análisis puede ser realizado reemplazando las fuerzas dinámicas por estáticas, y usando las hipótesis usuales de la teoría de estructuras.

Para evitar este tratamiento general, que muchas veces aumenta considerables dificultades analíticas o experimentales, las

fuerzas dinámicas son generalmente definidas usando reglas simplificadas.

Consecuentemente, en estas reglas se asume que las máximas fuerzas dinámicas pueden ser obtenidas multiplicando el peso de las masas por factores sísmicos. Los factores sísmicos deben corresponder al resultado de los análisis dinámicos y debe esperarse que éstos sean mas precisos de acuerdo a la mayor información proporcionada sobre el tipo de estructura considerada.

Dos propósitos principales pueden por lo tanto ser asignados al análisis dinámico :

- i) Suplir los resultados fundamentales, permitiendo una cuantificación de los factores sísmicos para los tipos usuales de estructura.
- ii) Estudiar el comportamiento de tipos especiales de estructuras, permitiendo su diseño para cargas sísmicas.

Como será mostrado, para terremotos fuertes, no solamente el lineal sino también el comportamiento no lineal de las estructuras, tiene que ser considerado.

A.2 COMPORTAMIENTO LINEAL

A.2.1 ANALISIS MODAL

El método de las masas concentradas es una de las mas poder-

rosas herramientas para el análisis dinámico de estructuras. De acuerdo a este método, las masas distribuidas deben concentrarse en un número finito de puntos. Osciladores con un número finito de grados de libertad son por lo tanto obtenidos y puede ser realizado un análisis modal.

Como es ya conocido, el análisis modal de un sistema con grados de libertad implica las siguientes etapas :

- definir la matriz masa
- definir la matriz rigidez
- definir la matriz amortiguamiento
- computar las frecuencias y modos de vibración
- computar los factores de participación y masas generalizadas.
- computar las fuerzas y desplazamientos correspondientes a cada modo de vibración.
- combinar los diferentes modos de manera que se obtengan las máximas fuerzas y desplazamientos.

La matriz masa, es una matriz diagonal del siguiente tipo:

$$m = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & & m_n \end{bmatrix} \dots\dots\dots A.1)$$

En el caso de un edificio, las masas pueden ser consideradas como concentradas al nivel de cada piso.

La matriz rigidez representa las fuerzas desarrolladas en los puntos de fijación para desplazamientos unitarios en uno de los niveles.

En algunos casos es preferible computar la matriz de desplazamiento, que representa el desplazamiento debido a fuerzas unitarias, y obtener la matriz de rigideces por inversión de la matriz de desplazamiento.

En el caso de estructuras simétricas y asumiendo que las columnas están perfectamente empotradas, la rigidez entre dos pisos $i-1$ e i está dada por :

$$K_i = \frac{12 E}{h_i^3} \sum_j I_{ij} \quad \dots\dots\dots A.2)$$

donde E es el módulo de elasticidad, h_i la longitud de las columnas e I_{ij} los momentos de inercia de sus secciones transversales

La matriz de rigideces para la estructura en su totalidad es :

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_3 & 0 & \dots & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 & \dots & 0 \\ 0 & -K_3 & K_3 + K_4 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & K_{n-1} + K_n & -K_n \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & -K_n & K_n \end{bmatrix} \quad \dots A.3)$$

Si la rigidez fuera la misma a todos los niveles, la siguiente matriz-banda será obtenida

$$[K] = K \begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 & \dots & 0 \\ -1 & 2 & -1 & \dots & 0 \\ 0 & -1 & 2 & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & \dots & \dots & 2 & -1 \\ 0 & \dots & \dots & -1 & 1 \end{bmatrix} \quad \dots A.4)$$

El sistema general de ecuaciones de equilibrio está dada por : $[m] \{\ddot{x}\} + [c] \{\dot{x}\} + [k] \{x\} = -\ddot{x}_g \{m\} \dots A.5)$ en la cual $\{\ddot{x}\}$, $\{\dot{x}\}$ y $\{x\}$ son los vectores que definen las aceleraciones, velocidades y desplazamientos de las masas con centradas y \ddot{x}_g es la aceleración del suelo.

Los términos correspondientes a amortiguamiento y vibración forzada están desestimados cuando se computan las frecuencias naturales y los modos de vibración. Es sabido que los cua -

drados de las frecuencias naturales están dados por valores característicos de $[m^{-1} K]$ y los modos de vibración $\{\phi\}$ por los vectores característicos de la misma matriz. Esto puede ser expresado por las relaciones

$$[K - W^2 m] \{\phi\} = \{0\} \quad \dots\dots\dots A.6)$$

$$|K - W^2 m| = 0 \quad \dots\dots\dots A.7)$$

Las frecuencias naturales y los modos de vibración puede ser también computado por medio de la matriz flexibilidad

$[\Delta]$ $\{1/W^2\}$ y $\{\phi\}$ luego corresponden a los valores característicos y vectores característicos de $[\Delta m]$.

Cuando se consideran oscilaciones forzadas, las amplitudes $\{x\}$ pueden ser obtenidas de acuerdo a la transformación de coordenadas :

$$\{x\} = [\phi] \{y\} \quad \dots\dots\dots A.8)$$

y es sabido que la amplitud reducida en el modo iésimo Y_i , se obtiene $\ddot{Y}_i + 2 b_i W_i \dot{Y}_i + W_i^2 Y_i = - \ddot{X}_g FPM_i \quad \dots\dots\dots A.9)$

donde b_i es el coeficiente de amortiguamiento (relativa) del modo iésimo, y

$$FPM_i = \frac{\{\phi_i\}^T \{m\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \quad \text{Es el factor de participación del modo iésimo.}$$

Una definición precisa de la matriz de amortiguamiento C es difícil y generalmente se asume que las coordenadas normales

de transformación A.8) permite despejar las fuerzas amortiguantes, de la misma manera despejar la inercia y fuerzas elásticas. Las formas de modo de vibración en el sistema amortiguado, serán los mismos que las formas de modo desamortiguado.

Rayleigh mostró que la matriz de amortiguamiento de la forma $[C] = \alpha [M] + \beta [K]$ A.10)

donde α y β son constantes arbitrarias, satisfacen las condiciones de ortogonalidad de los modos. Una condición general ha sido derivada por Caughey y puede ser expresada por la siguiente ecuación :

$$[C] = \sum_{i=0}^{n-1} \beta_i [C_i] \quad \dots\dots\dots A.11)$$

$$[C_i] = [K] [M^{-1}K]^i \quad \dots\dots\dots A.12)$$

donde las constantes β_i pueden ser encontradas resolviendo un conjunto de ecuaciones simultáneas*.

Después integrando la ecuación A.9 , las amplitudes asociadas con el modo i ésimo están dadas por :

$$\{x_i\} = \{\phi_i\} Y_i \quad \dots\dots\dots A.13)$$

* El desarrollo complejo de este tema puede ser encontrado en : "Structural Dynamics" Clough, R. y Penzien, J. Mc Graw Hill Book Co.

las cuales corresponden a fuerzas sísmicas

$$\{F_i\} = [K] \{x_i\} \dots\dots\dots A.14)$$

Las amplitudes resultantes y fuerzas sísmicas en la estructura son :

$$\{x\} = [\phi] \{y\} \dots\dots\dots A.15)$$

$$\{F\} = [K] \{x\} \dots\dots\dots A.16)$$

y constituyen análisis de Tiempo-Historia.

Para determinar estos análisis de tiempo-historia, es necesario una gran cantidad de computación. Sin embargo, tiene que considerarse que solamente los primeros modos significativos contribuyen al desplazamiento. De otra manera los máximos valores principales de amplitudes y fuerzas son las cantidades de interés en el diseño. Por lo tanto la integración de las ecuaciones diferenciales puede ser reemplazada por la computación de las principales respuestas máximas en cada modo y por combinaciones convenientes de estas respuestas.

Esta combinación debe ser formulada en bases estáticas. Muchos criterios simplificados son corrientemente usados para desarrollarlos, siendo la mas usada el criterio de la raíz media cuadrática. Los principales valores máximos totales son obtenidos de las expresiones :

$$x_{\alpha} = \sqrt{(x_{\alpha}^1)^2 + (x_{\alpha}^2)^2 + (x_{\alpha}^3)^2 + \dots\dots\dots} A.17)$$

$$F_{\alpha} = \sqrt{(F_{\alpha}^1)^2 + (F_{\alpha}^2)^2 + (F_{\alpha}^3)^2 + \dots} \dots\dots A.18)$$

donde X_{α}^i y F_{α}^i son los principales valores máximos de amplitudes y fuerzas sísmicas en cada modo "i" y nivel .

Hoy en día, las computadoras digitales son usadas extensamente en análisis dinámico. Todas las operaciones arriba descritas, son problemas normales de ecuaciones diferenciales y algebra lineal. Una computadora tamaño medio con una memoria de cerca de 8,000 palabras, puede fácilmente competir con osciladores arriba de 40 grados de libertad.

A.2.2 FRECUENCIAS NATURALES Y MODOS DE VIBRACION

Técnicas experimentales bien establecidas, están en el presente disponibles para determinar las características dinámicas de estructuras. También numerosas determinaciones experimentales y analíticas de frecuencias naturales de edificios, han sido ejecutados. La comparación entre resultados experimentales y analíticos, permiten la validez de los modelos matemáticos asumidos - para representar la estructura en estudio.

Fórmulas aproximadas han sido establecidas relacionando la frecuencia fundamental con las características geométricas de los edificios. Para estructuras armadas con un pequeño porcentaje de paredes de relleno, dos tipos de fórmulas han sido adoptados :

$$T = C \frac{H}{\sqrt{B'}} = C_1 \frac{n}{\sqrt{B'}} \dots\dots\dots A.19)$$

y

$$T = KH = K_1 n \quad \dots\dots\dots A.20)$$

donde :

T = período fundamental en segundos

H - altura de edificio, en metros

B - ancho de edificio, en metros

n - número de pisos

C, C₁, K, K₁ = constantes

En estructuras corrientes de mas de 4 pisos de altura, valores de :

$$C = 0.08 \text{ a } 0.12$$

$$K_1 = 0.07 \text{ a } 0.10$$

han mostrado estar de acuerdo con los resultados experimentales.

Medidas realizadas en Caracas*, indican que el valor de C = 0.08 es conveniente cuando $H/B > 2$ y el valor C = 0.12 encaja mejor para $H/B < 2$. Para los 64 casos estudiados en Caracas, el principal valor obtenido para K₁ es 0.07 y el coeficiente de variación es 35 %.

* "Behavior of Tall Buildings During the Caracas Earthquake of 1967", IV Congreso Mundial de Ingeniería Antisísmica, Chile 1969. Borges, J. F.; Grases, J. y Ravara, A.

La fórmula mas adecuada a ser usada depende principalmente, de la rigidez comparativa de las columnas y los pisos. Para columnas perfectamente empotradas, la frecuencia natural no depende del ancho del edificio, y la fórmula (A.20) da un mejor resultado que la fórmula (A.19). En casos corrientes, sin embargo, las dos expresiones llegan a resultados similares.

A.3 COMPORTAMIENTO NO LINEAL

De los numerosos estudios analíticos y experimentales disponibles, se puede llegar a una conclusión general: las fuerzas desarrolladas en edificios corrientes bajo la acción de fuertes terremotos, exceden los límites elásticos.

En estos casos se hace necesario estudiar el comportamiento dinámico considerando las características no lineales de materiales y estructuras. Esta conclusión general, puede ser expresada en términos de energías. La energía que un terremoto pueda transmitir, y la energía que una estructura puede absorber en límite lineal.

Considerando sismos fuertes, en edificios usuales la capacidad de absorción de energía en el límite lineal es mas pequeña que la energía debida al terremoto. Solamente tipos especiales de estructura que sean muy deformables tales como puentes colgantes de tramo largo, torres para líneas de transmisión eléctrica y torres de acero; o muy rígidos, tales como cimentaciones para maquinaria

y coberturas subterráneas se comportan dentro del límite lineal.

Para desarrollar el análisis dinámico considerando comportamiento no lineal, es necesario definir un modelo matemático conveniente y estudiarlo usando la teoría no lineal de vibraciones. Desde que el principio de superposición lineal no es válido, las computaciones llegan a ser muy largas. El análisis es corrientemente desarrollado por procedimientos de integración de "paso a paso" el cual, compromete las siguientes fases principales :

- Dividir el acelerograma en pulsos elementales de corta duración (cerca de 1/10 a 1/20 seg. cada uno);
- Considerar que mientras un cierto pulso está actuando, el comportamiento estructural es lineal;
- Computar los incrementos sucesivos de desplazamientos, velocidades y fuerzas sísmicas debidos a pulsos de aceleración, considerando la rigidez real de la estructura.

De esta manera son obtenidos para un tiempo-historia de desplazamientos, velocidades, aceleraciones y fuerzas sísmicas que definen la respuesta de la estructura.

ANEXO BB I B L I O G R A F I A

- 1.- Rathbun J. C. "Wind Forces on a Tall Building", Transactions, ASCE, V. 105, 1940, pp.1-41
- 2.- Ward, H. S. and Crawford, R., "Determination of the Natural Period of Buildings", Bulletin, Seismological Society of America, V. 54, 1964, pp. 1743-1756.
- 3.- Fung. Y. C. The Theory of Aeroelasticity, John Wiley and Sons, New York, 1935.
- 4.- Scruton, C. "A Brief Review of Wind Effects on Buildings and Structures", Journal of the Royal Aeronautical Society (London), V. 70, May 1966. pp. 553-560.
- 5.- Scruton, C., "Introductory Review of Wind Effects on Buildings and Structures", Wind Effects on Buildings and Structures, V. I, Her Majesty's Stationery Office, London, 1965, pp. 9.23.
- 6.- Davenport. A. G. "Wind Loading on Tall Buildings", Proceedings, Symposium on Wind Effects on High-Rise Building, Chicago Committee on High-Rise Buildings, Mar. 1970.
- 7.- "Wind Forces on Structures", Transactions, ASCE, V. 126, Part 2, 1961, pp. 1124-1198.
- 8.- Davenport, A. G., "Wind Loads on Structures", Technical Paper No. 88. National Research Council of Canada, Ottawa, Mar.1960, 81 pp.
- 9.- Davenport, A. G., "The Treatment of Wind Loading on Tall Buildings", Tall Buildings, Pergamon Press Limited, London, 1967, pp. 3-44.
- 10.- Davenport, A. G., and Isyumov, H., "The Application of the Boundary Layer Wind Tunnel to the Prediction of Wind Loading", Wind Effects on Buildings and Structures, V. 1. University of Toronto Press, 1968, pp. 201-230.
- 11.- Cermak, J. E. "Determination of Wind Loading on Structural Models in Wind-Tunnel Simulated Winds", Proceedings, Symposium on Wind Effects on High-Rise Buildings Chicago Committee on High Rise Buildings, Mar. 1970.
- 12.- Robertson, L. R. "On the Design of Tall Buildings Subjected to the Turbulent Winds", Proceedings, Symposium on Wind Effects on High-Rise Buildings, Chicago Committee on High-Rise Buildings, Mar. 1970.
- 13.- Clough, R. W., "Dynamic Effects of Earthquakes", Proceedings, ASCE, V. 86, ST4, Apr. 1960, pp. 49-65.
- 14.- Housner, G. W. "Behavior of Structures During Earthquakes",

- Proceedings, ASCE, V 85, EM4, Oct. 1959, pp. 109-129.
- 15.- Clough, R. W.; Benuska, K. L.; and Lin, T. Y., "FHA Study of Seismic Design Criteria for High-Rise Buildings," HUD TS-3, U.S. Department of Housing and Urban Development, Federal Housing Administration, 1966.
 - 16.- "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary," Structural Engineers Association of California, San Francisco, 1967.
 - 17.- Blume, J. A.; Newmark, N. M.; and Corning, L. H.; Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 1961, 318 pp.
 - 18.- Newmark, N. M., "Current Trends in the Seismic Analysis and Design of High-Rise Structures," Earthquake Engineering, - Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs New Jersey, 1970, pp. 403-424.
 - 19.- Norris, C. H.; Hansen, R. J.; Holley, M. J.; Biggs, J. M.; - Namyet, S; and Minami, J. K.; Structural Design for Dynamic Loads, McGraw-Hill Book Company, New York, 1959, 453 pp.
 - 20.- Biggs, J. M., Introduction to Structural Dynamics, McGraw-Hill Book Company, New York, 1964, 375 pp.
 - 21.- Hurty, W. C., and Rubinstein, M. F., Dynamics of Structures, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1964, 455 pp.
 - 22.- "Design of Structures to Resist Nuclear Weapons Effects," Manual of Engineering Practice No. 42, American Society of Civil Engineers, New York, 1961, 150 pp.
 - 23.- "Plastic Design of Steel Structures," Manual No. 41, American Society of Civil Engineers, New York, 1970, Chapter 10.
 - 24.- "Wind Bracing in Steel Buildings," Transactions, ASCE, V. 105, 1940, pp. 1713-1737.
 - 25a. Fintel, M., and Khan, F. R., "Effects of Column Exposure in Tall Structures-Temperature Variations and Their Effects," - ACI JOURNAL, Proceedings V. 62, No. 12, Dec. 1965, pp. 1533-1556.
 - 25b. Fintel, M., and Khan, F. R., "Effects of Column Exposure in Tall Structures-Analysis for Length Changes of Exposed Columns," ACI JOURNAL, Proceedings V. 63, No. 8, Aug. 1966, pp. 835-842.
 - 25c. Fintel, M., and Khan, F. R., "Effects of Column Exposure in Tall Structures-Design Considerations and Field Observations of Building," ACI JOURNAL, Proceedings V. 65, No. 2, Feb. - 1968, pp. 99-110.
 - 26.- Fintel, M., and Khan, F. R., "Effects of Creep and Shrinkage in Tall Structures-Prediction of Inelastic Column Shortening," ACI JOURNAL, Proceedings V. 66, No. 12, Dec. 1969, pp. 957-967.
 - 27.- Fintel, M., and Khan, F. R., "Effects of Creep and Shrinkage in Tall Structures-Analysis for Differential Shortening of Columns and Field Observation of Structures," Designing for Effects of Creep, Shrinkage, and Temperature, American Concrete Institute, Detroit (to be published).

- 28.- ACI Committee 435, "Allowable Deflections," ACI JOURNAL, Proceedings V. 65, No. 6, June 1968, pp. 433-444.
- 29.- Nawy, E. G., "Crack Control in Reinforced Concrete Structure," ACI JOURNAL, Proceedings V. 65, No. 10, Oct. 1968, pp. 825-836.
- 30.- ACI Committee 318, "Proposed Revision of ACI 318-63: Building Code Requirements for Reinforced Concrete," ACI JOURNAL, Proceedings V. 67, No. 2, Feb. 1970, pp. 77-186.
- 31.- Frischmann, W. W.; Prabhu, S. S.; and Toppler, J. F., "Multistory Frames and Interconnected Shear Walls Subjected to Lateral Loads-I," Concrete and Constructional Engineering - (London), V 43, No. 6, June 1963, pp. 227-234.
- 32.- Lightfoot, E., Moment Distribution; A. Rapid Method of Analysis for Rigid-Jointed Structures, Jhon Wiley and Sons, Inc., New York, 1961, 363 pp.
- 33.- Gere, J. M., Moment Distribution, D. Van Nostrand Company, - Inc., Princeton, New Jersey, 1963, 378 pp.
- 34.- Kloucek, C. V., Distribution of Deformation, Artia, Prague, 1955.
- 35.- Southwell, R. V., Relaxation Methods in Engineering Science, Oxford University Press, New York, 1940, 260 pp.
- 36.- Kani, G., Analysis of Multistory Frames, Frederick Ungar Publishing Company, New York, 1957.
- 37.- Goldberg, J. E., "Wind Stresses by Slope Deflection and Converging Approximations," Transactions, ASCE, V. 99, 1934, pp. 962-985.
- 38.- Grinter, L. E., "Wind Stresses Analysis Simplified," Transactions, ASCE, V. 99, 1934, pp. 610-669.
- 39.- Norris, C. H., and Wilbur, J. B., Elementary Structural Analysis, McGraw-Hill Book Company, New York, 1960, Chapter 11.
- 40.- Interim Report, ACI Committee 443, 1964.
- 41.- Internal Committee Report, ACI Committee 442, by N. Kaachaturian and K. Gerstle.
- 42.- "Frame Constants for Lateral Loads on Multistory Concrete - Buildings," Advanced Engineering Bulletin No. 5, Portland Cement Association, 1962.
- 43.- Cervenka, V., and Gerstle, K. H., "Approximate Lateral Analysis of Building Frames," Report to ACI Committee 442, 1969.
- 44.- De Veubeke, B. M. F., "Upper and Lower Bounds in Matrix Structural Analysis," Matrix Methods of Structural Analysis, AGARDograph 72, Pergamon-Macmillan, New York, 1964.
- 45.- MacLeod, I. A., "Shear Wall-Frame Interaction A. Desing Aid," Portland Cement Association, 1970.
- 46.- Wood, R. H., "A. Derivation of Maximun Stanchion Moments in Multistory Frames by Means of Nomograms," The Structural Engineer (London), V. 31, No. 11, Nov. 1953, pp. 316-328.
- 47.- Khan, F. R., and Sbarounis, J.A., "Interaction of Shear Walls and Frames," Proceedings, ASCE, V. 90, ST3, June 1964, pp. 285-335.
- 48.- Eisemann, K.; Woo, L; and Namyet, S., "Space Frame Analysis by Matrices nad Computer," Proceedings, ASCE, V. 88, ST6, - Dec. 1962, pp. 245-277.

- 49.- STRESS, A User's Manual, M. I. T. Press, Cambridge, 1964, 51 pp.
- 50.- Clough, R. W.; Wilson, E. L.; and King, I. P., "Large Capacity Multistory Frame Analysis Programs," Proceedings, ASCE, V. 89, ST4, Aug, 1963, pp. 179-204.
- 51.- Clough, R. W.; King, I. P.; and Wilson, E. L., "Structural Analysis of Multistory Buildings," Proceedings, ASCE, V. 90, ST3, June 1964, pp. 16-34.
- 52.- Brooks, D. F., and Brotton, D. M., "Computer System for Analysis of Large Frameworks," Proceedings, ASCE, V. 93, ST6, Dec. 1967, pp. 1-23.
- 53.- Tezcan, S., "Computer Analysis of Plane and Space Structures," Proceedings, ASCE, V. 92; ST2, Apr. 1966, pp. 143-173.
- 54.- Weaver, W. Jr., and Nelson, M. F., "Three Dimensional Analysis of Tier Buildings," Proceedings, ASCE, V. 92, ST6, Dec. 1966, pp. 385-404.
- 55.- Jennings, A., and Majid, K., "An Elastic-Plastic Analysis by Computer for Framed Structures Loaded Up to Collapse," The Structural Engineer (London), V. 43, No. 12, Dec. 1965, pp. 407-412.
- 56.- Majid, K. I., and Williamson, M., "Linear Analysis of Complete Structures by Computers," Proceedings, Institution of Civil Engineers (London), V. 38, No. 2, Oct. 1967, pp. 247-266.
- 57.- "A. Computer Program to Analyze the Dynamic Response of High-Rise Buildings to Nuclear Blast Loading: V. 1, Elastic Analysis; V. 2, Nonlinear Analysis," Report No. OCD-OS-63-44, - Report to the Protective Structures Division, Office of Civilian Defense, by T. Y. Lin and Associates, Oct. 1963.
- 58.- Gouwens, A. J., "Computer Program for Lateral Load Analysis of Multistory Frames with Shear Walls," Portland Cement Association, 1968.
- 59.- "Handbook of Frame Constants," T-32-2, Portland Cement Association, 1947, 32 pp.
- 60.- Clark, W. J.; MacGregor, J. C.; and Adams, P. E., "Inelastic Behavior of Reinforced Concrete Shear Wall-Frames," Proceedings, Eighth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, New York, 1968.
- 61.- Guha Majundar, S.; Nikhed, R. P.; Adams, P. F.; and MacGregor, J. G., Final Publication, Eighth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, New York, 1968.
- 62.- MacGregor, J. G.; Breen, J. E.; and Pfrang, E. O., "Design of Slender Concrete Columns," ACI JOURNAL, Proceedings V. 67, No. 1, Jan. 1970, pp. 6-28.
- 63.- Smith, B. S., "Lateral Stiffness of Infilled Frames," Proceedings, ASCE, V. 88, ST6, Dec. 1962, pp. 161-181.
- 64.- Smith, B. S., "The Composite Behavior of Infilled Frames," - Tall Buildings, Pergamon Press Limited, London, 1967, pp. 481-495.
- 65.- Smith, B. S., "Behavior of Square Infilled Frames," Proceedings, ASCE, V. 92, ST1, Feb. 1966, pp. 381-403.

- 66.- Fiato, A. E.; Sozen, M. A.; and Gamble, W. L., "Behavior of five-Story Reinforced Concrete Frames with Filler Walls," In terim Report to the Department of Defense, Office of the Secretary of the Army, Office of Civil Defense, Jan 1968.
- 67.- Marshall, M. G., "The Analysis of Shear Wall Structures," - MSc Thesis, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Sept. 1968.
- 68.- Beck, H., "Contribution to the Analysis of Coupled Shear - Walls," ACI JOURNAL, Proceedings, V. 59, No. 8 Aug. 1962, pp. 717-732.
- 69.- Rosman, R., "Approximate Analysis of Shear Walls Subject to Lateral Loads," ACI JOURNAL, Proceedings V. 61, No. 6, June 1964, pp. 717-732.
- 70.- Coull, A., and Choudhury, J. R., "Stresses and Deflections - in Coupled Shear Walls," ACI JOURNAL, Proceedings V. 64, No. 2, Feb. 1967, pp. 65-72.
- 71.- Coull, A., and Choudhury, J. R., "Analysis of Coupled Shear Walls," ACI JOURNAL, Proceedings V. 64, No. 9, Sept. 1967, pp. 587-593.
- 72.- Coull, A., and Smith, B. S., "Analysis of Shear Walls (A Review of Previous Research)," Tall Buildings, Pergamon Press Limited, London, 1967, pp. 139-155.
- 73.- Rosman, R., "An Approximate Method of Analysis of Walls of Multistory Buildings," Civil Engineering and Public Works Review (London), V. 59, 1964, pp. 67-69.
- 74a. Rosman, R., "The Statical Analysis of Shear Walls with Row Openings (Die Statische Berechnung von Hochhauswänden mit Offnungsreihen)," Bauingenieur-Praxis, Heft 65, W. Ernest and Sohn, Berlin, 1965. (in German).
- 74b. Rosman, R., "Tables for the Internal Forces of pierced Shear Walls Subjetc to Lateral Loads (Zahlentafeln für die Schnittkrafte von Windscheiben mit Offnungsreihen)," Bauingenieur - Praxis, Heft 66, W. Ernest and Sohn, Berlin, 1966. (in German and English).
- 74c. Rosman, R., "Pierced Shear Walls with Stepped Variation in Cross-Section (Gegliederte Windscheiben mit Stufenartig Veranderlichen Querschnittswerten)," Bauingenieur-Praxis, Heft 67, W. Ernst and Sohn, Berlin, 1967. (in German).
- 75.- Naumann, W., and Walter, H., "Stress Analysis of Horizontally Loaded Shear Walls of Tall Buildings," Der Bauingenieur (Berlin-Wilmersdorf), V. 36, No. 8, 1961, pp. 311-313. (in German).
- 76.- Rosman, R., "Photeelastic Investigation of a Horizontally - Loaded Shear Wall of a Tall Building," Der Bauingenieur (Berlin-Wilmersdorf), V. 37, No. 12, 1962, pp. 466-469. (in German)
- 77.- Barnard, P. R., and Schwaighofer, J., "Interaction of Shear Walls Connected Solely Through Slabs," Tall Buildings, Pergamon Press Limited, London, 1967, pp. 157-173.
- 78.- MacLeod, I. A., "Lateral Stiffness of Shear Walls with Openings," Tall Buildings, Pergamon Prees Limited London, 1967, pp. 223-244.

- 79.- Coull A., "Tests on a Model Shear Wall Structure", Civil Engineering and Public Works Review (London), V. 61. No. 722. Sept. 1966, pp. 1129-1133.
- 80.- Magnus, D. "Pierced Shear Walls", Concrete and Constructional Review (London), V. 60, 1965, pp. 89-98; 127-136; and 177-185.
- 81.- Burns, R., "An Approximate Method of Analyzing Coupled Shear Walls Subject to Triangular Loading", Proceedings Third World Conference on Earthquake Engineering. New Zealand, 1965.
- 82.- Coull, A., and Puri, R. D., "Analysis of Coupled Shear Walls of Variable Thickness", Building Science, V. 2. Pergamon Press, New York, 1967, pp. 181-188.
- 83.- Rosman, R., "Shear Walls with an Arbitrary Number of Rows of Openings", Deutsche Bauzeitschrift (Gutersloh), No. 7, 1966, pp. 1311-1314.
- 84.- Winokur, A., and Gluck, J., "Ultimate Strength Analysis of Coupled Shear Walls", ACI JOURNAL, Proceedings V. 65, No. 12, Dec. 1968, pp. 1024-1036.
- 85.- Michael, D. "The Effect of Local Wall Deformations on the Elastic Interaction of Crosswalls Coupled by Beams", Tall Buildings, Pergamon Press Limited, London, 1967, pp. 253-270.
- 86.- Puri, R., and MacLeod, I. A., Discussion of Reference 74.
- 87.- McLeod, I. A., "Connected Shear Wall of Unequal Width", ACI JOURNAL, Proceedings V. 67, No. 5, May 1970, pp. 408-412.
- 88.- Pauley, T., "The Coupling of Shear Walls", Phd Thesis, University of Canterbury, Christ Church, New Zealand, 1969.
- 89.- Candy, C. F., "Analysis of Shear Wall Frames by Computer", New Zealand, 1969.
- 90.- Quadeer, A., and Smith, B. S., "The Bending Stiffness of Slabs Connecting Shear Walls", ACI JOURNAL, Proceedings V. 66, No. 6, June 1969, pp. 464-473.
- 91.- Khan, F. R., "Current Trends in Concrete High-Rise Buildings", Tall Buildings, Pergamon Press Limited, London, 1967, pp. 571-590.
- 92.- Yettram, A. L., and Husain, H. M., "Plane Frame work Method for Plates in Extension", Proceedings, ASCE, V. 92, EMI, Feb. 1966, pp. 157-168.
- 93.- Grinter, L., E., "Statistical State of Stress by Grid Analysis", Numerical Methods of Analysis in Engineering, The MacMillan Company, New York, 1949.
- 94.- Weaver, W. J., and Nelson, M. F., "Three Dimensional Analysis of tier Buildings", Proceedings, ASCE, V. 92, ST6, Dec. 1966, pp. 385-404.
- 95.- Weaver, W. J., "The Static and Dynamic Analysis of Orthogonal Structures Composed of Shear Wall and Frames", Tall Buildings, Pergamon Press Limited, London, 1967, pp. 377-399.
- 96.- Winokur, A., and Gluck, J., "Lateral Loads in V. 94. ST3, Mar. 1968, pp. 645-656.

- 97.- Goldberg, J. E., "Analysis of Multistory Buildings Considering Shear Wall and Floor Deformations," Tall buildings, Pergamon Press Limited, London, 1967, pp. 349-375.
- 98.- "Continuity in Concrete Building Frames," Fourth Edition, Portland Cement Association, 1959.
- 99.- Robertson, L., "On Tall Buildings," Tall Buildings, Pergamon Press Limited, London, 1967, pp. 591-607.
- 100.- Benjamin, J. R., Statically Indeterminate Structures, McGraw-Hill Book Company, New York, 1959, 347 pp.
- 101.- Seto, Y., "Analysis of Single Story Shear Wall Structures," Concrete (London), V. 1, No. 6, June 1967, pp. 191-196.
- 102.- Khan, F. R., "On Some Special Problems of Analysis and Design of Shear Wall Structures." Tall Buildings Pergamon Press Limited, London, 1967, pp. 321-347.
- 103.- Coull, A., and Irwin, A. W., "Load Distribution in Multistory Shear Wall Structures," Proceedings, Eighth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, New York, 1968.
- 104.- Griffiths, H., "Report on the Inquiry into the Collapse of Flats at Ronan Point, Canning Town," Ministry of Housing and Local Government, Great Britain, 1968.
- 105.- "International Recommendations for Structures Built on Panel Elements," Comité Européen du Béton, Paris, 1969. (in French)
- 106.- Fintel, M., "The Behavior of Reinforced Concrete Structures in the Caracas Earthquake of July 30, 1967," XS6731, Portland Cement Association, 1968, 52 pp.
- 107.- Fintel, Mark, "Staggered Transverse Wall Beams for Multistory Concrete Buildings," ACI JOURNAL, Proceedings V. 65, No. 5, May 1968, 366-378.
- 108.- Fintel, Mark; Barnard, Peter R.; and Derecho, A. T., "staggered Transverse Wall Beams for Multistory Concrete Buildings-A Detailed Study," XS6735, Portland Cement Association, 1968, 20 pp.
- 109.- Parme, A. L., "Design of Combined Frames and Shear Walls," Tall Buildings, Pergamon Press Limited, London, 1967, pp. 291-320.
- 110.- "Design of Combined Frames and Shear Walls," Advanced Engineering Bulletin No. 14, Portland Cement Association, 1965.
- 111.- Cardan, B., "Concrete Shear Walls Combined with Rigid Frames in Multistory Buildings Subjected to Lateral Loads," ACI JOURNAL, Proceedings V. 58, No. 3, Sept. 1961, pp. 299-316.
- 112.- Rosman, R., "Laterally Loaded Systems Consisting of Walls and Frames," Tall Buildings, Pergamon Press Limited, London, 1967, pp. 273-289.
- 113.- Gould, P. L., "Interaction of Shear Wall-Frame Systems in Multistory Buildings," ACI JOURNAL, Proceedings V. 62, No. 1, Jan. 1965, pp. 45-70.
- 114.- Rosenblueth, E., and Holtz, I., "Elastic Analysis of Shear Walls in Tall Buildings," ACI JOURNAL, Proceedings V. 56, No. 12, June 1960, pp. 1209-1222.

- 115.- Fintel, M., and Khan, F. R., "Shock Absorbing Soft Story Concept for Multistory Earthquake Structures," ACI JOURNAL, Proceedings V. 66, No. 5, May 1969, pp. 381-390.
- 116.- Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, - STP-450, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1969, 267 pp.
- 117.- Seed, H. B., "Soil Problems and Soil Behavior," Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1970, pp. 227-251.
- 118.- Richart, F. E., Jr.; Hall, J. R. Jr.; and Woods, R. D., Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1970.
- 119.- Wiehle, C. K., "Review of Soil-Structure Interaction," Proceedings, Symposium on Soil-Structure Interaction, University of Arizona, Sept, 1964.
- 120.- Parmelee, R. A., "Building-Foundation Interaction Effects," Proceedings, ASCE, V. 93, EM2, Apr. 1967, p. 131
- 121.- Parmelee, R. A.; Perelman, D. S.; Lee, S. L.; and Keer; L. M., "Seismic Response of Structure-Foundation Systems," Proceedings, ASCE, V. 94, EM6, Dec. 1968, p. 1295.
- 122.- Agabien, M. E.; Parmelee, R. A. and Lee, S. L., "A Model for the Study of Soil-Structure Interaction," Proceedings, Eighth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, New York, 1968.
- 123.- Parmelee, R. A.; Perelman, D. S.; and Lee, S. L., "Seismic Response of Multiple-Story Structure on Flexible Foundations," Bulletin of the Seismological Society of America, V. 59, No. 3, June 1969, pp. 1061-1070.
- 124.- Terzaghi, Kari, Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York, 1943, 510 pp.
- 125.- Leonards, G. A., Foundation Engineering, McGraw-Hill Book Company, New York, 1962, 1146 pp.
- 126.- Gutenberg, B., "Effects of Ground on Earthquake Motion," Bulletin of the Seismological Society of America, V. 47, No. 3, July 1957, pp. 221-250.
- 127.- Alcock, E. D., "The Influence of Geologic Environment on Seismic Response," Bulletin of the Seismological Society of America, V. 49, No. 1, Feb. 1969, pp. 245-268.
- 128.- Idriss, I. M., and Seed, H. B., "Seismic Response of Horizontal Soil Layers," Proceedings, ASCE, V. 94, SM4, July 1968, p. 1003.
- 129.- Seed, H. B., and Idriss, I. M. Proceedings, ASCE, V. 95, - SM1, Jan. 1969, p. 99.
- 130.- Seed, H. B., "The Influence of Local Soil Conditions on Earthquake Damage," Proceedings, Soil Dynamics Specialty Conference, Seventh International Conference, on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, 1969.
- 131.- Tsai, N. C., "Influence of Local Geology on Earthquake Ground Motion," Research Report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, May 1969.

- 132.- Newmark, D. M., "Earthquake-Resistant Building Design," Structural Engineering Handbook, E. H. Gaylord and C. M. Gaylord, Editors, Mc-Graw-Hill Book Company, New York, 1968, Section 3.
- 133.- Kramrisch, F., and Rogers, P., "Simplified Design of Combined Footings," Proceedings, ASCE, V. 87, SM5, Oct. 1961, p. 19.
- 134.- Seed, H. B., and Idriss, I. M., "Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake," Proceedings, ASCE, V. 93, SM3, - May 1967, p. 83.
- 135.- Kocsis, Peter, "Lateral Loads on Piles," Bureau of Engineering, Chicago, 1968, 68 pp.
- 136.- Broms, B., "Design of Laterally Loaded Piles," Proceedings, ASCE, V. 91, SM3, May 1965, pp. 79-99.
- 137.- Davisson, M. T., "Design of Deep Foundations for Tall Buildings Under Lateral Load," Proceedings, Illinois Structural Engineering Conference, College of Engineering, University of Illinois, 1966.
- 138.- Penzien, J.; Scheffey, C. F.; and Parmelee, R. A., "Seismic Analysis of Bridges on Long Piles," Proceedings, ASCE, V. 90, EM3, June 1964, pp. 223-254.
- 139.- Parmelee, R. A.; Penzien, J.; Zcheffey, C. F.; Seed, H. B.; and Thiers, G. B., "Seismic Effects on Sensitive Clays," Report No. 6-2, Institute of Engineering Research, University of California, Berkeley, Aug. 1964.
- 140 - Penzien, J., "Soil-Pile Foundation Interaction," Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1970, pp. 349-381.
- 141.- ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)," American Concrete Institute, Detroit, 1963, 144 pp.
- 142.- ACI Committee 436, "Suggested Design Procedures for Combined Footings and Mats," ACI JOURNAL, Proceedings V. 63, No. 10, Oct. 1966, 144 pp.
- 143.- Kramrisch, Fritz, "Innovations for Underground Garage," Civil Engineering-ASCE, V. 37, No. 12, Dec. 1967, p. 44.
- 144.- Zeevaert, L., and Newmark, N. M., "Aseismic Design of Latino Americana Tower in Mexico City," Proceedings, World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, California, - 1956, pp. 35-1 through 35-11.
- 145.- Performance of Deep Foundations, STP-444, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1969, 399 pp.