

7. M. en C. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON
Profesor Titular de Tiempo Completo
D E P F I
U N A M
550 52 15 Ext. 4479
8. ING. SERGIO GONZALEZ KARG
Director
González Karg y Asociados, S.C.
Monte Athos No. 165
Lomas de Chapultepec
México, D.F.
574,15,06 540 11 01 540 70 50
9. ARQ. PEDRO MOCTEZUMA DIAZ INFANTE
Administrador
Moctezuma Servicios y Arquitectura
Paseo de las Palmas No. 765-703
Col. Lomas de Chapultepec
México, D.F.
540 33 91 y 92
10. ING. CARLOS GONZALEZ CARPIO
Jefe de Area
Departamento de Instalaciones Electrónicas
Ingeniería de Sistemas de Transporte Metropolitano, S.A.
Calz. Legarías No. 252
Col. Pensil
M. Hidalgo
11430 México, D.F.
399 69 22 Ext. 193
11. ING. RAUL CEBALLOS MARTINEZ
Jefe de Proyecto
Departamento de Instalaciones Electrónicas
Ing. de Sist. de Transporte Metropolitano, S.A.
Legarías No. 252
Col. Pensil
M. Hidalgo
11430 México, D.F.
399 69 22 Ext. 193
12. ING. VICENTE VILLASEÑOR BIANCHI

EDIFICIOS ALTOS: ASPECTOS GENERALES SOBRE PROYECTOS, DISEÑO Y CONSTRUCCION

AGOSTO DE 1983.

22 DE AGOSTO	9 a 11 a.m.	Introducción	Ing. Oscar de Buen López de Heredia
	11 a 14 h	Aspecto Urbanístico	Arg. Jorge Gamboa
	16 a 19 h	Planeación de Sistemas y Concepto	Ing. Sergio González Karg
23 DE AGOSTO	9 a 13 h	Proyecto Arquitectónico	Arg. Pedro Moctezuma Díaz Infante
	13 a 14 h	Solicitaciones	M. en C. Enrique del Valle Calderón
	16 a 19 h	Sistemas Estructurales y Estructuración	Ing. Félix Colinas Villoslada
24 DE AGOSTO	9 a 12 h	Sistemas Estructurales y Estructuración	Ing. Félix Colinas Villoslada
	12 a 14 h	Análisis	Ing. Pablo Enriquez Meza
	16 a 19 h	Cimentaciones	Ing. Ernesto Martínez Parker
25 DE AGOSTO	9 a 12 h	Diseño en Concreto	Ing. José Luis Sánchez Martínez
	12 a 14 h	Diseño en Acero	Ing. Oscar de Buen López de Heredia
	16 a 17 h	Diseño en Acero	Ing. Oscar de Buen López de Heredia
	17 a 19 h	Construcción en concreto	Ing. Ignacio Ruiz Barra
26 DE AGOSTO	9 a 11 a.m.	Construcción en Acero	Ing. Vicente Villaseñor Bianchi
	11 a 14 h	Instalaciones y Servicios	Ing. Enrique Anhalt
	17 a 19 h	Mesa Redonda y Clausura	

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

①

CURSO: EDIFICIOS ALTOS: ASPECTOS GENERALES SOBRE PROYECTOS, DISEÑO Y CONSTRUCCION.

FECHA: 22 AL 26 DE AGOSTO DE 1983

	DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
CONFERENCISTA				
1. INTRODUCCION				
2. ASPECTO URBANISTICO				
3. PLANEACION DE SISTEMAS Y CONCEPTO				
4. PROYECTO ARQUITECTONICO				
5. SOLICITACIONES				
6. SISTEMAS ESTRUCTURALES Y ESTRUCTURACION				
7. ANALISIS				
8. CIMENTACIONES				
9. DISEÑO EN CONCRETO				
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10				

EDIFICIOS ALTOS

INTRODUCCION

OSCAR DE BUEN L. DE H.

JUNIO, 1983

INTRODUCCIÓN.

El edificio alto es uno de los símbolos más representativos de la civilización moderna. Si pedimos a varias personas que mencionen la ciudad más característica de esta época la mayoría escogerá, - sin duda alguna, a Nueva York, con su impresionante horizonte de rascacielos. Pero también, si preguntamos ahora cuál es la ciudad más inhumana, es probable que sea otra vez Nueva York la que reciba más votos, Y son precisamente los edificios altos, los rascacielos, los que distinguen a esta ciudad de las demás, y los que la convierten en un lugar con una densidad de población muy elevada, que trae acarreados serios problemas económicos y sociales.

El edificio alto es, pues, un muy distinguido producto de la tecnología actual, indispensable para resolver muchos de los problemas ~~mas~~ creados por el gran crecimiento de la población, sobre todo de la población urbana, pero que puede, como tantos otros productos de esa misma tecnología, producir más problemas que los que resuelve, si no se utiliza de manera adecuada, teniendo en cuenta su influencia en el medio del que pasa a formar parte y el que, por el sólo hecho de su existencia, va a modificar.

En la planeación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de un edificio alto interviene la mayor parte de las disciplinas que constituyen la ingeniería civil, en estrecha asociación con la arquitectura y el urbanismo y con varias áreas de la ingeniería mecánica y eléctrica. El proyecto y la construcción de un edificio alto constituyen un problema típico en el que es indispensable el trabajo coordinado de un grupo de profesionales de muy diversas características, si se quiere obtener resultados satisfactorios.

primordial importancia, puesto que en ellas se determinan las características principales del edificio, un grupo de ingenieros - debe colaborar íntimamente con los responsables del diseño arquitectónico para escoger un sistema estructural que al mismo tiempo que respeta las necesidades y restricciones impuestas por el funcionamiento y la estética del proyecto sea económico, tanto - en la inversión inicial como en el mantenimiento, proporcione -- una seguridad adecuada contra el colapso, y funcione satisfactoriamente en condiciones de servicio. En casas habitación y edificios de pocos pisos el ingeniero estructurista suele intervenir cuando el proyecto arquitectónico está terminado, y su función - se limita a diseñar el esqueleto resistente alrededor del que se hará una construcción de características preestablecidas; lo mismo sucede con los encargados del diseño de las instalaciones y servicios. Esta práctica, común y aceptable en las construcciones mencionadas, es completamente inadecuada en edificios de muchos pisos, en los que puede tener graves consecuencias, económicas y de funcionamiento.

El grupo mencionado estará formado por ingenieros estructuristas, asesorados por especialistas en Mecánica de Suelos, y por los ingenieros responsables del diseño de los sistemas de abastecimiento de agua, para uso de los ocupantes del edificio y para protección contra fuego, y de drenaje, de las instalaciones eléctricas, elevadores, calefacción y aire acondicionado. También se incluirá un especialista en construcción, pues desde las primeras etapas del proyecto ha de tenerse muy en cuenta que el objetivo final no es un conjunto de planos y especificaciones, sino un edificio terminado.

Después de identificar los aspectos más importantes del problema y de decidir cómo resolverlos se elabora el proyecto arquitectónico definitivo y detallado y, tomándolo como base, se efectúa - el análisis y diseño de cimentación y superestructura, así como el de todos los servicios e instalaciones con que contará el edificio.

Antes del invento del elevador la altura de los edificios estaba limitada por el número de pisos, alrededor de cinco, que los ocupantes podían subir y bajar razonablemente, durante el trabajo o al entrar y salir de sus domicilios. Los elevadores proporcionan un medio adecuado de movimiento vertical y, además, como son más rápidos que los sistemas de transporte horizontal, reducen los tiempos de traslado, lo que es importante en muchas actividades que dependen del contacto directo entre personas; así, los negocios que requieren esos contactos, entre los que se encuentra la mayoría de los relacionados con actividades financieras, obtienen ventajas y economías al lograr que su personal clave se mueva con mayor rapidez. (Los elevadores se desplazan con velocidades de hasta 550 m/min, o sea algo más de 30 km/h, que se comparan favorablemente con las de personas caminando, entre 4 y 5 km/h, y con las velocidades promedio de los automóviles en los distritos del centro de las ciudades, que suelen estar entre 10 y 16 km/h).

Sin embargo, a pesar de que constituyen un medio eficaz de transporte, los elevadores no ocasionaron el crecimiento inmediato de la altura de los edificios; pasaron 20 años desde la demostración del sistema automático de seguridad hasta que se utilizaron con fines comerciales de transporte de pasajeros. Este retraso en la construcción de edificios altos, a pesar de contar con un medio de transporte eficaz, se debió a otros problemas tecnológicos.

Hasta fines del siglo pasado la forma común de construcción comercial se basaba en el empleo de muros de carga de mampostería de tabique, que transmitían las cargas muertas y vivas de los pisos, y el peso propio de los muros, hasta la cimentación; esta forma de construcción no es adecuada para edificios altos puesto que al aumentar el número de pisos se incrementa, cada vez más, el grueso de los muros, hasta que se llega a espesores que reducen el área rentable de manera significativa.

Los primeros pasos hacia el desarrollo de la estructura reticular de acero para edificios de varios pisos se dieron en Inglaterra, al iniciarse la revolución industrial, en un intento de ganar más espacio y aumentar la capacidad de carga para instalar maquinaria en talleres de hilados y tejidos; así, los postes de madera primero, y las vigas del mismo material después, fueron sustituidos por columnas y vigas de hierro fundido. Con este sistema se construyó en 1801 un edificio de siete pisos. - (Desde luego, no tenía elevadores, pero en esa época a nadie le preocupaba demasiado que las personas que trabajaban en el edificio, muchas veces mujeres y niños, tuviesen que subir y bajar 6 ó 7 pisos; afortunadamente al terminar de trabajar, rendidos de cansancio después de una jornada larguísima y agotadora, les tocaba bajar). Posteriormente, en 1845 empezaron a emplearse vigas de hierro forjado, las que dominaron el mercado hasta que fueron sustituidas por vigas de acero.

El sistema de construcción a base de vigas, que dominó la arquitectura industrial durante la mayor parte del siglo XIX, no constituía propiamente una estructura reticular como las que se usan en la actualidad porque los muros exteriores, que seguían siendo de carga, soportaban una parte importante del peso de los pisos y cumplían también la importante misión de proporcionar al edificio rigidez lateral y resistencia ante fuerzas horizontales. (Cuando hablamos de una estructura reticular nos referimos a una compuesta por un conjunto de elementos horizontales y verticales, vigas y columnas, que es capaz de resistir por sí sola, sin ayuda de los muros, que ahora se convierten en elementos de relleno, todas las sollicitaciones, verticales y horizontales, a que quedará sometida durante su vida útil).

La primera construcción diseñada completamente como una estructura reticular de acero fue la fábrica de chocolates Menier, - levantada en los años 1871-72 en Noisiel sur Marne, cerca de -

Con esta construcción se pasó, en poco más de 20 años, desde -- 1889 hasta 1913, de 9 a 60 pisos y de 37 a 244 m de altura.

Durante cerca de 20 años nadie desafió a la torre de Wool----- worth, hasta que, a fines de la década de los 20, la competen-- cia entre la Chrysler Corporation y el Banco de Manhattan por-- poseer el edificio más alto llevó el edificio Chrysler, termi-- nado en 1930, a los 319 m de altura. (Aquí se manifiesta una de-- las razones, quizá un poco irracional, que han impulsado a cons-- truir edificios cada vez más altos: el deseo de demostrar po-- der tecnológico y económico al poseer la construcción de mayor-- altura y más espectacular de la ciudad y, de ser posible, del-- mundo). Sin embargo, un año después, en 1931, se inauguró el ---- Empire State Building que con sus 102 pisos y 381 m fue el edi-- ficio más alto del mundo durante 40 años, hasta ser alcanzado-- y superado por las dos torres gemelas del World Trade Center, -- también en Nueva York, de 110 pisos y 411 m, terminadas en ---- 1972. Un año más tarde, la torre Sears, de 442 m, recuperó para Chicago, ciudad en la que nació el rascacielos hace un siglo, el título, que aún conserva, del edificio más alto del mundo.

El primer edificio alto con estructura de concreto reforzado se construyó en Cincinnati, Ohio, en 1902-3; tiene 64 m de altura y 17 pisos, y sigue en servicio en la actualidad; posteriormen-- te, la altura máxima en edificios de ese material llegó a 19 pi-- sos y 70 m en 1922 y a 23 niveles en 1929.

De la misma manera que las estructuras de hierro colado se uti-- lizaron al principio como meros sustitutos de los muros de man-- postería, sin cambiar el sistema constructivo básico, así los -- primeros edificios de concreto reforzado se hicieron imitando-- a los de acero, sustituyendo viga por viga y columna por colum-- na, por lo que se conservaron con alturas modestas, hasta que -- se desarrollaron nuevos conceptos estructurales que utilizan -- las características únicas del concreto reforzado y permiten --

Así, en 1962 el edificio más alto eran las torres mellizas de Marina City, en Chicago, de 65 pisos y 179 m; en 1968, Lake Point Tower, también en Chicago, llegó a los 70 pisos y 199 m, y en 1970 Plaza Shell No. 1, en Houston, alcanzó los 217 m, aunque solo tiene 52 pisos. En este momento el edificio más alto del mundo con estructura de concreto es el Water Tower Place, en Chicago: su altura es de 262.3 m.

No es probable que el concreto reforzado supere al acero en la carrera hacia las nubes pero, sin embargo, las alturas en las que compete económicamente han crecido de manera espectacular en los últimos años; así, en Estados Unidos era competitivo, en 1957, para edificios de hasta 10 ó 15 pisos, mientras que en 1973, sólo 16 años después, competía con éxito en alturas varias veces mayores. Esta tendencia es aún más notable en otros países en los que el acero es relativamente más costoso, entre los que se encuentra el nuestro. Además, está aumentando la frecuencia con la que se construyen edificios altos de concreto reforzado, por lo que este material dominará el campo en los próximos años, aunque los edificios más altos seguirán, seguramente, siendo de acero.

El empleo, principalmente en las columnas, de concretos de muy alta resistencia (hasta 600 Kg/cm² de esfuerzo de ruptura en compresión), ha hecho que el concreto reforzado se haya vuelto todavía más competitivo en los últimos años. El uso de concretos de alta resistencia produce ahorros de material, hace que disminuya el peso del edificio, con lo que disminuye el costo de la cimentación, y permite obtener columnas de dimensiones no excesivamente grandes, con el aumento correspondiente de área utilizable.

Uno de los factores que ha hecho posible el empleo económico de esos concretos ha sido el desarrollo de aditivos superplas-

porque hubo un cambio de dirigentes en la Lotería Nacional y a los nuevos no les interesaba terminar una obra iniciada por los anteriores.

Más o menos de la misma altura, construídos poco después de la segunda guerra mundial, y también de estructura de acero, son el edificio de la antigua Secretaría de Recursos Hidráulicos y el Aguilar, donde estuvo durante muchos años la Embajada de los Estados Unidos; los dos se encuentran en el Paseo de la Reforma, en la Glorieta de Colón, donde hay también otros dos o tres edificios de bastante altura.

El edificio más alto con estructura de concreto, en la década de los 40, era el Corcuera, de unos 14 ó 15 pisos, situado en Reforma 1, también frente al Caballito; se dañó durante un temblor, fue reparado, y volvió a sufrir averías durante el sismo del 28 de julio de 1957; esta vez los daños fueron tan graves que se juzgó prudente demolerlo.

Entre febrero de 1949 y abril de 1956 se construyó el que es, hasta ahora, el más conocido de los rascacielos mexicanos: la Torre Latino Americana; de estructura de acero, 44 pisos de oficinas y 139 m de altura (sin incluir la antena de televisión, de 42 m, colocada en su parte superior), sigue siendo hoy en día el edificio más alto en operación de la República Mexicana.

En los últimos 30 años se ha construído en México un número considerable de edificios altos, principalmente en esta capital, en segundo lugar en Acapulco y en tercero en Monterrey y Guadalajara. En la tabla de la página 14 se incluyen los de mayor altura construídos hasta 1973.

En los últimos 8 ó 10 años se ha acelerado la construcción de edificios altos, principalmente en esta ciudad. Contamos con varias decenas que tienen un número de niveles comprendido en

CIUDAD DE MEXICO

Edificio	Altura* (m)	No. de Pisos	Materia	Destino
Hotel de México	174.50	50	Mixto	Hotel
Torre Latinoamericana	139.00	44	Acero	Oficinas
Torre Monoalco-Tlatelolco	127.10	25	Concreto	Oficinas
Torre de la Lotería Nacional	101.75	30	Acero	Oficinas
Edificio Miguel E. Abed	97.50	29	Acero	Oficinas
Hotel Fiesta Palace	96.10	31	Concreto	Hotel
Torre Central de Telecomunicac.	87.30	19	Concreto	Oficinas
Seguros Anáhuac	81.80	24	Acero	Oficinas
Banco Internacional	71.00	22	Acero	Oficinas
<u>ACAPULCO, GRO.</u>				
Condominio "Estrella del Mar"	93.65	26	Concreto	Deptos. en condominio
Hotel Plaza Internacional	92.15	25	Concreto	Hotel
Hotel Paraíso Marriot	78.40	22	Concreto	Hotel
<u>MONTERREY, N.L.</u>				
Condominio del Norte	96.50	31	Concreto	Hotel
Condominio Acero	76.77	20	Acero	Oficinas en condominio
<u>GUADALAJARA, JAL.</u>				
Condominio Plaza Américas	85.00	25	Concreto	Oficinas
Condominio Guadalajara	80.00	27	Acero	Oficinas

* No incluye las antenas u otros apéndices semejantes que hay en algunos de los edificios.

del uso del área construída, ocasionada por los altos costos de la construcción y la competencia cada vez mayor por los terrenos urbanos han llevado, tanto en los países más avanzados como en los que se encuentran en desarrollo, a la necesidad de vivir y trabajar en edificios altos; en ciudades con densidades de población muy grandes los edificios altos suelen proporcionar la única solución a problemas de escasez de habitaciones, reacomodo y renovación urbana".

Debe tenerse en cuenta que en todo el mundo hay una tendencia a la emigración del campo y de las aldeas y pueblos pequeños a las ciudades grandes, lo que hace que el índice de crecimiento de la población urbana sea mucho mayor que el general. Por otro^{lado,} el continuo crecimiento de los costos de construcción, mucho más elevado que la inflación, obliga a que tanto las habitaciones como las oficinas, especialmente las primeras, se construyan en áreas cada vez más reducidas.

Sin embargo, el edificio alto no es la solución de todos los problemas, y el que resulte o no adecuado depende muchas veces del contexto en que se contemple. Por ejemplo, la construcción de un conjunto de edificios, vista únicamente como negocio, lleva en general a una densidad de ocupación más elevada que la conveniente, puesto que el inversionista no es responsable de las escuelas, calles y otras obras de infraestructura, que no entran, por consiguiente, en sus estudios; la respuesta al problema será, sin duda, otra, si es proporcionada por la autoridad responsable de esa infraestructura, y cambiará otra vez si el problema se enfoca desde el punto de vista de la ciudad en conjunto, o la nación y sus recursos. Tampoco son válidas las mismas soluciones si se aplican a naciones en diversas etapas de desarrollo económico o a sociedades con culturas diferentes.

Para determinar si conviene construir un edificio o un conjunto de edificios altos y, en caso afirmativo, saber qué tan altos han de ser, debe considerarse un gran número de factores, entre los que se cuentan los que se mencionan a continuación, -

la estandarización y la prefabricación, para lo que debe contarse con una fuerza de trabajo que tenga una proporción alta de trabajadores calificados y semicalificados y, además existe una infraestructura urbana (calles, agua, drenaje, energía) capaz de manejar las demandas adicionales que crearán.

Pueden ser antieconómicos cuando no se cuenta con esa infraestructura o cuando hay escasez de mano de obra calificada, de materiales o de ambos, en cuyo caso pueden originar, además, una inflación artificial. Debe recordarse también que el mayor tiempo de construcción mantiene improductivo al capital durante un lapso más largo.

Claro que las leyes impositivas, la zonificación de las ciudades, etc., deben impedir que la infraestructura de una ciudad se utilice en beneficio de un inversionista particular y en detrimento, muchas veces, de los que viven o trabajan en la zona donde se construirá un edificio muy importante; sin embargo, los problemas de las grandes urbes modernas son tan complejos, y la relación entre el gran capital y el gobierno tan poco clara (y no me refiero solamente a México) que muchas veces es difícil alcanzar ese objetivo.

3. Factores sociológicos y culturales. Los edificios altos constituyen lugares adecuados para la habitación cuando sus ocupantes pueden cambiarlos, temporalmente y a voluntad, por otros entornos, lo que es posible para las personas acomodadas en todas las sociedades y para las de clase media en los países desarrollados, sobre todo cuando en las familias no hay niños de corta edad.

Culturalmente son más aceptados cuando la sociedad opera con el individuo, o la familia compuesta tan sólo por padres e hijos, como unidad básica, y cuando las personas están acostumbradas a encontrar placer y recreación en espacios abier

blecidos originarán , seguramente, problemas urbanos adicionales, en vez de resolverlos, sobre todo en lo que se refiere a infraestructura.

6. Transporte. Los edificios altos hacen posible una concentración de servicios y de transporte urbano, con economías en costo y en energía, debidas en parte a la mayor eficiencia del transporte vertical comparado con el horizontal requerido en zonas residenciales de media o baja densidad o en zonas céntricas durante las horas de trabajo. Además, pueden planearse de manera que generen transportes públicos más eficientes, reduciendo el tránsito de automóviles. Por otro lado, las grandes cantidades de personas que deben trasladarse a ellos y desde ellos pueden ser excesivas para los sistemas de transporte público existentes y crear un movimiento adicional de automóviles, con todos los problemas que esto trae consigo. (Congestionamientos de tránsito, contaminación ambiental, etc).
7. Entorno urbano. Puede mejorarse por medio de edificios altos bien diseñados, pero si están mal localizados, o diseñados sin cuidado, pueden producir el efecto contrario. Un edificio aislado genera en ocasiones vientos molestos en el nivel de la calle, y en grupos se convierten en muros urbanos que alteran el microclima de la ciudad (desde luego, esto puede utilizarse para mejorar ese microclima). También debe tenerse en cuenta la contaminación ambiental que acompaña al aumento de vehículos en zonas donde hay muchos edificios altos.
8. Energía. La menor área de fachadas y azoteas y el diseño más cuidadoso suelen hacer que los edificios altos sean más eficientes en el uso de energía que los de pocos pisos equivalentes, pero en cambio utilizan más energía para transporte vertical y ventilación e iluminación de espacios interiores. También consumen grandes cantidades de energía durante su construcción.

te problema no es, sin embargo, característico de los edificios altos, sino de áreas con gran densidad de población.

11. Estética. Como los edificios altos tienen un fuerte impacto en el paisaje citadino deben diseñarse y ubicarse con gran cuidado. Constituyen un factor muy importante en la definición del carácter de una ciudad, sobre todo si ésta no tiene uno histórico preestablecido, pero aún en este caso no son necesariamente perjudiciales. Sin embargo, si no se tiene cuidado, pueden arruinar un perfil atractivo, crear barreras visuales para los residentes y alterar de manera irreparable el carácter de una ciudad histórica.

Un ejemplo, no precisamente positivo, de cómo han influido los edificios altos en una ciudad, lo constituye Acapulco, donde ya no se ve el mar más que alojándose en uno de los hoteles de lujo construídos en las playas. Lo contrario sucede en Mazatlán, donde el paseo que bordea la playa tiene construcciones tan sólo del lado de tierra aunque, desgraciadamente, en las afueras de la ciudad ya se está construyendo en la orilla del mar.

12. Flexibilidad. Las demandas de espacio urbano cambian con el tiempo, por lo que al proyectar un edificio alto ha de cuidarse que su mayor vida útil no estorbe la transición armónica de los usos de los diversos distritos de la ciudad. En el interior de la estructura en sí debe proporcionarse la flexibilidad necesaria para que pueda utilizarse con fines diferentes, de manera que el edificio no se vuelva obsoleto antes de que termine la vida útil de su estructura.

EDIFICIOS ALTOS

ESTRUCTURAS DE ACERO

OSCAR DE BUEN L. DE H.

JUNIO, 1983

1 ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS

- 3.25 Lind, N. C., "Deterministic Format for the Probabilistic Design of Structures", en *An Introduction to Structural Optimization*, Civil Mechanics Division, Univ. Waterloo, Waterloo, Ont., Canadá, SM Study 1 (1969).
- 3.26 Rosenblueth, E. y Mendoza, E., "Optimum Seismic Design of Auditoriums", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, 2, Roma, Italia (1973).
- 3.27 Esteva, L., "Criterios para la Construcción de Espectros de Diseño Sísmico", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Report 178* (1968).
- 3.28 Esteva, L., "Seismicity", Chapter 6 of *Seismic Risk and Engineering Decisions* (editado por C. Cornitz y E. Rosenblueth), Elsevier, Amsterdam (1976).
- 3.29 McGuire, R. K., "Seismic Structural Response Risk Analysis, Incorporating Peak Response Regressions on Earthquake Magnitude and Distance", Tesis Doctoral, MIT Department of Civil Engineering (1974).
- 3.30 Newmark, N. M. y Hall, W. J., "Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design", *Building Practices for Disaster Mitigation, Building Science Series 46*, National Bureau of Standards, Washington, D. C. (1973).
- 3.31 Rosenblueth, E., "Optimum Design for Infrequent Disturbances", *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs*, 102, 519 (septiembre, 1976).
- 3.32 Rosenblueth, E., "Decisiones Óptimas para Estructuras Existentes en Zona Sísmica. Primera Etapa", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México* (en imprenta).
- 3.33 Newmark, N. M., "Current Trends in the Seismic Analysis and Design of High-Rise Structure", en *Earthquake Engineering* (editado por R. Wiegel), Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J. (1970).
- 3.34 Paulay, T., "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls", *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs*, 97, 513 (marzo, 1971).
- 3.35 Park, R. y Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, Nueva York (1975).
- 3.36 Hasofer, A. M. y Lind, N. C., "Exact and Invariant Second-Moment Code Format", *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs*, 100, 681 (1974).
- 3.37 Rosenblueth, E. y Contreras, H., "Approximate Design for Multicomponent Earthquakes", Propuesto para publicarse en *J. Engrg Mech. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*.

4

estructuras de acero

Oscar de Buen

condición anteriores. Es, por consiguiente, muy adecuado para construcciones resistentes a sismos. Sin embargo, la ductilidad intrínseca del acero no se conserva necesariamente en la estructura terminada, por lo que debe procederse con mucho cuidado durante el diseño y la construcción para evitar la pérdida de esta propiedad.

4.2 COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO BAJO SISMOS INTENSOS

El comportamiento de las estructuras de acero de edificios que han soportado sismos intensos, ha sido generalmente satisfactorio desde el punto de vista de la resistencia. Aun estructuras de edificios de 10 a 12 pisos, diseñadas sólo por carga vertical permanente y con conexiones flexibles, han mostrado suficiente resistencia; por otra parte, su rigidez lateral frecuentemente ha sido inadecuada y ha sufrido daños considerables las ventanas, los muros y otros elementos no estructurales.

Dos ciudades con numerosos edificios altos de acero han sufrido sismos intensos: San Francisco en 1906 (magnitud de Richter 8.25, distancia del centro de la ciudad a la falla 14.5 km) y México en 1957 (magnitud 7.5, distancia al epicentro 275 km).

El comportamiento de edificios altos con estructura de acero completa durante el sismo de San Francisco fue satisfactorio; algunos tenían marcos rígidos o contraventeo en X; el resto tenía muros divisorios excepto en la planta baja, de manera que la resistencia ante fuerzas laterales de ésta dependía de conexiones semirígidas entre vigas y columnas. El daño estructural fue despreciable.¹

Los edificios con muros exteriores de carga y marcos interiores de acero sufrieron algún daño, pero ninguno de ellos se desplomó.

La mayor parte de los edificios con estructura de acero que había en México en 1957 eran remachados; varios de ellos tenían entre 10 y 22 pisos de altura, y uno 45; el excelente comportamiento de este último, la Torre Latinoamericana, es conocido mundialmente.

El único edificio totalmente soldado, de 20 pisos de altura, también se comportó satisfactoriamente; aunque estaba diseñado con un coeficiente sísmico de sólo 0.025, no sufrió daños de ninguna clase.

Estos edificios se diseñaron elásticamente, sin tomar ninguna precaución para garantizar un buen comportamiento en el intervalo plástico.

Por otra parte, los reglamentos de construcción aplicados entonces producían probablemente, en circunstancias iguales, estructuras más resistentes que las que se obtienen con los reglamentos actuales.

Muchos edificios diseñados sólo por carga vertical permanente, o con cargas horizontales muy pequeñas, sobrevivieron al sismo sin daños en la estructura, pero a menudo con daños no estructurales considerables. Algunos edificios tuvieron que ser rigidizados posteriormente, y por lo menos uno fue demolido.

Otros temblores posteriores han afectado también a edificios altos de acero (Anchorage, 1964; Caracas, 1967; San Fernando, 1971; Managua, 1972; Guatemala, 1976; Ciudad de México 1979), su comportamiento ha sido adecuado.

Sin embargo, debe recordarse que la mayor parte de esos edificios tenían muros divisorios no estructurales, que proporcionaron rigidez, resistencia lateral y alta capacidad de absorción de energía.

4.3 MARCOS RIGIDOS

4.3.1 Comportamiento

El comportamiento de un entrepiso de un marco rígido alto bajo carga vertical constante y fuerzas horizontales que crecen monótonicamente puede describirse por medio de su curva $Q-\Delta$ (carga horizontal-desplazamiento lateral). El marco permanece en el intervalo elástico hasta la formación de la primera articulación plástica (para simplificar el análisis no se toman en cuenta los esfuerzos residuales, los factores de forma se toman iguales a uno, y la configuración deformada por cortante de los entrepisos del edificio se considera constante, exceptuando un factor de proporcionalidad). Una estructura deteriorada resiste los incrementos adicionales de carga, y los desplazamientos laterales se incrementan cuando la primera articulación plástica gira bajo momento plástico constante, M_p . La rigidez lateral decrece nuevamente al formarse una segunda articulación plástica. El proceso continúa al seguirse formando articulaciones, hasta que la estructura se convierte en un mecanismo que se deflexiona lateralmente bajo carga lateral decreciente.

La carga de colapso plástico que corresponde a un mecanismo de conjunto es la carga máxima que teóricamente puede resistir una estructura de acero, y es también la que permite la máxima absorción de energía antes de la falla. Hay, sin embargo, varios factores que pueden conducir a la falla bajo una carga menor.

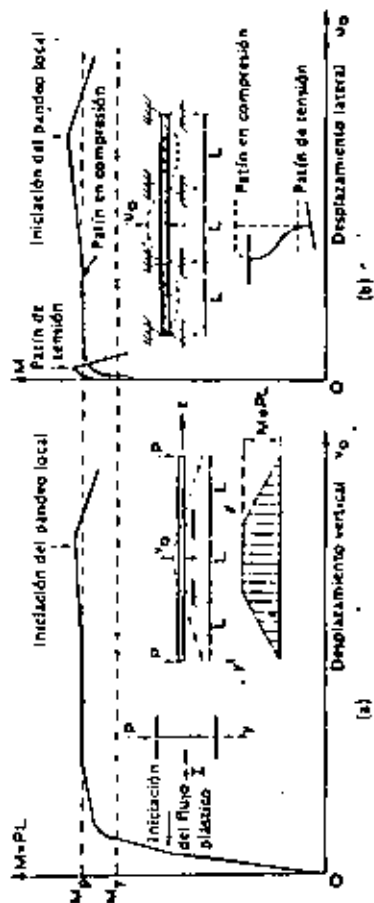


Fig. 4.1 Curvas momento-deflexión de una viga en deflexión pura. 4.3

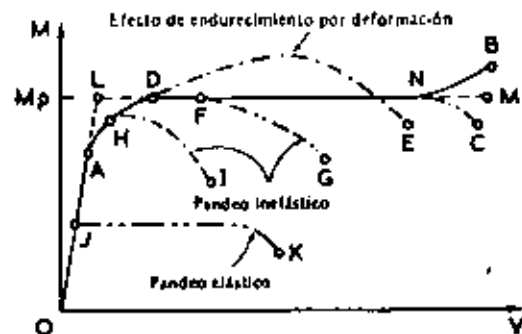


Fig. 4.2 Curvas momento-deflexión en vigas.

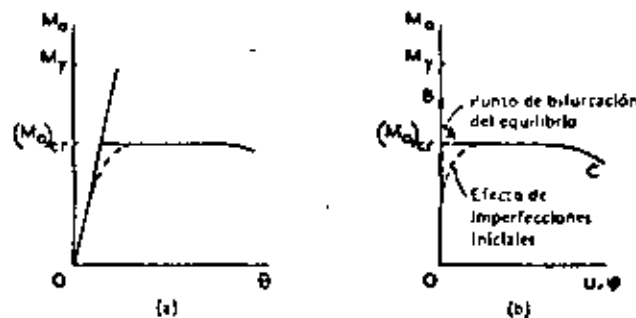


Fig. 4.3 Comportamiento de un viga en flexión pura.

momento-desplazamiento lateral o momento-rotación torsional, respectivamente. Si la viga no tiene imperfecciones geométricas ni hay excentricidades en las cargas, las curvas M_0-u y $M_0-\varphi$ son como las indicadas con línea continua con un punto de bifurcación en A; después de este punto la viga puede, en teoría, permanecer en el plano original al crecer la carga, o deformarse lateralmente bajo momento constante.

La bifurcación del equilibrio no se presenta nunca en vigas reales, debido a las imperfecciones iniciales inevitables. La falla nunca se debe

carga comienza cuando el patín comprimido se pandea localmente bajo deformaciones laterales considerables. La falla se debe siempre a una combinación de ambos tipos de pandeo.^{4.4.4.3}

El comportamiento de las vigas depende en gran medida de los valores de los momentos en los extremos de la longitud no soportada lateralmente. Si el momento flexionante es uniforme o cambia lentamente, el patín de compresión fluye en una longitud considerable y su rigidez disminuye marcadamente; las deflexiones laterales y los esfuerzos de compresión adicionales crecen rápidamente. Finalmente se forma una onda de pandeo local debida a la combinación de los esfuerzos de compresión originales con los producidos por la flexión lateral.^{4.13} En cambio, si la pendiente del diagrama de momentos flexionantes es grande, sólo fluye una longitud pequeña del patín comprimido, advirtiendo a la articulación plástica, la pérdida de rigidez es reducida y las deflexiones laterales no crecen rápidamente; la falla comienza por pandeo local bajo compresión uniforme y el colapso ocurre por pandeo lateral.^{4.6.4.7}

La pendiente del diagrama de momentos flexionantes cerca de los extremos de vigas de marcos rígidos, donde se forman articulaciones plásticas, es muy grande, y la porción del patín comprimido que fluye plásticamente está muy restringida en ambos extremos. Bajo carga estática, el patín de compresión se pandea localmente cuando la longitud del tramo que ha fluído plásticamente es igual a la de una onda de pandeo local (figura 4.6).^{4.6.4.7}

Bajo carga cíclica los patines de vigas adyacentes a columnas se encuentran alternadamente en tensión y compresión. El patín comprimido se pandea localmente, pero las ondas de pandeo aparecen y desaparecen en cada ciclo, al cambiar la compresión en tensión. Si el pandeo lateral no es crítico, la falla se inicia al formarse una grieta en la zona de deformación inelástica máxima.^{4.8}

Los resultados de pruebas de la referencia 4.8 muestran claramente que bajo cargas cíclicas alternadas el pandeo local de vigas es más crítico que la fatiga a bajo ciclo del material.

Existen indicaciones de que el pandeo local de los patines no ocasiona disminuciones significativas en la capacidad de carga de los marcos. De acuerdo con esto, el uso de perfiles H con relaciones ancho-espesor de los patines casi 25% en exceso de los límites especificados para el diseño plástico bajo carga estática, ha conducido a un comportamiento satisfactorio.^{4.9.4.10} Sin embargo, la inversión de las cargas acentúa los

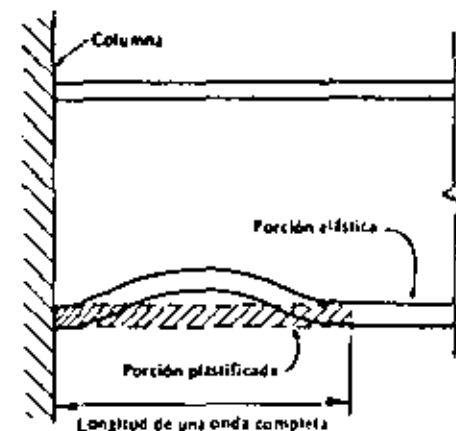


Fig. 4.6 Pandeo local de patín comprimido en el extremo de una viga.

efectos de imperfecciones locales, apresurando la iniciación del pandeo torsional y local y reduciendo tanto la resistencia como la rigidez.^{4.11, 4.12, 4.14} La capacidad de rotación mejora cuando se reducen las relaciones ancho-espesor de almas y patines.

En la referencia 4.11 se sugiere que el índice de desplazamiento lateral máximo⁹, correspondiente al sismo de diseño más severo, se limite a 0.03 para evitar problemas de inestabilidad. La capacidad de rotación máxima necesaria en las articulaciones plásticas que se forman en los extremos de las vigas, puede tomarse entonces conservadoramente igual a 0.03 rad. Las vigas que satisfacen las relaciones ancho-espesor especificadas para diseño plástico bajo carga estática, con soporte lateral continuo del patín superior, pueden aparentemente desarrollar por lo menos esas rotaciones sin pérdida de resistencia.

Diseño. La capacidad de rotación necesaria en estructuras durante sismos intensos, y la capacidad de rotación que pueden desarrollar esas estructuras, son todavía inciertas. Hasta que se tenga información adicional, conviene satisfacer los requisitos de soporte lateral y relación

⁹ El índice de desplazamiento lateral es el desplazamiento lateral relativo entre niveles consecutivos dividido entre la altura de entrepiso.

orden. Las dimensiones de esas columnas son tales que el pandeo lateral por flexotorsión rara vez es crítico, y como la flexión juega casi siempre un papel importante, el pandeo por compresión axial tampoco suele serlo.

En marcos contraventeados o marcos con muros de cortante de rigidez adecuada, las columnas fallan por formación de tres articulaciones plásticas (figura 4.7) o por el desarrollo de articulaciones en la columna y en las vigas vecinas, que producen un efecto equivalente.

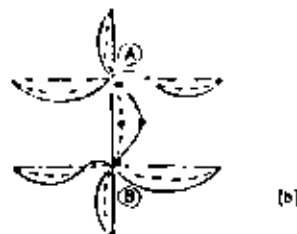
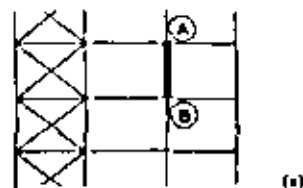


Fig. 4.7 Falla de una columna en un marco contraventado.

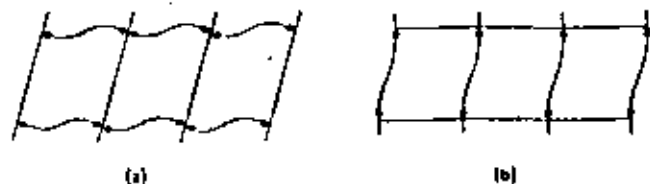


Fig. 4.8 Comportamiento de columnas en marcos no contraventeados

Los marcos no contraventeados se comportan de una manera muy diferente. La estabilidad de conjunto es primordialmente una función de las rigideces de las vigas; si éstas son muy flexibles las columnas se comportan básicamente como cuerpos rígidos (excepto en las bases, donde se forman articulaciones plásticas) y los desplazamientos laterales se deben a flexión de las vigas; cada entrepiso se convierte en un mecanismo cuando se forman articulaciones plásticas en los extremos de éstas (figura 4.8 a).

Cuando las vigas son muy rígidas los desplazamientos laterales son resistidos por flexión de las columnas, y la condición de mecanismo se alcanza cuando aparecen articulaciones plásticas en los dos extremos de cada una de ellas. La estabilidad lateral es una función de las propiedades de todas las columnas de cada entrepiso. En la figura 4.8b se muestra el comportamiento teórico de un entrepiso con vigas de rigidez infinita.

Si las columnas de un entrepiso de un marco sin contraventeo tienen resistencias diferentes, algunas pueden fallar como se muestra en la figura 4.7b, cuando la resistencia lateral del entrepiso no se ha agotado aún: esta situación debe evitarse en general.

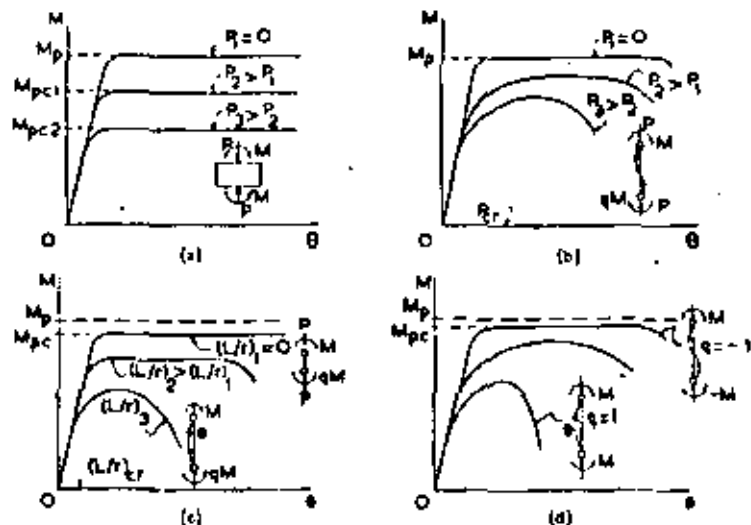


Fig. 4.9 Curvas momento-rotación de columnas flexocomprimidas que fallan por exceso de flexión en el plano de los momentos. a) $L/r = 0$, P variable. b) L/r y q constantes, P variable. c) q y P constantes, L/r variable. d) P y L/r constantes, q variable.

Las columnas de estructura construidas en zonas de sismicidad intensa suelen encontrarse en el intervalo inferior de valores de P/P_y , pues la flexión influye de manera importante en su diseño. Además, tienen relaciones de esbeltez pequeñas y bajo cargas verticales y sísmicas se flexionan en curvatura doble. Su capacidad de rotación suele ser alta, del orden de la mitad de la predicha para vigas.^{4.21}

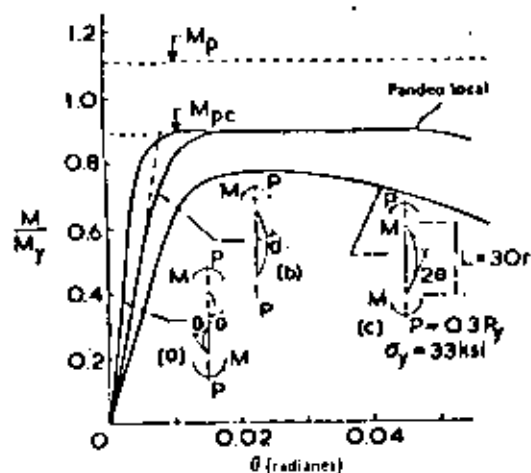


Fig. 4.10 Curvas momento-rotación típicas de columnas flexocomprimidas según Galambos y Chou.

Las ecuaciones 4.3 y 4.4 pueden usarse también para determinar la condición de carga correspondiente a la iniciación del pandeo lateral elástico por flexotorsión; P_y y $(M_x)_y$ se sustituyen en la ecuación 4.3 por P_{cr} , carga crítica de Euler, y $(M_{cr})_x$ momento crítico de pandeo elástico del miembro bajo flexión uniforme alrededor de su eje de mayor momento de inercia; la ecuación 4.4 no cambia.

La resistencia de las columnas flexocomprimidas que fallan por flexión excesiva sin pandearse, dada en forma no dimensional, es casi independiente de las dimensiones de la sección transversal del miembro, de manera que una familia de curvas correspondiente a una relación

dada del menor al mayor de los momentos en los extremos, puede usarse para todos los perfiles H laminados o soldados. En cambio, la resistencia al pandeo lateral por flexotorsión depende en gran medida de la geometría de la sección transversal. En la referencia 4.22 se muestra que la resistencia de la mayor parte de los perfiles H usados como columnas en edificios, no se reduce de manera significativa por el pandeo lateral bajo carga estática.

Si P_y y $(M_x)_y$ se sustituyen en la ecuación 4.3 por la carga crítica de pandeo inelástico de la columna bajo compresión axial, P_{cr} , y el momento máximo que podría ser resistido por el miembro bajo flexión uniforme, tomando en consideración el pandeo lateral cuando sea significativo, M_m , se obtiene la ecuación 4.5, con la que se determinan pares de valores de P y M_o que ocasionan la falla por inestabilidad inelástica; esta ecuación es suficientemente precisa para fines de diseño.

La ecuación 4.6, correspondiente a la formación de una articulación plástica en un extremo, reemplaza a la ecuación 4.4.

Las ecuaciones 4.5 y 4.6 pueden adaptarse a columnas flexocomprimidas de marcos sujetas a desplazamientos laterales de sus extremos.

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m}{1-P/P_E} \frac{M_o}{M_m} = 1.0 \quad (4.5)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M_o}{1.18M_p} = 1.0 \quad (4.6)$$

El momento máximo, M_m , que puede resistir el miembro en ausencia de carga axial, está dado por la siguiente fórmula empírica:^{4.15}

$$M_m = \left[1.07 - \frac{(L/r_y)\sqrt{\sigma_y}}{2625} \right] M_p, \text{ pero no mayor que } M_p \quad (4.7)$$

σ_y está dado en kN/cm^2 y M_m tiene las mismas unidades que el momento plástico M_p .

La ecuación 4.7 se obtuvo para columnas flexocomprimidas bajo momento primario uniforme, pero puede ajustarse para diferentes condiciones de carga.

La seguridad contra fallas por inestabilidad de columnas en flexión biaxial puede evaluarse usando una forma generalizada de la ecuación 4.5:4.16

$$\frac{P}{(P_{cr})_y} + \frac{C_{m_x} M_x}{M_{Lx} (1 - P/P_{Lx})} + \frac{C_{m_y} M_y}{M_{Ly} (1 - P/P_{Ly})} = 1.0 \quad (4.12)$$

Columnas flexocomprimidas bajo carga cíclica. La información experimental disponible sobre el comportamiento de columnas flexocomprimidas cargadas cíclicamente es muy escasa, y se refiere sólo a flexión monoaxial.

Se han ensayado especímenes H aislados, apoyados y cargados como se muestra en la figura 4.11, bajo carga axial constante y carga transversal cíclica.^{4.31-4.35} Las pruebas se han realizado con diferentes magnitudes de la carga axial, para determinar su influencia en el comportamiento del miembro.

La respuesta de la columna se deteriora al crecer la carga axial. Si se impiden los desplazamientos laterales, la falla comienza por pandeo local del patín, que se incrementa al crecer el número de ciclos de carga, y se propaga hacia el alma. El colapso se produce finalmente por combinación de pandeo local del alma y del patín.

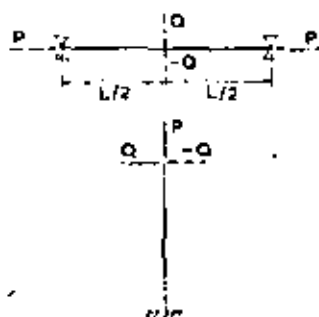


Fig. 4.11 Columnas flexocomprimidas bajo carga lateral cíclica ensayadas por investigadores

La figura 4.12 muestra que al crecer la carga axial disminuyen tanto la amplitud de la deflexión como el número de ciclos de carga necesarios para producir la falla.^{4.31,4.32}

La capacidad de rotación decrece también cuando aumentan las relaciones ancho-espesor de patines y alma, o la fuerza axial.^{4.31}

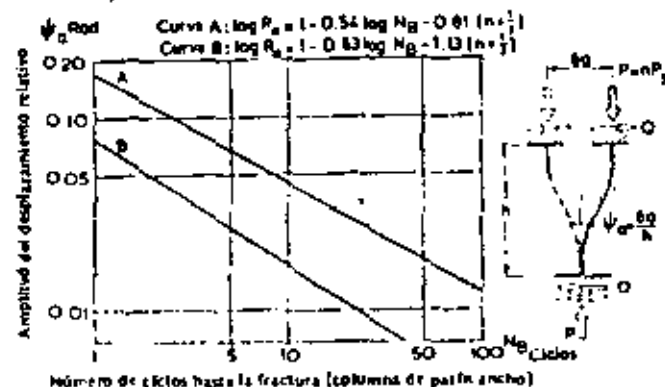


Fig. 4.12 Límite de fractura a bajo ciclaje de columnas de patín ancho (según Yamada^{4.31}).

El comportamiento inelástico de columnas flexocomprimidas bajo carga cíclica, y su influencia en la respuesta de los marcos rígidos no se ha entendido bien hasta la fecha. El diseño de los marcos rígidos se hace propiciando que las articulaciones plásticas se formen en las vigas, mientras las columnas permanecen básicamente en el intervalo elástico hasta el colapso del marco, excepto en sus bases. La respuesta real de una estructura bajo cargas de gravedad y sísmicas simultáneas es tan compleja que no se puede asegurar que todas las articulaciones plásticas se vayan a formar en las vigas, aunque el diseño se haya basado en esa condición.

El diseño se basa en las dimensiones nominales de los perfiles, obtenidas de los manuales, y en el punto de fluencia nominal, pero la geometría y las propiedades del material de los elementos estructurales

así como de las vigas a las columnas (los remaches casi no se usan en estructuras de acero modernas). En juntas soldadas la transmisión de carga puede lograrse directamente o por medio de placas y ángulos.

2. Revisión de la columna para ver si su rigidez y resistencia son adecuadas para resistir las cargas de las vigas.
3. Diseño, en caso de ser necesario, de atiesadores, placas adosadas al alma*, etc.

El diseño de conexiones según la práctica norteamericana^{4-15,4-16} se basa en los resultados indicados en la referencia 4-38, en la que se analiza el comportamiento y diseño plástico de juntas viga-columna de marcos rígidos bajo carga estática.

El comportamiento es adecuado si la conexión tiene suficiente capacidad de rotación, mientras obra sobre ella la carga de compresión, para permitir la formación de articulaciones plásticas en la región central de las vigas, o si tiene suficiente resistencia para que se formen las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas, y giren hasta que aparezcan las de la parte central del claro.

Para saber si el comportamiento de una conexión será adecuado deben investigarse los puntos siguientes:

1. Resistencia de la columna, sin reforzar, en las regiones adyacentes a los patines de la viga.
2. Incremento de la resistencia de la columna producido por atiesadores horizontales colocados entre los patines.
3. Posibilidad de falla de la columna por una combinación de esfuerzos de compresión y de cortante.
4. Influencia de las vigas conectadas por alma.
5. Rotación requerida y capacidad de rotación de la conexión.

Según la referencia 4-38 puede despreciarse el efecto de la carga axial en el comportamiento de las juntas, y las conexiones de cuatro vigas, dos por alma y dos por patín, pueden diseñarse de manera conservadora sin considerar las vigas que llegan al alma de la columna, pues su efecto rigidizante compensa sobradamente la pérdida de resistencia debida a los esfuerzos triaxiales que aparecen en estos casos.

La rotación requerida en una conexión varía con la geometría de la estructura y con las cargas. Se han calculado rotaciones típicas, mayores

* Las placas adosadas al alma son placas de refuerzo soldadas a uno o ambos lados del alma de la columna.

que las requeridas usualmente, y todas las uniones ensayadas han sido capaces de desarrollarse, mientras el momento se conserva prácticamente constante. Además, si la resistencia de la conexión es suficientemente alta, las articulaciones plásticas se forman en los extremos de las vigas, que tienen capacidad de rotación suficiente si se diseñan correctamente.

En la figura 4.15 (a) se muestran los momentos y fuerzas en un nudo interior de un marco bajo carga vertical, y en la figura 4.15 (b) se ha sustituido la viga por las fuerzas que transmite a la columna, despreciándose las que aparecen en el alma, por ser de importancia secundaria.

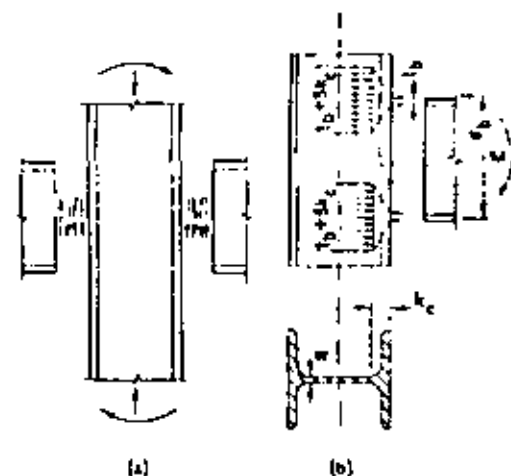


Fig. 4.15 Fuerzas en una conexión viga-columna.

Al incrementarse la distancia a la cara externa de la columna, crece el área que resiste las fuerzas, y los esfuerzos correspondientes disminuyen. En la terminación de las curvas que unen el patín con el alma, cada fuerza es resistida por una longitud de alma igual a $t_p + 5k_c$ (figura 4.15 b) donde t_p es el espesor del patín de la viga y k_c la distancia de la cara exterior del patín de la columna a la terminación de la curva.

patines de la viga, que pueden evaluarse aproximadamente dividiendo el momento flexionante entre el peralte de la viga, y $\tau_w d_c$ es la fuerza cortante en el tablero del alma de la columna. Por equilibrio,

$$\tau_w d_c = \frac{M_b}{d_b} + \frac{M_c}{d_b} - V_{col}$$

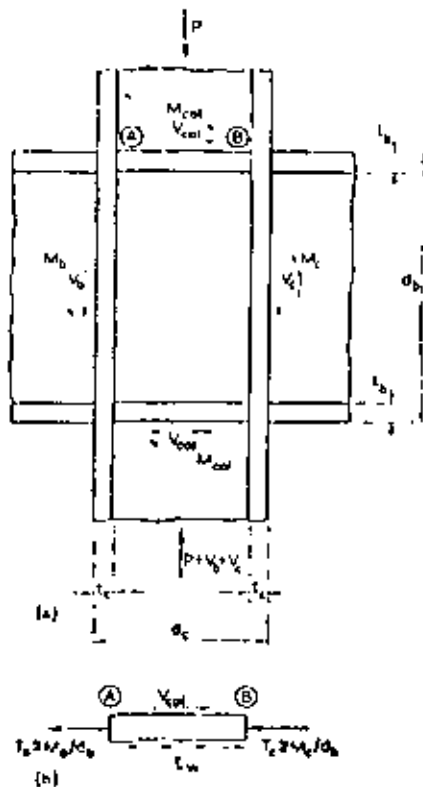


Fig. 4.17 Momentos flexionantes, fuerzas axiales y cortantes en una conexión viga-columna interior.

El espesor del alma de la columna requerido para resistir la fuerza cortante se obtiene despejando w y haciendo $\tau_w = \tau_y = p_y/\sqrt{3}$:

$$w = \frac{\sqrt{3}}{\sigma_y d_c} \left(\frac{M_b + M_c}{d_b} - V_{col} \right) \quad (4.17)$$

Si su espesor es menor que este valor, el alma debe reforzarse con atiesadores diagonales, placas adosadas a ellas, o placas verticales paralelas, pero separadas del alma. En nudos de columnas exteriores M_b y M_c se reducen a un solo momento.

En el comentario a la referencia 4.15 se recomienda la ecuación 4.18 para calcular el espesor más pequeño del alma de columna que no requiere refuerzo

$$w = \frac{\sqrt{3}}{\sigma_y} \frac{\Delta M}{0.95 d_b \times 0.95 d_c} \quad (4.18)$$

Esta ecuación proporciona espesores 20 a 30 % mayores que la ecuación 4.17, debido a los factores 0.95 que multiplican los peraltes de las vigas y columnas, d_b y d_c , y porque en ella se desprecia el efecto favorable de la fuerza cortante de la columna superior.

Estudios recientes han confirmado lo adecuado de las normas AISC^{4.15} para diseñar conexiones de marcos rígidos cargados estáticamente. En la referencia 4.39, por ejemplo, se muestra que las conexiones diseñadas de acuerdo con ellas pueden emplearse en estructuras diseñadas plásti-

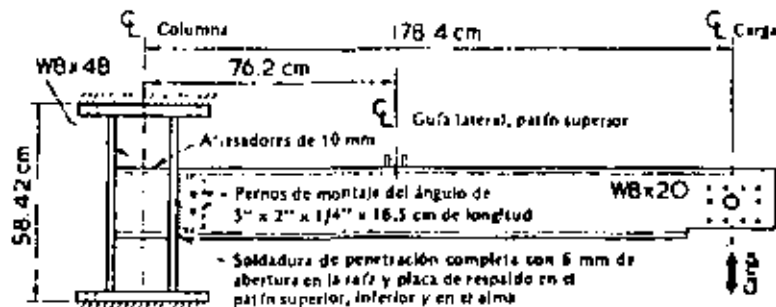


Fig. 4.18 Especimen de una conexión soldada viga-columna (según Popov y Ptasny^{4.39}).

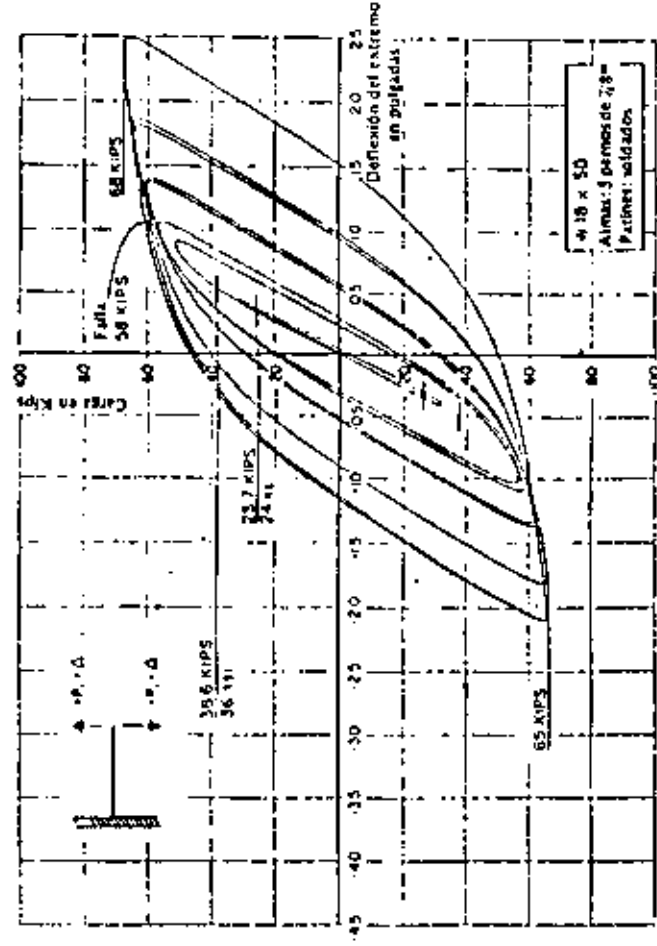


Fig. 4.20 Lazos histeréticos carga-deflexión de un espécimen con patines soldados y alma a los lados (según Popov y Stephen^{4,6}). Para conectar cargas en Kips a KN multiplíquese por 4.448, deflexiones en pulgadas a mm multiplíquese por 25.4, esfuerzos en KSI a KN/cm^2 multiplíquese por 6.9×10^3 .

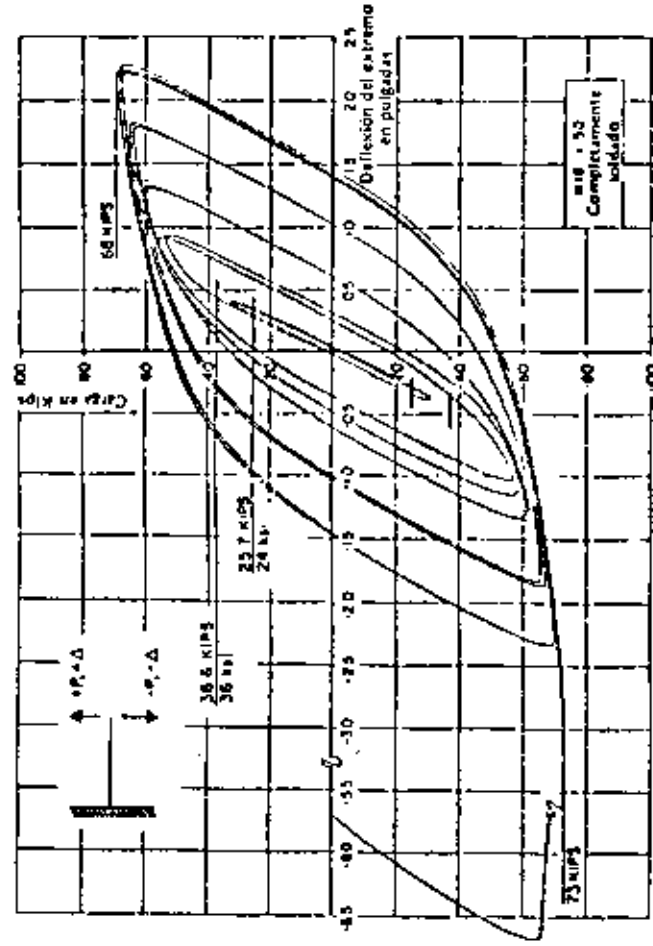


Fig. 4.21 Lazos histeréticos carga-deflexión para un espécimen totalmente soldado (según Popov y Stephen^{4,6}). Véase la figura 4.20 para convertir a unidades SI.

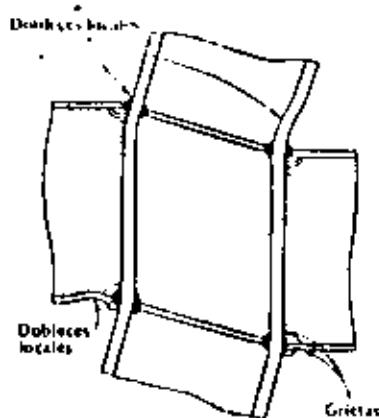


Fig. 4.23 Efectos locales causados por la distorsión del alma de la columna (según Bertero y colaboradores^{4.37}).

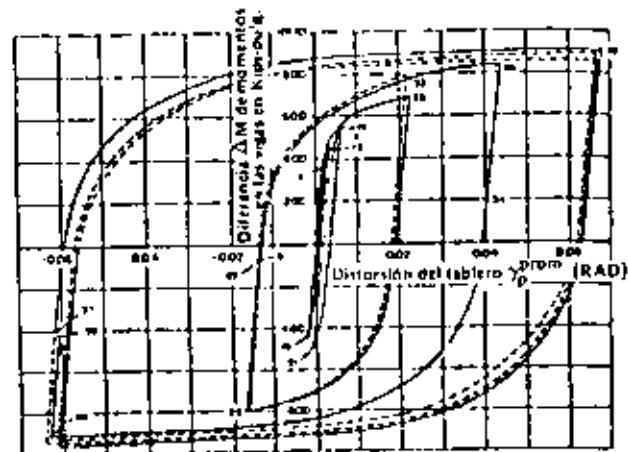
El esfuerzo cortante medio en el tablero del alma puede calcularse con la siguiente fórmula:^{4.11.4.42}

$$\bar{v}_{\text{prom}} = \frac{(\Delta M/d_b)(1 - \rho)}{(d_i - t_c)w + 62.4I_{cf}/d_b^3} \quad (4.19)$$

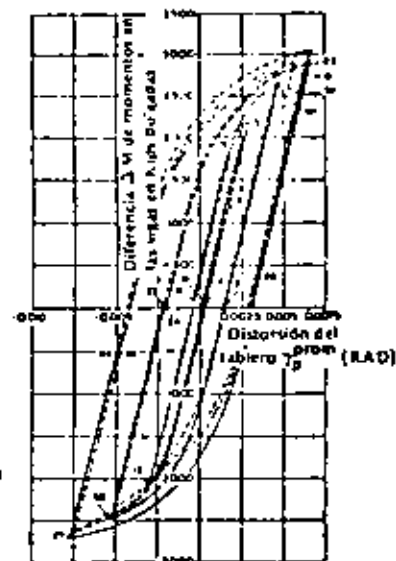
donde $\rho = V_{\text{col}}d_b/\Delta M$ se refiere al efecto benéfico de la fuerza cortante en la columna, y los términos en el denominador corresponden a las resistencias al cortante del tablero y a la flexión de los patines de la columna; el segundo término suele ser mucho menor que el primero, pero tiene alguna importancia cuando los patines son gruesos. I_{cf} es el momento de inercia del patín de la columna. Es aconsejable tomar ΔM igual a la suma de los momentos plásticos de las dos vigas, para garantizar que la unión no fallará antes de que se alcance la resistencia máxima de los miembros individuales.

Los efectos de la carga axial se toman en cuenta, con buena aproximación, calculando el esfuerzo cortante de fluencia reducido^{4.40}:

$$\bar{v}_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_y} \right)^2 \right\}^{1/2} \quad (4.20)$$



(a)



(b)

Fig. 4.24 Ejes histeréticos momento-distorsión del tablero para dos conexiones, a) subconjunto de pisos superiores, b) subconjunto de pisos inferiores (según Bertero y colaboradores^{4.37}). Para convertir momentos en Kips-pulgadas a Kilonewton-metros, multiplíquese por 0.113.

Cuando el sistema de piso tiene resistencia y rigidez adecuadas, es útil diseñarlo y construirlo para que trabaje como una unidad con las vigas; se incrementan así la resistencia de éstas y la rigidez del sistema, y disminuyen los desplazamientos laterales, con lo que se obtienen resultados que son en general más económicos. Además, la descripción del comportamiento estructural es más realista, puesto que se asegura la participación efectiva de los sistemas de piso, con lo que desaparece la incertidumbre derivada de su posible participación cuando el diseño no les obliga a trabajar en conjunto con las vigas; las articulaciones plásticas pueden cambiar de posición con respecto a la supuesta en el diseño, y aun aparecer en las columnas, debido al incremento en la resistencia de las vigas.^{4,48}

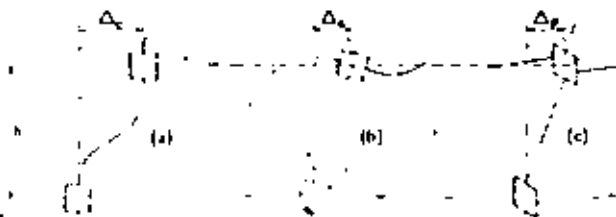


Fig. 4.25 Desplazamientos laterales de entrepiso.

4.6 CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Cualquier control razonable de los desplazamientos laterales evita la falla por inestabilidad, aun en el intervalo plástico, al mantener los momentos $P - \Delta$ de segundo orden por debajo de ciertos límites. El control de los desplazamientos laterales es necesario también para garantizar la integridad de las uniones y minimizar los daños no estructurales. La manera en que se controlan los desplazamientos es fundamental desde el punto de vista de la economía y de la eficiencia de la estructura.

Los desplazamientos laterales de entrepiso se deben a cinco causas principales:

1. Flexión y deformación por cortante de las columnas [figura 4.25 (a)].

2. Rotación de los nudos debida a deformaciones elásticas e inelásticas de las vigas y de los elementos que las conectan con las columnas [figura 4.25 (b)].
3. Distorsión del tablero del alma de las columnas [figura 4.25 (c)].
4. Flexión de conjunto de la estructura, debida a cambios en las longitudes de las columnas.
5. Rotación del edificio como un todo.

Cuando sean significativos, los efectos $P - \Delta$ deben tomarse en consideración para calcular los desplazamientos, tanto bajo cargas de trabajo como cerca del colapso. En la referencia 4.12 se demuestra que los desplazamientos debidos a deformaciones de los nudos decrecen marcadamente cuando se satisfacen las ecuaciones 4.19 y 4.20.

Para controlar los desplazamientos laterales económicamente, debe saberse qué componente del desplazamiento puede reducirse más con un mínimo de material y mano de obra adicional. Como los desplazamientos laterales suelen ser casi proporcionales a la relación I/EI de las vigas, es generalmente más barato reducir los desplazamientos disminuyendo las deformaciones de las vigas que las de las columnas; al proceder de esta manera debe recordarse que al incrementar la resistencia de las vigas, las articulaciones plásticas pueden desplazarse de ellas a las columnas.

Las distorsiones de los tableros del alma pueden controlarse usando columnas más pesadas, con almas más gruesas, o reforzándolas localmente.

Los desplazamientos laterales dependen de manera importante del número de columnas que resisten a cada nivel de entrepiso; incrementando ese número aumenta también el de nudos, pero cada uno de ellos requiere soldaduras más pequeñas, hechas en placas más delgadas, o un menor número de conectores. También decrece la longitud de las vigas y la importancia de la componente correspondiente del desplazamiento lateral. Todo esto lleva en forma natural a estructuras tubulares, con muchas columnas en la periferia, cada dos metros, más o menos, con vigas cortas y rígidas conectadas a ellas, lo que constituye una solución muy efectiva para edificios altos en zonas de sismicidad importante.

Los contraventeos y los muros de cortante son eficientes y económicos para controlar los desplazamientos laterales en edificios de altura media, manteniendo las ductilidades a niveles adecuados.

Se han realizado también algunos estudios analíticos para determinar la respuesta elasto-plástica de edificios altos contraventeados, sometidos a sismos reales intensos, de los que se tienen registros.^{4.58, 4.59} Experimentan generalmente desplazamientos menores y tiene una actividad plástica en vigas y columnas más reducida que la de marcos similares sin contraventeo. Si se diseñan de acuerdo con las recomendaciones de los reglamentos suelen obtenerse diagonales demasiado esbeltas, que fluyen cuando las vigas están aún en el intervalo elástico. Como resultado, los marcos contraventeados ordinarios resisten cargas estáticas equivalentes eficientemente, pero tienen una capacidad de absorción de energía menor que la de marcos similares no contraventeados. Para contrarrestar parcialmente esta desventaja, las diagonales se diseñan a menudo para resistir cargas mayores que las calculadas.^{4.63}

Si las diagonales y las vigas entran simultáneamente en el intervalo plástico, la estructura obtiene las ventajas del contraventeo, mayor rigidez y resistencia a menor costo, sin perder la alta capacidad de absorción de energía de los marcos rígidos. Si se diseñan para satisfacer esta condición, los contraventeos resultan más robustos que los obtenidos de acuerdo con las referencias 4.15, 4.16 y 4.49.

Para incrementar la capacidad de absorber energía, se ha ideado un método que consiste en introducir intencionalmente excentricidades calculadas en las conexiones de las diagonales, dejando segmentos de vigas libres, que trabajan principalmente en flexión para forzar a que se formen articulaciones plásticas en ellos. Este método no se ha utilizado, aparentemente, en estructuras reales, pero los extensos estudios analíticos y experimentales que se han realizado indican que el concepto involucrado es muy prometedor.^{4.61, 4.62}

4.8 DIAFRAGMAS

A veces se emplean tableros hechos con láminas de acero delgada como muros exteriores o como muros divisorios interiores, pues proporcionan una solución estética con ventajas adicionales desde el punto de vista de ligereza, economía y facilidad de construcción. Si no se toman precauciones especiales para separarlos, las deformaciones de los tableros y la estructura deben ser compatibles; los primeros tienen que resistir parte de las acciones sísmicas, en proporción a su rigidez. Por sus características, los tableros incrementan la rigidez, ductilidad y capacidad de absorción de energía de la estructura.

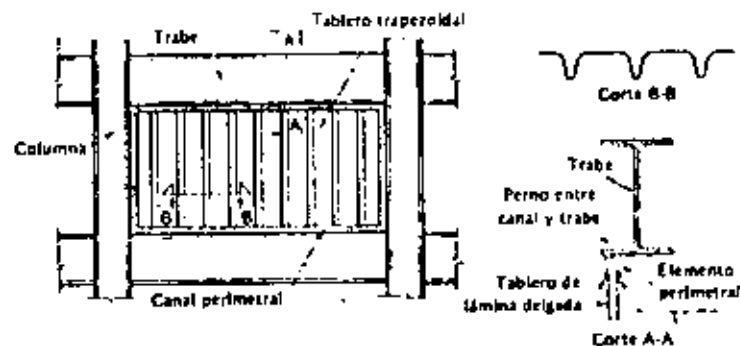


Fig. 4.27 Tipo de construcción propuesta para marcos con tableros de relleno (según Miller).

La conexión de tableros con vigas y columnas se hace con elementos perimetrales diseñados para transmitir fuerzas cortantes en el plano del tablero, y para reducir a un mínimo la transmisión de cargas verticales para evitar que se pandee. En la figura 4.27 se muestra un panel y un detalle posible de conexión; el tablero se suelda con soldadura de filete a una canal perimetral, y las láminas adyacentes se unen entre sí por medio de cordones verticales de soldadura.

Deben conocerse la resistencia y la rigidez de los tableros para evaluar su contribución a la respuesta sísmica del edificio, para calcular las fuerzas que actuarán sobre ellos y para determinar su factor de seguridad contra el colapso. Estas propiedades se han obtenido por métodos experimentales y analíticos, estos últimos basados en el método del elemento finito.^{4.64-4.67}

La flexibilidad del diafragma es la suma de las flexibilidades debidas a distorsión de las nervaduras, deformación por cortante y movimiento y deformación de los canales perimetrales y los cordones de soldadura; la falla puede deberse a desgarramientos de los bordes del tablero, fractura de los cordones de soldadura, flujo plástico, inestabilidad de los canales perimetrales o pandeo de conjunto por cortante.

Los diversos factores que influyen en la flexibilidad y resistencia de los tableros se estudian en las referencias 4.64, 4.66 y 4.67, y en la referencia 4.65 se trata el pandeo elástico por cortante; en esas referencias se dan fórmulas simplificadas para evaluar la resistencia.

transversal, pero su capacidad de deformación en esa dirección es con frecuencia sólo poco mayor que la deformación correspondiente al límite de elasticidad.

El desgarramiento laminar se presenta en placas muy restringidas, por pérdida de cohesión entre inclusiones microscópicas no metálicas y el material que las rodea, debido a la incapacidad del metal base de admitir las deformaciones impuestas por contracciones de la soldadura en la dirección normal al grueso de la placa. Puede presentarse en material de cualquier espesor, pero es mucho más frecuente en placas gruesas porque en ellas se depositan soldaduras de mayor tamaño, que se contraen más durante el enfriamiento. La experiencia práctica muestra que el desgarramiento laminar no se presenta casi nunca en material de menos de 20 a 25 mm de grueso, pero han ocurrido algunos casos en metal más delgado.^{4,69} La consideración de diseño más importante es minimizar la concentración de deformaciones en la dirección normal al espesor en áreas localizadas. En la figura 4.29 se muestran detalles que pueden ocasionar desgarramientos laminares, y algunas ideas de cómo mejorarlos.

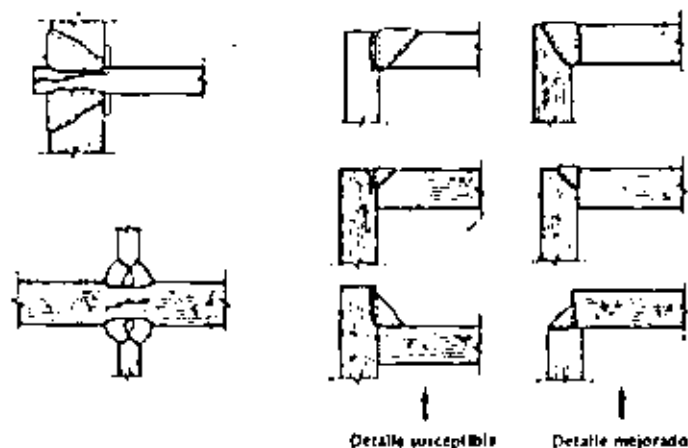


Fig. 4.29 Desgarramiento laminar debido a contracción de juntas soldadas grandes. Detalles susceptibles y mejorados.^{4,69}

RECONOCIMIENTO

Se reconocen, con agradecimiento, las valiosas sugerencias y críticas de Emilio Rosenblueth y Luis Esteve.

REFERENCIAS

- 4.1 Degenkolp, H. J., Design of Earthquake-Resistant Structures - Steel Frame Structures, in *Earthquake Engineering* (editado por R. L. Wiegel), Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J. (1970).
- 4.2 Galambos, T. V., *Structural Members and Frames*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J. (1968).
- 4.3 Lee, G. C. y Galambos, T. V., "Post-Buckling Strength of Wide-Flange Beams", *J. Engrg Mech. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.*, vol. 88, núm. EM1 (1962).
- 4.4 Lee, G. C., Ferrara, A. T. y Galambos, T. V., "Experiments on Braced Wide-Flange Beams", *Bulletin No. 99*, Welding Research Council, Nueva York (1964).
- 4.5 Lukey, A. F., Smith, R. J., Hossain, M. U. y Adams, P. F., "Experiments on Wide-Flange Beams under Moment Gradient", *Bulletin No. 142*, Welding Research Council, Nueva York (1969).
- 4.6 Lay, M. G., "Flame Local Buckling in Wide Flange Shapes", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.*, vol. 91, núm. ST6 (1965).
- 4.7 Lay, M. G. y Galambos, T. V., "Inelastic Beams under Moment Gradient", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.*, vol. 93, núm. ST1 (1967).
- 4.8 Bertero, V. V. y Popov, E. P., "Effect of Large Alternating Strains of Steel Beams", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.*, vol. 91, núm. ST1 (1965).
- 4.9 Popov, E. P. y Pinkney, R. B., "Cyclic Yield Reversal in Steel Building Connections", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs.*, vol. 95, núm. ST3 (1969).
- 4.10 Carpenter, L. D. y Lu, L. W., "Reversed and Repeated Load Tests of Full-Scale Steel-Frames", *Bulletin No. 24*, American Iron and Steel Institute, Nueva York (1973).
- 4.11 Krawinkler, H., Bertero, V. V. y Popov, E. P., "Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblies", *Report No. EERC 71-7*, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, Univ. California, Berkeley, Cal. (1971).

- 4.39 Parfitt, J. Jr. y Chen, W. F., "Tests of Welded Steel Beam-to Column Moment Connections", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 102, núm. ST1 (1976).
- 4.40 Popov, E. P. y Stephen, R. M., "Cyclic Loading on Full-Size Steel Connections", *Report No. UCR-70-3*, Earth. Eng. Res. Center, College of Eng., Univ. California, Berkeley, Cal. (1970).
- 4.41 Popov, E. P. y Bertero, V. V., "Cyclic Loading of Steel Beams and Connections", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 99, núm. ST6 (1973).
- 4.42 Krawinkler, H., Bertero, V. V. y Popov, E. P., "Shear behavior of Steel Frame Joints", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 101, núm. ST11 (1975).
- 4.43 Daniels, J. H. y Lu, L. W., "The Subassembly Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames", *Tritz Eng. Lab., Report 273.37*, Lehigh University, Bethlehem, Pa. (1966).
- 4.44 De Buen, O., "A Modification to the Subassembly Method of Designing Unbraced Multi-Story Frames", *Engineering J.*, American Institute of Steel Construction, vol. 6, núm. 4 (1969).
- 4.45 Powell, G. H. y El Hales, M. H., "Subassembly Concept for Tall Frame Analysis", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 100, núm. ST8 (1974).
- 4.46 Becker, R., "Panel Zone Effect on the Strength and Stiffness of Steel Rigid Frames", *Engineering J.*, AISC, vol. 12, núm. 1 (1975).
- 4.47 Kato, B. y Lu, L. W., "Instability Effects under Dynamic and Repeated Load". Informe núm. 3 del estado actual. Comité Técnico núm. 16. International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Bethlehem, Pa. (1972).
- 4.48 De Buen, O., "Antiseismic Design of Multi-Story Steel Frames by Plastic Methods", *Proc. Fourth World Conf. on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile (1969).
- 4.49 "Plastic Design of Braced Multi-Story Steel Frames", American Iron and Steel Institute, Nueva York (1968).
- 4.50 Wakabayashi, M., "Frames under Strong Impulsive, Wind or Seismic Loading". Informe núm. 6 del estado actual. Comité Técnico núm. 15. International Conference on Planning and Design of Tall Buildings, Lehigh University, Bethlehem, Pa. (1972).
- 4.51 Shibata, M., Nakamura, T., Yoshida, N., Morino, S., Nonaka, T., y Wakabayashi, M., "Elastic-Plastic Behavior of Steel Braces under Repeated Axial Loading", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Roma, Italia (1974).
- 4.52 Kahn, L. F. y Hanson, R. D., "Inelastic Cycles of Axially Loaded Steel Members", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 102, núm. ST5 (1976).
- 4.53 Wakabayashi, M., Matsui, C. y Mitani, I., "Cyclic Behavior of a Retrained Steel Brace under Axial Loading", *Preprints, Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 4.54 Higginbotham, A. B. y Hanson, R. D., "Axial Hysteretic Behavior of Steel Members", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 102, núm. ST7 (1976).
- 4.55 Wakabayashi, M., Nakamura, T., Shibata, M., Yoshida, N. y Masuda, H., "Hysteretic Behavior of Steel Braces Subjected to Horizontal Load due to Earthquake", *Preprints, Sixth World Conf. on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 4.56 Wakabayashi, M., Matsui, C., Minami, K. y Mitani, I., "Inelastic Behavior of Steel Frames Subjected to Constant Vertical and Alternating Horizontal Loads", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Roma, Italia (1974).
- 4.57 Tanahashi, R., Kaneta, K. e Ishida, T., "On the Rigidity and Ductility of Steel Bracing Assemblage", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Roma, Italia (1974).
- 4.58 Goel, S. C. y Hanson, R. D., "Seismic Behavior of Multistory Braced Steel Frames", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 100, núm. ST1 (1974).
- 4.59 Anderson, J. C., "Seismic Behavior of K-Braced Framing Systems", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 101, núm. ST10 (1975).
- 4.60 Yamada, M., Tsuji, B. y Nakanishi, S., "Elasto-Plastic Behavior of Braced Frames under Cyclic Horizontal Loading", *Preprints, Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 4.61 Wylie, L. A. Jr. y Degenkolb, H. J., "Improving the Seismic Response of Braced Frames", *Preprints, Sixth World Conference on Earthq. Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 4.62 Kaldjian, M. J., "Inelastic Cyclic Response of Split K-Braced Frames", *Preprints, Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 4.63 "Uniform Building Code", 1976 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, Cal. (1976).
- 4.64 Bryan, E. R. *The Stressed Skin Design of Steel Buildings*. Constrado Monographs. Crosby Lockwood Staples, Inglaterra (1972).

EDIFICIOS ALTOS

ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ROBERT PARK
THOMAS PAULEY

JUNIO, 1983

ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS

- 4.65 Lasley, J. L., "Buckling Formulas for Corrugated Metal Shear Diaphragms", *J. Struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 101, núm. ST7 (1975).
- 4.66 Davies, J. M., "Calculation of Steel Diaphragm Behavior", *J. Struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 102, núm. ST7 (1976).
- 4.67 El-Dakhkhni, "Shear of Light-Gage Partitions in Tall Buildings" *J. Struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 102, núm. ST7 (1976).
- 4.68 Miller, C. J., "Light Gage Steel Infill Panels in Multistory Steel Frames", *Engineering J., American Institute of Steel Construction*, vol. 11, núm. 2 (1974).
- 4.69 American Institute of Steel Construction, "Commentary on Highly Restrained Welded Connections", *Engineering J., American Institute of Steel Construction*, vol. 10, núm. 3 (1973). [Véase también el análisis por N. B. Jones y W. A. Milek, *Engineering J.*, vol. 12, núm. 1 (1975)].

5

estructuras de concreto

Robert Park y Thomas Pauley

1. INTRODUCCION

El diseño de una columna, como el de otro elemento estructural cualquiera, consiste en escoger un perfil que pueda soportar, con una seguridad adecuada contra el colapso, las solicitaciones máximas a que quedará sometido en la estructura de la que formará parte, y que tenga las características mecánicas y geométricas necesarias para mantener, trabajando en conjunto con los otros miembros, las deformaciones de la estructura, producidas por carga de trabajo, por debajo de límites aceptables.

Las columnas están sujetas, en general, a una combinación de fuerza normal y momento flexionante, que suele tener componentes alrededor de los dos ejes centroidales y principales de las secciones transversales; en la mayoría de los casos trabajan en flexocompresión biaxial. Las fuerzas cortantes no suelen influir en el diseño de las columnas de acero, aunque sí juegan un papel muy importante en el comportamiento de sus uniones con las vigas.

Si el diseño se basa en la "resistencia" de la columna y se emplean métodos elásticos, el perfil se escoge de manera que el esfuerzo máximo en él, correspondiente a las solicitaciones producidas por las cargas de trabajo, determinadas con un análisis elástico, no sobrepase un cierto valor máximo admisible, que es una fracción del esfuerzo de fluencia del material.

Como los métodos elásticos dejan de ser válidos cuando el esfuerzo máximo en la sección crítica llega al límite de fluencia, no puede incluirse en ellos la gran reserva de resistencia que poseen las columnas en el intervalo elastoplástico.

* Jefe de la División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Gerente de Columnas de Buen, S.A., Ingenieros Consultores en Estructuras

En las primeras especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), publicadas en 1923 y revisadas en 1926 y 1929 (ref. 1), se indica que "los miembros sujetos a la acción simultánea de esfuerzos directos y de flexión se dimensionarán de manera que los esfuerzos combinados máximos no excedan los límites admisibles", pero no se hace ninguna referencia a la amplificación de momentos por efectos de segundo orden ni se indica cuáles son esos límites admisibles.

En 1949, el A.I.S.C. (ref. 2) recomendaba que "los miembros sometidos a la acción simultánea de esfuerzos axiales y de flexión se dimensionen de manera que la cantidad

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \text{ no exceda de la unidad}$$

$f_a = P/A$ es el esfuerzo medio de compresión producido por la fuerza axial, $f_b = M/S$ la compresión máxima ocasionada por la flexión y F_a y F_b son los esfuerzos que se permitirían si el miembro trabajara únicamente en compresión o en flexión".

Cuando la columna trabaja en flexocompresión biaxial se utiliza la expresión siguiente (ref. 3):

$$\frac{f_a}{F_a} + \left(\frac{f_b}{F_b}\right)_x + \left(\frac{f_b}{20.0}\right)_y \leq 1.0 \quad (2)$$

El segundo y tercer término corresponden a flexión alrededor de cada uno de los dos ejes centroidales y principales; el denominador del tercero es "el esfuerzo que se permitiría si el miembro trabajara sólo en flexión alrededor del eje "y", igual al esfuerzo permisible básico en flexión, 20 ksi, puesto que en secciones I o H flexionadas alrededor del eje de menor momento de inercia no puede haber pandeo lateral (recuérdese que las especificaciones A.I.S.C. de 1943 se refieren sólo a acero A.S.T.M. A7, con límite de fluencia de

mecánicos son diferentes de cero. Aunque tiene en cuenta, de una manera aproximada y semiempírica, la disminución en resistencia ocasionada por la posible falla por inestabilidad como columna o como viga del elemento que se está diseñando, no incluye ningún factor de amplificación que incorpore los efectos de la interacción fuerza normal-deformación por flexión.

(El empleo de ecuaciones "de interacción" del tipo de la 3 es común en muchos problemas de diseño en los que se conoce la resistencia de un elemento estructural bajo solicitaciones simples (compresión axial o flexión pura en el caso en estudio) pero es difícil determinarla en la condición de carga real, mucho más compleja. Se busca entonces una relación entre los casos de carga simples que proporcione resultados que concuerden de manera razonable con los obtenidos experimentalmente, o con procedimientos analíticos más elaborados y precisos, para las condiciones reales de carga).

Como está deducida partiendo de la suposición de que el comportamiento del material es elástico lineal, la ecuación 1 sólo es válida hasta que

$$f_{máx} = \frac{P}{A} + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} = F_y$$

Dividiendo los dos miembros entre F_y se puede escribir en la forma

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M_x}{(M_y)_x} + \frac{M_y}{(M_y)_y} = 1.0 \quad (4)$$

$P_y = AF_y$ es la fuerza que produciría por sí sola la plastificación íntegra de la sección, y $(M_y)_x = S_x F_y$ y $(M_y)_y = S_y F_y$ son los momentos que ocasionarían la aparición del esfuerzo de fluencia F_y en los bordes de la sección, si cada uno de ellos obrase por separado.

Con la ecuación 4 se obtienen tércias de valores de los elementos mecánicos P , M_x y M_y que, cuando actúan simultáneamente sobre una columna de características geométricas y mecánicas conocidas, ocasionan la iniciación del flujo plástico.

6):

$$\tau = \frac{1}{1 - P/P_E} \quad (6)$$

P es la fuerza axial en la columna y $P_E = \pi^2 EI/L^2$ su carga crítica de pandeo-elástico en el plano de la flexión.

La ecuación 6 no es aplicable cuando la flexión primaria es producida por pares en los extremos (que es la condición de carga de más interés en edificios) pero los momentos varían de intensidad a lo largo de la columna; sin embargo, los momentos reales pueden convertirse en uniformes equivalentes multiplicando el mayor de ellos por un coeficiente C_m dado por:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (7)$$

M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos aplicados en los extremos; su coeficiente tiene signo positivo cuando la columna se flexiona en curvatura doble y negativo cuando lo hace en curvatura simple.

La ecuación 7, recomendada por primera vez por el A.I.S.C. en 1961 (ref. 7), es una simplificación de expresiones más complejas, propuestas en las refs. 8 y 9. Su empleo no es del todo lógico, pues se obtuvo al estudiar el pandeo lateral de vigas y aquí se utiliza para resolver un problema diferente, de amplificación de momentos en el plano de flexión. Además, se dedujo suponiendo comportamiento elástico y se emplea también, lo mismo que la ecuación 6, fuera de ese intervalo.

Introduciendo los coeficientes τ y C_m en la ecuación 5, se toma la forma

$$\frac{P}{P_U} + \frac{C_{mx}}{1 - P/P_{Ex}} \frac{M_x}{(M_u)_x} + \frac{C_{my}}{1 - P/P_{Ey}} \frac{M_y}{(M_u)_y} = 1.0 \quad (8)$$

M_x y M_y son los momentos más grandes en los extremos de la columna (aunque no estén los dos en el mismo extremo); se multiplican por C_{mx} y C_{my} para convertirlos en momentos uniformes equivalentes y éstos se amplifican con el fac

En las fórmulas 9, 10 y 11 los índices x y y, combinados con b, m y e, indican el eje de flexión al que corresponde un esfuerzo o propiedad particular, y --
 F_a = esfuerzo de compresión axial que se permitiría si la barra estuviese sometida exclusivamente a compresión.

F_b = esfuerzo de compresión producido por flexión que se permitiría si hubiese únicamente flexión alrededor de uno de los ejes x o y.

(En el cálculo del esfuerzo F_b se consideran dos casos diferentes: si la columna pertenece a un marco cuyo comportamiento no se ve afectado significativamente por los desplazamientos lineales de entrepiso se obtiene el esfuerzo permisible en la pieza sometida a flexión pura, puesto que el efecto de la flexión no uniforme se ha tenido ya en cuenta en la ecuación 9, al sustituir los esfuerzos máximos f_{bx} y f_{by} por esfuerzos uniformes equivalentes $C_{mx} f_{bx}$ y $C_{my} f_{by}$; en cambio, si los desplazamientos lineales de entrepiso son significativos, en el cálculo de F_b sí se considera el efecto de la variación de los momentos, porque ahora los coeficientes C_m forman parte del factor de amplificación, y no tienen por objeto convertir los momentos variables en uniformes equivalentes).

$F'_e = 12\pi^2 E / 23 (Kl_b / r_b)^2$. En esta expresión l_b es la longitud real no soportada lateralmente en el plano en que se está considerando la flexión, y r_b es el radio de giro correspondiente. K es el coeficiente de longitud efectiva en el plano de la flexión.

f_a = esfuerzo de compresión producido por la fuerza axial.

f_b = esfuerzo de compresión producido por uno de los momentos en el punto de consideración. (Cuando no hay cargas transversales entre los extremos de la columna f_{bx} y f_{by} se calculan, en la ecuación 9, con los momentos M_x y M_y máximos, aunque aparezcan en extremos diferentes, porque son los que se toman como base para obtener los momentos uniformes equivalentes $C_{mx} M_x$ y $C_{my} M_y$, o los esfuerzos correspondientes; en cambio, en la ecuación 10, que debe aplicarse --

3.2 DISEÑO PLÁSTICO

Los miembros sometidos a la acción combinada de compresión axial y flexión en un plano deben dimensionarse de manera que se satisfagan simultáneamente las dos fórmulas de interacción siguientes:

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{\left(1 - \frac{P}{P_e}\right) M_m} \leq 1.0 \quad (12)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18 M_p} \leq 1.0; \quad M \leq M_p \quad (13)$$

en las que:

M = momento exterior máximo.

P = carga axial máxima.

(M y P deben incluir el factor de carga que se está utilizando en el diseño).

$P_{cr} = 1.7 AF_a$, donde A es el área de la sección transversal del miembro y F_a = el esfuerzo permisible de pandeo.

$$P_e = (23/12) AF_e = \pi^2 EA / (Kl_B/r_B)^2$$

C_m = coeficiente definido por la ecuación 7.

M_m = momento máximo que puede resistir el miembro cuando la fuerza axial es nula.

Para columnas soportadas lateralmente: $M_m = M_p$

Para columnas no soportadas lateralmente:

$$M_m = \left[1.07 - \frac{(3/r_y) \sqrt{F_y}}{25500} \right] M_p \leq M_p \quad (14)$$

F_y es el esfuerzo de fluencia del acero utilizado en la columna, en kg/cm^2 . La ecuación 14 fue deducida empíricamente, partiendo de resultados experimentales.

Las especificaciones AISI de 1978 para diseño plástico no cubren la flexocompresión biaxial, pero puede revisarse la condición de inestabilidad introduciendo en la ecuación 12 un tercer término, correspondiente a flexión alrededor del segundo eje centroidal y principal.

A partir de 1958 el AISI recomendó un método para las columnas de estructuras diseñadas plásticamente basado en el estudio de su comportamiento bajo

en la ecuación 17, son los momentos resistentes para flexión alrededor de x o de y, calculados teniendo en cuenta la fuerza normal pero no la flexión alrededor del otro eje (se obtienen con las ecuaciones 15 y 16, tomando en cada caso como límite superior de M_R el momento plástico, M_{px} o M_{py}), y el exponente α está dado por

$$\alpha = 1.60 - \frac{P}{2L_n P} \quad (18)$$

donde $p = P/P_y$ y L_n indica logaritmo natural.

4.2 COLUMNAS LARGAS

El comportamiento fuera del intervalo elástico de las columnas largas en flexo-compresión biaxial no es lineal, no sólo por los efectos de segundo orden introducidos por la interacción de fuerza axial, momentos y deformaciones, sino también porque el material con el que están hechas deja de cumplir la ley de Hooke. Esta doble no linealidad, geométrica y mecánica, complica considerablemente el estudio de la estabilidad inelástica (y, por consiguiente, la determinación de la resistencia máxima) de columnas largas con las condiciones de carga mencionadas.

El problema se ha resuelto suponiendo que la columna tiene imperfecciones iniciales que hacen que su eje, recto en teoría, sea una senoide, planteando las ecuaciones de equilibrio en la sección transversal media del miembro y utilizando un método numérico en el que las cargas se aplican en una secuencia de incrementos suficientemente pequeños; se tienen en cuenta la plastificación parcial de las secciones transversales y el efecto geométrico de inestabilidad. Los dos efectos son cada vez más importantes al aumentar las cargas, pues crecen tanto la amplitud de las zonas plastificadas como los desplazamientos laterales del eje de la columna.

La resistencia máxima para cada condición de carga se determina estableciendo la relación carga-desplazamiento completo (refs. 16 y 17).

normal al momento M_y (puede calcularse con la ecuación 14) y M_{py} es el momento plástico para flexión alrededor del eje y.

El coeficiente β se determina con la expresión

$$\beta = 1.40 + p \quad (22)$$

que es válida para relaciones de esbeltez mayores de 10.

p es igual a P/P_y .

La expresión 22 se ha deducido para una sección H con patines de ancho casi igual al peralte. Sin embargo, la ecuación 19 es también válida para secciones H de otras proporciones, y para columnas de sección transversal cuadrada hueca, si β se evalúa como sigue (ref. 13):

Secciones H:

$$\begin{aligned} \beta &= 0.4 + p + B/D \leq 1.0 & \text{para } B/D \geq 0.3 \\ \beta &= 1.0 & \text{para } B/D \leq 0.3 \end{aligned} \quad (23)$$

Cuando $B/D=1.0$ la primera de estas expresiones se reduce a la 23.

Secciones en cajón cuadradas:

$$\beta = 1.3 + \frac{1000P}{(L/r)^2} \geq 1.4 \quad (24)$$

El exponente β cambia con la forma de las secciones transversales, de manera que los resultados que se obtienen con la ecuación 19 tienen en cuenta la influencia de ese factor en la resistencia. No sucede lo mismo con la ecuación 8 (ni con las ecuaciones 9 y 10, que provienen de ella), que es independiente de la geometría de la columna. Esto es uno de los motivos de que la ecuación 19 sea más precisa que la 8, cuando se conoce el valor de β . Sin embargo, el que este exponente no se haya determinado hasta ahora más que para algunas secciones no le quita generalidad a la ecuación 19, que puede aplicarse a columnas con otra geometría cualquiera tomando, simplemente, $\beta=1.0$, lo que lleva a resultados conservadores. (Es fácil demostrar que la ecuación 8, con $C_{mx}=C_{my}=1.0$, pueda escribirse en la forma:

$$\frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} = 1.0$$

del eje de mayor momento de inercia (lo que justifica el 10 por ciento de incremento en el esfuerzo permisible) y de 1.55 para flexión alrededor de y , que corresponde a un aumento en resistencia bastante mayor que el incremento del 25 por ciento en los esfuerzos permitido por el AISC.

La diferencia entre los factores de seguridad para flexión alrededor de x y y implícitos en la ecuación 9 desaparece cuando se utiliza la ecuación para diseño plástico, que proporciona la resistencia última para falla por inestabilidad.

$$\frac{P}{P_u} + \frac{C_{mx}M_x}{\left(1 - \frac{P}{P_{ex}}\right)M_{ux}} + \frac{C_{my}M_y}{\left(1 - \frac{P}{P_{ey}}\right)M_{uy}} \leq 1.0 \quad (26)$$

Es una extensión de la ecuación 12 (ref. 19), pues M_{uy} es el momento plástico-resistente de la sección para flexión alrededor de y , M_{px} , en vista de que no puede haber pandeo lateral, y M_{ux} el que corresponde a flexión alrededor de x , igual o menor que M_{px} , dependiendo de que el pandeo lateral por flexo-compresión influya o no en la resistencia.

Las ecuaciones de interacción 9 y 26 establecen una relación lineal entre los dos momentos, es decir, la relación entre los momentos resistentes M_x y M_y dada por cualquiera de esas ecuaciones es una línea recta para cada valor del cociente $p=P/P_y$.

En la Fig. 2 (ref. 18) se muestran las superficies de interacción correspondientes a columnas largas de sección H , junto con las expresiones que se obtienen de la ecuación 26 para $C_{mx}=C_{my}=1.0$. La intersección de cada una de las superficies definidas por la ecuación 26, para cada valor de $1/r_x$, y el plano correspondiente a $P=0$, es una línea recta, lo mismo que las intersecciones de esas superficies con cualquier otro plano horizontal, definido por otro valor de la fuerza axial P .

En la Fig. 3 (ref. 18) se ve que las curvas de interacción de momentos, obtenidas para valores dados de $p=P/P_y$, se aproximan mucho más a cuadrantes de círculo

medida, de la exactitud con que se relacionan las denominaciones de sus términos, que son las resistencias de la columna bajo sollicitaciones más sencillas. Así, la determinación de la capacidad de carga de las columnas comprimidas axialmente debe ser lo más realista posible, utilizando, por ejemplo, las curvas múltiples recomendadas en la ref. 19, en vez de seguir las normas vigentes del AISC, en las que el cálculo de la resistencia mencionada se basa en el concepto de pandeo de una columna perfecta, mientras que la ecuación 19 proviene de la determinación de la resistencia máxima de columnas con imperfecciones, tanto geométricas como del material que las constituye. Estos factores se han tomado en cuenta al trazar las curvas de la ref. 19.

5. LA COLUMNA COMO PARTE DE UNA ESTRUCTURA RETICULAR

Hasta ahora se han estudiado barras flexocomprimidas aisladas, con condiciones de apoyo definidas, pero no es así como suelen presentarse en construcciones reales, en las que las columnas forman parte de estructuras reticulares compuestas por un número más o menos grande de piezas, cada una de ellas ligada con otras que aceleran o restringen los desplazamientos angulares y lineales de sus extremos. Las rigideces de los miembros que conectan en las columnas influyen en los momentos flexionantes que aparecen en ellas y en la manera como se deforman y, por consiguiente, en su resistencia.

Una consecuencia de que cada columna llegue a dos nudos en los que concurren otras vigas y columnas es que no se conocen con precisión sus condiciones de apoyo, que dependen de las restricciones impuestas por el resto de los elementos; no se conocen tampoco sus longitudes efectivas de pandeo.

En la actualidad, las columnas que forman parte de estructuras reticulares se diseñan por alguno de los tres métodos siguientes: el basado en el empleo de longitudes efectivas, el método P_n o el diseño plástico. Los dos primeros están basados en un análisis elástico y en el empleo de esfuerzos permisibles,

las fuerzas axiales y los momentos obtenidos en el análisis de primer orden; las fórmulas contienen factores de amplificación para incluir, de manera aproximada, los efectos de segundo orden ignorados en el análisis, ocasionados por deflexiones entre los extremos de las columnas individuales y por desplazamientos lineales relativos de un extremo con respecto al otro (Cuando los efectos de segundo orden del último tipo son significativos se comete un error del lado de la inseguridad en el diseño de las vigas, pues no se tiene en cuenta que deben equilibrar los momentos amplificados que transmiten las columnas a los nudos).

Las ecuaciones de interacción mencionadas arriba son la 7 y la 12, en términos de esfuerzos permisibles y de resistencia máxima respectivamente; el factor de longitud efectiva K interviene en la evaluación de los términos F_a (o P_{cr}) y F'_e (o P'_e), de manera que modifica la resistencia de la columna en compresión axial, como un resultado de su trabajo de conjunto con el resto de la estructura, e interviene en los factores de amplificación.

Cuando se utiliza la ecuación 9 ó la 12 debe revisarse que no se produzca una falla por agotamiento de la resistencia de alguna de las secciones extremas de la columna; esa revisión se hace con la ecuación 10, la 13 ó la 17.

6.1 DETERMINACIÓN DE LOS FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA

Los factores de longitud efectiva de las columnas de un marco se determinan evaluando la carga crítica de la estructura completa, o de una parte de ella que contenga a la columna de interés, y calculando K de manera que una barra ficticia doblemente articulada, de longitud KL , falle por pandeo cuando obra sobre ella una fuerza de compresión axial igual a la que hay en la columna real en el instante en que se inicia el pandeo de conjunto.

6.2 PANDEO ELÁSTICO

La carga crítica de pandeo elástico de una estructura reticular cualquiera, por compleja que sea, puede calcularse con alguno de los métodos de análisis

más importantes que influyen en ella. Además, debe tenerse en cuenta que para el diseño se necesita conocer la carga crítica de pandeo de cada entrepiso, mientras que la del edificio completo suele carecer de interés; este punto es de gran importancia para el desarrollo de métodos aproximados.

6.2.1 PANDEO DE COLUMNAS INDIVIDUALES

Es la única forma posible de pandeo de marcos que cuenten con un contraventeo adecuado y no sean demasiado esbeltos, y puede presentarse también sin contraventeo. (Se considera que un marco está contraventado adecuadamente cuando posee elementos verticales, muros de cortante o contraventeos propiamente dichos, de rigidez suficiente para mantener los desplazamientos lineales de los pisos con valores pequeños, que no modifiquen sustancialmente el comportamiento del marco, de manera que pueda considerarse igual al que tendría si sus nudos estuviesen fijos linealmente; en edificios formados por varios marcos no hace falta que todos posean contraventeo, ya que los que no lo tienen se apoyan en los contraventados a través de las losas u otros sistemas de piso rígidos. Este comportamiento puede presentarse también en marcos que dependan tan solo de su propia rigidez, cuando sea suficiente para conservar los desplazamientos dentro de los límites señalados, mientras que hay edificios con contraventeos o muros en los que los desplazamientos horizontales sí son significativos).

La carga crítica de cada columna se determina aislando del resto de la estructura un subconjunto compuesto por ella y por las dos vigas que conectan en cada uno de sus extremos y se encuentran en el plano de flexión, y utilizando el método de las rigideces, después de introducir algunas simplificaciones (refs. 4 y 5).

La solución numérica se facilita mucho usando los nomogramas de la Fig. 4, con los que se obtiene directamente el coeficiente de longitud efectiva K . En todas las especificaciones normativas de los países de América del Norte se

de marco con los niveles, lo que hace que al aplicar a cada columna por separado se obtengan resultados que están demasiado del lado de la seguridad, y que en algunos casos llegan a ser absurdos.

La columna AB del entrepiso de la Fig. 5a, que está compuesto por varias columnas conectadas rígida mente a las vigas y una, la AB, ligada a ellas por medio de articulaciones, constituye un caso extremo.

G es igual a ∞ en los dos extremos de AB puesto que las vigas no restringen sus giros, lo que equivale a tener $\Sigma (1/L) \nu = 0$ en ambos; el nomograma proporciona $K = \infty$, de manera que de acuerdo con él la resistencia de la columna es nula, lo que sería correcto si estuviese aislada (Fig. 5b), pues se encontraría en equilibrio inestable para cualquier fuerza axial P.

La situación real es otra. Las demás columnas del entrepiso, ligadas rígida mente con las vigas y con los tramos de columna situados arriba y abajo de ellas, sí tienen rigidez lateral (Fig. 5c) y restringen los desplazamientos lí neales de AB, colocándola en la situación mostrada esquemáticamente en la Fig. 5d; el resorte, que representa la influencia del resto de la estructura, proporciona una fuerza horizontal capaz de contrarrestar el momento $P\Delta$, y el equilibrio es estable mientras el momento Hh se conserva igual a $P\Delta$.

El comportamiento de AB no es, pues, el que indica la aplicación directa del nomograma, de acuerdo con el cual su resistencia es nula; en realidad, las co lumnas restantes proporcionan estabilidad lateral hasta que todo el entrepiso falla en conjunto o hasta que AB alcanza su carga crítica de Euler, correspondiente a un factor K unitario.

Como la falla por inestabilidad lateral de una estructura de un piso o de un entrepiso de un marco de varios niveles es un fenómeno de conjunto, la aplicación directa del nomograma lleva a resultados erróneos excepto en los casos, poco comunes, en que todas las columnas se pandean al mismo tiempo bajo las cargas individuales que les corresponden, de manera que cada una de ellas es

so total de la parte del edificio situada encima del entrepiso en estudio) y $\Sigma P'_E$ (o $\Sigma P''_E$) es la suma de los esfuerzos críticos de pandeo elástico (o de las cargas críticas correspondientes) de todas las columnas que contribuyen a la rigidez lateral. Sin embargo, puesto que cualquier miembro comprimido puede tener una carga excesiva mientras los restantes evitan la falla de conjunto por inestabilidad lateral, también deben revisarse las columnas aisladas, participen o no en la resistencia lateral del entrepiso, utilizando las longitudes efectivas para columnas en marcos sin desplazamientos laterales.

Determinación aproximada de la carga crítica de pandeo elástico de un entrepiso. En la ref. 31 se recomienda la ecuación 28 para el cálculo aproximado de la carga crítica elástica de entrepisos, contraventeados o no, que fallan con desplazamiento lateral:

$$P_{cr} = Rk \quad (28)$$

Para calcular la carga crítica de marcos sin contraventeo conviene dividir el segundo miembro de la expresión anterior entre un coeficiente R que varía de 1.0 para vigas flexibles a 1.22 para vigas infinitamente rígidas.

R es la rigidez lateral del entrepiso, definida como el cociente de la fuerza cortante que obra en él dividida entre el desplazamiento lineal relativo de los niveles que lo limitan, y h su altura.

En las refs. 21 y 22 se propone un método para el cálculo aproximado de rigideces de entrepiso de marcos regulares.

6.3 PANDEO INELASTICO

Como el pandeo de la mayor parte de las estructuras reales se inicia en el intervalo inelástico, la carga crítica elástica no suele proporcionar una buena indicación de su resistencia. Además, se ha demostrado que el pandeo lateral inelástico puede afectar el diseño de estructuras no contraventeadas de pocos pisos, con carga vertical únicamente, y el de los niveles superiores de marcos altos, en los que el diseño queda regido por carga vertical y no por la

entre otros se encuentra el efecto del arco elástico equivalente (ref. 25) y la fórmula de Merchant-Rankine.

Fórmula de Merchant-Rankine. Al estudiar la estabilidad de columnas aisladas cargadas axialmente es útil, en algunas ocasiones, considerar el pandeo inelástico como una forma de falla que resulta de los efectos combinados de flujo plástico y pandeo, y expresar la carga de falla como una función de la de Euler y la de plastificación en compresión de la columna; siguiendo en esta línea se llega a la ecuación 29, a la que se conoce con el nombre de fórmula de Merchant-Rankine;

$$\frac{1}{P_F} = \frac{1}{P_E} + \frac{1}{P_Y} \quad (29)$$

P_F es la carga de falla de la columna por pandeo inelástico, $P_E = \pi^2 EI/L^2$ la carga crítica de Euler, calculada suponiendo un comportamiento elástico indefinido, y $P_Y = A \sigma_y$ la de plastificación en compresión de la sección transversal de la columna.

Cada uno de los denominadores de la ecuación 29 puede expresarse como el producto de la fuerza axial P que actúa sobre la columna por el factor de carga correspondiente, λ_F , λ_E o λ_Y , con lo que se obtiene la fórmula de Merchant-Rankine en función de esos factores:

$$\frac{1}{\lambda_F} = \frac{1}{\lambda_E} + \frac{1}{\lambda_Y} \quad (30)$$

Despejando la carga de falla P_F y el factor de carga correspondiente, λ_F , se obtiene

$$P_F = \frac{P_E P_Y}{P_E + P_Y} \quad (31)$$

$$\lambda_F = \frac{\lambda_E \lambda_Y}{\lambda_E + \lambda_Y} \quad (32)$$

Desde hace bastantes años se propuso emplear la ecuación 29 para calcular, de

de la fórmula de Rankine el término elástico (véase (28)) y la fórmula de Merchant-Rankine.

Fórmula de Merchant-Rankine. Al estudiar la estabilidad de columnas aisladas cargadas axialmente es útil, en algunas ocasiones, considerar el pandeo inelástico como una forma de falla que resulta de los efectos combinados de flujo plástico y pandeo, y expresar la carga de falla como una función de la de Euler y la de plastificación en compresión de la columna; siguiendo esta línea se llega a la ecuación 29, a la que se conoce con el nombre de fórmula de Merchant-Rankine:

$$\frac{1}{P_F} = \frac{1}{P_E} + \frac{1}{P_Y} \quad (29)$$

P_F es la carga de falla de la columna por pandeo inelástico, $P_E = \pi^2 EI/L^2$ la carga crítica de Euler, calculada suponiendo un comportamiento elástico indefinido, y $P_Y = A \sigma_y$ la de plastificación en compresión de la sección transversal de la columna.

Cada uno de los denominadores de la ecuación 29 puede expresarse como el producto de la fuerza axial P que actúa sobre la columna por el factor de carga correspondiente, λ_F , λ_E o λ_Y , con lo que se obtiene la fórmula de Merchant-Rankine en función de esos factores:

$$\frac{1}{\lambda_F} = \frac{1}{\lambda_E} + \frac{1}{\lambda_Y} \quad (30)$$

Despejando la carga de falla P_F y el factor de carga correspondiente, λ_F , se obtiene

$$P_F = \frac{P_E P_Y}{P_E + P_Y} \quad (31)$$

$$\lambda_F = \frac{\lambda_E \lambda_Y}{\lambda_E + \lambda_Y} \quad (32)$$

Desde hace bastantes años se prefiere aplicar la ecuación 29 para calcular, de

crítica de pandeo elástico es igual o mayor que diez veces la de colapso rígido-plástico la disminución de resistencia por inestabilidad es despreciable, y el análisis y diseño del marco pueden hacerse con la teoría plástica simple. En las recomendaciones para el diseño plástico de marcos altos no contraventeados de la ref. 28 se indica que de ser posible debe emplearse un método elasto-plástico de segundo orden, pero se permite un procedimiento alternativo simplificado, basado en la utilización de la fórmula de Rankine-R. King modificada; de acuerdo con él, la inestabilidad de los marcos se tiene en cuenta por medio de la expresión

$$\lambda_F = \frac{\lambda_P}{0.9 + \lambda_P/\lambda_E} \quad (34)$$

λ_F es el factor de carga real, λ_P el obtenido por medio de un análisis rígido-plástico de primer orden (teoría plástica simple) y λ_E el correspondiente a la carga crítica elástica.

Si λ_E/λ_P es mayor que 10, λ_F es igual a λ_P , y el marco puede diseñarse con la teoría plástica simple sin modificar.

Si $4 \leq \lambda_E/\lambda_P \leq 10$, λ_F se calcula con la ecuación 34, así que en el diseño no utilizado para determinar el factor de carga de colapso plástico, λ_P , no se permita que se formen articulaciones plásticas en las columnas (exceptuando las bases), sino únicamente en las vigas, y que los marcos estén contraventeados en la dirección perpendicular a su plano.

Si λ_E/λ_P es menor que 4,0, debe efectuarse un análisis elasto-plástico de segundo orden.

MARCOS DE VARIOS NIVELES

Los marcos rígidos altos se han analizado tradicionalmente con la teoría elástica de primer orden, en la que no se consideran efectos de segundo orden que pueden ser significativos. Ahora todo el los marcos no cuentan con él, antes que les proporcione rigidez adicional, como contraventeados o marcos de contra-

permite como alternativa utilizar el método de la amplificación de los momentos de primer orden recomendado por el AISC, mejorado en dos aspectos: al diseñar cada una de las columnas de un entrepiso "no contraventeado" deben calcularse dos factores de amplificación, el correspondiente a la columna individual, suponiendo que sus extremos no pueden desplazarse linealmente, y el del entrepiso completo con posibilidad de desplazamientos laterales, y utilizar el mayor de los dos; y las vigas que concurren en cada nudo deben ser capaces de resistir el momento total amplificado que les transmiten las columnas (ref. 12).

En el Reglamento de las Construcciones para el D.F. (ref. 13) se dan recomendaciones semejantes a las del ACI.

Los efectos de segundo orden suelen determinarse en dos etapas del proceso de carga: al terminar el comportamiento elástico (es decir, cuando empieza a fluir la estructura en algún punto) y bajo carga última, después de que la rigidez de la estructura ha disminuido considerablemente por haberse formado un número más o menos grande de articulaciones plásticas. En la primera etapa, que es fundamental cuando se utiliza un método de diseño elástico o cuando se quiere conocer el comportamiento en condiciones de servicio, deben determinarse las solicitaciones y deformaciones adicionales ocasionadas por las cargas verticales que actúan sobre la estructura deformada; en la segunda, que ha de estudiarse si se desea conocer la seguridad con respecto al colapso, se quiere evaluar la disminución de resistencia producida por el fenómeno mencionado.

Se cuenta con programas de computadora que permiten realizar análisis elásticos de segundo orden de marcos de edificios, en los que se incluyen tanto los efectos de las cargas que obran sobre la estructura deformada como la influencia de las fuerzas axiales en las rigideces de los miembros; sin embargo, su costo resulta excesivo en la mayoría de los problemas ordinarios de diseño.

8.2 ANALISIS DE SEGUNDO ORDEN

En un análisis elástico de segundo orden puede ignorarse la mayor parte de los factores mencionados arriba, conservando sin embargo una precisión aceptable para diseño.

El efecto de segundo orden que tiene más influencia en el comportamiento de marcos altos es el llamado efecto PA, y en la mayoría de los casos de importancia práctica el problema se reduce a evaluarlo; las solicitaciones adicionales producidas por él pueden determinarse por medio de un análisis de segundo orden o modificando los resultados de uno de primer orden.

En la ref. 5 se discuten los casos en que pueden ser significativos los otros factores.

8.2.1 EVALUACION DEL EFECTO P-DELTA

El efecto PA puede evaluarse por medio de un análisis de primer orden de la estructura con las cargas verticales reales y las horizontales incrementadas en la cantidad necesaria para reproducir aproximadamente los efectos de segundo orden (figs. 5 y 6).

En la Fig. 5a se ha dibujado una columna en voladizo con una fuerza vertical P y una horizontal H aplicadas en el extremo superior, y en las Figs. 5b y c se muestran la columna deformada y su diagrama de momentos, en el que se han considerado los momentos primarios y los secundarios, originados al obrar la carga P sobre la columna deformada; el momento total en una sección transversal cualquiera, situada a una distancia y del extremo superior, es $H y + P \left[(\Delta/h) y + \delta \right] = H y + P (\Delta/h) y + P \delta$ y el máximo, en la base de la columna, es $H h + P \Delta$.

En la fig. 6a se ha dibujado otra vez la columna, incrementando la fuerza horizontal que actúa en su extremo superior en la cantidad $P \Delta/h$, necesaria para que el momento en la base, obtenido con un análisis de primer orden hecho con la fuerza horizontal incrementada, sea igual al momento de segundo orden de la

de una estructura real se efectúa por medio de varios ciclos de iteración.

Las ideas que se acaban de exponer pueden aplicarse a marcos de cualquier altura.

La fuerza constante ficticia V_i en un entrepiso cualquiera i se calcula con la expresión

$$V_i = \frac{\Sigma P_j}{h_i} \Delta_{i, i-1}$$

donde ΣP_j es el peso del nivel considerado más el de todos los que están encima de él, $\Delta_{i, i-1}$ el desplazamiento relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso y h_i la altura de éste. La fuerza horizontal ficticia que debe aplicarse en el piso i es la diferencia de las constantes abajo y arriba de él (Fig. 3), o sea

$$\begin{aligned} F_i &= V_i - V_{i+1} = \\ &= \frac{\Sigma P_j}{h_i} \Delta_{i, i-1} - \frac{\Sigma P_{j+1}}{h_{i+1}} \Delta_{i+1, i} \end{aligned} \quad (36)$$

Como al iniciar el análisis no se conocen los desplazamientos finales, el efecto PΔ se evalúa siguiendo un proceso iterativo. El primer paso consiste en hacer un análisis de primer orden de la estructura con las cargas verticales y horizontales que obran sobre ella, determinar los desplazamientos Δ de los entrepisos y calcular, con la ecuación 36, las fuerzas ficticias que deben aplicarse en todos los niveles.

Las fuerzas ficticias obtenidas en el primer paso se suman con las horizontales reales y se hace un nuevo análisis de primer orden, aplicando a la estructura las cargas verticales reales y las horizontales incrementadas; se vuelven a determinar los desplazamientos Δ y las nuevas fuerzas ficticias, con lo que termina el segundo ciclo de iteración.

El proceso se repite tantas veces como sea necesario, utilizando en cada ciclo las fuerzas horizontales ficticias obtenidas en el anterior, sumadas a las

altos y con muchas columnas.

Un primer método aproximado consiste en estimar los desplazamientos de entrepiso tomando como base los requisitos contenidos en los códigos de construcción, y utilizarlos para calcular las fuerzas horizontales ficticias. Conociendo éstas se hace un análisis de primer orden de la estructura con las cargas verticales reales y las horizontales incrementadas, y se determinan los desplazamientos de los niveles; si son menores que los supuestos, los elementos mecánicos obtenidos representan una aproximación conservadora de los reales, puesto que corresponden a desplazamientos de entrepiso menores que los que se presentarán en la estructura, y pueden utilizarse en el diseño. Se obtiene así un diseño conservador, pero que requiere un trabajo mucho menor que el necesario al emplear el método iterativo. (suponiendo que $\Delta/h = 0.0025$ es un índice aceptable de los desplazamientos laterales bajo solicitaciones de trabajo, y que el factor de carga para diseño por fuerzas horizontales y verticales combinadas es 1.3, en la Ref. 30 se recomienda que se tome 0.004 como índice de desplazamiento bajo cargas combinadas factorizadas, con lo que se tienen en cuenta los desplazamientos adicionales ocasionados por el efecto P Δ). Otra manera aproximada de calcular los efectos de segundo orden, que proporciona resultados aceptables para diseño, es la siguiente:

1. Se efectúa un análisis de primer orden para determinar el desplazamiento Δ_{1i} de cada nivel.
2. Se calculan los desplazamientos incrementados por efectos de segundo orden, con la expresión:

$$\Delta_{2i} = \frac{\Delta_{1i}}{1 - \rho_{ij} \Delta_{1i} / V_i h_i} \quad (37)$$

En la que Δ_{2i} es la deflexión de segundo orden, es decir, el desplazamiento total del nivel i ocasionado por la acción combinada de las fuerzas horizontales y el efecto P Δ . Δ_{1i} es la deflexión de primer orden producida por las --

los momentos finales en los extremos de vigas y columnas, amplificados por -- efectos de segundo orden.

Los resultados obtenidos al aplicar este método a marcos regulares aproximan de una manera excelente los que se obtie en por iteraciones.

En las Refs. 13 y 32 se recomienda que las fuerzas horizontales ficticias se calculen con las cargas verticales factorizadas, es decir, multiplicando P_f por el factor de carga λ correspondiente a la combinación de solicitaciones -- que se esté empleando.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La mayor parte de los códigos modernos recomiendan que las barras flexocomprimidas se diseñen utilizando ecuaciones de interacción, que pueden extenderse con facilidad para cubrir las distintas formas de falla posibles: agotamiento de la resistencia de las secciones extremas, flexión excesiva o pandeo lateral por flexotorsión.

En la mayoría de los códigos se supone, implícitamente, que los elementos mecánicos que se introducen en las ecuaciones de interacción proceden de un análisis elástico de primer orden de la estructura de la que forma parte la columna.

Las condiciones de borde en los extremos de las columnas se to an en cuenta -- utilizando el concepto de longitud efectiva y el factor C_m , cuyo valor depende de la relación entre las rigideces de vigas y columnas. El concepto de longitud efectiva proporciona la relación entre las columnas reales, que forman parte de marcos, y la columna aislada.

Los efectos de segundo orden que no se obtienen en el análisis se incluyen en las fórmulas de interacción por medio de factores de amplificación semiempíricos y más o menos arbitrarios.

Aunque llevan a resultados similares, las fórmulas de interacción, tal como se usan en la actualidad, por su incongruencias de difícil justificación.

tor de longitud efectiva k es menor que 1.0 (conservadoramente puede tomarse igual a la unidad) y los coeficientes para transformar el momento variable - real en uno uniforme equivalente y para simplificar éste, para tener en cuenta los efectos secundarios producidos por la deformación de las columnas entre sus extremos, que no se consideran en el análisis, son muchos más confiables que cuando se aplican para corregir los resultados de un análisis de primer orden.

3. Se utiliza la ecuación de interacción que incluye, de manera más precisa, los aspectos más importantes del problema. Esta es la ecuación 27 (o las ecuaciones 17 y 19, que son casos particulares de ella).

El diseño de las vigas mejora también al hacerlo con los elementos mecánicos obtenidos en el análisis de segundo orden.

Como el análisis de segundo orden puede ser bastante más laborioso que el de primero, conviene contar con herramientas que permitan determinar si es necesario hacerlo, ya que se sabe que los efectos de segundo orden no influyen de manera significativa en la respuesta bajo carga de muchas estructuras. (Esto es especialmente cierto cuando el diseño se efectúa de acuerdo con algún código en el que se controlen los desplazamientos relativos de entrepiso, como el de la ciudad de México). En la actualidad se cuenta ya con alguna información al respecto (refs. 13, 19, 23 y 24), pero es éste un problema que requiere mayor estudio.

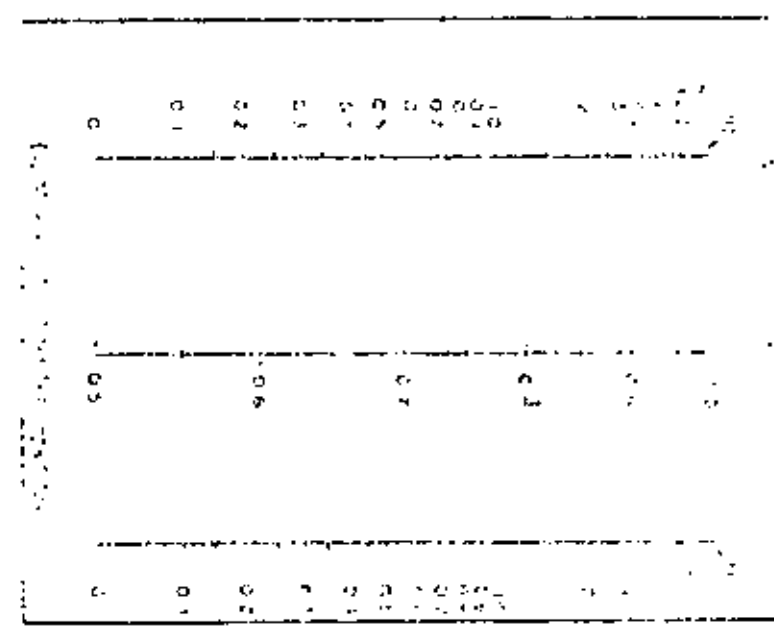
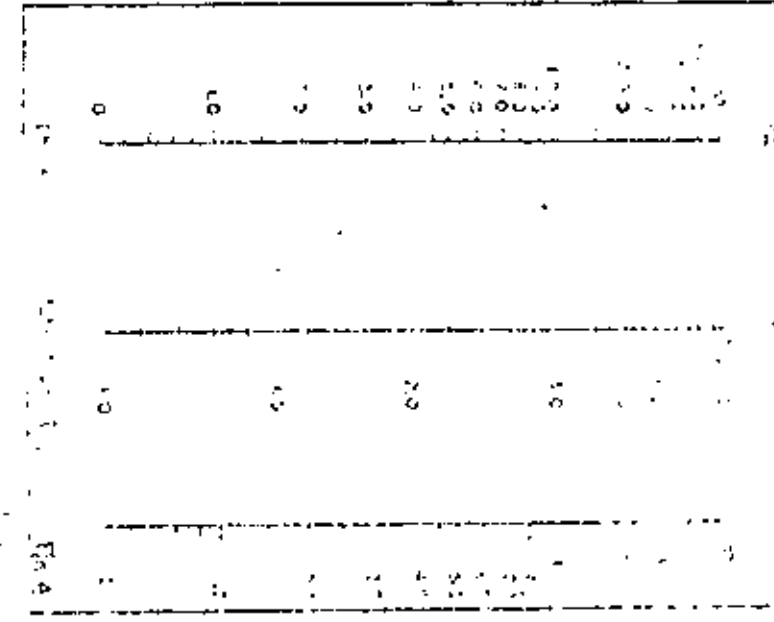
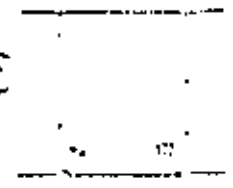
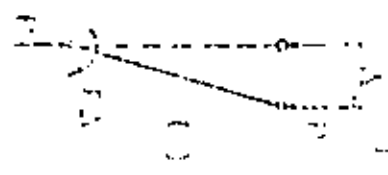
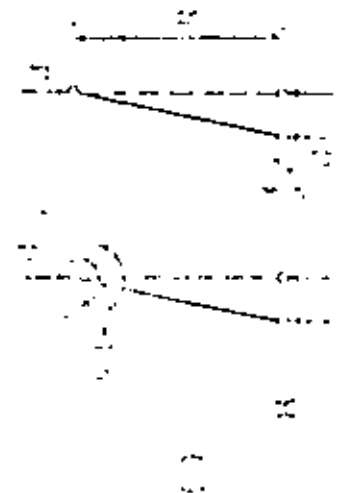
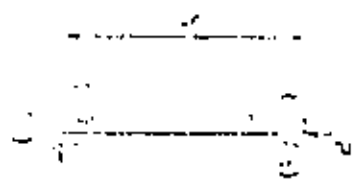
Una vez escogidos los perfiles de vigas y columnas debe demostrarse que todos los entrepisos del edificio tienen un factor de seguridad adecuado contra la falla por pandeo lateral de conjunto, bajo carga vertical exclusivamente, lo mismo que cada columna individual, en el caso no supuesto contraventado. Si la estructura tiene características que permitan la formación eventual de un mecanismo de colapso con articulaciones plásticas, la evaluación puede hacerse con la fórmula de Hornebrant-Park (14). Si no, en caso

México, D.F., 1980.

6. S. P. Timoshenko y J. M. Gere, "Theory of Elastic Stability", Mc Graw-Hill Book Co., Nueva York, 1961.
7. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", AISC, Nueva York, Nov. de 1961.
8. F. Campus y Ch. Massonnet, "Recherches sur le Flambement des Colonnes en Acier A37, a Profil en Double T, sollicitées obliquement", Comptes Rendus des Recherches, IRSIA, Bruselas, abril 1956.
9. M. A. Horne, "The Stanchion Problem in Frame Structures Designed According to Ultimate Carrying Capacity", Proc. ICE, Vol. 5 No. 1, parte III, Londres abril 1956.
10. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", AISC, Nueva York, Nov. 1973.
11. "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", -- edición de 1968, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C. marzo 1977.
12. "Building Code Requirements for Reinforced Concrete" (ACI 318-77), -- City to American del Concreto (ACI), Detroit, Mich., 1977.
13. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal, México, D.F., 1976.
14. "Steel Structures for Buildings-Limit States Design", Canadian Standards -- Association, Rexdale, Ontario, 1973.
15. T. V. Galambos y R. L. Fetter, "Columns under Combined Bending and Thrust", Trans. ASCE, Vol. 126, Parte 1, 1961.
16. H. Geboge y W. F. Chen, "Design Criteria for H-Columns under Bending and Thrust", Proc. ASCE, Vol. 100, No. ST3, marzo 1974.

Instituto, Nueva York, 1969.

31. E. Rosenbluth, "Efectos de Esbeltez en Edificios", Ingeniería, Vol. XXIV, No. 1, México, D.F., Enero 1955.
32. B.R. Wood, D. Soulieu y P. F. Adams, "Column Design by P-Delta Method", J. Str. Div., ASCE, Vol. 102, No. S12, febrero 1976.
33. R. J. Schaffhäuser y A. W. Moguller, "Multistory Rigid Frames with Opposite Binders under Gravity and Lateral Forces", AISC Eng. Journal, Vol. 14, No. 2, Nueva York 1977.
34. "Structural Design of Tall Steel Building", Vol. SB, Monografía sobre la concepción y diseño de edificios altos, ASCE, Nueva York, 1979.



EDIFICIOS ALTOS

DISEÑO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA
EN MARCOS RIGIDOS DE EDIFICIOS

JUNIO, 1983

DISEÑO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA EN MARCOS RIGIDOS DE EDIFICIOS.

ESPECIFICACIONES AISC-78

Lo que sigue se refiere a conexiones rígidas viga-columna, en las que la sección transversal de la columna es H y los patines de la viga se sueldan directamente con los de la columna, a tope, o la transmisión del momento se hace por medio de placas, unidas a los patines de la viga con soldaduras de filete y soldadas a tope con la columna.

1.15.5.2 Siempre que el valor de A_{st} calculado con la ec. 1.15-1 resulte positivo, frente a cualquiera de los patines de la viga, debe colocarse un par de atiesadores en el alma de la columna, cuya área combinada, A_{st} , no debe ser menor que la obtenida con la ec. 1.15.1.

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc} t (t_b + 5k)}{F_{yst}} \quad (1.15-1)$$

En esta ecuación,

F_{yc} = esfuerzo de fluencia del material de la columna, en Kg/cm^2

F_{yst} = esfuerzo de fluencia del material de los atiesadores, en Kg/cm^2

k = distancia entre la cara exterior del patín de la columna y el punto donde termina la curva de unión con el alma, si la columna es un perfil laminado, o distancia equivalente si está hecha con tres placas soldadas, en cm.

P_{bf} = fuerza que transmite el patín, o la placa de conexión, calculada con el momento existente en el extremo de la viga, multiplicada por 5/3 cuando la fuerza es producida por cargas permanentes, vivas y muertas, únicamente, o por 4/3 cuando sea producida por la combinación de cargas permanentes y accidentales, de sismo o viento, en kg. (El valor 4/3 puede variar, de acuerdo con el código general que se esté utilizando para el diseño). P_{bf} no tiene que ser mayor que el producto del área del patín o la placa de conexión por el esfuerzo de fluencia del material.

(Aunque en las normas AISC no se indica explícitamente, los atiesadores deben unirse a los bordes interiores de los patines de la columna con la soldadura necesaria para transmitir la fuerza del patín de la viga, o de la placa de conexión, al atiesador; posteriormente, esa fuerza pasa al alma de la columna, como se indica en el punto 4).

1.15.5.5 Debe hacerse una investigación especial de las conexiones en las que haya una fuerza cortante elevada en el alma de la columna.

El que se requieran o no atiesadores en el alma de las columnas, frente a los patines de vigas conectadas rigidamente con ellas, depende de las dimensiones de vigas y columnas y de las características del material con el que estén hechas. La ec. 1.15.-1, que proporciona el área de los atiesadores cuando éstos son necesarios, está basada en pruebas de laboratorio que confirman el concepto de que, en ausencia de atiesadores transversales, el alma y los patines de la columna no deben fluir plásticamente bajo las fuerzas concentradas, de tensión o compresión, que aplican los patines de la viga.

Si la resistencia de la columna, $(t_b + 5k_c)tF_{yc}$, es mayor que la fuerza P_{bf} aplicada por la viga, no se requieren atiesadores. En caso contrario sí son necesarios, y su área total debe ser tal que soporten la fuerza que no puede resistir la columna. Es decir,

$$\text{Resistencia mínima de los atiesadores} = (A_{st})_{\min} F_{yst} = P_{bf} - (t_b + 5k_c)tF_{yc}$$

Despejando $(A_{st})_{\min}$ se llega a la ec. 1.15-1.

La fórmula 1.15-2 limita la esbeltez del alma no atiesada de la columna, para evitar que se pandee en compresión, y la 1.15-3 sirve para controlar la flexión de los patines de la columna en la zona de tensión.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS ALTOS

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Ing. José Luis Sánchez Martínez

AGOSTO, 1983

EDIFICIOS ALTOS DE CONCRETO REFORZADO

El concreto reforzado es un material de construcción ideal desde muchos puntos de vista. En nuestro medio tiene la gran ventaja de haberse manejado más que ningún otro y - de que, por ello, su uso en construcción se ha hecho rutinario; no ocurre lo mismo con otros materiales tales como el acero, la mampostería o la madera.

Los materiales básicos con que se elabora el concreto se consiguen fácilmente y ocurre lo mismo con la mano de obra. No requiere protecciones especiales contra el fuego o la intemperie y se puede moldear dándole cualquier forma requerida.

La inmensa mayoría de los edificios de altura baja y media son, en nuestro medio, de concreto reforzado.

Aunque hace años, en los inicios de la construcción en concreto reforzado, se dudaba que el concreto pudiera -- constituir una solución adecuada en edificios altos, sabemos ahora perfectamente que, con el refuerzo adecuado, el uso de este material, representa una alternativa factible - que garantiza un buen comportamiento y gran economía.

La decisión de si un edificio alto debe construirse con estructura de concreto reforzado o de acero es una de las primeras incógnitas que se plantean al iniciarse su proyecto. La respuesta debe obtenerse después de un estudio económico de alternativas.

En los últimos años se han construido en la Ciudad de México una gran cantidad de edificios altos, la mayor parte de ellos con una altura máxima de aproximadamente 100 m. (30 pisos) y casi todos han sido de concreto reforzado. -- Hay solo unos cuantos edificios de mayor altura que se han resuelto, salvo contadas excepciones, utilizando estructura de acero (Torre Pemex, Torre Latino, Torre de Mexicana).

Aunque son muchos los conceptos que se deben tener en consideración para tomar la decisión, un elemento de juicio es el costo directo de la construcción y, dentro de él, el de la estructura que representa un porcentaje importante del total (del 25 al 50%, en muchos casos). Se justifica, por lo tanto, realizar un estudio que permita llegar a la mejor alternativa desde este punto de vista.

Deben definirse los distintos sistemas estructurales aplicables y una vez decidido este, pasar el detalle que determine las características óptimas de los distintos elementos que forman el sistema, encontrando enseguida las canti

dades de obra y los costos correspondientes.

En distintas publicaciones se han presentado guías - que permiten tener una idea de los sistemas estructurales - más convenientes atendiendo a la altura de la construcción; una de ellas es la siguiente:

S I S T E M A	No. de Pisos
Marcos rígidos	hasta 20
Muros de cortante	hasta 35
Marcos y muros	hasta 50
Tubo en tubo	hasta 65

Para el caso específico de un edificio de 35 pisos - que se proyectó para ser construido en el centro de la Ciudad de México se estudiaron las tres siguientes alternativas básicas:

- a) Estructura de Concreto Reforzado
- b) Estructura de acero
- c) Estructura Mixta

En los tres casos, por limitaciones del proyecto, el sistema estructural se planteó con marcos rígidos.

Para tomar la decisión se realizó un dimensionamiento preliminar en los tres casos y se encontraron las cantidades de obra necesarias para la construcción de las trabes y de las columnas de la superestructura; se supuso que las losas serían las mismas en los tres casos.

Se valuó el peso de cada alternativa y se consideró que la diferencia entre esos pesos se refleja en el número de pilotes necesarios para cimentar el edificio, considerando que estos elementos son los que toman directamente la carga de la superestructura, se supuso, en forma aproximada, que las características del resto de la cimentación, losas y trabes, y las de las zonas de sótanos, no cambian con la alternativa. Los resultados obtenidos se indican en la tabla siguiente:

Aunque el costo directo constituye un elemento de juicio -- importante no es, sin duda, el más trascendente, este, en la actualidad, lo es el tiempo necesario para ejecutar la construcción.

En términos generales, se reconoce, que la construcción en acero puede ser más rápida que la que se consigue utilizando concreto reforzado; en el primer caso un nivel puede montarse en tres días mientras que en el segundo se requiere normalmente una semana como mínimo.

El tiempo queda gobernado por el procedimiento constructivo que ha de seleccionarse, por lo tanto, con el mayor cuidado.

La importancia del tiempo se hace patente si se considera que las tasas de interés, en México, son en la actualidad, del orden del 60%.

Un cálculo simplista para un edificio como el que se comenta, con un costo de aproximadamente 1500 millones de pesos, suponiendo que se requirieren 36 meses para completarlo arrojaría un interés diario de aproximadamente 3 millones de pesos.

Una reducción de 6 meses de construcción podría representar un ahorro de 540 millones de pesos, esto es, una

cifra similar al costo total de la estructura. En estas condiciones es claro que cualquier ahorro que se planea y que consume tiempo seguramente resulta irrelevante y quizá contraproducente.

Las consideraciones anteriores condujeron en este caso a considerar como más adecuada a la alternativa c.

Aunque esta alternativa tiene un peso algo superior al que corresponde a la b, este ocurre en los niveles inferiores en los que las aceleraciones sísmicas son menores, el incremento en los cortantes sísmicos es poco significativo y puede considerarse que la zona de la torre es igual en ambos casos.

Por lo que se refiere a los primeros ocho niveles, las solicitaciones son más intensas que en el caso c pero, a pesar de ello, la solución es muy aceptable económicamente pues representa, para esta zona, un ahorro en costo de más del 40% del que se tendría usando estructura de acero.

La alternativa c presenta además una serie de ventajas que junto con la anterior compensan el menor costo que en la cimentación tendría la alternativa b.

Entre las ventajas mencionadas podrían estar las siguientes:

1. El tiempo de ejecución de la estructura de concreto de 8 niveles sumado al necesario para -- construir la cimentación, permitirá resolver, - en forma justa, los problemas relativos a la elaboración de planos de taller, a la adquisición - de los materiales necesarios para la ejecución de la estructura de acero de la torre y a su fabricación en planta, de tal modo que al terminar se la obra de concreto pueda procederse de inmediato al montaje de la estructura de acero.

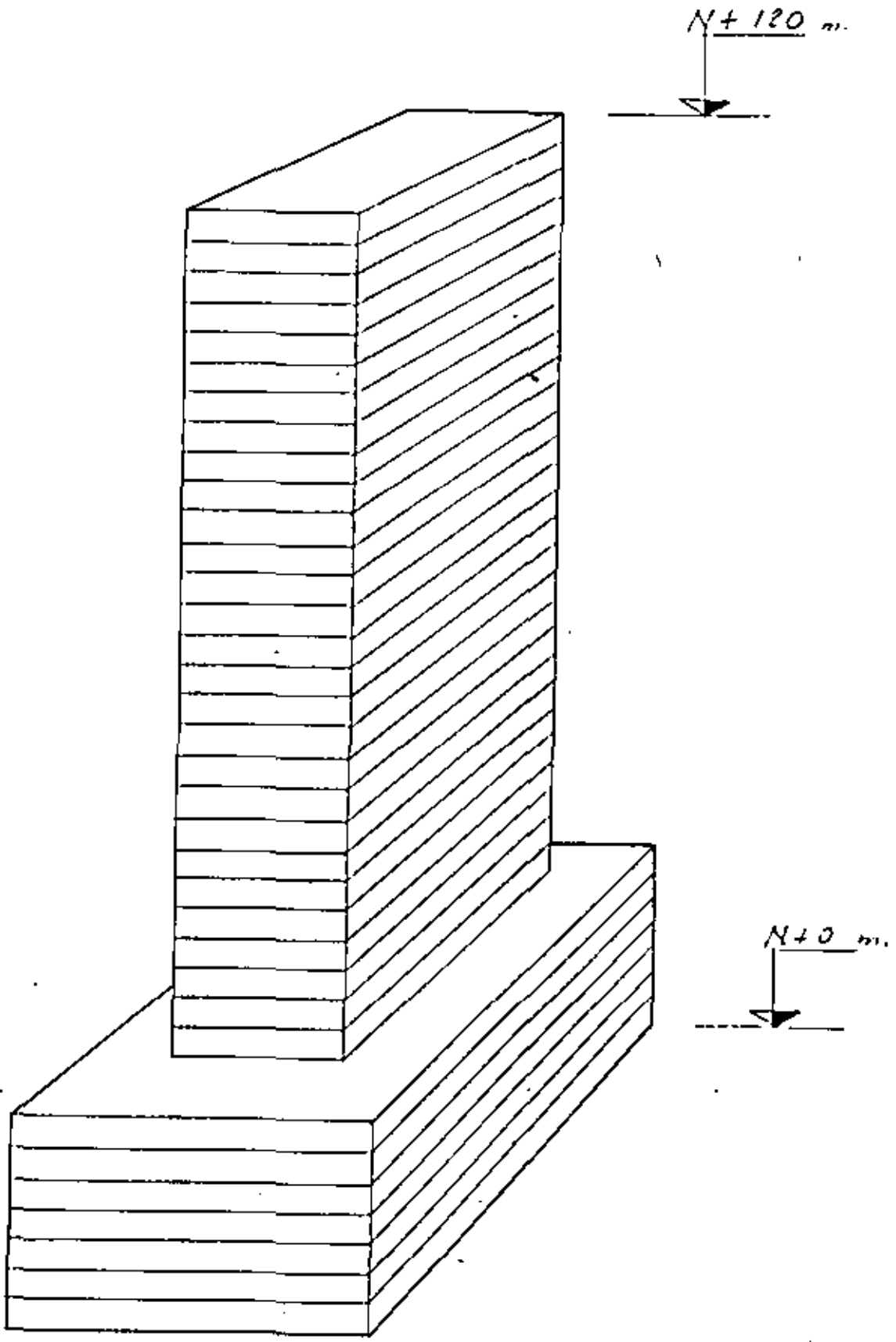
Esto aceleraría, sin duda, la terminación del -- edificio.

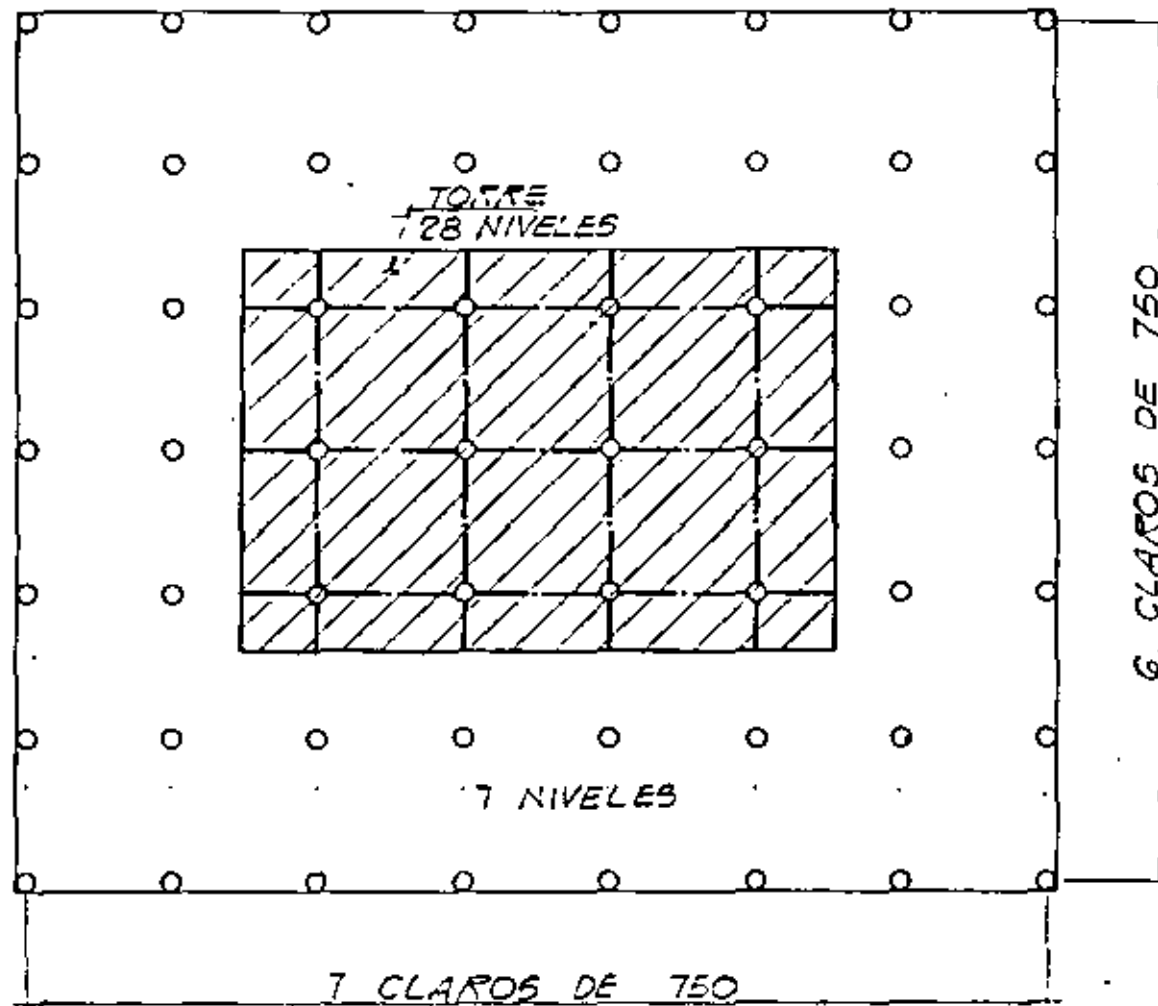
2. La estructura de concreto de 8 niveles corresponde a un edificio totalmente convencional que puede construirse fácilmente.

3. El costo de la estructura de concreto es menor - que el que correspondería a la solución metálica para esta zona del edificio.

4. La solución de las rampas de acceso a los estacionamientos es menos complicada en concreto reforzado que en acero.

5. No se requiere en esta zona ningun material que proteja la estructura de fuego o de la intemperie.





	ALTERNATIVA			
	A	B	C	
CONCRETO m^3/m^2	0.3	—	0.17	TRABES Y COLUMNAS DE CONCRETO
ACERO DE REFUERZO Kg/m^2	55	—	28	
ACERO ESTRUCTURAL Kg/m^2	—	115	60	TRABES Y COLUMNAS DE ACERO
T/m^2	27	16	21	PESO DE LA SUPER- ESTRUCTURA



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS ALTOS

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Ing. José Luis Sánchez Martínez

AGOSTO, 1983

ALGUNOS ASPECTOS IMPORTANTES EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS ALTOS
DE CONCRETO REFORZADO

Una serie de consideraciones estructurales que siempre pueden ser importantes pero que, en general, son poco tenidas en cuenta en edificios de altura baja y media adquieren una gran trascendencia en edificios altos.

Hay que señalar, en primer término, al equilibrio -- que se requiere lograr entre la ductilidad, la resistencia y la rigidez de la estructura.

DUCTILIDAD

Los edificios altos son, por su propia naturaleza, deformables y ante acciones sísmicas y de viento sus deformaciones son grandes, tanto que, en ciertos puntos a lo largo de la estructura, rebasan los límites de comportamiento elástico del material.

Estas deformaciones deben ser toleradas sin que se presente la falla y para ello la estructura debe tener la ductilidad suficiente.

Se dice que ocurre la falla si la demanda de ductilidad ($\frac{D}{Y_y}$) es mayor que la ductilidad disponible ($\mu = \frac{Y_m}{Y_y}$)

- D es el desplazamiento requerido
- Y_y es el desplazamiento correspondiente al inicio del comportamiento inelástico efectivo del material.
- Y_m es el desplazamiento máximo que se puede soportar.

Bajo determinadas hipótesis es posible determinar, teóricamente, la ductilidad disponible de un miembro, de un piso o la ductilidad global de una estructura. De hecho, el factor de ductilidad μ es una función del estado de esfuerzos y de la disposición del refuerzo, tanto longitudinal como transversal.

La demanda de ductilidad no es fácil de predecir, en general se establece que, durante un sismo, una estructura debe realizar tanto trabajo como energía le es transmitida por el terreno.

Si una estructura no es capaz de proporcionar una ductilidad importante su resistencia debe ser grande, de modo que con un desplazamiento pequeño acepte una fuerza de magnitud suficiente para producir el trabajo requerido; por el contrario, si la ductilidad es grande bastarán fuerzas pequeñas para disipar la energía necesaria.

La demanda de ductilidad es mayor en las zonas más débiles de una estructura ya que se llega pronto, en ellas, a la deformación inelástica Y_y , se producen deformaciones locales muy importantes y se requiere, por tanto, contar con gran ductilidad. Si por el contrario se llega a la fluencia en muchos lugares simultaneamente, la deformación necesaria se distribuye entre ellos y la ductilidad requerida para cada una es menos importante; sin embargo aún en estructuras con una resistencia razonablemente bien distribuida entre todos sus elementos las demandas de ductilidad resultan distintas en distintas zonas. Para desarrollar un factor de ductilidad global de 3 a 5 se requiere, generalmente, contar con uno de 3 a 10 para los pisos del edificio y de 5 a 15 para algunos de sus miembros.

En edificios cuya estructura está constituida por una serie de marcos rígidos, se recomienda buscar que la fluencia se presente en las trabes y no en las columnas. Esto se basa en los siguientes hechos:

En las vigas se puede conseguir una gran ductilidad con cierta facilidad, colocando el refuerzo en cantidades y lugares adecuados, en cambio en columnas esto no resulta igualmente fácil, de hecho, una columna con carga mayor a la correspondiente a la condición balanceada es solo capaz de desarrollar una ductilidad insignificante.

Para disipar una gran cantidad de energía se requiere una ductilidad relativamente moderada en las trabes, no así en las columnas. La fluencia local en los extremos de las trabes no afecta seriamente la capacidad de carga vertical de la estructura mientras que la fluencia de los extremos de las columnas podría conducir fácilmente al colapso. Las trabes son más fáciles de reparar que las columnas.

Este criterio de diseño se conoce como de columna -- fuerte - trabe débil.

En estructuras con muros de cortante se puede lograr también un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas; la ductilidad de un muro de cortante bien diseñado puede ser amplia, se pueden conseguir factores de ductilidad de 4 a 6 pero es necesario cuidar las características geométricas y la distribución del refuerzo.

Los muros de cortante acoplados tienen la ventaja, con respecto a los muros en voladizo, de ofrecer más de una línea de defensa, la fluencia más importante se confía al sistema de acoplamiento que se diseña de modo de aceptar -- grandes deformaciones y, similarmente a lo que sucede en -- las trabes de un marco, es más fácil de reparar que las bases de los muros.

RIGIDEZ

En la mayor parte de los edificios altos el estado - límite que rige las características principales de su estructura es su deformación, que debe mantenerse dentro de límites prefijados dando a la construcción la rigidez necesaria. El control de las deformaciones es necesario desde diferentes puntos de vista: para asegurar la estabilidad de la estructura, para no afectar el comportamiento de los elementos no estructurales y para procurar la comodidad de los ocupantes.

El sistema estructural queda, muchas veces, definido por la necesidad de controlar las deformaciones, se puede - decir, por ejemplo, que las losas planas aligeradas no son normalmente aplicables como sistema estructural único, en - construcciones altas, por su excesiva flexibilidad; que los marcos rígidos no resultan ya económicos para alturas mayores a 20 pisos, por requerir trabes de excesivo peralte; -- que con el uso de muros de cortante se puede llegar a 60 o más pisos; etc.

En todo caso, la rigidez del sistema estructural debe conocerse en forma aproximada. Los valores de EI deberían - reflejar la cantidad de refuerzo, las condiciones de agrietamiento, los efectos de las cargas axiales y el comporta-- miento inelástico del acero y del concreto.

En la práctica es necesario trabajar con valores - - aproximados de la rigidez, los análisis estructurales que - se realizan son normalmente análisis elásticos y se recomienda utilizar en ellos valores del momento de inercia, prome-- dios entre el correspondiente a secciones agrietadas y a --- secciones completamente sin agrietar; se debe, en todo caso, estar consciente de que los valores de la rigidez utilizados en el cálculo son solo una aproximación más o menos burda y que la rigidez no solo es importante en la determinación de deformaciones sino que también regula el período natural de vibración de una estructura y, en consecuencia, el valor de las fuerzas sísmicas que se han de utilizar para el diseño.

RESISTENCIA

Se ha dicho, que una vez tomadas las decisiones para lograr la ductilidad y rigidez de una estructura su resis-- tencia es un subproducto que se logra automáticamente; aun- que esta afirmación no puede tomarse literalmente, hay en - ella mucho de cierto, pues nos permite definir la manera de proporcionar la resistencia a una estructura de modo de lo- grar también un comportamiento satisfactorio.

Para dimensionar los elementos estructurales se uti- liza el método de diseño por resistencia pues, desde hace - tiempo, se reconoce que el método de esfuerzos de trabajo -

no permite establecer, con cierta precisión, los niveles de resistencia disponible. Se deben definir los factores de carga y los factores de resistencia para lograr que la resistencia de diseño (resistencia teórica reducida por el factor de carga) sea mayor que la resistencia requerida (efecto de las solicitaciones amplificadas por el factor de carga).

Los requisitos de ductilidad, rigidez y resistencia que se exigen para cumplir adecuadamente con las condiciones generales expuestas antes aparecen en los Reglamentos, entre nosotros esta información se toma del Reglamento para las Construcciones en el D.F. y algunas veces, de las normas del Instituto Americano del Concreto en cuyas especificaciones generales se incluye un apéndice dedicado precisamente al caso de estructuras que han de soportar sismos severos.

CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO.

I. Introducción.

Durante muchos años el dimensionamiento de elementos estructurales se ha realizado siguiendo el criterio llamado "elástico" o, quizá - más correctamente, de "esfuerzos permisibles".

El criterio consiste en seleccionar los miembros de modo que al actuar sobre ellos las cargas esperadas (cargas de servicio o de trabajo), los esfuerzos que ocurran no excedan de cierto valor permisible.

Los esfuerzos permisibles incorporan un factor de seguridad - con respecto al esfuerzo que se supone conduciría a la pieza a su límite de resistencia.

La aplicación de la teoría elástica, esto es, la hipótesis de que el material es esforzado siempre dentro de su rango de comportamiento elástico, está implícita en el procedimiento de diseño, no sólo porque - los métodos de análisis estructural que se utilizan para la determinación de los elementos mecánicos de diseño (fuerzas normales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes) se basan en dicha hipótesis, sino también - porque se supone que a partir de ellos se obtienen los esfuerzos actuantes aplicando teorías de resistencia de materiales también basados en la hipótesis elástica; la aplicación de la fórmula de la escuadría en el caso de piezas a flexión es típica:

$$f = \frac{M}{S}$$

En el valor de los esfuerzos admisibles, también está implícita

la hipótesis elástica, dado que en ningún caso se acepta un esfuerzo admisible mayor que el esfuerzo de fluencia dividido entre el coeficiente de seguridad elegido, aunque desde luego, los esfuerzos permisibles pueden ser menores a este valor cuando la resistencia no queda definida por la fluencia del material sino, para esfuerzos menores, por efectos de pandeo, falla frágil o fatiga.

Esto significa que el esfuerzo máximo permisible siempre estará, en teoría, en el rango de comportamiento elástico del material.

$$f_a = \frac{f_y}{C.S.}$$

$$f_a = \frac{f_{cr}}{C.S.}$$

$$f_{cr} < f_y$$

En el caso de flexión, el dimensionamiento será:

$$S = M f_a$$

Aunque el criterio de esfuerzos permisibles es conocido y utilizado aun por gran parte de los diseñadores de estructuras, desde hace ya tiempo se ha venido reconociendo que no es la mejor manera de atacar el problema del dimensionamiento estructural.

La hipótesis del comportamiento elástico es, para algunos materiales, una simplificación poco admisible. En el concreto, por ejemplo, la zona elástica simplemente no existe; en el acero, aunque la región elástica existe, su límite superior no puede definirse fácilmente debido a causas tales como la existencia de esfuerzos residuales, de concentraciones de esfuerzos, de asentamientos diferenciales o de cualquier otra causa que implique esfuerzos iniciales en la pieza previamente a que la carga que

debe soportar actúe.

El factor de seguridad no indica la proximidad o lejanía a las condiciones de falla de la estructura, ya que este ha sido fijado en función de un esfuerzo que no lo implica.

Por otra parte, la obtención de esfuerzos permisibles a menudo no ha sido más que un artificio para poder aplicar el método de diseño elástico; en el caso de columnas, por ejemplo, el diseño ha estado siempre basado en la resistencia última de la pieza, obtenida al margen de la teoría elástica, usando fórmulas empíricas en un principio y otras deducidas en forma teórica ultimamente; la carga de falla dividida entre el área de la sección recta de la pieza proporciona el esfuerzo crítico y éste dividido entre un coeficiente de seguridad da el esfuerzo permisible que se compara con el cociente de dividir la carga de trabajo entre el área de la sección para obtener el esfuerzo actuante, es claro que podrían compararse directamente las cargas sin necesidad de pasar por la obtención de los esfuerzos.

Teniendo en cuenta lo anterior, desde hace años, se han venido desarrollando criterios de diseño llamados con frecuencia de "diseño al límite" que están basados en la resistencia última de las piezas, que no requieren del cálculo de esfuerzos, ni actuantes ni permisibles, y que no están limitados por la teoría elástica, estos métodos se usan, desde hace tiempo intensamente en Europa y, en E.E.U.U. y en México han ido apareciendo en la mayor parte de las normas o especificaciones de diseño.

La evolución ocurrida puede ejemplificarse con los cambios que las normas del ACI para el dimensionamiento de estructuras de concreto han sufrido; el diseño al límite apareció primero como un método alternativa, en un apéndice de normas basadas en la teoría elástica. Tu-

vo después la misma importancia que el diseño elástico en siguientes especificaciones y, ahora la situación ha cambiado totalmente y el cuerpo fundamental de las normas se refiere al diseño al límite y la teoría elástica se permite pero se trata solo en su apéndice como algo de menor importancia.

El mismo cambio ha ocurrido, en forma más brusca, en el caso de las estructuras de acero, pues en las últimas especificaciones del Reglamento para las Construcciones en el D.F. aparece el criterio de dimensionamiento al límite como el básico y el de esfuerzo permisible como una alternativa poco recomendable.

Esto se debe a la idea de tratar el diseño de estructuras con el mismo criterio, independientemente del material de que se trate.

El criterio general de dimensionamiento que fija el Reglamento es en función de los llamados "Estados límites" y se distinguen estados límite de falla y estados límite de servicio.

Los primeros corresponden al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura, los segundos corresponden a daños que afectan al correcto funcionamiento de la estructura aunque no su capacidad de carga.

Se entiende por resistencia la magnitud de las acciones que provocan un estado límite de falla.

El procedimiento general de diseño consiste en revisar que las distintas acciones que puedan actuar multiplicadas por un factor de carga adecuado produzcan un efecto menor que la resistencia de diseño.

$$R_D \geq \sum F_C \cdot A$$

La resistencia de diseño se obtiene multiplicando la resistencia teórica o nominal por un llamado "factor de resistencia" que la reduce en función del tipo de falla que pueda presentarse: falla dúctil o falla frágil. Se caracteriza la primera porque se alcanzan deformaciones importantes mientras se mantiene la capacidad de carga correspondiente al estado límite, lo que permite, no solo tener una evidencia anticipada de la falla, sino también que se presenten redistribuciones de la carga a elementos menos esforzados. En el segundo caso esto no ocurre y la falla se presenta en forma brusca.

El factor de carga es uno de los coeficientes de seguridad que se tienen en este procedimiento y se fija con valores variables en función de la probabilidad de ocurrencia de la combinación de cargas que se estudie. Como la carga última, producto de la carga de trabajo por el factor de carga, se compara con la resistencia de la pieza, este factor sí significa un coeficiente de seguridad real.

El dimensionamiento de piezas en flexión sería:

$$M_p = F_R Z f_y$$

$$(F.C.) M \leq M_p$$

El valor del momento plástico M_p se sustituye por $M_y = F_R S f_y$ cuando no puedan producirse las rotaciones necesarias para plastificar la sección sin pandeo local o por $M_c = F_R S f_c$ en presencia de pandeo lateral.

Bajo determinadas restricciones se permite el análisis plástico de cualquier estructura hiperestática, tomando en cuenta la redistribución de momentos que se presenta al formarse articulaciones plásticas en una o más secciones transversales.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS ALTOS

A N E X O

Ing. José Luis Sánchez Martínez

AGOSTO, 1983

encouragement that, where practical, membrane reinforcement shall be placed in the direction of principal tensile membrane forces in regions of high tension.

Section 19.4.2 and 19.4.3 — Indicates that the entire shell shall be reinforced with reinforcement in two approximately orthogonal directions.

Section 19.4.5 — Expresses the basic principle in the Code with the specific area of reinforcement required in the Commentary.

Section 19.4.9 — Clarifies that reinforcement to resist bending moment shall be placed near both surfaces of the shell since the magnitude and sign of the bending moment can change rapidly along the shell surface.

Section 19.4.12 — Because of problems in placing reinforcing on curved surfaces, experienced designers feel that the splice provisions should be more stringent than in conventional structures.

APPENDIX A — SPECIAL PROVISIONS FOR SEISMIC DESIGN

Code Appendix A — Page 77 through 81

Revise Appendix A (in total) to read as follows:

A.0 — Notation

A_{cs} = cross-sectional area of a structural member measured out-to-out of transverse reinforcement, sq in.

A_{cv} = area of concrete section, resisting shear, of an individual pier or horizontal wall segment, sq in.

A_{v1} = net area of concrete section bounded by web thickness and length of section in the direction of shear force considered, sq in.

A_g = gross area of section, sq in.

A_j = minimum cross-sectional area within a joint in a plane parallel to the axis of the reinforcement generating the shear in the joint. Where a girder frames into a support of larger width, effective width of the joint shall be assumed not to exceed the width plus the overall depth of the joint, sq in.

A_{st} = total cross-sectional area of transverse reinforcement (including cross-ties) within spacing s and perpendicular to dimension h .

A_{sh} = total cross-sectional area of shear reinforcement within spacing s and perpendicular to longitudinal axis of structural member, sq in.

b = effective compressive flange width of a structural member, in.

b_w = web width, or diameter of circular section, in.

d = effective depth of section.

d_b = bar diameter

E = load effects of earthquake, or related internal moments and forces

f_c = specified compressive strength of concrete, psi

f_y = specified yield strength of reinforcement, psi

f_{yt} = specified yield strength of transverse reinforcement, psi

h = overall thickness of structural member.

h_c = cross-sectional dimension of column core measured center-to-center of confining reinforcement

h_w = height of entire wall (diaphragm) or of the segment of wall (diaphragm) considered

l_d = development length for a straight bar

l_{dh} = development length for a bar with a standard hook as defined in Eq. (A-5)

l_e = minimum length, measured from joint face along axis of structural member, over which transverse reinforcement must be provided, in.

l_w = length of entire wall (diaphragm) or of segment of wall (diaphragm) considered in direction of shear force

M_u = portion of slab moment balanced by support moment

s = spacing of transverse reinforcement measured along the longitudinal axis of the structural member, in.

s_x = maximum spacing of transverse reinforcement, in.

V_c = nominal shear strength provided by concrete

V_u = design shear force determined from Section A.7.1.1 or A.7.1.2

V_n = nominal shear strength

V_u = factored shear force at section

α_c = coefficient defining the relative contribution of concrete strength to wall strength. See Eq. (A-6)

ρ_f = ratio of nonprestressed tension reinforcement = A_s / bd .

ρ_{ex} = ratio of total reinforcement area to cross-sectional area of column

ρ_{sh} = ratio of distributed shear reinforcement on a plane perpendicular to plane of A_{cv}

ρ_s = ratio of volume of spiral reinforcement to the core volume confined by the spiral reinforcement (measured out-to-out)

ρ_{sh} = A_{sh} / A_{cv} ; where A_{sh} is the projection on A_{cv} of area of distributed shear reinforcement crossing the plane of A_{cv}

ϕ = strength reduction factor

A.1 — Definitions

Base of structure — Level at which earthquake motions are assumed to be imparted to a building. This level does not necessarily coincide with the ground level.

Boundary members — Portions along wall and diaphragm edges strengthened by longitudinal and transverse reinforcement. Boundary members do not necessarily require an increase in the thickness of the wall or diaphragm. Edges of openings within walls and diaphragms may also have to be provided with boundary members.

Collector elements — Elements that serve to transmit the inertial forces within the diaphragms to members of the lateral-force resisting systems.

Crosstie — A continuous bar having a 135-deg hook with at least a ten-diameter extension at one end and a 90-deg hook with at least a six-diameter extension at the other end. The hooks shall engage peripheral longitudinal bars.

Design load combinations — Combinations of factored loads and forces specified in Section 9.2.

Development length for a bar with a standard hook — The shortest distance between the critical section (where the strength of the bar is to be developed) and a tangent to the outer edge of the 90-deg hook.

Factored loads and forces — Specified loads and forces modified by the factors in Section 9.2.

Hoop — A closed tie or continuously wound tie the ends of which have 135-deg hooks with ten-diameter extensions, that encloses the longitudinal reinforcement.

Lateral-force resisting system — That portion of the structure composed of members proportioned to resist forces related to earthquake effects.

Lightweight-aggregate concrete — "All lightweight" or "sanded-lightweight" aggregate concrete made with lightweight aggregates conforming to Section 3.3.

Shell concrete — Concrete outside the transverse reinforcement confining the concrete.

Specified lateral forces — Lateral forces corresponding to the appropriate distribution of the design base shear force prescribed by the governing code for earthquake-resistant design.

Structural diaphragms — Structural members, such as floor and roof slabs, which transmit inertial forces to lateral-force resisting members.

Structural trusses — Assemblages of reinforced concrete members subjected primarily to axial forces.

Structural walls — Walls proportioned to resist combinations of shears, moments, and axial forces induced by earthquake motions.

Strut — An element of a structural diaphragm used to provide continuity around an opening in the diaphragm.

Tie elements — Elements which serve to transmit inertia forces and prevent separation of such building components as footings and walls.

A.2 — General requirements

A.2.1 — Scope

A.2.1.1 — Appendix A contains special requirements for design and construction of reinforced concrete members of a structure for which the design forces, related to earthquake motions, have been determined on the basis of energy dissipation in the nonlinear range of response.

A.2.1.2 — The provisions of Chapters 1 through 17 shall apply except as modified by the provisions of this Appendix.

A.2.1.3 — In regions of moderate seismic risk, reinforced concrete frames resisting forces induced by earthquake motions shall be proportioned to satisfy only Section 9 of Appendix A in addition to the requirements of Chapters 1 through 17.

A.2.1.4 — In regions of high seismic risk, all structural reinforced concrete members shall satisfy Sections A.2 through A.8 of Appendix A in addition to the requirements of Chapters 1 through 17.

A.2.1.5 — A reinforced concrete structural system not satisfying the requirements of this appendix may be used if it is demonstrated by experimental evidence and analysis that the proposed system will have strength and toughness equal to or exceeding those provided by a comparable monolithic reinforced concrete structure satisfying this appendix.

A.2.2 — Analysis and proportioning of structural members

A.2.2.1 — The interaction of all structural and nonstructural members which materially affect the linear and nonlinear response of the structure to earthquake motions shall be considered in the analysis.

A.2.2.2 — Rigid members assumed not to be a part of the lateral force resisting system may be used provided their effect on the response of the system is considered and accommodated in the structural design. Consequences of failure of structural and nonstructural members which are not a part of the lateral-force resisting system shall also be considered.

A.2.2.3 — Structural members below base of structure required to transmit to the foundation forces resulting from earthquake effects shall also comply with the requirements of Appendix A.

A.2.2.4 — All structural members assumed not to be part of the lateral force resisting system shall conform to Section A.8.

A.2.3 — Strength reduction factors

Strength reduction factors shall be as given in Section 9.3 except for the following:

A.2.3.1 — Except for determining the strength of joints, the shear strength reduction factor shall be 0.6 for any structural member if its nominal shear strength is less than the shear corresponding to development of its nominal flexural strength for the factored-load combinations including earthquake effect. Shear strength reduction factor for joints shall be 0.65.

A.2.3.2 — The strength reduction factor for axial compression and flexure shall be 0.5 for all frame members with factored axial compressive forces exceeding $(A_g f'_c / 10)$ if the transverse reinforcement does not conform to Section A.4.4.

A.2.4 — Concrete in members resisting earthquake-induced forces

A.2.4.1 Compressive strength, f'_c of the concrete shall be not less than 3000 psi.

A.2.4.2 — Compressive strength of lightweight-aggregate concrete used in design shall not exceed 4000 psi. Lightweight-aggregate concrete with higher design compressive strength may be used if demonstrated by experimental evidence that structural members made with that lightweight-aggregate concrete provide strength and toughness equal to or exceeding those of comparable members made with normal weight-aggregate concrete of the same strength.

A.2.5 — Reinforcement in members resisting earthquake-induced forces

A.2.5.1 — Reinforcement resisting earthquake-induced flexural and axial forces in frame members and in wall boundary members shall comply with ASTM A 706, ASTM A 615 grades 40 and 60 reinforcement may be used in these members if (a) the actual yield strength based on mill tests does not exceed the specified yield strength by more than 18,000 psi (retests shall not exceed this value by more than an additional 3000 psi) and (b) the ratio of the actual ultimate tensile stress to the actual tensile yield strength is not less than 1.25. Reinforcement required by design load combinations which include earthquake effect shall not be welded except as specified in Sections A.3.2.4 and A.4.3.2.

A.3 — Flexural members of frames

A.3.1 — Scope

Requirements of Section A.3 apply to frame members (a) resisting earthquake-induced forces (b) proportioned primarily to resist flexure, and (c) satisfying the following conditions:

A.3.1.1 — Factored axial compressive force on the member shall not exceed $(A_g f'_c / 10)$.

A.3.1.2 — Clear span for the member shall not be less than four times its effective depth.

A.3.1.3 — The width-to-depth ratio shall not be less than 0.3.

A.3.1.4 — The width shall not be less than (a) ten in. and (b) more than the width of the supporting member (measured on a plane perpendicular to the longitudinal axis of the flexural member) plus distances on each side of the supporting member not exceeding three-fourths of the depth of the flexural member.

A.3.2 — Longitudinal reinforcement

A.3.2.1 — At any section of a flexural member and for the top as well as for the bottom reinforcement the amount of reinforcement shall not be less than $(200 b_w d / f_y)$ and the reinforcement ratio, ρ , shall not exceed 0.025. At least two bars shall be provided continuously both top and bottom.

A.3.2.2 — Positive-moment strength at joint face shall be not less than one half of the negative-moment strength provided at that face of the joint. Neither the negative- nor the positive-moment strength at any section along member length shall be less than one-fourth the maximum moment strength provided at face of either joint.

A.3.2.3 — Lap splices of flexural reinforcement shall be permitted only if hoop or spiral reinforcement is provided over the lap length. Maximum spacing of the transverse reinforcement enclosing the lapped bars shall not exceed $d/4$ or four in. Lap splices shall not be used (a) within the joints, (b) within a distance of twice the member depth from the face of the joint, and (c) at locations where analysis indicates flexural yielding caused by inelastic lateral displacements of the frame.

A.3.2.4 — Welded splices and mechanical connections conforming to Sections 12.15.3.1 through 12.15.3.4 may be used for splicing provided not more than alternate bars in each layer of longitudinal reinforcement are spliced at a section and the center-to-center distance between splices of adjacent bars is 24 in. or more measured along the longitudinal axis of the frame member.

A.3.3 — Transverse reinforcement

A.3.3.1 — Hoops shall be provided in the following regions of frame members:

(1) Over a length equal to twice the member depth measured from the face of the supporting member toward midspan, at both ends of the flexural member.

(2) Over lengths equal to twice the member depth on both sides of a section where flexural yielding may occur in connection with inelastic lateral displacements of the frame.

A.3.3.2 — The first hoop shall be located not more than two in. from the face of a supporting member. Maximum spacing of the hoops shall not exceed (a) $d/4$, (b) eight times the diameter of the smallest longitudinal bars, (c) 24 times the diameter of the hoop bars, and (d) twelve in.

A.3.3.3 — Where hoops are required, longitudinal bars on the perimeter shall have lateral support conforming to Section 7.10.5.3.

A.3.3.4 — Where hoops are not required, stirrups shall be spaced at no more than $d/2$ throughout the length of the member.

A.3.3.5 — Hoops in flexural members may be made up of two pieces of reinforcement: a stirrup having 135-deg hooks with ten-diameter extensions anchored in the confined core and a cross-tie to make a closed hoop. Consecutive cross-ties shall have their 90-deg hooks at opposite sides of the flexural member. If the longitudinal reinforcing bars secured by the cross-ties are confined by a slab only on one side of the flexural frame member, the 90-deg hooks of the cross-ties shall all be placed on that side.

A.4 — Frame members subjected to bending and axial load

A.4.1 — Scope

The requirements of this section apply to frame members (a) resisting earthquake-induced forces, (b) having a factored axial compressive force exceeding $(A_c f_c' / 10)$ and (c) satisfying the following conditions:

A.4.1.1 — The shortest cross-sectional dimension, measured on a straight line passing through the geometric centroid, shall not be less than 12 in.

A.4.1.2 — The ratio of the shortest cross-sectional dimension to the perpendicular dimension shall not be less than 0.4.

A.4.2 — Minimum flexural strength of columns

A.4.2.1 — Flexural strength of any column proportioned to resist a factored axial compressive

force exceeding $(A_c f_c' / 10)$ shall satisfy Sections A.4.2.2 or A.4.2.3.

Lateral strength and stiffness of columns not satisfying Section A.4.2.2 shall be ignored in determining the calculated strength and stiffness of the structure but shall conform to Section A.8.

A.4.2.2 — The flexural strengths of the columns shall satisfy Eq. (A-1)

$$\Sigma M_c \geq (6/5) \Sigma M_g \quad (A-1)$$

ΣM_c = sum of moments, at the center of the joint, corresponding to the design flexural strength of the columns framing into that joint. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the lowest flexural strength.

ΣM_g = sum of moments, at the center of the joint, corresponding to the design flexural strengths of the girders framing into that joint.

Flexural strengths shall be summed such that the column moments oppose the beam moments. Eq. (A-1) shall be satisfied for beam moments acting in both directions in the vertical plane of the frame considered.

A.4.2.3 — If Section A.4.2.2 is not satisfied at a joint, columns supporting reactions from that joint shall be provided with transverse reinforcement as specified in Section A.4.4 over their full height.

A.4.3 — Longitudinal reinforcement

A.4.3.1 — The reinforcement ratio, ρ , shall not be less than 0.01 and shall not exceed 0.06.

A.4.3.2 — Lap splices are permitted only within the center half of the member length and shall be proportioned as tension splices. Welded splices and mechanical connections conforming to Sections 12.15.3.1 through 12.15.3.4 may be used for splicing the reinforcement at any section provided not more than alternate longitudinal bars are spliced at a section and the distance between splices is 24 in. or more along the longitudinal axis of the reinforcement.

A.4.4 — Transverse reinforcement

A.4.4.1 — Transverse reinforcement as specified below shall be provided unless a larger amount is required by Section A.7.

(1) The volumetric ratio of spiral or circular loop reinforcement, ρ_s , shall not be less than that indicated by Eq. (A-2).

$$(\rho_s = 0.12 f_c' / f_s) \quad (A-2)$$

and shall not be less than that required by Eq. (10-5).

(2) The total cross-sectional area of rectangular hoop reinforcement shall not be less than that given by Eq. (A-3) and (A-4).

$$A_m = 0.3 (sh_c / l_m) [(A_g / A_m) - 1] \quad (A-3)$$

$$A_m = 0.12 (sh_c / l_m) \quad (A-4)$$

(3) Transverse reinforcement may be provided by single or overlapping hoops. Cross-ties of the same bar size and spacing as the hoops may be used. Each end of the cross-tie shall engage a peripheral longitudinal reinforcing bar. Consecutive cross-ties shall be alternated end for end along the longitudinal reinforcement.

(4) If the design strength of member core satisfies the requirement of the specified loading combinations including earthquake effect, Eq. (A-3) and (10-5) need not be satisfied.

A.4.4.2 — Transverse reinforcement shall be spaced at distances not exceeding (a) one-quarter of the minimum member dimension and (b) four in.

A.4.4.3 — Cross-ties or legs of overlapping hoops shall not be spaced more than 14 in. on center in the direction perpendicular to the longitudinal axis of the structural member.

A.4.4.4 — Transverse reinforcement in amount specified in Sections A.4.4.1 through A.4.4.3 shall be provided over a length l_c from each joint face and on both sides of any section where flexural yielding may occur in connection with inelastic lateral displacements of the frame. The length l_c shall not be less than (a) the depth of the member at the joint face or at the section where flexural yielding may occur, (b) one sixth of the clear span of the member, and (c) 18 in.

A.4.4.5 — Columns supporting reactions from discontinued stiff members, such as walls, shall be provided with transverse reinforcement as specified in Sections A.4.4.1 through A.4.4.3 over their full height beneath the level at which the discontinuity occurs if the factored axial compressive force in these members, related to earthquake effect, exceeds $(A_g f'_c / 10)$.

A.5 — Structural walls, diaphragms, and trusses

A.5.1 — Scope

The requirements of this section apply to structural walls and trusses serving as parts of the earthquake-force resisting systems as well as to diaphragms, struts, ties, chords and collector members which transmit forces induced by earthquake.

A.5.2 — Reinforcement

A.5.2.1 — The reinforcement ratio, ρ , for structural walls shall not be less than 0.0025 along the

longitudinal and transverse axes. Reinforcement spacing each way shall not exceed 8 in. Reinforcement provided for shear strength shall be continuous and shall be distributed across the shear plane.

A.5.2.2 — At least two curtains of reinforcement shall be used in a wall if the in-plane factored shear force assigned to the wall exceeds $2A_g \sqrt{f'_c}$.

A.5.2.3 — Structural-truss members, struts, ties, and collector members with compressive stresses exceeding $0.2 f'_c$ shall have special transverse reinforcement, as specified in Section A.4.4, over the total length of the member. The special transverse reinforcement may be discontinued at a section where the calculated compressive stress is less than $0.15 f'_c$. Stresses shall be calculated for the factored forces using a linearly elastic model and gross-section properties of the members considered.

A.5.2.4 — All continuous reinforcement in structural walls, diaphragms, trusses, struts, ties, chords, and collector members shall be anchored or spliced in accordance with the provisions for reinforcement in tension as specified in Section A.6.4.

A.5.3 — Boundary members for structural walls and diaphragms

A.5.3.1 — Boundary members shall be provided at boundaries and edges around openings of structural walls and diaphragms for which the maximum extreme-fiber stress, corresponding to factored forces including earthquake effect, exceeds $0.2 f'_c$ unless the entire wall or diaphragm member is reinforced to satisfy Sections A.4.4.1 through A.4.4.3. The boundary member may be discontinued where the calculated compressive stress is less than $0.15 f'_c$. Stresses shall be calculated for the factored forces using a linearly elastic model and gross-section properties.

A.5.3.2 — Boundary members, where required, shall have transverse reinforcement as specified in Sections A.4.4.1 through A.4.4.3.

A.5.3.3 — Boundary members of structural walls shall be proportioned to carry all factored gravity loads on the wall, including tributary loads and self-weight, as well as the vertical force required to resist overturning moment calculated from factored forces related to earthquake effect.

A.5.3.4 — Boundary members of structural diaphragms shall be proportioned to resist the sum of the compressive force acting in the plane of the diaphragm and the force obtained from dividing the factored moment at the section by the distance between the edges of the diaphragm at that section.

A.5.3.5 — Transverse reinforcement in walls with boundary members shall be anchored within the confined core of the boundary member to develop the yield stress in tension of the transverse reinforcement.

A.5.4 — Construction joints

A.5.4.1 — All construction joints in walls and diaphragms shall conform to Section 6.4 and contact surfaces shall be roughened as specified in Section 11.7.9.

A.6 — Joints of frames

A.6.1 — General requirements

A.6.1.1 — Forces in longitudinal beam reinforcement at the joint face shall be determined by assuming that the stress in the flexural tensile reinforcement is $1.25 f_y$.

A.6.1.2 — Strength of joint shall be governed by the appropriate strength reduction factors specified in Section 9.3.

A.6.1.3 — Beam longitudinal reinforcement terminated in a column shall be extended to the far face of the confined column core and anchored in tension according to Section A.6.4 and in compression according to Chapter 12.

A.6.2 — Transverse reinforcement

A.6.2.1 — Transverse hoop reinforcement, as specified in Section A.4.4 shall be provided within the joint, unless the joint is confined by structural members as specified in Section A.6.2.2

A.6.2.2 — Within the depth of the shallowest framing member, transverse reinforcement equal to at least one-half the amount required by Section A.4.4.1 shall be provided where members frame into all four sides of the joint and where each member width is at least three-fourths the column width.

A.6.2.3 — Transverse reinforcement as required by Section A.4.4 shall be provided through the joint to provide confinement for longitudinal beam reinforcement outside the column core if such confinement is not provided by a beam framing into the joint.

A.6.3 — Shear strength

A.6.3.1 — The nominal shear strength of the joint shall be assumed not to exceed the forces specified below for normal weight-aggregate concrete.

For confined joint $20\sqrt{f'_c} A_j$

For others $15\sqrt{f'_c} A_j$

where A_j is the minimum cross-sectional area of the joint in a plane parallel to the axis of the reinforcement generating the shear force.

A joint is considered to be confined if members frame into all vertical faces of the joint and if at least three-quarters of each face of the joint is covered by the framing member.

A.6.3.2 — For lightweight-aggregate concrete, the nominal shear strength of the joint shall not exceed three-quarters of the limits given in Section A.6.3.1.

A.6.4 — Development length for reinforcement in tension

A.6.4.1 — The development length, $l_{d\min}$, for a bar with a standard 90-deg hook in normal weight-aggregate concrete shall not be less than $8d_b$, 6 in., and the length required by Eq. (A-5).

$$l_{d\min} = f_y d_b / 165 \sqrt{f'_c} \quad (A-5)$$

for bar sizes #3 through #11.

For lightweight-aggregate concrete, the development length for a bar with a standard 90-deg hook shall not be less than $10d_b$, 7.5 in., and 1.25 times that required by Eq. (A-5).

The 90-deg hook shall be located within the confined core of a column or of a boundary member.

A.6.4.2 — For bar sizes #3 through #11, the development length, l_d , for a straight bar shall not be less than (a) two-and-a-half (2.5) times the length required by Section A.6.4.1 if the depth of the concrete cast in one lift beneath the bar does not exceed 12 in. and (b) three-and-a-half (3.5) times the length required by Section A.6.4.1 if the depth of the concrete cast in one lift beneath the bar exceeds 12 in.

A.6.4.3 — Straight bars terminated at a joint shall pass through the confined core of a column or of a boundary member. Any portion of the straight embedment length not within the confined core shall be increased by a factor of 1.6.

A.7 — Shear-strength requirements

A.7.1 — Design forces

A.7.1.1 — Frame members subjected primarily to bending. The design shear force, V_u , shall be determined from consideration of the static forces on the portion of the member between faces of the joints. It shall be assumed that moments of opposite sign corresponding to probable strength act at the joint faces and that the member is loaded with the factored tributary gravity load along its span. The moments corresponding to probable strength shall be calculated using the properties of the member at the joint faces without strength reduction factors and assuming that the stress in the tensile reinforcement is equal to at least $1.25 f_y$.

A.7.1.2 — Frame members subjected to combined bending and axial load. The design shear force, V_n , shall be determined from consideration of the forces on the member, with the nominal moment strengths calculated for the factored axial compressive force resulting in the largest moment, acting at the faces of the joints.

A.7.1.3 — Structural walls, diaphragms and trusses. The design shear force, V_n , shall be obtained from the lateral load analysis in accordance with the factored loads and combinations specified in Section 9.2.

A.7.2 — Transverse reinforcement in frame members

A.7.2.1 — For determining the required transverse reinforcement in frame members in which the earthquake-induced shear force calculated in accordance with Section A.7.1.1 represents one half or more of total design shear, the quantity V_n shall be assumed to be zero if the factored axial compressive force including earthquake effects is less than $(A_c f_c' / 20)$.

A.7.2.2 — Stirrups or ties required to resist shear shall be hoops over lengths of members as specified in Sections A.3.3, A.4.4, and A.6.2.

A.7.3 — Shear strength of structural walls and diaphragms

A.7.3.1 — Nominal shear strength of structural walls and diaphragms shall be determined using either Sections A.7.3.2 or A.7.3.3.

A.7.3.2 — Nominal shear strength, V_n , of structural walls and diaphragms shall be assumed not to exceed the shear force calculated from

$$V_n = A_w (2 \sqrt{f_c'} + \rho_s f_s) \quad (\text{A-6})$$

A.7.3.3 — For walls (diaphragms) and wall (diaphragm) segments having a ratio of (h_w / l_w) less than 2.0, nominal shear strength of wall (diaphragm) may be determined from Eq. (A-7).

$$V_n = A_w (\alpha_s \sqrt{f_c'} + \rho_s f_s) \quad (\text{A-7})$$

where the coefficient α_s varies linearly from 3.0 for $(h_w / l_w) = 1.5$ to 2.0 for $(h_w / l_w) = 2.0$.

A.7.3.4 — In Section A.7.3.3, value of ratio (h_w / l_w) used for determining V_n for segments of a wall or diaphragm shall be the largest of the ratios for the entire wall (diaphragm) and the segment of wall (diaphragm) considered.

A.7.3.5 — Walls (diaphragms) shall have distributed shear reinforcement providing resistance in two orthogonal directions in the plane of the wall (diaphragm). If the ratio (h_w / l_w) does not exceed 2.0, reinforcement ratio, ρ_s , shall not be less than reinforcement ratio $\rho_{s, \min}$.

ρ_s = reinforcement ratio on plane of A_w .

A.7.3.6 — Nominal shear strength of all wall piers sharing a common lateral force shall not be assumed to exceed $8A_w \sqrt{f_c'}$ where A_w is the total cross-sectional area and the nominal shear strength of any one of the individual wall piers shall not be assumed to exceed $10A_{w, \text{pier}} \sqrt{f_c'}$ where $A_{w, \text{pier}}$ represents the cross-sectional area of the pier considered.

A.7.3.7 — Nominal shear strength of horizontal wall segments shall not be assumed to exceed $10A_w \sqrt{f_c'}$ where A_w represents the cross-sectional area of a horizontal wall segment.

A.8 — Frame members not proportioned to resist forces induced by earthquake motions

A.8.1 — All frame members assumed not to be part of the lateral force resisting system shall be investigated and shown to be adequate for vertical load carrying capacity with the structure assumed to have deformed laterally twice that calculated for the factored lateral forces. Such members shall satisfy the minimum-reinforcement requirements specified in Sections A.3.2.1 and A.5.2.1 as well as those specified in Chapter 7, 10, and 11.

A.8.2 — All frame members with factored axial compressive forces exceeding $(A_c f_c' / 10)$ shall satisfy the following special requirements unless they comply with Section A.4.4.

A.8.2.1 — Ties shall have 135-deg hooks with extensions not less than six tie-bar diameters of 2.5 in. Crossies, as defined in this Appendix may be used.

A.8.2.2 — The maximum tie spacing shall be s_t over a length l_t measured from the joint face. The spacing s_t shall be not more than (a) eight diameters of the smallest longitudinal bar enclosed, (b) 24 tie-bar diameters, and (c) one-half the least cross-sectional dimension of the column. The length l_t shall not be less than (a) one-sixth of the clear height of the column, (b) the maximum cross-sectional dimension of the column, and (c) 18 in.

A.8.2.3 — The first tie shall be within a distance equal to $0.5 s_t$ from the face of the joint.

A.8.2.4 — The tie spacing shall not exceed $2s_t$ in any part of the column.

A.9 — Requirements for frames in regions of moderate seismic risk

A.9.1 — In regions of moderate seismic risk, structural frames proportioned to resist forces induced by earthquake motions shall satisfy the requirements of Section A.9 in addition to those of Chapters 1 through 18.

A.9.2 — Reinforcement details in a frame member shall satisfy Section A.9.4 if the factored compressive axial load for the member does not exceed $(A_s f_c' / 10)$. If the factored compressive axial load is larger, frame reinforcement details shall satisfy Section A.9.5 unless the member has spiral reinforcement according to Eq. (10-5). If a two-way slab system without beams is treated as part of a frame resisting earthquake effect, reinforcement details in any span resisting moments caused by lateral force shall satisfy Section A.9.6.

A.9.3 — Design shear strength of beams, columns, and two-way slabs resisting earthquake effect shall not be less than either (a) the sum of the shear associated with development of nominal moment strengths of the member at each restrained end of the clear span and the shear calculated for factored gravity loads or (b) the maximum shear obtained from design load combinations which include earthquake effect E , with E assumed to be twice that prescribed by the governing code for earthquake-resistant design.

A.9.4 — Beams

A.9.4.1 — The positive-moment strength at the face of the joint shall be not less than one-third the negative-moment strength provided at that face of the joint. Neither the negative- nor the positive-moment strength at any section along the length of the member shall be less than one-fifth the maximum moment strength provided at the face of either joint.

A.9.4.2 — At both ends of the member, stirrups shall be provided over lengths equal to twice the member depth measured from the face of the supporting member toward midspan. The first stirrup shall be located at not more than two in. from the face of the supporting member. Maximum stirrup spacing shall not exceed (a) $d/4$, (b) eight times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed, (c) 24 times the diameter of the stirrup bar, and (d) 12 in.

A.9.4.3 — Stirrups shall be placed at not more than $d/2$ throughout the length of the member.

A.9.5 — Columns

A.9.5.1 — Maximum tie spacing shall not exceed s_t over a length l_t measured from the joint face. Spacing s_t shall not exceed (a) eight times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed, (b) 24 times the diameter of the tie bar, (c) one half of the smallest cross-sectional dimension of the frame member, and (d) 12 in. Length l_t shall not be less than (a) one-sixth of the clear span of the member, (b) maximum cross-sectional dimension of the member, and (c) 18 in.

A.9.5.2 — The first tie shall be located at not more than $s_t/2$ from the joint face.

A.9.5.3 — Joint reinforcement shall conform to Section 11.12.1.2.

A.9.5.3 — Tie spacing shall not exceed twice the spacings s_t .

A.9.6 — Two-way slabs without beams

A.9.6.1 — Factored slab moment at support related to earthquake effect shall be determined for load combinations defined by Eq. (9-2) and (9-3). All reinforcement provided to resist M_u , the portion of slab moment balanced by support moment, shall be placed within the column strip defined in Section 13.2.1.

A.9.6.2 — The fraction, defined by Eq. (13-1), of moment M_u shall be resisted by reinforcement placed within the effective width specified in Section 13.3.4.2.

A.9.6.3 — Not less than one-half of the reinforcement in the column strip at support shall be placed within the effective slab width specified in Section 13.3.4.2.

A.9.6.4 — Not less than one-fourth of the top reinforcement at the support in the column strip shall be continuous throughout the span.

A.9.6.5 — Continuous bottom reinforcement in the column strip shall be not less than one-third of the top reinforcement at the support in the column strip.

A.9.6.6 — Not less than one-half of all bottom reinforcement at midspan shall be continuous and shall develop its yield strength at face of support as defined in Section 13.6.2.5.

A.9.6.7 — At discontinuous edges of the slab all top and bottom reinforcement at support shall be developed at the face of support as defined in Section 13.6.2.5.

APPENDIX A — SPECIAL PROVISIONS FOR SEISMIC DESIGN

Revise Commentary Appendix A (in total) to read as follows:

A.2 — General requirements

A.2.1 — Scope

Appendix A contains specifications which are currently considered to be the minimum requirements for producing a monolithic reinforced concrete structure with adequate proportions and details to enable the structure to sustain a series of oscillations into the inelastic range of response without critical decay in strength. Demand for integrity of the structure in the inelastic

range of response is created by the rationalization of forces used for design in documents such as the 1980 report of the Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California.¹¹ The lateral design forces specified in Reference A.1 are considered less than those corresponding to linear response of the anticipated earthquake intensity.^{12,13,14,15}

As a properly detailed reinforced concrete structure responds to strong ground motion, its effective stiffness decreases and its capability to dissipate energy increases. These developments tend to reduce the response acceleration or lateral inertia forces with respect to those forces calculated for a linearly elastic model of the uncracked and lightly damped structure.¹⁶ Thus, the use of design forces representing earthquake effects such as those in Reference A.1 requires that the building be equipped with a lateral-force resisting system which will retain a substantial portion of its strength as it is subject to displacement reversals into the inelastic range. Toughness of the structure is an essential property for earthquake resistance.

The level of toughness required, and therefore of special detail needs, for a given structure depends on the quantitative relationship between earthquake intensity and structural strength. Recognizing the fact that most of the experience which has led to the development of special details for reinforced concrete construction has been obtained from events with very strong ground motions, it is proper first to consider the question of a trade-off between strength and detail requirements in an environment of high earthquake risk. Given a design earthquake intensity or a design response spectrum indexed by an effective peak acceleration, it appears plausible to soften or relinquish some of the detail requirements if the design strength is increased with respect to the minimum code requirement. However, available knowledge of ground motion and structural response to such motion does not make precise estimates of inelastic displacement possible. Furthermore, it is not currently possible to devise explicit and universally applicable relationships between the required number of inelastic displacements and required reinforcing details. The practical choice is between (a) a system with sufficient strength to respond to the ground motion within the linear or nearly linear range of response and (b) a system with adequate details to permit nonlinear response without critical loss of strength.

For applications in zones of high earthquake risk, requirements of Appendix A in Sections A.2 through A.9 have been developed in relation to the second option, on the assumption that the design forces are based on Reference A.1 or a

TABLE A. 1 — SECTIONS OF APPENDIX A TO BE SATISFIED*

Earthquake-risk level†	High	Moderate
Frame members resisting earthquake effects	2,3,4,6,7	9
Walls, diaphragms and trusses, resisting earthquake effects	2,5,6,7	None
Frame members not resisting earthquake effects	8	None

*In addition to requirements of Chapters 1-17 in regions of high risk and Chapters 1-18 in regions of moderate risk.

†The terms refer to regions with earthquake risk identified in listing codes such as American National Standard "Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures, AISC A 308-1-1987" and Uniform Building Code 1987.^{17,18} Regions of high earthquake risk correspond approximately to zones 3 and 4, and regions of moderate earthquake risk correspond approximately to zone 2 in both listing codes.

comparable document^{19,20} with a similar approach to the determination of design forces. The entire building, including the foundation and nonstructural members, must satisfy Sections A.2 through A.8 of Appendix A (Sections A.2.1.3 and A.2.1.4) as outlined in Table A.1.

Appendix A requires a minimum of special details for reinforced concrete buildings in zones of moderate earthquake risk. These requirements, all presented in Section A.9, apply only to reinforced concrete frames proportioned to resist forces caused by earthquake motions. There are no special requirements for other structural or nonstructural components of buildings in zones of moderate seismic risk.

Appendix A does not apply to construction in regions of low and no seismic risk.

Field and laboratory experience which has led to the special proportioning and detailing requirements in Appendix A has been predominantly with monolithic reinforced concrete building structures. Projection of these requirements to other types of reinforced concrete structures, which may differ in concept or fabrication from monolithic construction, must be tempered by relevant physical evidence and analysis. Precast and/or prestressed members may be used for earthquake resistance provided it is demonstrated that the resulting structure will provide the safety and serviceability (during and after the earthquake) levels expected from monolithic construction.

The "toughness" requirements in Section A.2.1.5 refers to the concern for the structural integrity of the entire lateral-force resisting structure at lateral displacements anticipated for ground motions corresponding to design intensity. Depending on the energy-dissipation characteristics of the structural system used, such displacements may have to be more than those for a monolithic reinforced concrete structure.

A.2.2 — Analysis and proportioning of structural elements

It is assumed that the distribution of required strength to the various components of a lateral-force resisting system will be guided by the analysis of a linearly elastic model of the system acted on by the factored forces specified by the governing code. If nonlinear response-history analyses are to be used, base motions should be selected after a detailed study of the site conditions and local seismic history.

Because the design basis admits nonlinear response, it is necessary to investigate the stability of the lateral load resisting system as well as its interaction with other structural and nonstructural members at displacements larger than those indicated by linear analysis. To handle this problem without having to resort to nonlinear-response analysis, one option is to multiply by a factor of at least two the displacements from linear analysis for the factored lateral forces, unless the governing code specifies the factors to be used as in References A.2 and A.7. For lateral-displacement calculations, assuming at least all the horizontal structural members to be fully cracked is likely to lead to better estimates of the possible drift than using uncracked stiffness for all members.

The main concern of Appendix A is the safety of the structure. The intent of Sections A.2.2.1 and A.2.2.2 is to draw attention to the influence of nonstructural members on structural response and to hazards from falling objects.

Section A.2.2.3 alerts the designer to the fact that the base of the structure as defined in analysis may not necessarily correspond to the foundation or ground level.

In selecting member sizes for earthquake-resistant structures, it is very important to consider problems related to congestion of reinforcement. The designer should assure that all reinforcement can be assembled and placed and that concrete can be cast and consolidated properly. Use of upper limits of reinforcement ratios permitted is likely to lead to insurmountable construction problems especially at frame joints.

A.2.3 — Strength reduction factors

Strength reduction factors in Chapter 9 are intended to compensate for uncertainties in estimation of strength of structural members in buildings. They are based primarily on experience and experiments with steady increase applied load or essentially constant load. Some of the strength-reduction factors have been modified in Appendix A in view of the effects on strength of large displacements into the nonlinear range of re-

sponse. As further information is obtained on the behavior of reinforced-concrete members under load cycles simulating earthquake effects, it is very likely that most strength-reduction factors will be changed to suit conditions for earthquake-resistant design.

Section A.2.3.1 refers to brittle members such as low-rise walls or portions of walls between openings of which proportions are such that it becomes impractical to reinforce them to raise their nominal shear strength above the shear corresponding to nominal flexural strength for the pertinent loading conditions. This requirement does not apply to calculations for evaluating the shear strength of connections.

Section A.2.3.2 is included to discourage the use of tied columns to resist earthquake induced forces.

A.2.4 — Concrete in elements resisting earthquake-induced forces

Requirements of this section refer to concrete quality in frames, trusses, or walls proportioned to resist earthquake-induced forces. The maximum design compressive strength of lightweight-aggregate concrete to be used in structural-design calculations is limited to 4000 psi primarily because of paucity of experimental and field data on the behavior of members, made with lightweight-aggregate concrete, subjected to displacement reversals in the nonlinear range. If convincing evidence is developed for a specific application, the limit on maximum compressive strength of lightweight-aggregate concrete may be increased to a level justified by the evidence.

A.2.5 — Reinforcement in members resisting earthquake-induced forces

Use of longitudinal reinforcement with strength substantially higher than that assumed in design will lead to higher shear and bond stresses at the time of development of yield moments. These conditions may lead to brittle failures in shear or bond and should be avoided even if such failures may occur at higher loads than those anticipated in design. Therefore, a ceiling is placed on the actual yield strength of the steel (Section A.2.5.1a).

The requirement for an ultimate tensile stress larger than the yield strength of the reinforcement (Section A.2.5.1b) is based on the assumption that the capability of a structural member to develop inelastic rotation capacity is a function of the length of the yield region along the axis of the member. In interpreting experimental results, length of the yield region has been related to the relative magnitudes of ultimate and yield moments.¹⁵ According to that interpretation, the

larger is the ratio of ultimate to yield moment; the longer is the yield region. Appendix A requires that the ratio of actual tensile strength to actual yield strength is not less than 1.25. Members with reinforcement not satisfying that condition can also develop inelastic rotation, but their behavior is sufficiently different to exclude them from direct consideration on the basis of rules derived from experience with members reinforced with strain-hardening steel.

Section A.2.5.2 has been included because welding or tack-welding of crossing reinforcing bars can lead to local embrittlement of the steel. If such welding will facilitate fabrication or field installation, it must be done only on bars added expressly for construction. No welding is permitted on reinforcement required by design load combinations including earthquake effect unless welding is performed to splice the bar using a controlled procedure with adequate inspection.

A.3 — Flexural members of frames

A.3.1 — Scope

This section refers to girders of frames resisting lateral loads induced by earthquake motions. If any frame member is subjected to a factored axial compressive force exceeding $(A_g f'_c / 10)$, it is to be proportioned and detailed as described in Section A.4.

Experimental evidence¹¹ indicates that, under reversals of displacement into the nonlinear range, behavior of continuous members having length-to-depth ratios of less than four is significantly different from the behavior of relatively slender members. Design rules derived from experience with relatively slender members do not apply directly to members with length-to-depth ratios less than four, especially with respect to shear strength.

Geometric constraints indicated in Sections A.3.1.3 and A.2.1.4 were derived from practice with reinforced concrete frames resisting earthquake induced forces.¹¹

A.3.2 — Longitudinal reinforcement

Section 10.3.3 limits the tensile reinforcement ratio in a flexural member to a fraction of the amount that would produce "balanced" conditions. For a section subjected to bending only and loaded monotonically to yielding, this approach is feasible because the likelihood of compressive failure can be estimated reliably with the behavioral model assumed for determining the reinforcement ratio corresponding to "balanced" failure. The same behavioral model (because of incorrect assumptions such as linear strain distribution, well-defined yield point for the steel, limiting compressive strain in the concrete of

0.003, and compressive stresses in the shell concrete) fails to describe the conditions in a flexural member subjected to reversals of displacements well into the inelastic range. Thus, there is little rationale for continuing to refer to "balanced conditions" in earthquake-resistant design of reinforced concrete structures.

The limiting reinforcement ratio of 0.025 is based primarily on considerations of steel congestion and, indirectly, on limiting shear stresses in girders of typical proportions. The requirement of at least two bars, top and bottom, refers again to construction rather than behavioral requirements.

Lap splices of reinforcement (Section A.3.2.3) are prohibited at regions where flexural yielding is anticipated because such splices are not considered reliable under conditions of cyclic loading into the inelastic range. Transverse reinforcement for lap splices at any location is mandatory because of the likelihood of loss of shell concrete.

A.3.3 — Transverse reinforcement

This reinforcement is required primarily to confine the concrete and maintain lateral support for the reinforcing bars in regions where yielding is expected. Examples of hoops suitable for flexural members of frames are shown in Fig. A-2.

In case of members with varying strength along the span or members for which the permanent load represents a large proportion of the total design load, concentrations of inelastic rotation may occur within the span. If such a condition is anticipated, transverse reinforcement must be provided also in regions where yielding is expected.

A.4 — Frame elements subjected to bending and axial load

A.4.1 — Scope

This section contains rules intended primarily for columns of frames serving to resist earthquake forces. Frame members which are not columns but do not satisfy Section A.3.1 are to be proportioned and detailed according to this section.

The geometric constraints in Sections A.4.1.1 and A.4.1.2 follow from previous practice.¹¹

A.4.2 Relative strength of columns

The intent of Section A.4.2.2 is to reduce the likelihood of yielding in columns.

If Section A.4.2.2 cannot be satisfied at a joint, any positive contribution of the column or columns involved to the lateral strength and stiffness of the structure is to be ignored. The engineer is cautioned not to ignore any negative contributions of the presence of the column in

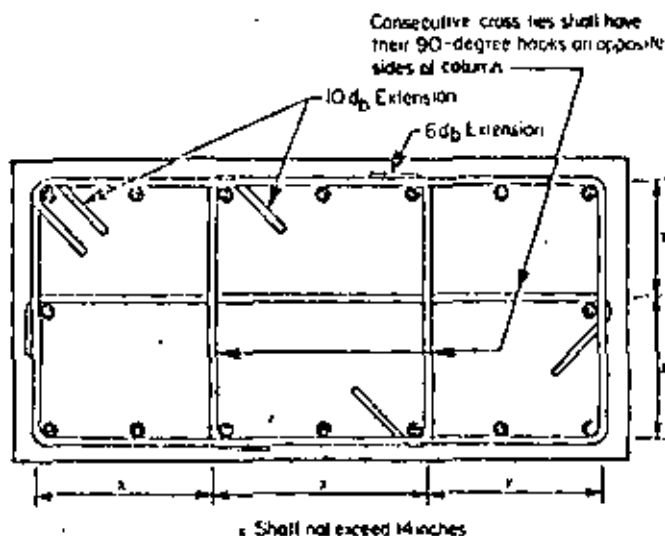


Fig. A-1 — Example of transverse reinforcement in columns

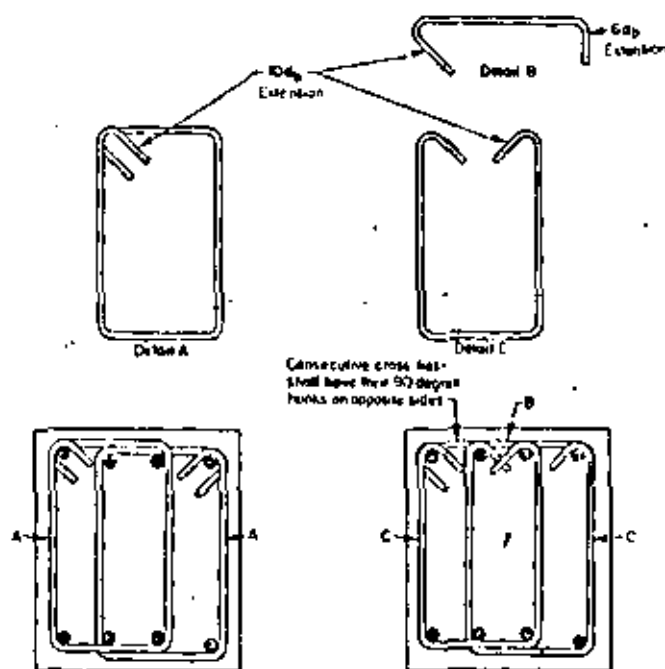


Fig. A-2 — Examples of overlapping hoops

question to building behavior. For example, ignoring the stiffness of the columns ought not be used as a justification for reducing the design base shear. If inclusion of those columns in the analytical model of the building results in an increase in torsional effects, the increase must be provided for in accordance with the requirements of the governing code.

A.4.3 — Longitudinal reinforcement

The lower bound to the reinforcement ratio in members carrying axial forces as well as bonding refers to the traditional concern for the effects of time-dependent deformations of the concrete and the desire to have a sizeable difference between the cracking and yielding moments. The upper bound reflects concern for steel congestion, load

transfer from floor elements to column in low-rise construction, and the development of large shear stresses.

Spalling of the shell concrete, which is likely to occur near the ends of the column in frames of typical configuration, makes lap splices in these locations vulnerable. If lap splices are to be used at all, they must be located near the mid-height where stress reversal is likely to be limited to a smaller stress range than at locations near the joints.

Welding and mechanical splices may occur at any level but no more than half the bars may be spliced at any one section.

A.4.4 — Transverse reinforcement

The reason for the requirements in this section is concern for confining the concrete and providing lateral support to the reinforcement.

For axially compressed members subjected to steadily increasing load, the effect of helical (spiral) reinforcement on strength of confined concrete has been well established.¹⁰ Eq. (10-3) follows from the arbitrary design concept that, under axial loading, maximum column capacity before loss of shell be equal to that at large compressive strains with the spiral reinforcement stressed to its useful limit. The toughness of the axially loaded "spiral" column is not directly relevant to its role in the earthquake-resistant frame where toughness is related to its performance under reversals of moment as well as axial load. For earthquake-resistant construction, there is no reason to modify Eq. (10-5) other than adding the varying lower bound given by Eq. (A-2) which governs for larger columns with gross cross-sectional area, A_g , less than approximately 1.25 times the core area, $A_{c,c}$.

A conservative evaluation of the available data^{10, 11, 12, 13} pertaining to the effect of rectilinear transverse reinforcement on behavior of reinforced concrete suggests that such reinforcement improves ductility consistently but its effect on strength is difficult to express reliably in terms of the apparently critical material properties. There is no intelligible relationship for determining an explicit equivalence between spiral and rectilinear transverse reinforcement. Considering that the basis for determining the amount of spiral reinforcement Eq. (10-5) is not directly relevant to loading conditions encountered under earthquake effects, it is plausible to determine the required amount of rectilinear confining reinforcement on the general premise that, to provide confinement comparable to that of spiral reinforcement, there should be more of it. Eq. (A-3) and (A-4), which apply to rectilinear rein-

forcement, compare to Eq. (10-5) and (A-2), respectively, but Eq. (A-2) and (A-4) require more transverse reinforcement per unit length of member.

Eq. (A-3), which governs for large sections, is ignored if the ratio of required to provided strength is low.

Transverse reinforcement required by Eq. (10-5), (A-2), (A-3), and (A-4) is to be distributed over regions where inelastic action is considered to be likely (Section A.4.4.4).

Fig. A-1 shows an example of transverse reinforcement provided by one hoop and three cross-ties. Fig. A-2 shows examples of transverse reinforcement details for flexural elements.

Dynamic response analyses and field observations indicate that columns supporting discontinued stiff members, such as walls or trusses, tend to develop considerable inelastic response. Therefore, it is required that these columns have special transverse reinforcement throughout their length. This rule covers all columns beneath the level at which the stiff member has been discontinued unless the factored forces corresponding to earthquake effect is low (Section A.4.4.5).

A.5 — Structural walls, diaphragms, and trusses

A.5.1 — Scope

This section contains requirements for the dimensions and details of relatively stiff structural systems including parts of roof and floor systems transmitting inertia forces, as well as walls and trusses. Stubby frame members, which constitute parts of the lateral force resisting system, are also to be proportioned in accordance with the requirements of this section.

A.5.2 — Reinforcement

Reinforcement minima (Sections A.5.2.1 and .2) follow from preceding codes of practice. The uniform-distribution requirement of the shear reinforcement is related to the intent to control the width of inclined cracks. The requirement for two layers of reinforcement in walls carrying substantial design shears is based on the observation that, under ordinary construction conditions, the probability of maintaining a single layer of reinforcement near the middle of the wall section is quite low. Furthermore, presence of reinforcement close to the surface tends to inhibit fragmentation of the concrete in the event of severe cracking during an earthquake.

Compressive stress calculated for the factored forces on a linearly elastic model based on gross section of the structural member is used as an index value to determine whether confining re-

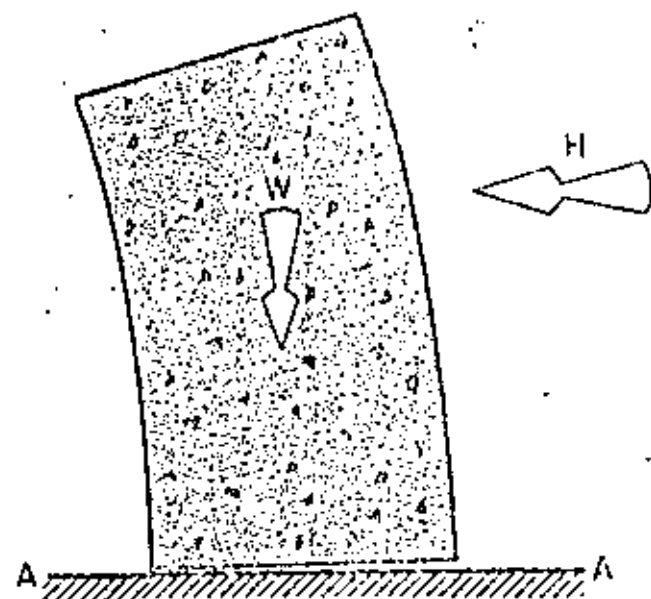


Fig. A-3 — Loading conditions on a structural wall

inforcement is required. A calculated compressive stress of $0.2 f'_c$ in a member is assumed to indicate that integrity of the entire structure is dependent on the ability of that member to resist substantial compressive force under severe cyclic loading. Therefore, transverse reinforcement, as specified in Section A.4.4., is required in such members to provide confinement for the concrete and the compressed reinforcement (Section A.5.2.3).

Because the actual forces in longitudinal reinforcing bars of stiff members may exceed the calculated forces, it is required (Section A.5.2.4) that all continuous reinforcement be developed fully.

A.5.3 — Boundary members for structural walls

A simplified diagram showing the forces on the critical section A-A of a structural wall acted on by permanent loads, W and the maximum shear and moment induced by earthquake in a given direction are shown in Fig. A-3. Under loading conditions described, the compressed flange resists the acting gravity load plus the total tensile force generated in the vertical reinforcement (or compressive force associated with the bending moment at section A-A). Recognizing that this loading condition may be repeated many times during the strong motion, it becomes essential to confine the concrete in all wall flanges where compressive forces are likely to be large as implied by the design compressive stress exceeding $0.2 f'_c$ (Sections A.5.3.1 and A.5.3.2). The stress is to be calculated for the factored forces on the section assuming linear response of the gross concrete section. The compressive stress of $0.2 f'_c$ is used as an index value and does not

necessarily describe the actual state of stress that may develop at the critical section under the influence of the actual inertia forces for the anticipated earthquake intensity.

The requirement in Section A.5.3.3 is based on the assumption that the boundary member may have to carry all compressive forces at the critical section at the time when maximum lateral forces are acting on the structural wall. Design requirements involve only the section properties. The cross section of the boundary member must have adequate strength (determined as an axially loaded short column with the appropriate strength-reduction factors) to resist the factored axial compressive force at the critical section.

If required, boundary members in diaphragms are proportioned to resist an axial force determined in the same manner as for wall boundary members (Section A.5.3.4).

Because horizontal reinforcement in walls requiring boundary members is likely to act as web reinforcement, it should be fully anchored in boundary members which act as flanges (Section A.5.3.4). Achievement of this anchorage is made difficult by possible development of large transverse cracks in the boundary members. Whenever feasible, standard 90 deg hooks or mechanical anchorage schemes should be considered.

A.6 — Joints of frames

A.6.1 — General requirements

Development of inelastic rotations at the faces of joints of reinforced concrete frames is associated with strains in the flexural reinforcement well in excess of the yield strain. Consequently, joint shear force generated by the flexural reinforcement is calculated for a stress of $1.25 f_y$ in the reinforcement (Section A.6.1.1). A detailed explanation of the reasons for the possible development of stresses in excess of the yield strength in girder tensile reinforcement is provided in Reference A.8.

A.6.2 — Transverse reinforcement

However low the calculated shear force in a joint of a frame resisting earthquake-induced forces, confining reinforcement (Section A.4.4) must be provided through the joint around the column reinforcement (Section A.6.2.1). As specified in Section A.6.2.2, confining reinforcement may be reduced if horizontal members frame into all four sides of the joint.

Section A.6.2.3 refers to a joint where the width of the girder exceeds the corresponding column dimension. In that case, girder reinforcement not confined by the column reinforcement must be

provided lateral support either by a girder framing into the same joint or by transverse reinforcement.

A.6.3 — Shear strength

The requirements in Appendix A for proportioning joints are based on Reference A.8 in that behavioral phenomena within the joint are interpreted in terms of a nominal shear strength of the joint. Because tests of joints¹⁰ and deep beams¹¹ indicated that shear strength was not as sensitive to joint (shear) reinforcement as implied by the expression developed by ACI Committee 326¹² for beams and adopted to apply to joints by ACI Committee 352, it was elected to set the strength of the joint as a function of only the compressive strength of the concrete (Section A.6.3) and to require a minimum amount of transverse reinforcement in the joint (Section A.6.2).

A.6.4 — Development length of bars in tension

Minimum development length for deformed bars with standard hooks embedded in normalweight concrete is determined using Eq. (A-4). Eq. (A-4) is based on the requirements of Section 12.5. Because Appendix A stipulates that the hook is to be embedded in confined concrete, the coefficients 0.7 (for concrete cover) and 0.8 (for ties) have been incorporated in the constant used in Eq. (A-4). The development length that would be derived directly from Section 12.5 is increased to reflect the effect of load reversals.

The development length in tension for a reinforcing bar with a standard hook is defined as the distance, parallel to the bar, from the critical section (where the bar is to be developed) to a tangent drawn to the outside edge of the hook. The tangent is to be drawn perpendicular to the axis of the bar. (Fig. A-4)

Factors such as the actual stress in the reinforcement being more than the yield force and the effective development length not necessarily starting at the face of the joint are supposed to have been implicitly considered in the development of the expression for basic development length which has been used as the basis for Eq. (A-5).

For lightweight-aggregate concrete, the length required by Eq. (A-5) is to be increased by 25 percent to compensate for variability of bond characteristics of reinforcing bars in various types of lightweight-aggregate concrete.

Section A.6.4.2 specifies the minimum development length for straight bars as a multiple of the length indicated by Section A.6.4.1. Case (b) of Section A.6.4.2 refers to "top" bars.

If the required straight embedment length of a reinforcing bar extends beyond the confined vol-

ume of concrete (as defined in Sections A.3.3, A.4.4, or A.6.2), the required development length is increased on the premise that the limiting bond stress outside the confined region is less than that inside.

$$l_{dev} = 1.6(l_d - l_{ec}) + l_{ec} \quad (A)$$

or

$$l_{dev} = 1.6 l_d - 0.6 l_{ec} \quad (B)$$

The notation used in Eq. (A) and (B) is defined below.

- l_{dev} = required development length if bar is not entirely embedded in confined concrete.
- l_d = required development length for straight bar embedded in confined concrete (Section A.6.4.3).
- l_{ec} = length of bar embedded in confined concrete.

Lack of reference to #14 and #18 bars in Section A.6.4 is due to paucity of information on anchorage of such bars subjected to load reversals simulating earthquake effects.

A.7 — Shear-strength requirements

A.7.1 — Design forces

In determining the equivalent lateral forces representing earthquake effects for the type of frames considered, it is assumed that frame members will dissipate energy in the nonlinear range of response. Unless a frame member possesses a strength that is a multiple, on the order of three to four, of the design forces, it must be assumed that it will yield in the event of the design earthquake. The design shear force must be a good approximation of the maximum shear that may develop in a member. Therefore, required shear strength for frame members is related to flexural strength of the designed member, rather than to factored shear force indicated by lateral-load analysis. Conditions described by Sections A.7.1.1 and A.7.1.2 reflect this requirement illustrated in Fig. A-5. Because girders are assumed to develop extensive nonlinear response, required shear strengths of the girders are determined using stresses in longitudinal reinforcement ($1.25 f_y$) which recognize the possibility of strain hardening.¹⁴ Column design shears (Section A.7.1.2) are determined on the basis of limiting moments calculated from interaction diagrams. In both cases, strength-reduction factors are assumed to be unity.

Design shears for structural walls, trusses, and diaphragms are obtained from lateral-load analy-

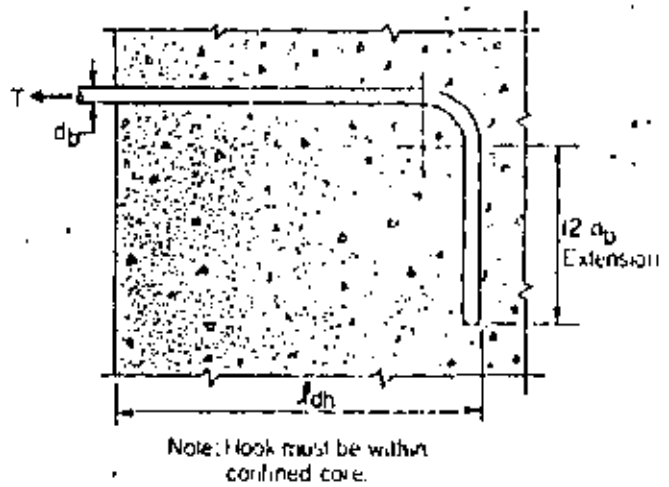


Fig. A-4 — Standard hook

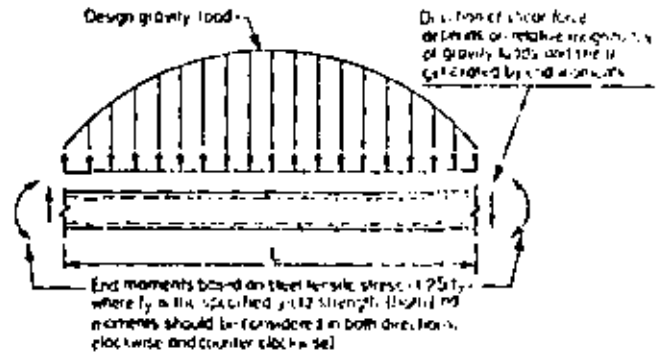


Fig. A-5 — Design shears for girders and columns

sis with the appropriate load factors. However, the designer should consider the possibility of yielding in components of such structures, as in the portion of a wall between two window openings, in which case the actual shear may be well in excess of the shear indicated by lateral-load analysis based on factored design forces.

The term "probable strength" in Section A.7.1 refers to moment strength calculated with $\phi = 1.0$ and $f_y = 1.25 f_y$.

A.7.2 — Transverse reinforcement in frame elements

Experimental studies of reinforced concrete members subjected to cyclic loading have demonstrated that more shear reinforcement is required to insure a flexural failure if the member is subjected to alternating nonlinear displace-

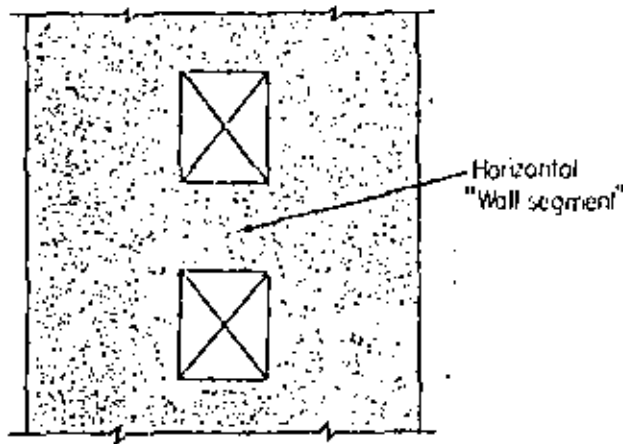


Fig. A-6 — Wall with openings

ments than if the member is loaded in one direction only: the necessary increase of shear reinforcement being higher in the case of no axial load.^{11,12} This observation is reflected in the specifications (Section A.7.2.1) by eliminating the term representing the contribution of concrete to shear strength. However, this stratagem, chosen for its relative simplicity, should not be interpreted to mean that no concrete is required to resist shear. On the contrary, it may be argued that the concrete core resists all the shear with the shear (transverse) reinforcement confining and thus strengthening the concrete. The confined concrete core plays an important role in the behavior of the beam and should not be reduced to a minimum just because the design expression does not recognize it explicitly.

Because spalling of the concrete shell is anticipated during strong motion, especially at and near regions of flexural yielding, all web reinforcement must be provided in the form of closed hoops as defined in Section A.7.2.2.

A.7.3 — Reinforcement in structural walls and diaphragms

Section A.7.3 is concerned with proportioning and detailing of structural walls and floor diaphragms which resist shear forces caused by earthquake motions. Shear-strength requirements for walls and diaphragms are identical. All references to walls in the following discussion should be understood to include diaphragms as well.

Section A.7.3 includes two procedures for determining shear strength of walls: A simple one (Section A.7.3.2) and one (Section A.7.3.3) which recognizes the higher shear strength of walls and wall segments with low ratios of height (h_w) to base length (l_w). If the engineer elects to use Section A.7.3.2, Section A.7.3.3 is to be ignored. Similarly, if Section A.7.3.3 is chosen, Section A.7.3.2 is to be ignored.

Eq. (A-6) in Section A.7.3.2 is given in terms of the net area of the section resisting shear. For a rectangular section without openings, the term A_n refers to the gross area of the cross-section rather than to the product of the width and the effective depth. The definition of A_n in Eq. (A-6) facilitates design calculations for walls with uniformly distributed reinforcement and walls with openings.

The only difference between Section A.7.3.2 and Section A.7.3.3, is in coefficient ϕ_s of Eq. (A-7). Recognizing the higher strength of "stubby" walls or walls with high shear-to-moments ratios^{11,12} coefficient ϕ_s varies from 3.0 for walls or wall segments with (h_w/l_w) ratios of 1.5 or less to the value used in Eq. (A-6) for (h_w/l_w) values equal to or exceeding 2.0.

The ratio (h_w/l_w) may refer to overall dimensions of a wall or of a segment of the wall bounded by two openings or an opening and an edge. The intent of Section A.7.3.4 is to make certain that any segment of a wall is not assigned a unit strength larger than that for the whole wall. However, a wall segment with a ratio of (h_w/l_w) higher than that of the entire wall must be proportioned for the unit strength associated with the ratio (h_w/l_w) based on the dimensions for that segment.

To restrain the inclined cracks effectively along their trajectories, reinforcement included in ϕ_s and ϕ_c should be appropriately distributed along the length and height of the wall (Section A.7.3.5). Chord reinforcement provided near wall edges in concentrated amounts for resisting bending moment is not to be included in determining ϕ_s and ϕ_c . Within practical limits, shear reinforcement distribution should be uniform and at a small spacing.

A wall segment refers to a part of a wall bounded by openings or by an opening and an edge. Traditionally, a "vertical" wall segment bounded, say, by two window openings has been referred to as a pier.

If the factored shear force at a given level in a structure is resisted by several walls or several piers of a perforated wall, the average unit shear strength assumed for the total available cross-sectional area is limited to $8\sqrt{f'_c}$ with the additional requirement that the unit shear strength assigned to any one pier does not exceed $10\sqrt{f'_c}$. The upper bound of strength to be assigned to any one member is imposed to limit the degree of redistribution of shear force.

"Horizontal wall segment" in Section A.7.3.7 refers to wall sections between two vertically aligned openings (Fig. A-6). It is, in effect, a pier rotated through 90 deg.

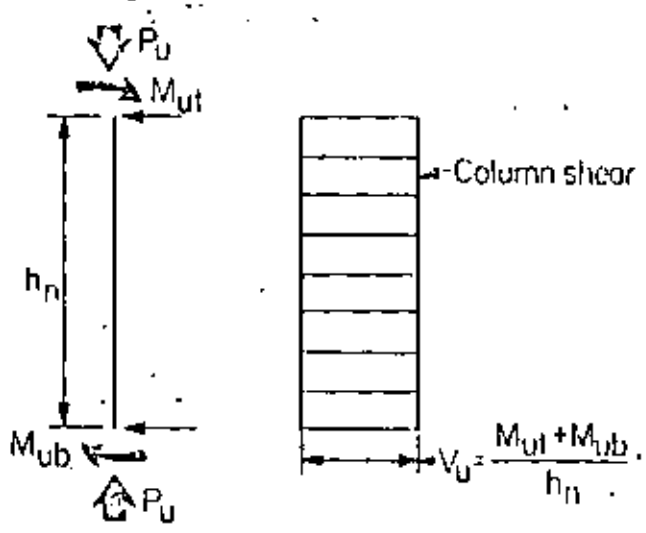
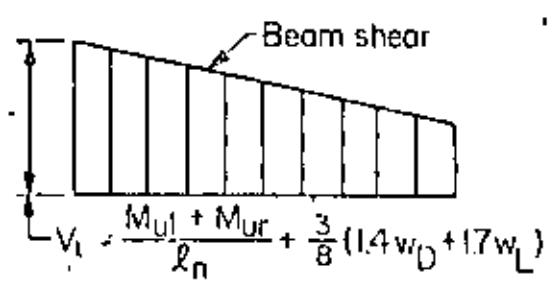
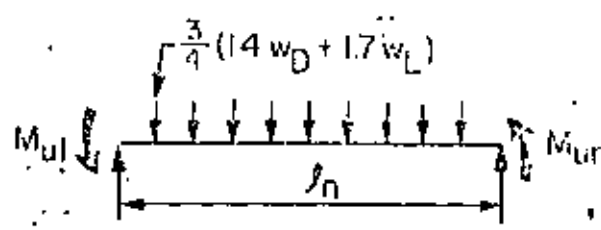
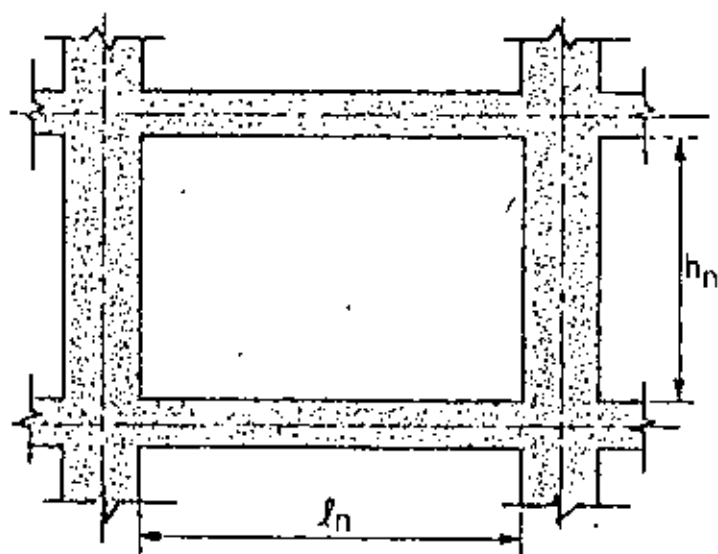


Fig. A-7 — Design shears for frames in regions of moderate seismic risk (Section A.9)

A.8 — Frame elements not proportioned to resist forces induced by earthquake motions

The intent of Section A.8.1 is to insure that the parts of the structural system, designed for gravity loading only, will continue to be functional at lateral displacements for which the lateral-force resisting system has been designed. Consequently, the gravity-load system need only accommodate the specified lateral displacements without reduction in gravity-load carrying capacity. Reduction in flexural stiffness of reinforced concrete members of the gravity-load system may be recognized in calculations. It is not necessary to reinforce the gravity-load system for moments related to lateral forces, provided adequate confinement is provided in regions where plastic hinges may form.

A.9 — Requirements for frames in regions of moderate seismic risk

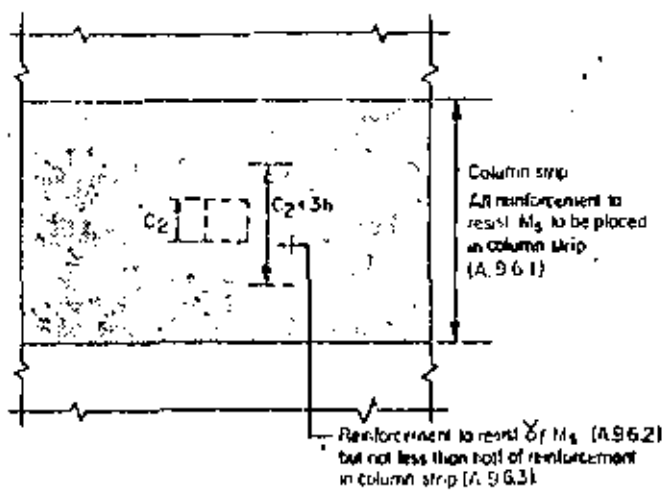
In regions of moderate seismic risk, Appendix A applies only to reinforced concrete frames proportioned to resist earthquake effect. There are

no special requirements for walls and other structural components (Table A-1). It is anticipated that reinforced concrete walls designed in accordance with the main part of the ACI Building Code will possess sufficient toughness at the low drift levels which they would be likely to attain in regions of moderate seismicity. The requirements for moderate-risk zones are based on the presumption that a region will be included in that zone only if it is known with reasonable confidence that the probable earthquake intensity in that region is a fraction of that in a high-risk zone.

The objective of the requirements in Section A.9.3 is to reduce the risk of failure in shear during an earthquake. The designer is given two options by which to determine the factored shear force.

According to option (a) of Section A.9.3, the factored shear force is determined from the nominal moment strength of the member and the gravity load on it. Examples for a beam and a column are illustrated in Fig. A-7.

To determine the maximum beam shear, it is assumed that its nominal moment strengths ($\phi =$



Note: Applies to both top and bottom reinforcement.

Fig. A-6 — Location of reinforcement in slabs

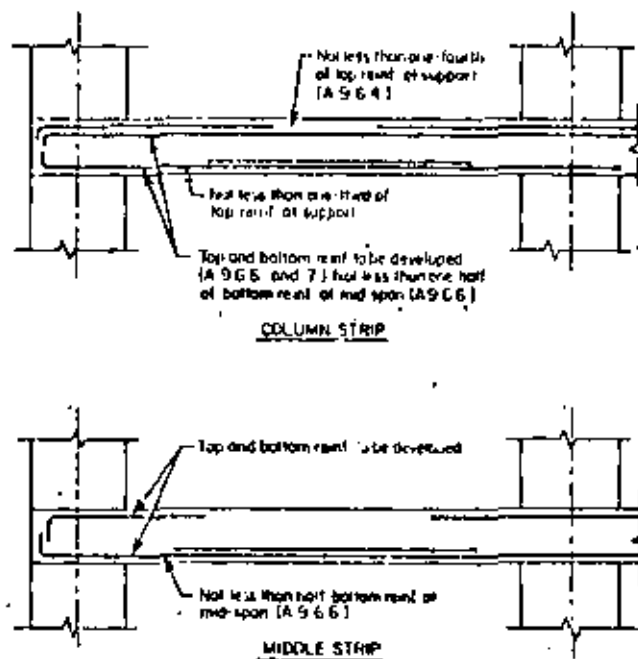


Fig. A-9 — Arrangement of reinforcement in slabs

1.0) are developed simultaneously at both ends of its clear span. As indicated in Fig. A-7, the shear associated with this condition ($(M_u + M_u)/2$) added algebraically to the effect of the factored gravity loads indicates the shear for which the beam must be designed. For this example, both the dead load, w_D , and the live load, w_L , have been assumed to be uniformly distributed.

Determination of the specified design shear for a column is also illustrated for a particular example in Fig. A-7. The factored design axial load, P_u , must be chosen to develop the largest moment strength of the column.

In all applications of option (a) of Section A.9.3, shears must be calculated for moment, acting clockwise and counter-clockwise. Fig. A-7 dem-

onstrates only one of the two conditions which must be considered for every member.

Option (b) bases V_u on the load combination including the earthquake effect, E . It should be emphasized that it is E which must be doubled. For example, the load combination defined by Eq. (9-2) would be:

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 3.74E)$$

where E is the value specified by the governing code.

The three articles of Section A.9.4 contain requirements for providing beams with a threshold level of toughness. It is expected that in most cases stirrups required by Section A.9.3 for design shear force will be more than those required by Section A.9.4. Requirements of Section A.9.5 serve the same purpose for columns.

Section A.9.6 is intended to apply to two-way slabs without beams (such as flat plates).

It should be noted that using load combinations defined by Eq. (9-2) and (9-3) may result in moments requiring both top and bottom reinforcement at the supports.

The moment M_u refers, for a given design load combination with E acting in one horizontal direction, to that portion of the factored slab moment which is balanced by the supporting members at a joint. It is not necessarily equal to the total design moment at support for a load combination including earthquake effect. In accordance with Section 13.3.4.2, only a fraction ($\gamma_u M_u$) of the moment M_u is assigned to the slab effective width.

Application of the various articles of Section A.9.6 are illustrated in Fig. A-8 and A-9.

REASON: Appendix A addressing the Code special provisions for earthquake resistance is a complete revision to reflect an overall update to the current state-of-knowledge for design and detailing monolithic reinforced concrete structures for earthquake resistance, including new reinforcement detailing requirements for certain earthquake resisting systems located in regions of moderate seismic risk (Section A.9).

References

- A.1. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary," Structural Engineers Association of California, San Francisco, 1960, 21 pp.
- A.2. Applied Technology Council, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," Special Publication No. 510. U.S. National Bureau of Standards, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1976, 504 pp.
- A.3. Blum, John A.; Newmark, Nathan M.; and Corning, Leo H., *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, Portland Cement Association, Skokie, 1961, 348 pp.
- A.4. Clough, Ray W., "Dynamic Effects of Earthquakes," *Proceedings, ASCE*, V. 86, S14, Apr. 1960, pp. 49-65.

A.5. Housner, C. W., "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes," *Proceedings, World Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, 1950*, pp. 51-1 to 5-13.

A.6. Gulkan, Polat, and Sozen, Mete A., "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions," *ACI JOURNAL, Proceedings V.11, No. 12, Dec. 1974*, pp. 604-610.

A.7. "Earthquake-Resistant Design Requirements for VA Hospital Facilities," Office of Construction, Veterans Administration, Washington, D.C., Mar. 1975.

A.8. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," (ACI 325R-76), American Concrete Institute, Detroit, 1976, 19 pp.

A.9. Hirose, M., "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members," *Report No. 70, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Mar. 1977* (in Japanese). Also, data summarized in Civil Engineering Studies, *Structural Research Series No. 452, University of Illinois, Urbana, 1978*.

A.10. Richart, F. E.; Brandtzaeg, A.; and Brown, R. L., "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression," *Engineering Experiment Station Bulletin No. 190, University of Illinois, Urbana, Apr. 1929*, 74 pp.

A.11. Burdette, Edwin G., and Hilsdorf, Hubert K., "Behavior of Laterally Reinforced Concrete Columns," *Proceedings, ASCE, V. 97, ST2, Feb. 1971*, pp. 587-602.

A.12. Hoy, H. E. H., and Sozen, Mete A., "Ductility of Concrete," *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, SP-12, American Concrete Institute, Detroit, 1965*, pp. 213-235.

A.13. Sheikh, Shamim A., and Uzumeri, Sukru M., "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns," *Proceedings, ASCE, V. 106, ST5, May 1980*, pp. 1079-1102.

A.14. Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., "The Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *GLSRL Report No. 77.1, University of Texas, Austin, Jan. 1977*.

A.15. Popov, E. P.; Bertero, V. V.; and Krawinkler, H., "Cyclic

Behavior of Three R/C Flexural Members with High Shear," *EERC Report No. 72-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Oct. 1972*.

A.16. Wight, James K., and Sozen, Mete A., "Shear Strength Decay of RC Columns Under Shear Reversals," *Proceedings, ASCE, V. 101, ST5, May 1975*, pp. 1053-1064.

A.17. ACI-ASCE Committee 326, "Shear and Diagonal Tension," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 59, No. 1, Jan. 1962*, pp. 1-30; *No. 2, Feb. 1962*, pp. 277-334; and *No. 3, Mar. 1962*, pp. 352-396.

A.18. ACI Committee 408, "Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," (ACI 408.1R-79), American Concrete Institute, Detroit, 1979, 3 pp.

A.19. Barba, Felix; Hanson, John M.; and Corley, W. Gene, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP-53, American Concrete Institute, Detroit, 1977*, pp. 149-202.

A.20 *Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, 1987*, 780 pp.

The foregoing proposed revisions to the Building Code were submitted in letter ballots of ACI Committee 318 on an item-by-item basis. During the period, the committee membership varied in number from 37 to 39. All of the above items were approved by the necessary two-thirds vote. The proposed Code changes have been processed in accordance with the Institute's standardization procedure and have been approved for publication and discussion with a view to their being submitted to letter ballot of the Institute membership for consideration as revisions to ACI 318-77.

The Commentary revisions as reported by Committee 318 were also submitted to letter ballots of the committee on an item-by-item basis. During the period, the committee membership varied in number from 37 to 39. All of the Commentary items were approved by at least a two-thirds vote.

Discussion closes March 1, 1983, and will be published in the June, 1983 issue of *Concrete International, Design & Construction*.

ACI Committee 318
Proposed Revisions to: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77) and Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77)

Chester P. Siess
 Chairman

Gerald B. Neville
 Secretary

Claude J. Baker
 William C. Black
 Eugene H. Boeka, Jr.
 Kenneth B. Bondy
 John E. Breon
 James R. Cugley
 T. Z. Chastain
 W. Gene Corley
 William D. Cromartie
 Noel J. Everard
 Phil M. Ferguson
 Clifford L. Freyermuth

Richard D. Gaynor
 Jacob Grossman
 C. Raymond Hays
 Edward S. Hoffman
 Eugene P. Holland
 William W. Hotelling, Jr.
 Francis J. Jacques
 Daniel P. Jenny
 Ib Falk Jorgensen
 Fritz Kramrisch
 James Laffer
 James G. MacGregor
 Alan H. Mattock

Edward O. Pfang
 Clarkson W. Pinkham
 Stanley Prill
 Richard A. Ramsey
 Paul F. Rice
 Francisco Robles
 Charles G. Salmon
 Mete A. Sozen
 Harry Stavrides
 J. D. Sykes, Jr.
 George Winter
 Loring A. Wyllie, Jr.

Consulting Members

Edward Cohen

William V. Wagnor, Jr.

Liaison Members

David E. Allen
 Jesus H. Arango
 Aibin Bao
 Culberto Diaz-Gomez

Carlos E. Duvoy
 Cesar Hernandez
 Peter Lenkei

R. J. W. Milne
 Hajime Okamura
 Yves Saillard
 Mark D. Turner



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS ALTOS

DISEÑO: CONSIDERACIONES GENERALES

Autor: Ing. Luis Esteva Maraboto
Expositor: Ing. José Luis Sánchez Martínez

AGOSTO, 1983

3

diseño: consideraciones generales

Luis Estevo

3.1 NATURALEZA Y OBJETIVOS DEL DISEÑO POR SISMO

El diseño en ingeniería tiene sus raíces en la necesidad social de optimizar. Esto implica considerar líneas alternativas de acción, evaluar sus consecuencias y hacer la mejor elección. En la ingeniería sísmica cada línea posible de acción incluye la adopción de un sistema estructural y un criterio de diseño sísmico, mientras que la evaluación de las consecuencias implica estimar la respuesta estructural y, consecuentemente, el costo esperado del daño. La elección se basa en la comparación de costos iniciales, de mantenimiento y de reparación para las varias alternativas. Aunque a los autores de los reglamentos de diseño tales conceptos puedan parecer obvios, éstos no siempre se encuentran asentados explícitamente en tales reglamentos ni presentes en la mente de aquéllos que aplican prescripciones de diseño a problemas prácticos. Igualmente ocultas dentro de las reglamentaciones para el diseño sísmico están las aproximaciones implícitas en los criterios comunes para la predicción de la respuesta estructural; la exactitud de sus predicciones es a menudo dependiente del tipo de sistema estructural considerado. Los coeficientes del cortante basal y los espectros de respuesta de diseño se consideran como medidas de parámetro de respuesta, ya que los últimos se expresan generalmente en términos de aceleraciones y fuerzas laterales equivalentes actuando en sistemas lineales. Pero estas variables no son más que medidas indirectas del comportamiento del sistema durante la ocurrencia de sismos; sirven para controlar los

valores de variables de mayor significación tales como las deflexiones laterales de sistemas no lineales reales, ductilidades totales y locales y márgenes de seguridad con respecto a fallas por inestabilidad (efectos de segundo orden). Puesto que las relaciones de las variables de control a las respuestas reales son afectadas por el tipo y características del sistema estructural, se obtendrán mejores diseños si estas relaciones se entienden y se toman en cuenta, en vez de aplicar ciegamente las recomendaciones de los reglamentos. En el diseño sísmico, más que en cualquier otra disciplina de la ingeniería, es muy fácil incurrir en la aplicación estricta (pero ciega) de las reglamentaciones más avanzadas y, sin embargo, producir una estructura destinada a tener un comportamiento deficiente. En este capítulo no se intenta resumir las especificaciones modernas de diseño; más bien, estudiar los conceptos principales en que se basan, analizando sus virtudes y puntos débiles y especificando las condiciones en las cuales pueden esperarse resultados aceptables.

Los valores codificados de intensidades de diseño y de valores permisibles de variables de control, se derivan de estudios formales o informales sobre costos y beneficios. La meta general de la optimización, implícita en tales estudios, se puede expresar en términos de objetivos

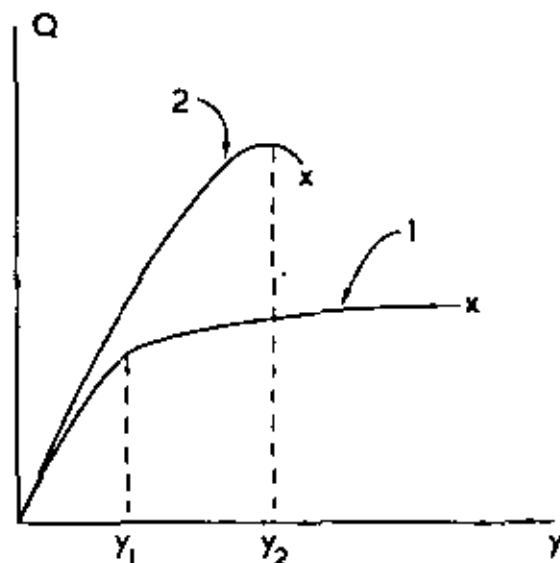


Fig. 3.1 - Sistemas dúctiles y frágiles.

directos y particulares; el diseño sísmico tiende a proporcionar niveles adecuados de seguridad con respecto al colapso frente a sismos excepcionalmente intensos, así como con respecto al daño a construcciones vecinas; busca también proteger las estructuras contra daños materiales excesivos bajo la acción de sismos de intensidad moderada, y poder asegurar simplicidad en las reparaciones o reconstrucciones requeridas, así como proporcionar protección contra la acumulación de daño estructural durante una serie de sismos. Finalmente, deben garantizarse la seguridad y la comodidad de los ocupantes y del público en general, asegurándose de que la respuesta estructural durante sismos de intensidad moderada no exceda de ciertos niveles dados de tolerancia, y de que el pánico no se presente durante sismos de intensidad moderada y alta, particularmente en edificios donde haya frecuentes concentraciones de personas.

El logro de los objetivos previos requiere mucho más que el mero dimensionamiento de miembros estructurales para ciertas fuerzas internas dadas. Se requiere la consideración explícita de esos objetivos y de los problemas relacionados con respuestas estructurales no lineales, y con el comportamiento de los materiales, miembros y conexiones cuando éstos se encuentran sujetos a varios ciclos de inversión de cargas de gran magnitud. Implica igualmente la identificación de condiciones de servicio y la formulación de criterios de aceptación respecto a ellos.

3.2 RESPUESTA ESTRUCTURAL Y VARIABLES DE CONTROL

3.2.1 Ductilidad y resistencia

Se dice que un sistema estructural es dúctil si es capaz de sufrir deformaciones considerables bajo carga aproximadamente constante, sin padecer daños excesivos o pérdida de resistencia por aplicaciones sucesivas de carga. Las curvas 1 y 2 de la figura 3.1 muestran relaciones típicas entre la carga Q y la deflexión Y durante la aplicación primaria de carga en sistemas dúctiles y frágiles, respectivamente. La curva 1 corresponde a la respuesta bajo carga lateral de un marco de concreto reforzado, detallado adecuadamente, cuyos efectos de esbeltez no son significativos; la curva 2 es típica de estructuras de mampostería, a base de bloques huecos con poco refuerzo. Sin embargo, cuando se deba considerar el efecto de varios ciclos de carga, no se puede inferir un comportamiento dúctil únicamente de la observación de curvas tales como éstas, asociadas meramente con la primera aplicación de carga; el daño producido durante los primeros ciclos puede menoscabar la capacidad del sistema de absorber energía en ciclos posteriores, así como reducir la rigidez, tal como se muestra en la figura 3.2 (b), típica de muros de cortante de mampostería confinados por marcos de con-

creto re: do.^{3.1} En este caso la pérdida de rigidez está asociada con el agrietamiento por tensión diagonal en el muro de relleno y las consiguientes deformaciones residuales. Los ciclos histeréticos prácticamente estables encontrados para las juntas^{3.2} de acero estructural, como se muestran en la figura 3.2 (a), equivalen a un daño insignificante.

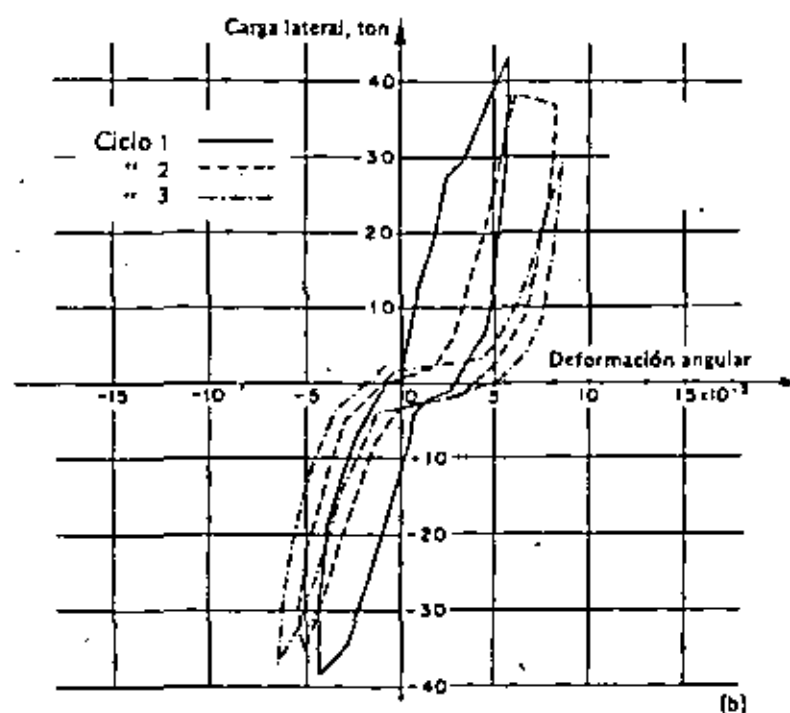


Fig. 3.2(b) Rigidez degradante (según Esteve^{3.1}).

Como se explica en la sección 3.2.2, la capacidad de los sistemas estructurales para responder a excitaciones dinámicas representadas por curvas carga-deflexión, similares a la figura 3.2 (a), sirve de apoyo a los criterios comunes de diseño por sismo, que requieren que las estructuras soporten sólo una fracción de las cargas laterales que tendrían que resistir si se exigiese que éstas permanecieran dentro del rango elástico de comportamiento durante sismos intensos. De esta manera, la seguridad contra el colapso se puede lograr haciendo a la estructura fuerte,

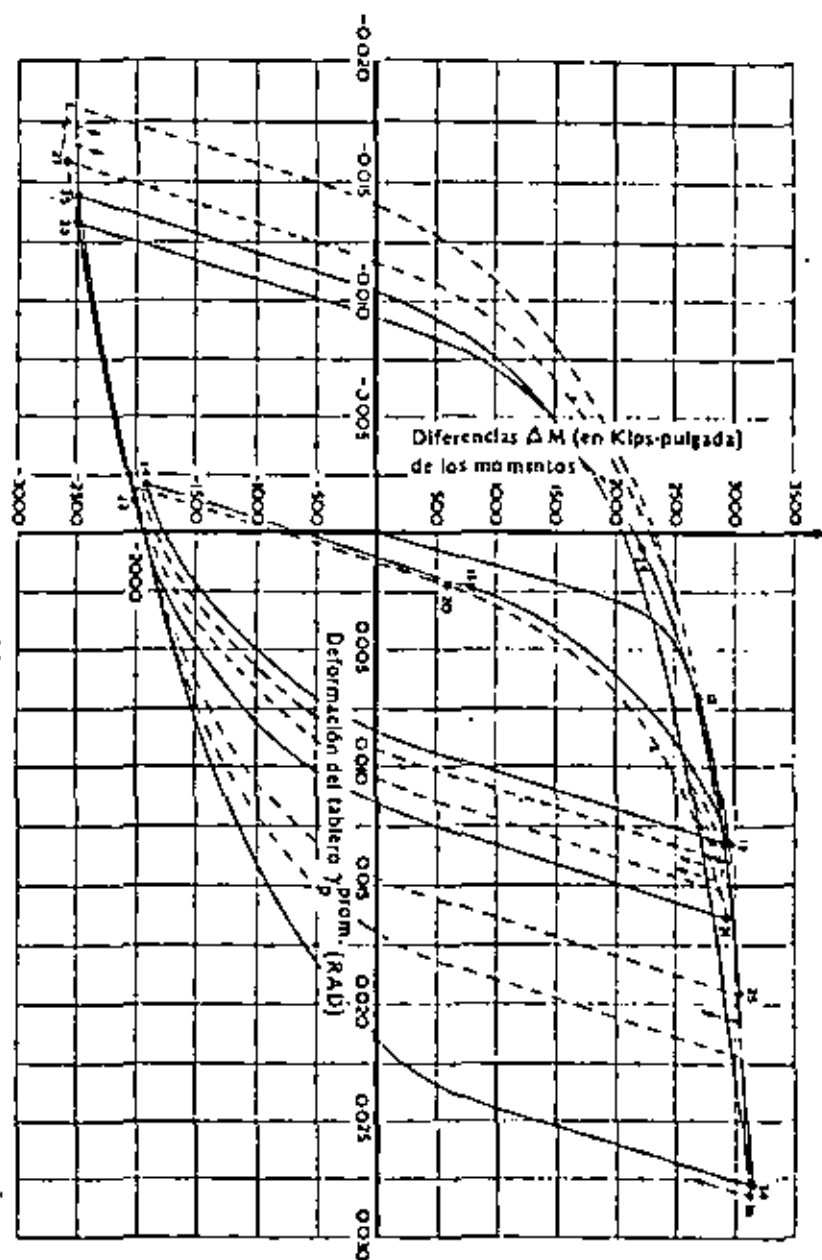


Fig. 3.2(a) Rigidez no degradante (según Kawinkler y colaboradores^{1.3}).

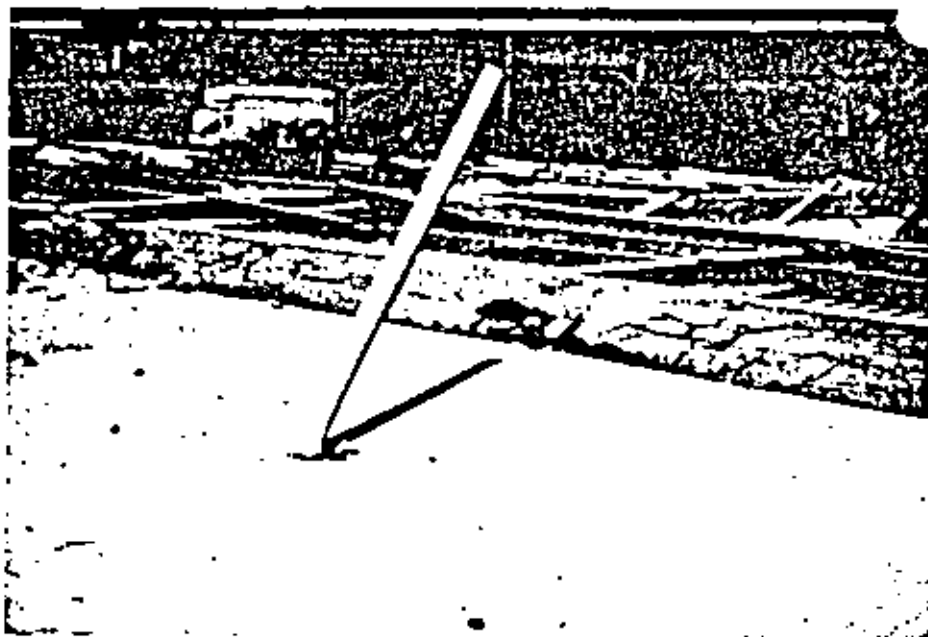


Fig. 3.3 Falla por inestabilidad.

dúctil o diseñándola para una combinación económica de ambas propiedades. Para algunos tipos de materiales y miembros estructurales, es difícil lograr una buena ductilidad y debe diseñarse entonces para cargas laterales relativamente altas; en otros casos es más barato proporcionar una buena ductilidad que una alta resistencia lateral, lo cual se refleja en la práctica del diseño. Sin embargo, la ductilidad en los materiales no implica necesariamente ductilidad en el sistema, puesto que los efectos $P-\Delta$ (o sea la interacción entre deflexiones laterales y las fuerzas internas producidas por las cargas de gravedad actuando en la estructura deformada) pueden conducir a una falla por inestabilidad cuando la rigidez lateral efectiva es muy baja (véase figura 3.3).

El comportamiento dúctil no lineal de sistemas complejos resulta generalmente como consecuencia de deformaciones dúctiles *locales* o *concentradas*, que tienen lugar en aquellas secciones de una estructura en donde se alcanza la deformación de fluencia (figura 3.4). La ductilidad local se puede expresar numéricamente ya sea como la relación de curvatura total a curvatura en el límite de fluencia en una sección dada, o como la relación de rotación total a rotación en el límite de fluencia

en el extremo de un miembro.^{3.3} La ductilidad *total* o *global* es una propiedad de la curva carga-deformación expresada en términos de la resultante de las cargas externas actuantes en una porción grande de un sistema dado. Por ejemplo, los marcos de edificios son a menudo considerados como sistemas de cortante, con el fin de estimar su respuesta dinámica no lineal frente a excitaciones sísmicas; la ductilidad global se puede expresar entonces en términos de las curvas que relacionan las fuerzas cortantes con las distorsiones laterales. Los valores numéricos de las ductilidades locales determinados con los criterios alternativos anteriores no coinciden entre sí, ni la ductilidad total en un entrepiso dado idealizado como un segmento de viga de cortante coincide con los valores de las ductilidades concentradas, desarrolladas en las localidades correspondientes del entrepiso, ya que la ductilidad total es función de la relación de las contribuciones a la distorsión del entrepiso, de las deformaciones dúctiles concentradas y de las deformaciones elásticas distribuidas. Puesto que las vigas son generalmente capaces de desarrollar mayores ductilidades que las columnas sujetas a grandes cargas de compresión, muchos marcos de edificios se diseñan con el criterio "columna fuerte-viga débil", según el cual se adoptan diferentes factores de carga para diferentes fuerzas internas con la idea de que la fluencia sea más probable en los extremos de las vigas que en los de las columnas. En estas circunstancias se introduce un acoplamiento considerable entre las deformaciones no lineales de entrepisos adyacentes, y el modelo viga-cortante deja de tener validez. Tenga o no validez el modelo de que se

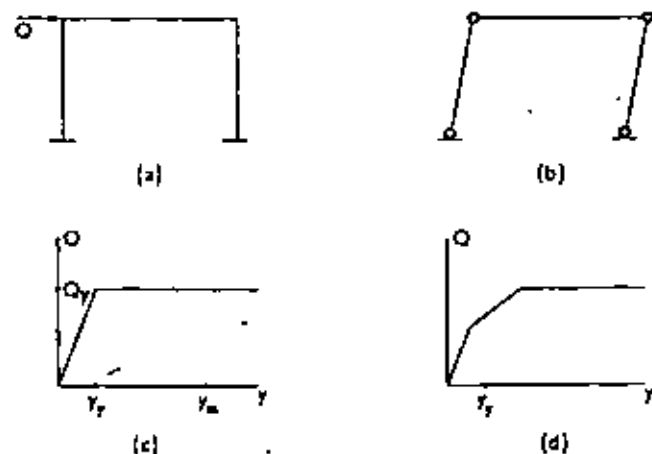


Fig. 3.4 Ductilidad local y general bajo cargas laterales; a) cargas, b) mecanismo de falla, c) fluencia simultánea, d) fluencia escalonada.

trata, las ductilidades nominales de entrepiso son sólo indicadores de sus valores locales, y los factores que contribuyen a concentraciones de la ductilidad se deberán considerar en el diseño.

En la figura 3.4 se muestra la relación entre ductilidad local y ductilidad total para un marco simple. La figura 3.4(b) muestra el caso ideal en que las gráficas momento-curvatura en secciones críticas son elásticas, y la fluencia se alcanza simultáneamente en los cuatro extremos de las columnas. Si al marco se le imponen deformaciones adicionales bajo carga constante, las curvaturas locales en las secciones bajo fluencia se incrementarán de y_y a y_m [figura 3.4 (c)]. La ductilidad local se puede medir por la relación de los valores finales y de fluencia de las curvaturas mencionadas. La ductilidad total está dada por y_m/y_y y es función de la ductilidad local y de las longitudes de los segmentos de miembro a lo largo de los cuales las curvaturas sean más grandes que sus valores en la fluencia. Estas longitudes son función del tipo de material, de los detalles locales y de la variación relativa de las ordenadas del momento flexionante y de la resistencia estructural de la sección.

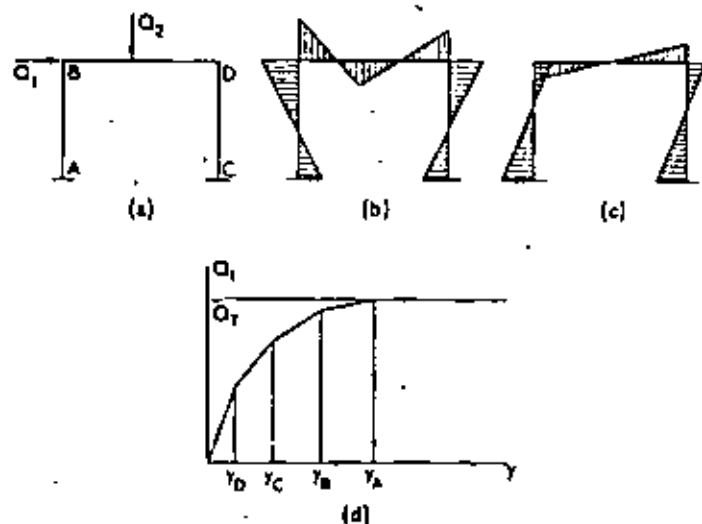


Fig. 3.5 Comportamiento inelástico bajo cargas verticales y laterales; a) cargas, b) momentos por carga vertical, c) momentos por carga lateral, d) curva resultante carga-deflexión.

Considerar ahora un marco sujeto a un sistema constante de cargas verticales Q_2 (figura 3.5) que produce un estado inicial de fuerzas internas. Si un sistema Q_1 de cargas laterales se aplica gradualmente, las orde-

nadas de los diagramas de momento flexionante (b) y (c) se sumarán en determinadas secciones y se restarán en otras. La fluencia ocurrirá consecutivamente, digamos en el orden DCBA, dando lugar a la curva carga-deflexión mostrada en la figura 3.5 (d). Las ductilidades locales diferirán en las localidades mencionadas; dependerán, entre otras cosas, del orden en que alcancen sus momentos plásticos. Cuando las cargas axiales son importantes, pueden tener gran influencia en tales momentos.

Las siguientes secciones describen las relaciones cuantitativas entre la demanda de ductilidad, resistencia y rigidez en sistemas estructurales simples, así como los problemas que surgen cuando se trata de extrapolar esas relaciones a sistemas complejos, característicos de los encontrados por los ingenieros en la práctica del diseño.

Respuesta dinámica de sistemas simples no lineales. Una idealización común de las estructuras dúctiles es el sistema elastoplástico cuya curva de carga-deflexión es como la que se muestra en la figura 3.6 (b), con rigidez k en el intervalo de comportamiento lineal, con un coeficiente de amortiguamiento viscoso c y una masa en la parte superior igual a m . Durante la respuesta del sistema a un temblor intenso, el máximo desplazamiento relativo D excederá de la deformación de fluencia y_y , mientras que la máxima fuerza lateral permanecerá con el valor de fluencia Q_y si se desprecian los efectos $P-\Delta$. Se dice que ocurre la falla si la demanda de ductilidad D/y_y es mayor que la ductilidad disponible μ . La figura 3.7 muestra un diagrama con las deformaciones plásticas requeridas para que la demanda de ductilidad sea igual a la ductilidad disponible para distintos valores de este parámetro, para el intervalo de períodos naturales más importantes en la práctica (calculados en términos de la rigidez inicial del sistema elastoplástico) y para una relación de amortiguamiento $\xi = 0.5 c (km)^{1/2}$ igual a 0.02. Las pseudoaceleraciones kD/m se pueden leer en la escala correspondiente del mismo diagrama. Analizando estas curvas se ve que siempre que el período natural no sea muy corto, las deformaciones plásticas requeridas y, por consiguiente, los coeficientes de cortante basal, varían inversamente con la ductilidad. A la misma conclusión se llega si se lee a lo largo de la escala de pseudoaceleraciones espectrales. Sin embargo, esta influencia favorable de la ductilidad en reducir el coeficiente de cortante basal requerido, es menos pronunciada en el intervalo de períodos naturales cortos, digamos menores que $2\pi v/a$, donde v y a son respectivamente valores pico de la velocidad y de la aceleración del terreno; conforme el sistema se vuelve más rígido T tiende a cero y la pseudoaceleración espectral tiende a a , independientemente del valor de μ , aceptando que este valor permanezca acotado.

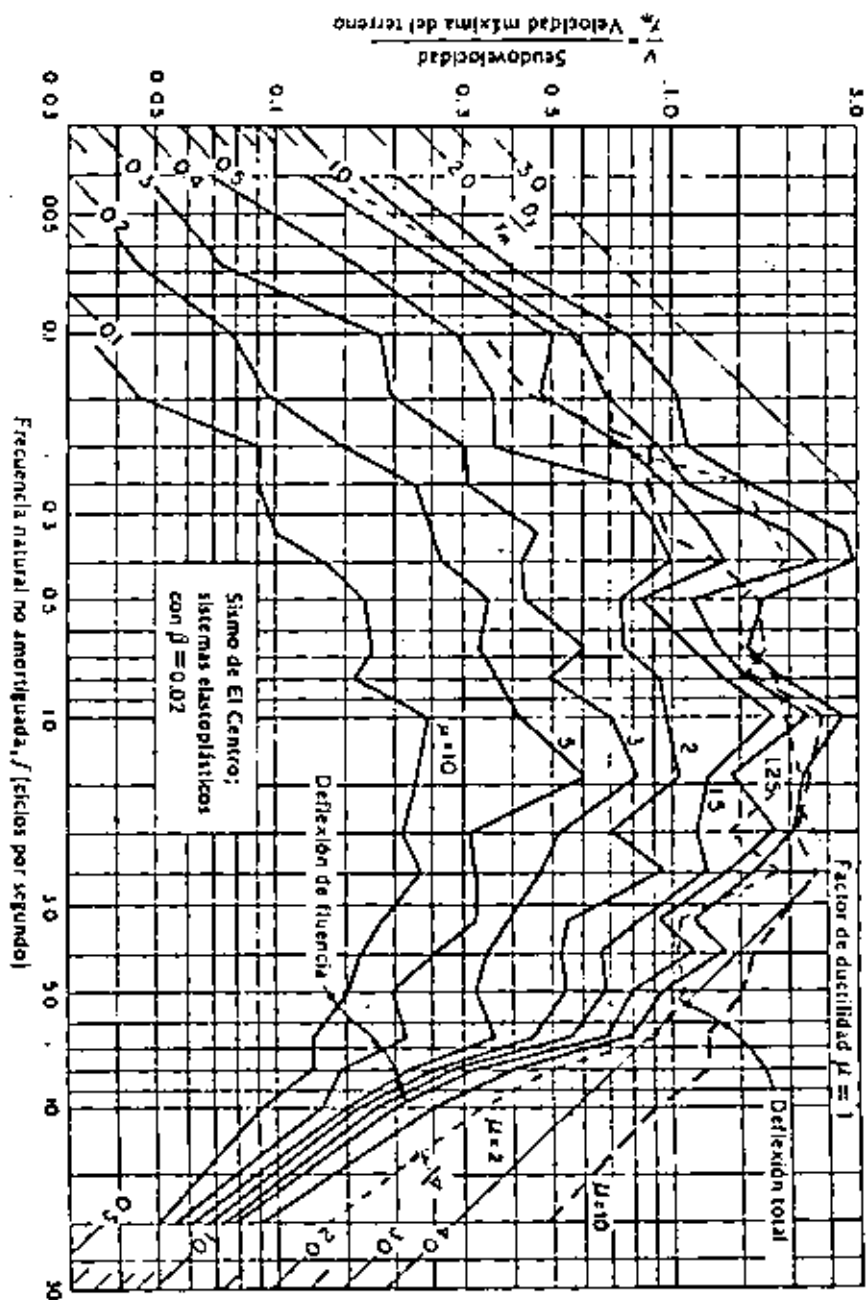


Fig. 3.7 Espectros de deformación para sistemas elastoplásticos con 1% de amortiguamiento crítico sujetos al sismo de El Centro de 1940 (según Newmark, 3.33).

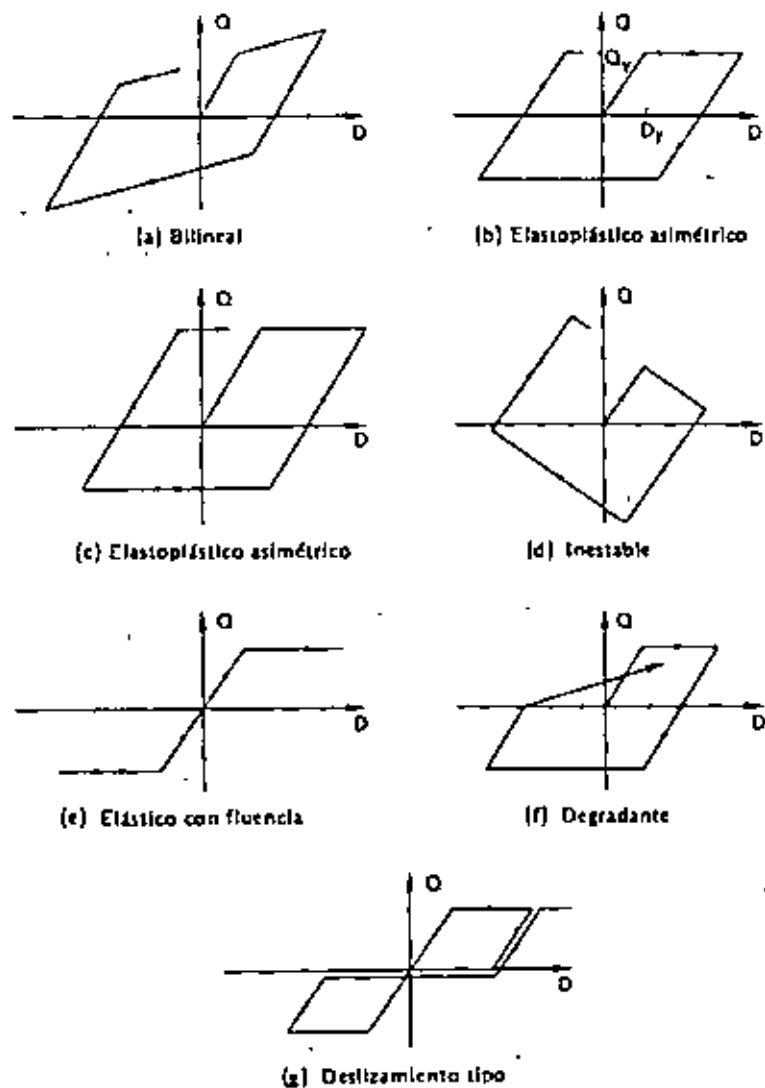


Fig. 3.6 Modelos de comportamiento no lineal.

Los valores reales de los desplazamientos laterales relativos son iguales a μy_p , lo que implica que para períodos naturales grandes y moderados, estos desplazamientos son prácticamente insensibles a μ , mientras que para períodos naturales muy cortos tienden a ser proporcionales a μ . Los resultados descritos se pueden expresar de la siguiente manera: si un sistema elastoplástico simple con período natural inicial T debe

desarrolla un factor de ductilidad μ durante un sismo, el coeficiente de cortante basal requerido se puede obtener aplicando un factor de reducción al valor espectral correspondiente de un sistema elástico con igual período natural y amortiguamiento; para valores moderados y grandes de T , el factor de reducción es igual aproximadamente a μ^{-1} , mientras que para períodos naturales pequeños estará comprendido entre μ^{-1} y 1. Los desplazamientos relativos serán igual a μ veces los del sistema elástico sujeto al cortante basal reducido, o sea, serán iguales aproximadamente a los del sistema elástico sujeto al sismo real no reducido, si T no es muy pequeño, o a μ veces los valores anteriores si T es casi cero; esto se observa comparando las líneas continuas con las discontinuas en la figura 3.7.

Se han derivado conclusiones semejantes de otros informes acerca de sismos obtenidos en terreno firme. Aunque se puede esperar que tales conclusiones sean válidas cualitativamente para condiciones de suelo blando, las correspondientes relaciones cuantitativas están aún por derivarse.

Las conclusiones anteriores deben modificarse cuando se consideren sistemas cuya respuesta no se pueda idealizar como elastoplástica. En las figuras 3.6 (e)-(f) se muestran otras idealizaciones comunes. Las resistencias laterales requeridas para no exceder demandas dadas de ductilidad en estos sistemas son generalmente de 10 a 50 % mayores que las requeridas para los sistemas elastoplásticos comunes.^{3.3-3.9} En el caso elastoplástico asimétrico, la resistencia a la fluencia es diferente para cada dirección de aplicación de la carga. Esto se presenta, por ejemplo, en el sistema ilustrado en la figura 3.8 en el que las fuerzas de gravedad incrementan o disminuyen la resistencia lateral del segundo nivel según

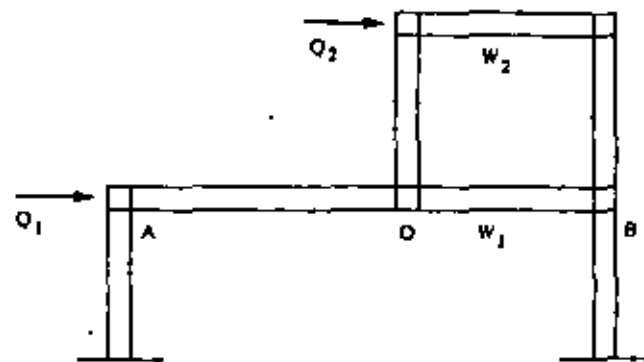


Fig. 3.8 Estructura con curva carga-deflexión asimétrica.

que la reacción vertical a la fuerza Q_2 , transmitida a la viga AB en O, esté dirigida hacia arriba o hacia abajo. Las curvas con deslizamiento (figura 3.9) generalmente se presentan en los casos en que las cargas laterales se toman por medio de elementos estructurales que sólo son capaces de resistir esfuerzos de tensión, como es el caso de los contravientos. Las curvas elásticas con fluencia reflejan fielmente el comportamiento de vigas de concreto presforzado sujetas a momentos extremos antisimétricos; tales curvas se caracterizan a menudo por lazos histeréticos muy estrechos. Las curvas degradantes se encuentran frecuentemente en sistemas en los que una porción considerable de la resistencia lateral se debe a miembros construidos con materiales frágiles, y en los que no se han tomado precauciones adecuadas para prevenir daño excesivo en cada ciclo de aplicación de las cargas; tal es el caso, por ejemplo, de los diafragmas de cortante a base de mampostería o el de los marcos de concreto reforzado deficientemente detallados.

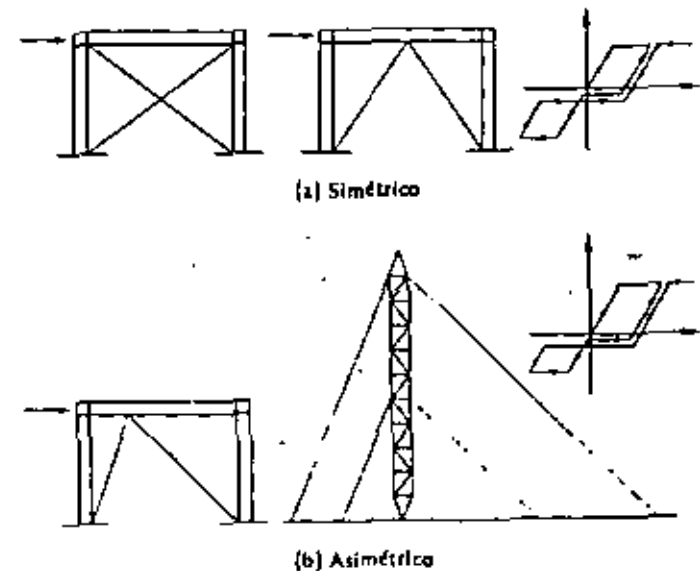


Fig. 3.9 Sistema tipo deslizamiento.

Las curvas inestables (figura 3.6 (d)) se producen por la influencia de cargas verticales considerables, actuando sobre los desplazamientos de la estructura deformada. La influencia de los efectos de inestabilidad en las demandas de ductilidad y en la seguridad contra colapso puede ser

mucho más drástica que la asociada con las características de las curvas analizadas con anterioridad, y en la práctica se toman en cuenta especificando factores de amplificación para deflexiones laterales y fuerzas internas que explican los incrementos asociados con efectos de segundo orden.

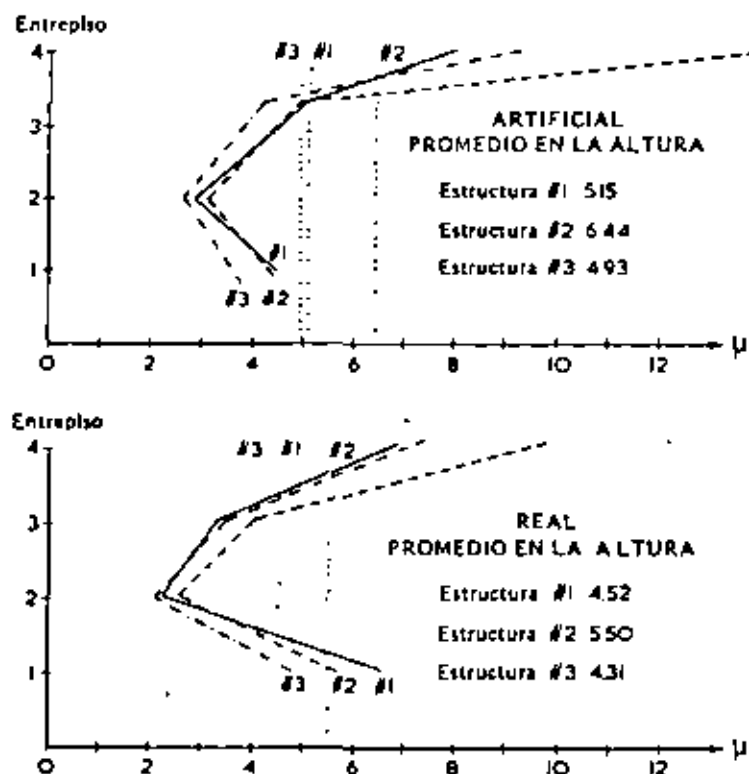


Fig. 3.10 Demandas de ductilidad en sistemas de cortante sujetos a sismos reales y simulados (según Frank y colaboradores^{1,3}).

Demandas de ductilidad en sistemas complejos. Las demandas de ductilidad local varían de punto a punto; su distribución depende de la distribución de la resistencia local a través del sistema, teniendo lugar una interacción considerable entre la energía disipada en diferentes secciones. Los modelos generales de las demandas de ductilidad en sistemas complejos han sido estudiados casi exclusivamente en marcos de edificios,

idealizados ya sea como vigas de cortante o como un conjunto de vigas y columnas donde la fluencia se restringe a ocurrir en las articulaciones plásticas localizadas en los extremos de las barras. En las figuras 3.10 y 3.11 se han graficado algunos resultados para vigas de cortante y marcos, respectivamente. Cada grupo de resultados corresponde a un grupo diferente de sismos simulados, con un contenido de frecuencia similar al observado en condiciones normales sobre terreno firme en la costa occidental de los Estados Unidos. Se diseñaron estructuras para las ordenadas promedio, con respecto a cada grupo de movimientos del espectro elastoplástico de respuesta, correspondiente a un factor de ductilidad de 4. Los sistemas en la figura 3.10 se diseñaron únicamente para la contribución del modo fundamental de vibración, mientras que los de la figura 3.11 se diseñaron para la superposición de sus cuatro modos naturales de acuerdo con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados recomendando en la referencia 3.10. En todos los casos el

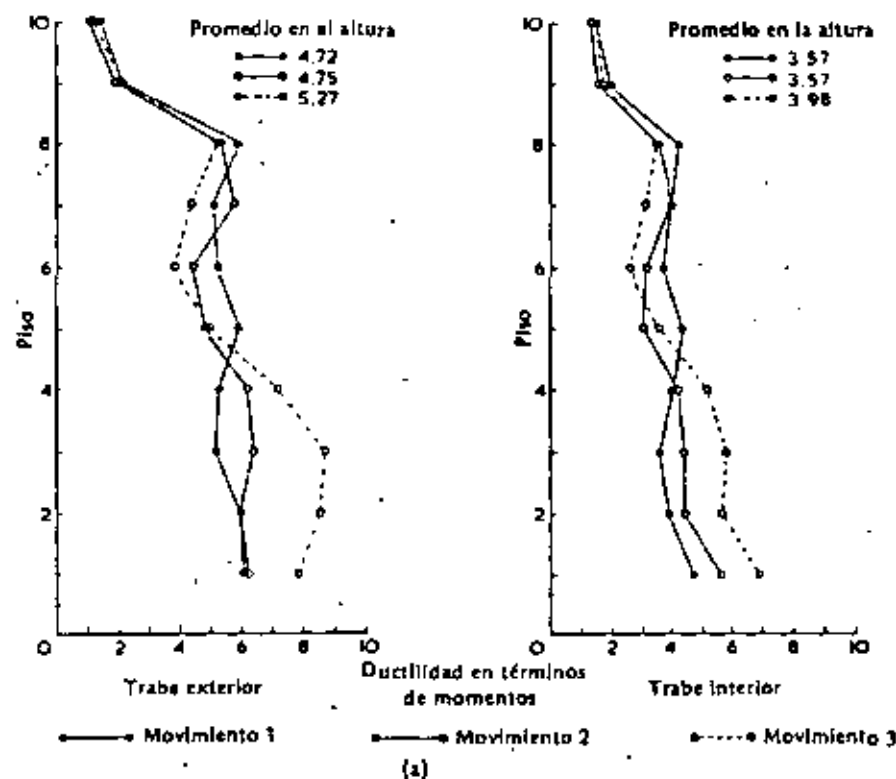


Fig. 3.11 (a) Factores de ductilidad máximos en tubos para el diseño por gravedad y sismo.

factor de carga se tomó igual a 1. Las ductilidades se expresaron en términos de las deflexiones de entrepiso para las vigas de cortante, y de curvatura local en las articulaciones para los marcos; sus valores absolutos no pueden ser comparados. Su variabilidad a través del edificio es sin embargo evidente, como lo es la ocurrencia de grandes ductilidades en las partes superiores de sistemas en los que se ha despreciado la respuesta asociada con los modos naturales superiores.

Se ha observado una variabilidad más pronunciada en las demandas de ductilidad en algunos sistemas de cortante, con períodos fundamentales más cortos que el período dominante del movimiento del terreno, y también en aquellos sistemas cuyos factores de seguridad respecto a los cortantes de piso de diseño varían considerablemente a través de la altura del edificio.^{3.11} Tal variabilidad puede provenir de necesidades arquitectónicas, lo cual a menudo conduce a que algunos entrepisos resulten con elementos más resistentes de lo necesario para quedar de acuerdo con el coeficiente sísmico adoptado. Cuando esto sucede, la contribución relativa de cada entrepiso a la disipación histerética de la energía cinéti-

ca cambia, y aquellos entrepisos con los menores factores de seguridad quedan sujetos a mayores demandas de ductilidad que si el factor de seguridad fuese uniforme a través de la estructura. Cuando tales demandas incrementadas de ductilidad no pueden satisfacerse con una capacidad adecuada de deformación dúctil, el coeficiente de fuerza lateral debe aumentarse. Los efectos de esbeltez pueden llegar a ser considerables debido a los grandes desplazamientos implicados.

3.2.2 Rigidez y deformaciones

La rigidez estructural regula el período natural y, por consiguiente, las fuerzas sísmicas; estas últimas son menores para períodos más largos, o sea para rigideces pequeñas, pero entonces los desplazamientos y las deformaciones pueden resultar excesivos. Además de garantizar factores adecuados de seguridad contra el colapso, los criterios sísmicos deben tender a controlar las deformaciones, puesto que éstas son directamente responsables de los daños a los elementos no estructurales, del impacto con estructuras adyacentes, del pánico y de la incomodidad.

La rigidez es también la variable principal que regula la seguridad contra la inestabilidad. Los desplazamientos laterales y las fuerzas internas producidas por el movimiento horizontal del terreno se amplifican por la interacción entre las cargas de gravedad y los desplazamientos mencionados. La función de amplificación no varía de manera lineal con respecto a la rigidez lateral, y alcanza valores muy altos cuando esta última variable se acerca a cierto valor crítico. En estructuras dúctiles, la seguridad contra una falla por inestabilidad es una función de la rigidez efectiva, o sea de la pendiente de la línea que une el origen de la gráfica fuerza-deflexión con el punto que representa la deflexión máxima y la correspondiente fuerza lateral (en sistemas elastoplásticos, esto es lo mismo que el valor de la rigidez inicial dividida por el factor de ductilidad). La creciente tasa de variación de la función de amplificación mencionada con respecto a la rigidez lateral, cuando ésta se aproxima a su valor crítico, impide la posibilidad de diseñar estructuras muy dúctiles con fuerzas laterales pequeñas (figura 3.3).

3.2.3 Daño y absorción de energía

La respuesta dúctil histerética proporciona una manera de transformar y disipar la energía cinética impartida a una estructura a través de su base. Tal respuesta implica normalmente algún grado de daño, y posiblemente el deterioro del sistema para resistir futuros sismos intensos. El daño puede acumularse durante eventos sucesivos y la capacidad del sistema puede verse seriamente afectada. Las decisiones concernientes a la extensión y nivel del daño que es aconsejable admitir son fundamentalmente de índole económica. En general, el grado de daño estructural y sus efectos perjudiciales en el funcionamiento futuro, puede ser controlado a cierto

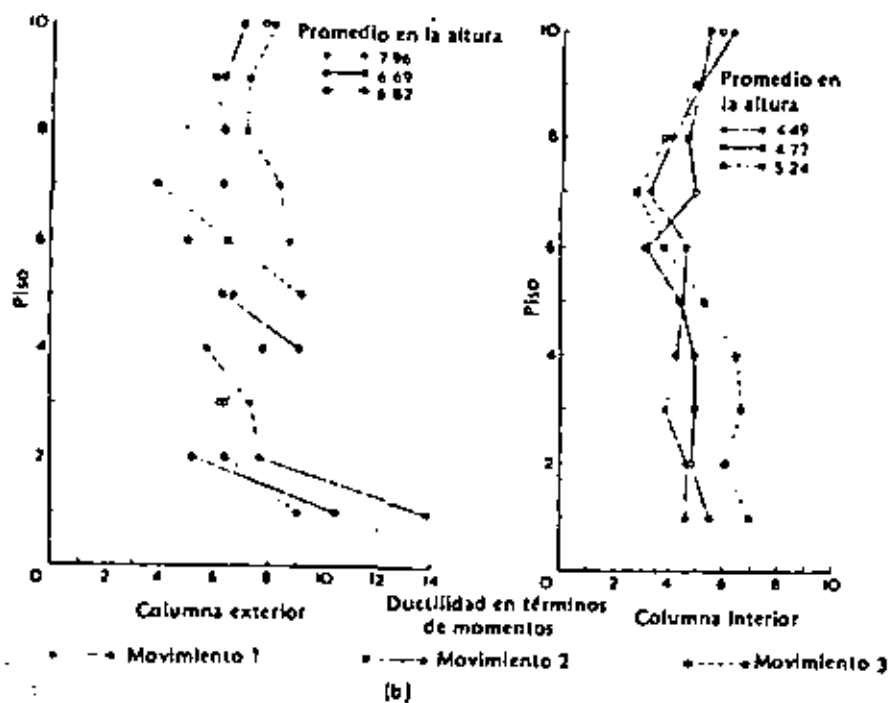


Fig. 3.11(b) Factores de ductilidad máximos en columnas para el diseño por gravedad y sismo.

costo por medio de una selección adecuada de materiales y de detalles constructivos, como se describe en el capítulo 8. El daño a elementos no estructurales puede prevenirse aislando a éstos de las deformaciones de la estructura. Sin embargo, puede ser aconsejable desde un punto de vista económico aprovechar la disipación de energía asociada con el daño. Se pueden usar para este propósito elementos arquitectónicos o aditamentos apropiados (figura 3.12). En ambos casos deberá considerarse en el diseño el mantenimiento o reemplazo de tales aditamentos.

El uso de bandas metálicas alrededor de los muros divisorios, como se muestra en la figura 3.12 (a), puede servir para limitar las fuerzas laterales que la estructura transmitirá a los muros divisorios, y al mismo tiempo aprovechar la capacidad de éstos de resistir tales fuerzas y utilizar la capacidad de absorción de energía de las bandas.^{3.10} En otros casos puede ser conveniente diseñar aceptando de antemano un daño considerable en los muros divisorios.

Los pernos de anclaje que ceden durante movimientos intensos del terreno, pueden proporcionar protección a chimeneas muy esbeltas contra pandeo local o falla por flexión de conjunto^{3.12} a costa de de-

formaciones irreversibles. A fin de lograr un desempeño adecuado de los pernos de anclaje durante una serie de sismos, es necesario ajustar las tuercas después de cada sismo y reemplazar aquellos pernos para los que la suma de las deformaciones previas residuales sea excesiva (véase la sección 4.8).

Se presentan frecuentemente grandes deformaciones concentradas en vigas de acoplamiento que conectan muros de cortante [figura 3.16 (b)], o en los extremos de vigas que llegan a bordes de muros de cortante, y por esto constituyen zonas adecuadas para colocar dispositivos absorbentes de energía.

El aislamiento parcial de las cimentaciones de edificios del movimiento del terreno ha sido propuesto como un medio para controlar la respuesta estructural y el daño no estructural.^{3.13-3.15} Los sistemas aislantes pueden consistir en cojinetes de material muy flexible, grupos de rodillos o algo semejante. Los desplazamientos relativos entre la cimentación y el terreno pueden ser controlados por medio de dispositivos pasivos absorbentes de energía, localizados en la entrecara cimentación-suelo [figura 3.12 (b)].

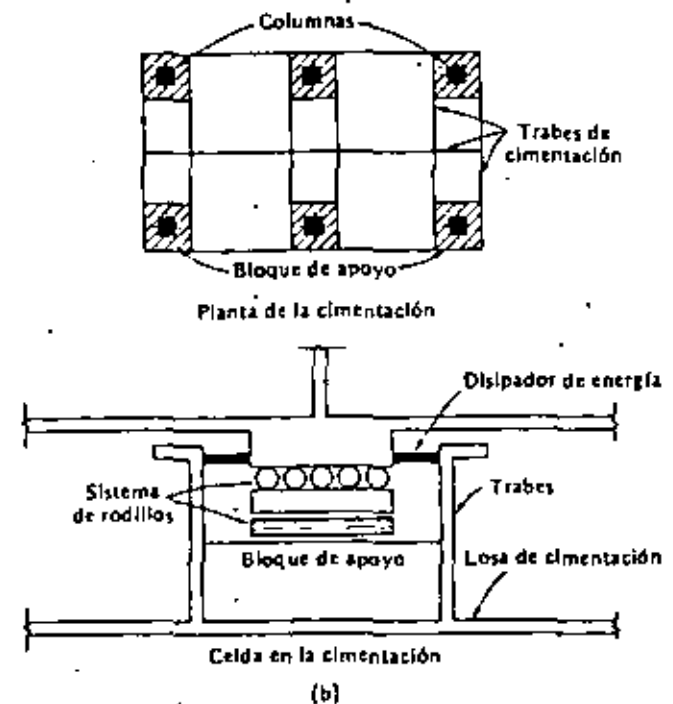
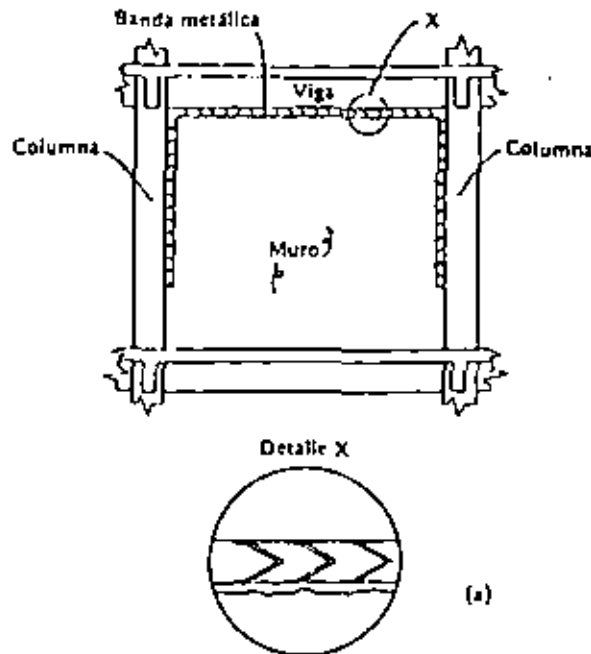


Fig. 3.12 Dispositivos para absorber energía y sistemas aislantes de fundaciones. a) Banda metálica para proteger muros divisorios (según Newmark y Rosenbluth^{3.10}). b) Soporte con rodillos (según Ruiz y colaboradores^{3.13}).

Fig. 3.12 Continuación.

3.3 PRINCIPIOS DE DISEÑO

3.3.1 Requisitos de diseño y principios básicos

El arte del diseño antisísmico no consiste sólo en crear estructuras capaces de resistir un conjunto dado de cargas laterales, aunque tal capacidad es parte de un buen diseño. Implica más bien producir sistemas caracterizados por una combinación óptima de propiedades tales como resistencia, rigidez y capacidad de absorber energía y de deformarse dúctilmente, que les permitirá responder a sismos frecuentes de intensidad moderada sin sufrir daños serios, y a sismos excepcionales de gran severidad sin poner en peligro su estabilidad, su contenido o a sus ocupantes. Lograr este propósito implica mucho más que la mera aplicación de especificaciones; exige un entendimiento de los factores básicos que determinan la respuesta sísmica de las estructuras, así como ingenio para crear sistemas con las propiedades requeridas.

Las especificaciones establecen niveles óptimos de diseño de acuerdo con análisis implícitos de costos y beneficios que equilibran los costos iniciales de construcción con los costos esperados por daños y fallas. En ellas también se recomiendan criterios y algoritmos adecuados para la evaluación de los parámetros de diseño ligados con los niveles de diseño óptimo. Tales recomendaciones tienen el propósito de poner en práctica los criterios de diseño suficientemente sencillos, a costa de reducir el intervalo de condiciones en el que proporcionen predicciones exactas de respuesta. El ingeniero tiene que reconocer las posibles desviaciones y aplicar principios básicos, antes de tratar de extrapolar requerimientos generales al problema particular de que se trata.

Los criterios estáticos de diseño sísmico están formulados en términos de los coeficientes por los que las masas de cada estructura deben ser multiplicadas para obtener las cargas laterales de diseño; sin embargo, en muchos casos, esos coeficientes se derivan de la respuesta dinámica de vigas de cortante lineal con distribución aproximadamente uniforme de masa y rigidez. Debe entenderse claramente el significado de las cargas laterales mencionadas; su finalidad es proporcionar un diagrama de cortantes de piso que corresponda a niveles congruentes de seguridad; pero fallan en predecir otros efectos significativos. Así, por ejemplo, se requieren factores de reducción para los momentos de volteo, para tomar en cuenta el hecho de que los cortantes máximos de piso no ocurren simultáneamente, y deben usarse algoritmos especiales para determinar efectos locales, tales como la respuesta de apéndices y esfuerzos de diagrama en los sistemas de piso, que correspondan a niveles de seguridad congruentes con los esperados para los cortantes de entrepiso.

Los criterios dinámicos de diseño requieren generalmente un análisis modal, por lo que la variación de masas y rigideces se toma en cuenta en la estimación de los coeficientes de carga lateral. Sin embargo, el análisis modal falla en predecir la influencia del comportamiento no lineal, excepto en aquellos casos sencillos en que la disipación histerética de energía se distribuye uniformemente a través del sistema, y es incapaz de predecir concentraciones de la demanda de ductilidad e interacciones no lineales para la acción simultánea de varios componentes del movimiento del terreno. Cualquiera que sea el criterio de diseño que se adopte, deben detectarse las desviaciones de las condiciones reales de aquellas que implican una disipación uniforme de energía, y evaluar su posible influencia en el comportamiento estructural.

Dado un conjunto de requisitos de diseño y de variables de control de respuesta, debe aplicarse un criterio de análisis estructural, capaz de predecir con suficiente exactitud tales variables, para determinar las fuerzas internas y la configuración deformada. La acción simultánea de los componentes significativos del movimiento del terreno debe considerarse, incluyendo un factor de escala aplicado a cada componente para tomar en cuenta su valor probable cuando ocurra el valor máximo absoluto de su combinación (véase el capítulo 2). El criterio adoptado de análisis estructural debe ser tal que reconozca las concentraciones posibles de comportamiento no lineal, y que alcance una probabilidad suficientemente baja de que ocurran en localidades no deseables como consecuencia de inexactitudes de tal criterio. Esto significa que para la predicción de los desplazamientos y de las fuerzas internas en particular, los efectos $P-\Delta$ deben considerarse por lo menos mediante un análisis aproximado que dé indicaciones de la necesidad de un análisis más refinado. Algunos reglamentos de construcción establecen reglas sencillas para decidir cuándo se pueden desprestigiar los efectos $P-\Delta$.^{3.16} La contribución de los llamados elementos no estructurales a la rigidez no debe desprestigarse, a menos que tales elementos queden adecuadamente aislados de la estructura, o bien se pueda mostrar que no impedirán el buen funcionamiento de ésta.

Debe prestarse atención a las fuerzas de inercia asociadas con todos los componentes importantes de aceleración local, por ejemplo, la aceleración angular (inercia rotacional) de techos en forma de paraguas o segmentos de chimeneas, y aceleraciones verticales de traveses de gran claro en puentes o instalaciones industriales. Ambos tipos de aceleración se producen por movimientos horizontales, verticales o rotacionales del terreno.

Deben proporcionarse trayectorias adecuadas de esfuerzos para garantizar que las fuerzas de diseño pueden transmitirse a la cimentación. La deformabilidad de la subestructura y del terreno debajo de ella debe considerarse cuando se defina la matriz de rigidez de todo el sistema, o la condición de apoyo de la superestructura sobre la cimentación. La distribución de presiones de contacto entre el terreno y la subestructura debe calcularse considerando que en la entrecara no hay transmisión de esfuerzos de tensión, a menos que se tomen medidas al respecto, tales como la construcción de anclajes o pilastras con capacidad de resistir tensiones.

Debe estudiarse la seguridad de los elementos tanto estructurales como no estructurales para resistir aceleraciones locales; en particular, por medio de un anclaje y refuerzo adecuados debe prevenirse el desplome de muros y parapetos ocasionado por fuerzas normales a sus planos.

3.3.2 Sistemas estructurales

La selección de un sistema estructural está determinada por muchos factores. En los párrafos siguientes se ilustran algunos criterios básicos al analizar varios problemas típicos.

Elementos rigidizantes. Los marcos continuos pueden resistir generalmente fuerzas sísmicas desarrollando trayectorias de esfuerzos bastante uniformes; su principal ventaja es su fácil diseño y construcción para resistir grandes demandas de ductilidad. Sin embargo, su eficiencia, basada en la resistencia a flexión de vigas y columnas, es menor que la de sistemas cuya resistencia se deriva fundamentalmente de elementos sometidos a cortante simple o a fuerzas axiales. Además de permitir el desarrollo de mayores capacidades laterales sin un costo excesivo, los sistemas de rigidización pueden ser decisivos en el control de daño asociado con distorsiones laterales. Sin embargo, consideraciones económicas y arquitectónicas pueden impedir el uso de estos elementos en algunos casos y en otros pueden presentar desventajas técnicas importantes. En edificios altos, un aumento de la rigidez se logra por medio de diafragmas y contravientos; los primeros se construyen de mampostería o de concreto reforzado, los segundos de concreto reforzado o de acero (figura 3.13). El uso de contravientos debe preferirse al de diafragmas en edificios bajos y en estructuras industriales, excepto en aquellos casos en que los diafragmas se requieran por motivos arquitectónicos. En edificios altos y de mediana altura lo contrario es generalmente correcto, principalmente debido a las grandes dimensiones de las secciones transversales requeridas para los contravientos y los serios problemas que presenta su anclaje sobre todo en estructuras de concreto.

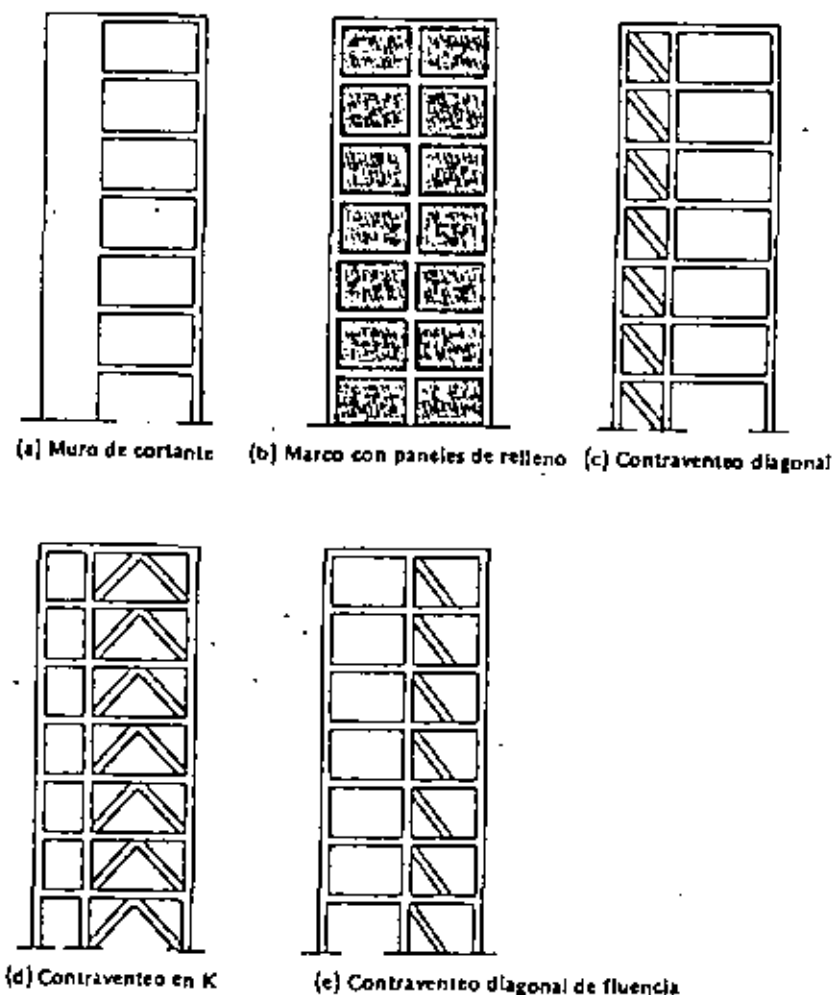


Fig. 3.13 Sistemas de rigidización.

La eficiencia de las crujeas contraventeadas y de los muros de cortante se reduce al incrementarse la relación de aspecto (relación de la altura al ancho). El porqué de esto se puede entender con la figura 3.14, que compara las configuraciones deformadas de una crujea contraventeadada o de un muro actuando como una viga sometida a flexión empotrada en su base, y un marco continuo actuando esencialmente como una viga de cortante al estar ambos sujetos a un sistema de fuerzas laterales. Para una misma deflexión en la parte superior, cerca de la base, las pendientes

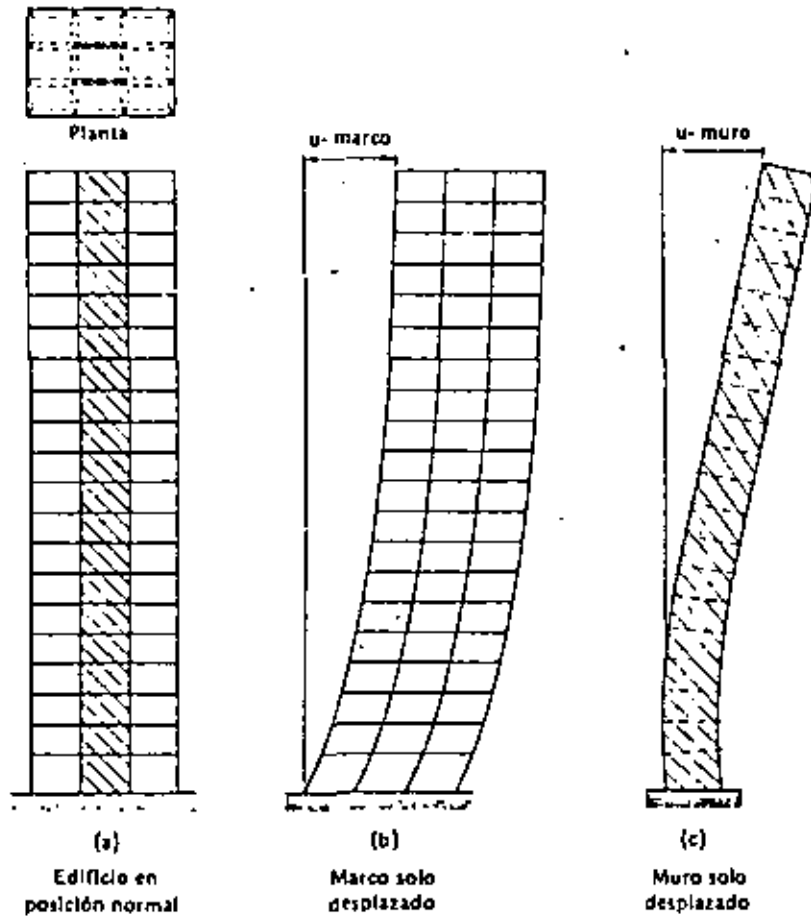


Fig. 3.14 Respuesta a carga lateral de muros de cortante y marcos reticulados (según Newmark).

de la viga a flexión serán mucho más pequeñas que las de la viga de cortante, pero cerca de la parte superior se cumplirá justo lo contrario. Cuanto mayor sea la relación de aspecto de la viga a flexión, mayor será la importancia de este efecto. Se concluye que cuando la combinación de un marco continuo y un muro esbelto resisten un sistema de fuerzas laterales, el muro esbelto tomará parte significativa del cortante total de entrepiso en los niveles bajos; no será así en los niveles superiores, donde el muro tenderá a apoyarse en el marco en vez de ayudar a resistir el cortante total de entrepiso.

La ocurrencia de grandes rotaciones de las secciones horizontales de muro da lugar a excesivas deformaciones locales y demandas de ductilidad en los extremos de las vigas conectadas a los bordes del muro. Estos problemas pueden verse agravados por la ocurrencia de desplazamientos considerables asociados con la flexibilidad de la cimentación en la base del muro. La adopción de secciones transversales como las que se muestran en la figura 3.15 puede mejorar significativamente la eficiencia de muros esbeltos de cortante, al incrementarse su rigidez a la flexión; empero la manera más efectiva de reducir las deflexiones totales por flexión, es logrando que la mayor porción posible de una cruzía dada contribuya a la rigidez total. En sistemas contraventeados esto se puede lograr adoptando configuraciones como las de la figura 3.16 (a). En donde los requerimientos arquitectónicos impongan la adopción de un número de muros separados en un mismo plano, una solución consistiría en acoplar varios de ellos y hacerlos trabajar en conjunto por medio de vigas de acoplamiento suficientemente rígidas y resistentes [figura 3.16 (b)]. Surge entonces el problema de lograr una ductilidad adecuada en tales vigas (véase el capítulo 5).

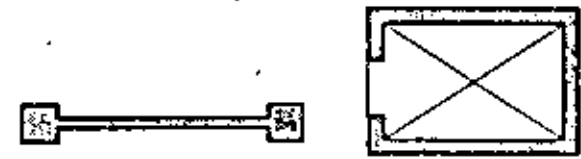


Fig. 3.15 Secciones eficientes para muros de cortante.

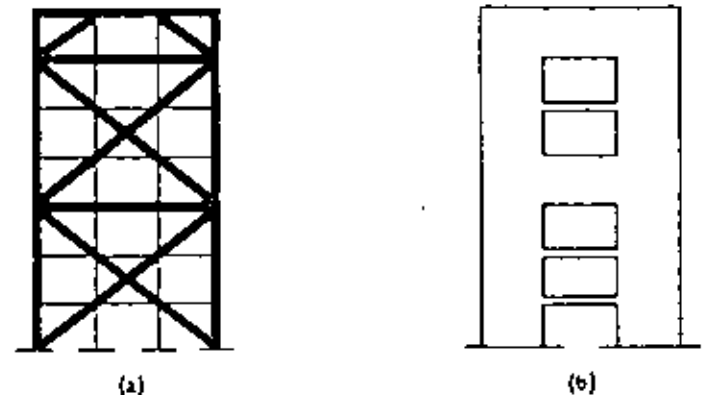


Fig. 3.16 Uso eficiente de elementos rigidizantes. a) Contraventeo en cruz, b) muros de cortante y vigas de acoplamiento.

El uso de elementos rigidizantes puede acarrear otros problemas: la flexibilidad de la cimentación y de los diafragmas de piso puede ser significativa en comparación con la de los elementos rigidizantes, y tener que considerarse al obtener la distribución de fuerzas internas. La deformabilidad de los diafragmas horizontales en su plano puede llegar a ser muy importante en edificios muy largos, en los que los muros de cortante localizados cerca de los extremos del edificio resisten las fuerzas laterales. No sólo la rigidez, sino también la resistencia de los diafragmas de piso en su propio plano se convierte entonces en una variable importante.

Simetría. La seria influencia de la asimetría en el comportamiento estructural ha sido reconocida y quizá se le ha dado mucha importancia. Los esfuerzos para eliminar sus efectos se han concentrado en el problema de ajustar las rigideces para evitar excentricidades torsionantes. Sin embargo aún si las excentricidades calculadas son despreciables pueden desarrollarse momentos de torsión importantes, por ejemplo, cuando las altas rigideces de ciertos miembros estructurales en un extremo del edificio estén equilibradas por elementos muy disímiles en el otro, ya que los valores relativos de las rigideces calculadas pueden ser poco confiables. Adicionalmente pueden ocurrir excentricidades de magnitud variable como consecuencia de un comportamiento no lineal, aun en aquellos casos en que un análisis lineal común prediga esfuerzos no torsionantes. Por esta razón, es deseable que las estructuras sean simétricas no sólo respecto a rigideces, sino también respecto a tipos de miembros estructurales.

Uniformidad. La adopción de claros muy distintos en un marco da lugar a fuerzas cortantes y momentos flexionantes muy grandes en las vigas de los claros más cortos. Estas fuerzas internas pueden alcanzar valores excesivos en estructuras altas y dar lugar a variaciones objetables en las cargas axiales de las columnas adyacentes; estas variaciones pueden a su vez afectar el diseño de las cimentaciones. En edificios bajos estos efectos pueden ser insignificantes; el grado de uniformidad que puede ser deseable en edificios altos puede entonces ser objetable en los de baja altura, si ello impide aprovechar los puntos localizados irregularmente indicados por el arquitecto. Por ejemplo, en la estructura de concreto reforzado cuya planta se muestra en la figura 3.17 (a), la distribución de los muros de servicios permite situar las columnas en los puntos A, B, C y D. Tales columnas reducirían el claro de las vigas y, por consiguiente, serían deseables en un edificio de dos a cinco niveles, también serían objetables probablemente en un edificio con más de ocho o diez niveles. Sin embargo, puede ser ventajoso en algunos casos

localizar columnas en puntos que impliquen marcadas discrepancias entre los claros de un edificio alto. Es entonces aconsejable disminuir la rigidez de las vigas que conectan tales columnas, especialmente reduciendo su peralte, como se muestra en la figura 3.17 (b).

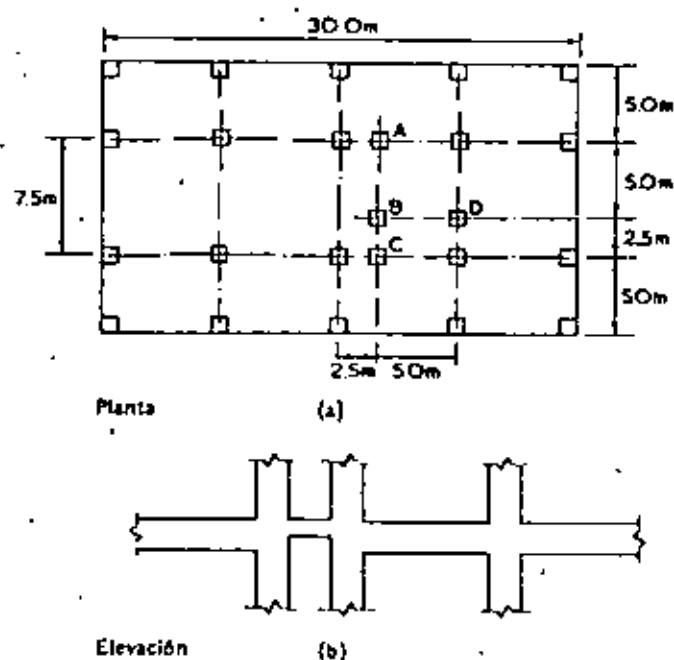


Fig. 3.17 Solución estructural para un edificio con claros desiguales (según Newmark y Rosenbluth^{3.16}).

Como consecuencia de los desplazamientos verticales producidos por el alargamiento y acortamiento de columnas, los problemas derivados de la rigidez excesiva de las vigas de claro corto tienden a aumentar. La reducción de la rigidez indicada en un buen diseño por cargas laterales podría ser entonces inconveniente debido a las limitaciones relacionadas con las deflexiones por carga vertical; es entonces aconsejable proyectar articulaciones plásticas en los extremos de los elementos en consideración.

Los edificios con plantas irregulares que incluyen dos o más secciones interconectadas por corredores estrechos (figura 3.18) presentan problemas especiales de análisis y diseño: pueden generarse esfuerzos excesivamente grandes en los diafragmas del corredor, así como fuerzas por

torsión en las secciones del edificio como consecuencia de la interacción entre tales secciones. La evaluación de tales efectos es en general una tarea difícil que incluye la consideración explícita de la deformabilidad del diafragma. El problema puede ser atacado con éxito por medio de juntas verticales de construcción correctamente localizadas y detalladas.

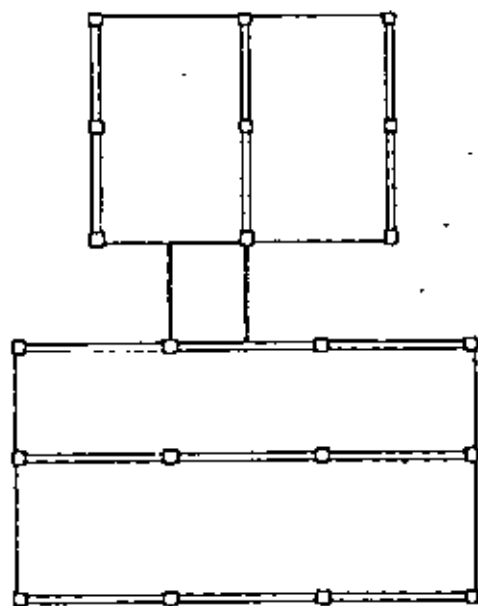


Fig. 3.18 Secciones de un edificio interconectadas por corredores estrechos.

Líneas de defensa escalonadas. Un gran número de edificios basan su resistencia lateral en la contribución de elementos frágiles que se agrietan al absorber energía durante las fases más intensas de un sismo. El diseño de tales edificios se hace a menudo evitando toda reducción en las ordenadas espectrales elásticas a causa de la ductilidad, ya que el agrietamiento puede ser equivalente al colapso. Sin embargo, su comportamiento se mejora notablemente y las fuerzas de diseño para una confiabilidad dada se reducen considerablemente si se proporciona al sistema una segunda línea de defensa, capaz de desarrollar una fracción de la resistencia lateral de los elementos frágiles, y de mostrar comportamiento dúctil después del agrietamiento del primer sistema que es generalmente más

fuerte y más rígido. Esta propiedad ha sido reconocida en algunos reglamentos de construcción^{3.16, 3.20} que especifican aproximadamente iguales ductilidades para marcos rígidos estructurales que para sistemas duales que resisten las fuerzas laterales por una combinación de sistemas verticales de contraventeo, muros de cortante a base de concreto reforzado o de mampostería y de marcos dúctiles, siempre que éstos tomen por lo menos 25 % de las fuerzas sísmicas prescritas.

3.3.3 Diseño por ductilidad y absorción de energía

La ductilidad, tanto global como local, no puede ser garantizada por el uso de un material dúctil; ambas propiedades dependen de los tipos de los modos de falla potencial y de los valores relativos de los factores de seguridad respecto a cada uno de ellos. Así, la aparición de la inestabilidad impide aprovechar plenamente la ductilidad inherente en el material usado en la estructura de la figura 3.3. En tanto que la relación esfuerzo-deformación del material se puede representar por la figura 3.6 (b), la relación entre fuerza lateral y desplazamiento se describe mejor en la figura 3.6 (d), y esta curva no dúctil dominará el comportamiento del sistema a menos que la rigidez lateral se incremente o la carga vertical disminuya; sólo la primera de esas alternativas es comúnmente factible. Igualmente el pandeo local prematuro del patín de una viga puede impedir el desarrollo de una articulación plástica dúctil en la misma sección transversal.

Para lograr un comportamiento dúctil, se deben identificar los modos potenciales de falla, determinar aquellos caracterizados por un comportamiento dúctil y adoptar un conjunto de factores de seguridad que conduzcan a una probabilidad suficientemente baja para el caso en que los estados límite respecto a los modos frágiles sean alcanzados antes que los asociados con los modos dúctiles. Por ejemplo, los factores de reducción para cargas laterales especificadas en el Reglamento de la Construcción de la Ciudad de México^{3.16} para marcos comunes de concreto reforzado, corresponden a una ductilidad supuesta de 4, pero el Reglamento permite que ese parámetro sea tomado igual a 6 si se satisfacen ciertos requisitos; por ejemplo, se especifican factores de carga de 1.4 para los estados límite bajo falla frágil, como los asociados con fuerza cortante, torsión y pandeo, superposición de cargas permanentes y sismo, en vez de 1.1 aplicable a estados límite dúctiles.

Detalles y conexiones. Ya que la ductilidad global de las estructuras comunes depende generalmente de las ductilidades locales de pequeñas zonas, es imperativo un diseño y detallado cuidadoso de tales zonas. En marcos de edificios la fluencia se restringe generalmente a las articulaciones plásticas, localizadas en secciones donde la relación de capaci-

dad a acción alcanza su valor más bajo. Como regla es factible y conveniente tener tales secciones en los extremos de los miembros. En los capítulos 4 y 5 se tratan los criterios específicos de diseño que garantizan la formación de articulaciones plásticas dúctiles en secciones pre-determinadas.

Los modos frágiles de comportamiento son a menudo consecuencia de un exceso de capacidad resistente en alguna región particular, en la que tienen lugar cambios drásticos en las propiedades mecánicas de los miembros estructurales. Como regla la fragilidad en el comportamiento puede ser adscrita en tales casos a pandeo local no lineal o a concentraciones de esfuerzo normalmente no consideradas en el diseño ordinario. Entre las regiones vulnerables típicas se encuentran las conexiones entre miembros estructurales. En estructuras de acero, el comportamiento frágil local se debe generalmente a pandeo local o a fallas en la soldadura, mientras que en concreto reforzado se debe más bien a problemas de adherencia, tensión diagonal y transferencia de esfuerzo entre el refuerzo de diferentes miembros.

A causa de la complejidad de la distribución de esfuerzos normalmente involucrada, el problema en general se refiere no sólo a la fragilidad sino también a la ignorancia o descuido en la evaluación de la capacidad estructural de la junta. En los capítulos 4 y 5 se proporcionan recomendaciones prácticas para la evaluación de esta capacidad. La condición de que la probabilidad de falla frágil sea suficientemente más pequeña que la de falla dúctil, se logra adoptando factores de seguridad más grandes con respecto a la capacidad de la junta que con respecto a la de los miembros que conecta; sin embargo, la diferencia en los factores de seguridad no es a menudo suficiente para las incertidumbres asociadas con el comportamiento de las juntas.

Ductilidad de miembros y subsistemas. En miembros y subsistemas, las relaciones de los factores de seguridad con respecto a los modos frágiles y dúctiles dependen de las capacidades de las secciones críticas con respecto a varias combinaciones de fuerzas internas, y de las relaciones entre esas fuerzas internas cuando el miembro o el subsistema se deforman más allá de los estados límite de falla de las secciones críticas. Así, una viga de concreto reforzado sometida en sus extremos a momentos M_1 y M_2 debidos a cargas permanentes y a momentos sísmicos M'_1 y M'_2 que crecen de cero hasta sus valores finales, alcanzará su capacidad a flexión si $M_1 + M'_1$ o $M_2 + M'_2$ alcanzan la resistencia correspondiente. La falla será dúctil si la viga es subreforzada o sea si rige la falla en tensión por flexión. La falla frágil tendrá lugar si el miembro es sobrerreforzado o si el desarrollo de la capacidad a flexión es im-

pedido por una falla prematura por tensión diagonal. Al crecer los pares M'_1 y M'_2 los cortantes en los extremos toman el valor $\{V = V_0 \pm (M'_1 + M'_2)/L\}$, donde V_0 es el efecto de las cargas permanentes y L es el claro del miembro el cual falla prematuramente en tensión diagonal si el cortante en cualquier extremo alcanza la capacidad de la viga antes de que los momentos $M_1 + M'_1$ y $M_2 + M'_2$ alcancen las correspondientes resistencias a flexión.

Valores grandes de L implican valores pequeños de la fuerza cortante para valores dados de M'_1 y M'_2 y es probable que rija la falla por flexión; el comportamiento dúctil se presentará en miembros subreforzados. Para valores pequeños de L se tendrá el caso opuesto; se alcanzará la falla frágil por tensión diagonal antes que la falla dúctil, a menos que se tomen precauciones especiales para garantizar que el factor de seguridad con respecto al primer modo sea mayor que aquél aplicable al segundo.

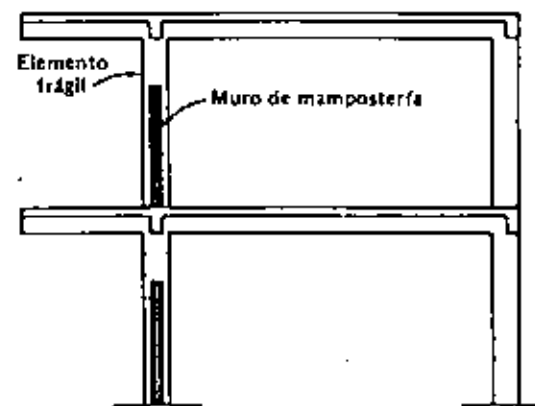


Fig. 3.19 Estructura con baja ductilidad.

Esta condición se encuentra a menudo en edificios con planta irregular como la de la figura 3.17 (a); la adopción de un menor peralte en las vigas puede conducir a una relación de resistencias de cortante a momento flexionante capaz de garantizar un comportamiento dúctil. El mismo problema es característico del sistema estructural mostrado en la figura 3.19, típico de edificios para escuelas en algunos países: la altura libre de algunas columnas se reduce por su interacción con tableros de mampostería de menor altura que la columna. Esto conduce por un lado a concentraciones de cortante y respuestas torsionantes y, por otro, a grandes relaciones de fuerza cortante a momentos flexionantes y, por

consigne a fallas frágiles en condiciones usuales. Todos estos problemas se pueden evitar si las columnas se liberan de restricciones en toda la altura del entrepiso, ya sea instalando juntas flexibles entre columnas y tableros, o bien colocando la estructura y los tableros en planos diferentes, paralelos. Alternativamente, se puede obtener en este caso un comportamiento dúctil, diseñando la porción libre de una columna dada con una capacidad por cortante igual a o más grande que la suma de las capacidades por flexión en los extremos de la porción mencionada, dividida por su altura. No debe olvidarse la interacción con las fuerzas axiales. En el caso extremo de vigas muy cortas utilizadas para lograr acoplamiento entre muros de cortante adyacentes (figura 3.20), debe proporcionarse un refuerzo especial para lograr comportamiento dúctil bajo tensión diagonal.

Las cargas axiales reducen la ductilidad disponible en los extremos de las columnas; a mayor esfuerzo axial mayor es la reducción, como se muestra en la figura 3.21 para una columna de concreto reforzado de características dadas. Tal es la justificación del criterio que sugiere que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de las vigas y no en los de las columnas; esto se puede lograr con una seguridad razonable adoptando factores de carga ligeramente mayores (10 o 20 %) para las columnas que para las vigas.

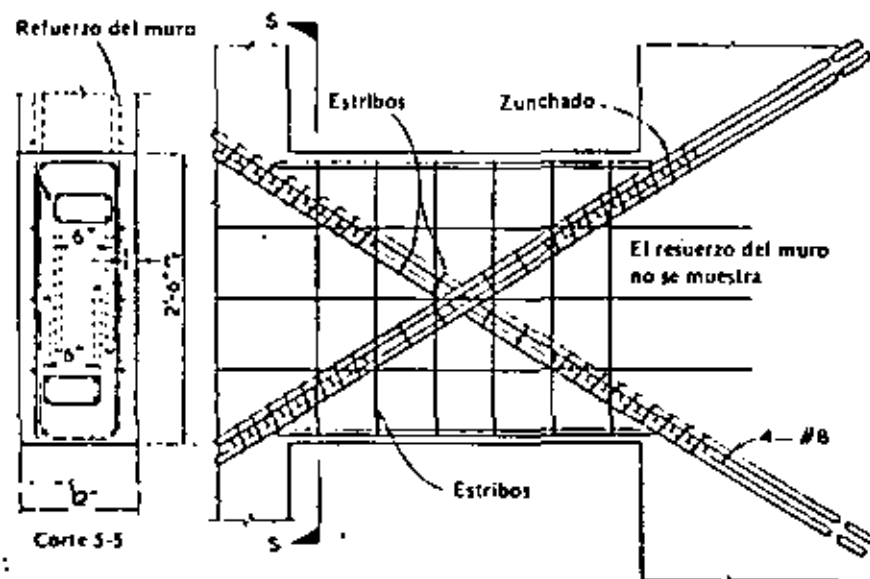


Fig. 3.20 Refuerzo sugerido para una viga corta de acoplamiento (según Paulay^{3.34}).

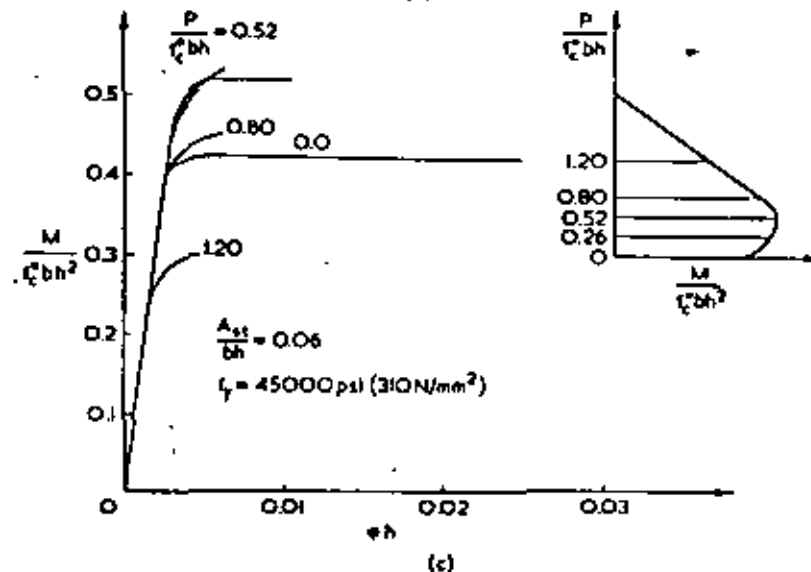
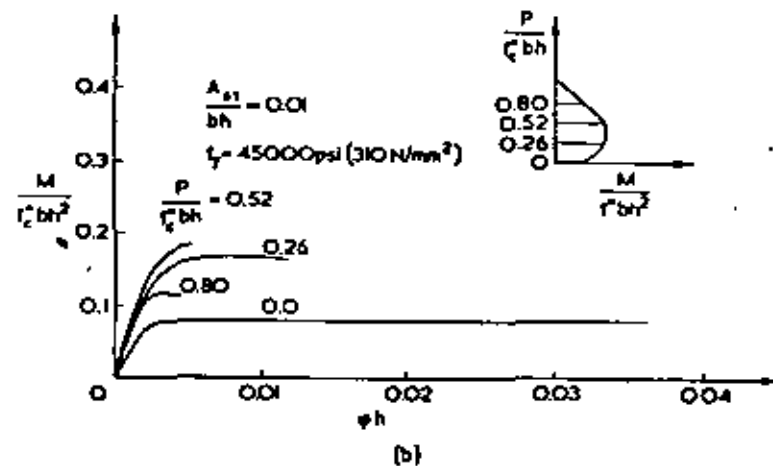
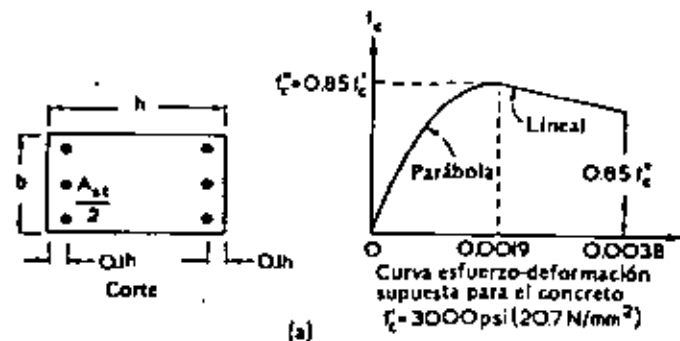


Fig. 3.21 Influencia de la carga axial en la ductilidad de columnas (según Park y Paulay^{3.35}).

Las consecuencias de diseñar exclusivamente por resistencia sin considerar aspectos de ductilidad pueden ser tan serias como se muestra en la figura 3.23, que ilustra la falla frágil durante el temblor de Caracas de 1967^{3,17} de numerosas columnas de un edificio, cuya sección transversal se muestra en la figura 3.22. Las cargas axiales por gravedad y por sismo menoscabaron la capacidad de las columnas (muy fuertes desde otro punto de vista) de desarrollar suficiente ductilidad; la situación se agravó pues los entrepisos superiores con una resistencia al cortante mucho mayor que los inferiores, deben haber generado una demanda de ductilidad muy alta en las columnas en consideración.

3.4 CRITERIOS DE SEGURIDAD

3.4.1 Seguridad estructural

Incertidumbre y seguridad en el diseño sísmico. Ni las cargas que actúan en los edificios ni las resistencias de los miembros estructurales pueden predecirse con exactitud suficiente como para desprestigiar la incertidumbre en el diseño. Los valores nominales de las cargas y resistencias son los más desfavorables, sólo en el caso de que sea mínima la probabilidad de que esas cargas y resistencias adopten valores más peligrosos para el comportamiento de un sistema dado. Si el valor real de

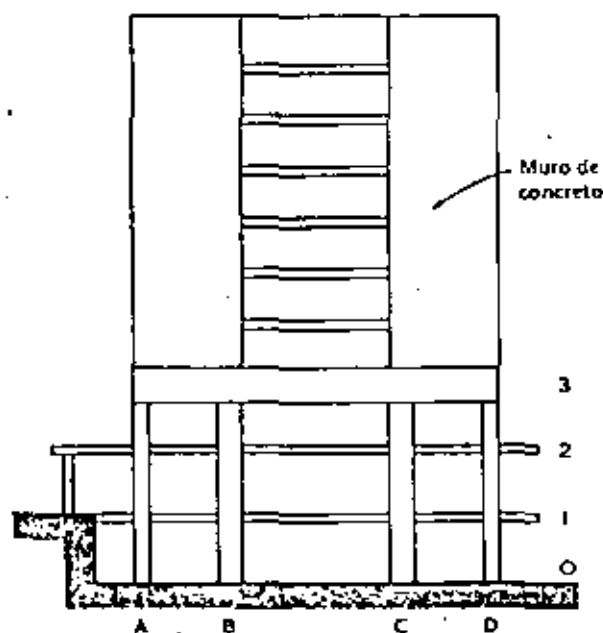


Fig. 3.22 Sección transversal esquemática de un edificio dañado durante el sismo de Caracas en 1967.^{3,17}

la fuerza interna que actúa en una sección crítica o porción de una estructura excede el valor de la resistencia correspondiente, ocurrirá la falla. La seguridad estructural se mide por la probabilidad de supervivencia, es decir, que la falla no tenga lugar. Cuando se contempla una sola aplicación de carga, la probabilidad de supervivencia se determina por las distribuciones probabilísticas de carga y resistencia en el instante de aplicación de la carga, siempre que el margen de seguridad, esto es, la diferencia entre resistencia y carga, no disminuya con el tiempo. La excitación sísmica, sin embargo, consiste en un número aleatorio de eventos de intensidades fortuitas que ocurren en instantes también aleatorios, y la seguridad sísmica no puede ser descrita por una sola probabilidad de supervivencia bajo una aplicación dada de carga, sino por una función de confiabilidad dependiente del tiempo $L(t)$, igual a la probabilidad de que la estructura sobreviva a todas las combinaciones de carga muerta, viva y sísmica que la afecten durante un intervalo de duración t que comience simultáneamente con la construcción.

La limitación de las pérdidas materiales y otras formas de daño es una meta del diseño sísmico tan importante como la seguridad contra colapso. Por simplicidad estos dos objetivos se consideran en los regla-

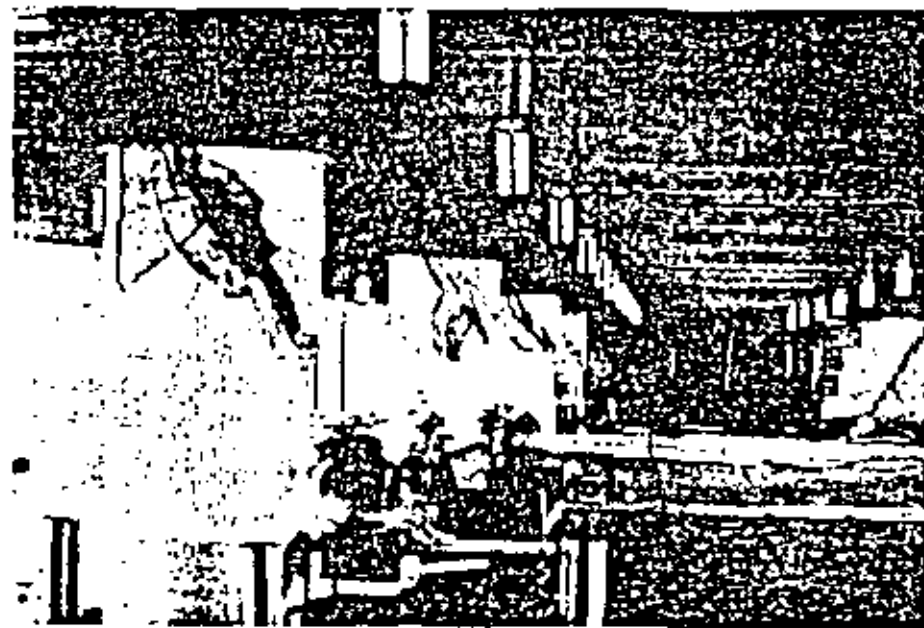


Fig. 3.23 Falla de columnas de concreto reforzado.

mentos de diseño por medio de la especificación de un sismo de diseño, para el cual tienen que ser verificadas la seguridad contra el colapso y las restricciones de deformación.

Algunas estructuras especiales son analizadas para dos sismos diferentes de diseño; los requisitos de seguridad con respecto a los estados límite de colapso se establecen para un evento de intensidad extrema, mientras que la limitación del daño no estructural se controla con base en las deformaciones y esfuerzos de sismos de intensidad moderada, con probabilidad de exceder esta intensidad varias veces durante la vida de la estructura.

El hecho de satisfacer las condiciones de seguridad en el diseño contra colapso no significa que se anule la probabilidad de falla; es poco posible establecer límites superiores suficientemente bajos a la intensidad sísmica en un lugar, o a la respuesta estructural tal que el diseño con base en ellas sea económico o siquiera factible. Por otra parte, ni la resistencia estructural ni el comportamiento para una intensidad dada se pueden predecir con seguridad. El establecimiento de condiciones de diseño depende de estudios de costo-beneficio, en los que los costos iniciales requeridos para proporcionar niveles de seguridad dada y grados de protección con respecto a pérdidas materiales se comparan con el valor presente de las consecuencias esperadas del comportamiento estructural. Este se obtiene añadiendo los costos de falla y daño que pueden ocurrir durante determinados intervalos de tiempo, multiplicados por sus correspondientes probabilidades y por factores de actualización, que convierten valores monetarios en instantes arbitrarios en el futuro a valores equivalentes en el momento de hacer la inversión inicial.

La evaluación de probabilidades de falla y daño implica un análisis de las incertidumbres asociadas con parámetros estructurales tales como masa, resistencia, rigidez y amortiguamiento^{3.18} y con aquéllos que definen la excitación sísmica, tales como intensidad del movimiento, y la relación de éste a las ordenadas de los espectros de respuesta para períodos y amortiguamientos dados, o a otras variables íntimamente relacionadas con la respuesta estructural. Inversamente, la obtención de niveles dados de seguridad y grados de protección contra pérdidas materiales se logra especificando valores nominales de parámetros de diseño, utilizados para calcular capacidad y respuesta estructural y factores de seguridad que deben relacionarse con las últimas variables.

Seguridad óptima. La aplicación formal de los estudios de costo-beneficio a la toma de decisiones en la ingeniería sísmica, se ve obstaculizada a menudo por problemas que surgen en la evaluación del

comportamiento esperado de estructuras. Es patente la dificultad de expresar diferentes tipos de consecuencias de fallas en la misma unidad o, más específicamente, asignar valores monetarios a conceptos tales como pánico, daños personales, muerte y aun pérdida de prestigio de diseñadores, contratistas o de las agencias responsables de regular los criterios de seguridad. Esas dificultades pueden subsanarse con la adopción de modelos usados en la teoría de la toma de decisiones y que toman en cuenta la incertidumbre en los conceptos mencionados y en los criterios para estimar tal incertidumbre. Una virtud muy importante de los estudios costo-beneficio orientados hacia la toma de decisiones, a pesar de lo informal que puedan ser, es que dan una idea de las variables importantes y de la manera en que las intensidades y factores de seguridad del diseño óptimo deben variar con respecto a tales variables. Se concluye entonces que la intensidad del diseño óptimo es una función creciente de la relación de la derivada del costo inicial con respecto a la capacidad al costo esperado de la falla, y es una función decreciente de la actividad sísmica en el lugar.

La última conclusión significa que a mayor actividad, mayor será el nivel óptimo de riesgo que se aceptará en el diseño.^{3.19} Esto a menudo no se toma en cuenta, ya que contradice el concepto ampliamente difundido de que en diseño sísmico por seguridad congruente significa diseñar para intensidades con un período dado de retorno, independientemente de los costos iniciales.

Los beneficios de adoptar niveles de seguridad que dependen de las consecuencias de falla, han sido reconocidos en algunos reglamentos modernos de diseño. Por ejemplo, en el Reglamento de las Construcciones de la Ciudad de México,^{3.16} las estructuras se clasifican en tres categorías según su uso: provisionales, ordinarias y especialmente importantes. La segunda categoría incluye apartamentos y edificios de oficinas, y la tercera abarca estructuras cuya falla tendría consecuencias especialmente importantes y cuyo buen funcionamiento es crítico justamente después de un sismo (hospitales, estaciones de bomberos), o el contenido de las cuales es muy valioso (museos). Las estructuras de la primera categoría no requieren un diseño sísmico formal, mientras que las de la tercera categoría se diseñan con 1.3 veces las ordenadas espectrales especificadas para el segundo grupo.

En el "Recommended Comprehensive Seismic Design Provisions for Buildings",^{3.20} propuesto recientemente, las estructuras se clasifican en tres grupos principales según su riesgo sísmico, esto es, el riesgo que implican para el público, de acuerdo con el uso previsto para cada edificio. En orden decreciente de importancia estos grupos incluyen respectivamente edificios con instalaciones críticas necesarias después del

desastre, éstos con una alta densidad de ocupación o que restrigieren los movimientos de los ocupantes y otras estructuras. Los espectros de diseño sísmico se basan en todas las regiones sísmicas en intensidades que pueden excederse con 10% de la probabilidad en 50 años. En la adopción de diferentes coeficientes sísmicos, no se reconocen diferencias en los niveles de seguridad óptimos para distintos usos de los edificios, sino sólo en las restricciones concernientes a las alturas y tipos de sistemas estructurales y en los refinamientos de los criterios de análisis y diseño estructural, los cuales se hacen depender de la zona y del riesgo sísmico.

3.4.2 Valores de diseño

Los valores nominales de las variables de diseño y de los factores de seguridad (y por consiguiente de los niveles implícitos de seguridad) se han establecido tradicionalmente de manera empírica y con base en la ingeniería. Aunque la optimización explícita como se describió anteriormente parece ser el marco ideal de referencia para el diseño, su aplicación directa por los ingenieros hoy en día es impráctica, exceptuando tal vez su aplicación a las estructuras sumamente caras como reactores nucleares, o a estructuras construidas en grandes números con el mismo diseño, tales como las plataformas de perforación marina. Los valores de diseño especificados en un reglamento de construcción deberán basarse en estudios de optimización que cubran los tipos de estructuras contempladas en tal reglamento, y la optimización deberá referirse a la población esperada en esas estructuras. El hecho de que la optimización explícita no se aplique directamente a cada estructura individual, implica que estamos tratando con optimización con ciertas restricciones; por ejemplo, los formatos de diseño deben ser sencillos y el número de variables relevantes debe ser pequeño. Como consecuencia, lo que es óptimo para una población de estructuras puede no serlo para cada miembro individual.

A pesar de lo anterior, la teoría de la confiabilidad estructural ha proporcionado el marco para las recientes tentativas de lograr congruencia entre las reglas citadas y extrapolar las condiciones más generales; formulaciones simplificadas derivadas de los conceptos básicos han conducido a criterios de diseño casi congruentes, sin alejarse de la simplicidad requerida para aplicaciones prácticas.^{3.21-3.24} Los valores nominales de las variables de diseño se escogen de tal manera que la probabilidad de que cada variable adopte un valor más desfavorable no exceda un cierto límite; a menudo la especificación de límites probabilísticos se sustituye con un criterio que especifica un número de desviaciones estándar por arriba o por abajo del valor medio de cada variable. Los niveles de se-

guridad congruente basados en estudios de costo-beneficio se determinan por medio del correcto manejo de factores de carga y de factores de reducción de resistencia.^{3.25}

Cargas permanentes. Las cargas vivas y muertas afectan las condiciones de diseño por sismo de varias maneras; dan lugar a fuerzas internas producidas por la gravedad (reduciendo así la capacidad disponible para resistir fuerzas sísmicas), e influyen en la respuesta sísmica tanto por lo que respecta a los períodos de vibración de la estructura como a la relación entre masa, aceleración y fuerza. La influencia en los períodos naturales usualmente se desprecia al especificar cargas de diseño, pero puede considerarse estableciendo intervalos probables de variación de esos períodos con respecto a sus valores calculados. Puesto que las cargas muertas son esencialmente constantes es el tiempo, sus valores de diseño para la combinación de carga permanente y accidental coinciden con los valores válidos para la acción de la carga permanente actuando sola. Los valores de diseño para las cargas vivas que se utilizan en combinación con cargas sísmicas, deben obtenerse de las distribuciones probabilísticas de su valor en un instante arbitrario en vez de su máximo durante un intervalo relativamente largo de tiempo; el hecho de que el costo de falla en caso de que ésta ocurra sea una función de la carga viva actuante, se ha considerado en algunos estudios recientes de costo-beneficio.^{3.26} Esas condiciones justifican los requerimientos de algunos reglamentos que especifican diferentes cargas vivas de diseño, para combinarse con las cargas permanentes y accidentales o solamente con las permanentes.^{3.16}

Períodos naturales. La incertidumbre en los períodos naturales se deriva de la asociada con la masa y rigidez, así como con la interacción suelo-estructura. Su importancia surge de la sensibilidad de las ordenadas espectrales frente a este parámetro. Esta incertidumbre se puede considerar adoptando valores desfavorables derivados, ya sea aplicando factores correctivos a los valores calculados en términos de valores nominales de los parámetros relevantes, o bien cubriendo tales incertidumbres por medio de modificaciones adecuadas a las ordenadas de los espectros nominales de diseño. En general, se aplican factores correctivos mayores que la unidad a períodos que se encuentran en la rama ascendente del espectro de aceleraciones, y valores menores que la unidad en los otros casos. Por ejemplo, la figura 3.24 muestra los espectros de diseño para tres microzonas en la Ciudad de México,^{3.16} tanto para períodos naturales conocidos como para períodos naturales inciertos. Para sistemas con múltiples grados de libertad este criterio falla del lado de la seguridad, ya que desprecia correlaciones probabilísticas entre los períodos naturales.

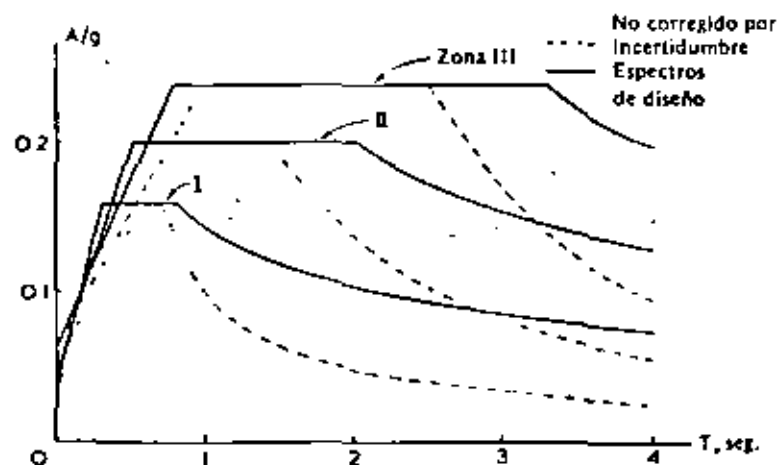


Fig. 3.24 Espectros de diseño corregidos por incertidumbre en el período natural.

Espectros de diseño. Cuando se adopta una intensidad de diseño, las características detalladas de los sismos sólo se especifican de manera aproximada. La especificación de espectros de diseño para sistemas lineales implica tomar decisiones con respecto a la intensidad de diseño, y a la probabilidad de rebasar las ordenadas espectrales propuestas dada tal intensidad. Puesto que el contenido de frecuencia del movimiento del terreno varía con la magnitud, el mecanismo focal y la distancia del lugar al foco, la intensidad sísmica por sí misma no determina la distribución probabilística de las ordenadas espectrales para todos los intervalos de períodos naturales. A menos que el riesgo sísmico en un lugar pueda ser adscrito exclusivamente a movimientos que puedan generarse en la misma fuente, los espectros de diseño no pueden hacerse corresponder al "peor sismo probable" esperado en el lugar; más bien dichos espectros deberían obtenerse de las distribuciones probabilísticas de respuesta máxima para diferentes períodos naturales, independientemente de la fuente sísmica en que se haya originado cada temblor en particular.

En general, las distribuciones probabilísticas de ordenadas espectrales máximas mencionadas en los párrafos anteriores, no se pueden inferir directamente de los registros de movimientos fuertes obtenidos en el lugar de interés, ya que sólo excepcionalmente se dispone de una muestra suficientemente grande de tales registros para dicho lugar. En vez de ello, esas distribuciones se generan regularmente a partir de modelos de procesos estocásticos de la sismicidad local en las fuentes sísmi-

cas cercanas, y la transformación de magnitudes y localización de fuentes en intensidades en el lugar por medio de leyes de atenuación, que relacionan las variables pertinentes con la distancia del foco al lugar.^{3.27,3.28} En la figura 3.25 se muestran ordenadas espectrales correspondientes a probabilidades dadas de excedencia para una magnitud y distancia dadas, tomadas de la referencia 29. Si se especifican la aceleración y la velocidad máximas del terreno, los valores medios de los espectros de diseño o los valores correspondientes a probabilidades dadas de excedencia para diferentes amortiguamientos pueden estimarse fácilmente, como se muestra en la figura 2.1.

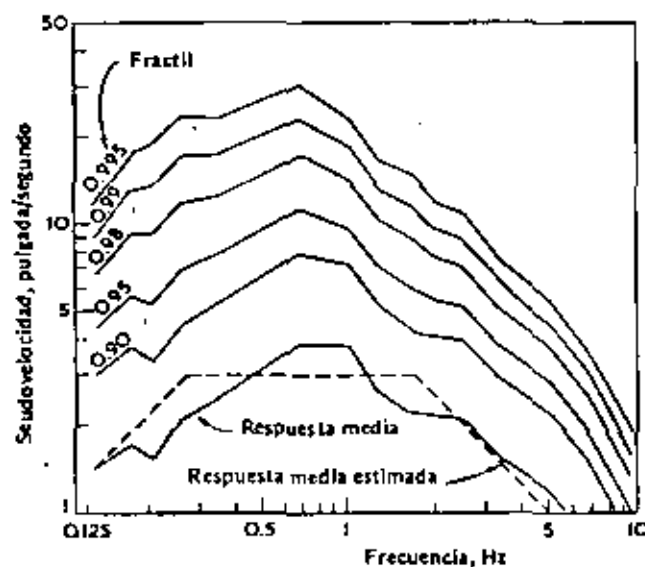


Fig. 3.25 Espectros de respuesta para diferentes probabilidades de excedencia (según McGuire).

El uso de espectros elásticos sobre terreno firme como base para la construcción de espectros de diseño inelásticos se ilustra en la figura 2.3. La línea continua representa un espectro de diseño elástico construido según el criterio de la referencia 3.30; las ordenadas son seudo-velocidades y las abscisas frecuencias naturales y ambas escalas son logarítmicas. La línea interrumpida representa el espectro no lineal para el mismo amortiguamiento del espectro elástico y un factor de

ductilidad. Las aceleraciones espectrales pueden leerse directamente de las líneas interrumpidas, refiriéndose a un sistema adecuado de líneas rectas inclinadas hacia abajo desde la izquierda, y los desplazamientos totales del sistema inelástico se obtienen multiplicando los correspondientes a la línea discontinua por el factor de ductilidad μ (línea punteada). La relación entre los varios segmentos del espectro reducido de aceleraciones $D \cdot V \cdot A \cdot A_0$ y sus contrapartes para el caso elástico es como sigue:^{3.30} La porción extrema derecha del espectro, donde la respuesta es regida por la aceleración máxima del terreno, permanece al mismo nivel de aceleración que para el caso elástico y, por consiguiente, a un nivel correspondiente al desplazamiento total incrementado. Las ordenadas de los segmentos D y V en los rangos de frecuencias pequeñas e intermedias, respectivamente, se dividen por μ , y las ordenadas del segmento A se reducen de acuerdo con un criterio de igual energía, que para sistemas elastoplásticos es equivalente a dividir por $(2\mu - 1)$.

Los acelerogramas de algunos sismos registrados en la superficie de sedimentos gruesos de suelos blandos se caracterizan por su larga duración y por su naturaleza casi armónica. Estas propiedades se reflejan en sus espectros de respuesta lineal, que muestran picos muy estrechos y pronunciados en uno o más períodos dominantes (figura 3.26). Aún no ha sido evaluada la validez de las reglas previas para transformar espectros lineales en sus contrapartes no lineales, pero algunas características significativas han sido aplicadas cualitativamente en la formulación de espectros de diseño para la región de suelo blando en la Ciudad de México. Como se muestra en la figura 3.26, los espectros de diseño no corregidos por incertidumbre en el período natural muestran una amplia meseta de ordenadas constantes, que pretende cubrir la tendencia de las estructuras con períodos naturales más cortos que los dominantes en el movimiento del terreno, para mostrar respuestas crecientes al crecer sus períodos efectivos como consecuencia del comportamiento no lineal.

La figura 3.26 muestra también una corrección por incertidumbre en los períodos naturales a ambos lados de la región de ordenadas más altas; también muestra que en el lado de los períodos largos las ordenadas especificadas decaen significativamente más despacio que en el espectro registrado. Este último requerimiento se adopta por la conveniencia de cubrir la disminución en confiabilidad, debida a la posibilidad de la ocurrencia de un número mayor de modos de falla, y de proporcionar protección adicional con respecto a un comportamiento desfavorable causado por fenómenos típicos de estructuras con períodos largos, y normalmente no considerados en el análisis tales como algunas formas de interacción suelo-estructura, concentraciones de demandas de ductilidad y efectos de esbeltez en exceso de los valores estimados.

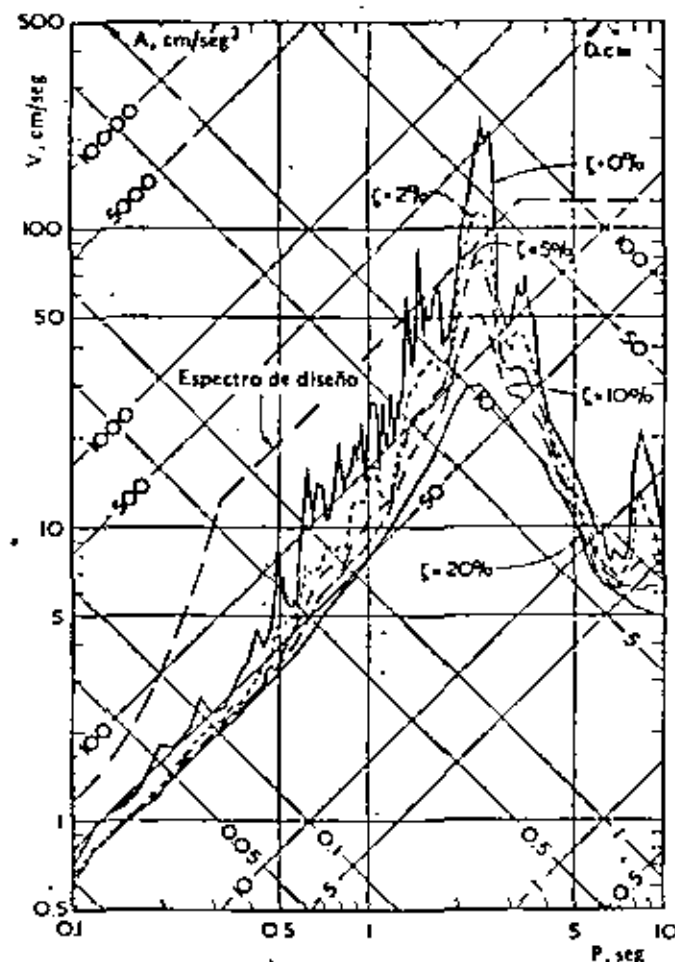


Fig. 3.26 Espectros de respuesta típica en arcilla blanda en la ciudad de México.

Amortiguamiento y ductilidad. Las recomendaciones de algunos reglamentos de construcción modernos^{3.16, 3.20} se formulan como si los espectros de diseño se basaran realmente en espectros de respuesta lineal para un amortiguamiento viscoso de 5 a 10 %, con factores correctivos que toman en cuenta aproximadamente las ductilidades del intervalo de 1 a 6. El amortiguamiento estructural a pequeñas deformaciones es, sin embargo, mucho más pequeño que lo admitido en las especificaciones de diseño. Así, mientras que los espectros de respuesta lineal, que son la base de las recomendaciones de la referencia 3.16,

corresponden a un amortiguamiento de 0.05 del crítico, algunas pruebas en estructuras sujetas a vibraciones de pequeña amplitud muestran que este valor no debe exceder de 2 a 3 % para estructuras de concreto reforzado, o de 0.5 a 1 % para estructuras de acero soldadas con pocos elementos no estructurales. Las incongruencias aparentes son más bien una cuestión de tradición y de nomenclatura que de seguridad real, ya que la mayor parte del amortiguamiento aun a deformaciones bajas debe adscribirse a la respuesta no lineal y al deterioro, más que a un comportamiento viscoso no dañino. La capacidad dúctil nominal para estructuras dadas no se ha derivado de análisis probabilísticos de las ductilidades medidas en varios sistemas estructurales sujetos a excitación dinámica, sino más bien por ajustes semiempíricos de coeficientes de diseño basados en un buen juicio ingenieril, en consideraciones económicas y en el estudio de las respuestas observadas de estructuras de propiedades conocidas a movimientos severos del suelo.

3.4.3 Análisis de confiabilidad en diseño sísmico

Como se mencionó anteriormente, la función de confiabilidad de un sistema en un medio dado es la probabilidad de que el sistema sobreviva a todas las acciones ejercidas sobre ella por el medio durante un intervalo de tiempo. Su cálculo se basa en la distribución probabilística del margen mínimo de seguridad durante el intervalo dado, y esta probabilidad es, a su vez, dependiente de las distribuciones de probabilidad de la resistencia del sistema y de la acción del medio en cada instante dentro del intervalo. En problemas de confiabilidad sísmica el medio se describe por modelos estocásticos de cargas muertas, vivas y sísmicas, mientras que la resistencia del sistema se describe por probabilidades de ocurrencia de modos dados de falla para combinaciones dadas de las cargas mencionadas. La incertidumbre en las cargas sísmicas surge de la aleatoriedad del origen, magnitud, mecanismo de ruptura del sismo, así como de la trayectoria de propagación de las ondas y de la incertidumbre en la respuesta dinámica para una intensidad sísmica dada. A continuación se presenta una breve descripción de los conceptos básicos del análisis de confiabilidad sísmica, con la idea de que proporcione un marco conceptual de referencia para la determinación racional de niveles de seguridad y, por consiguiente, de valores pertinentes de diseño y factores de seguridad. Estudios más completos pueden encontrarse en las referencias 3.21; 3.27 y 3.31.

Sismicidad. Sea Y la intensidad sísmica expresada en términos de un conjunto de parámetros (tales como la aceleración o la velocidad máxima del terreno, la respuesta espectral para un período y amortiguamiento dados) que pueden ser correlacionados directamente con la respuesta o el comportamiento estructural. El proceso estocástico de la ocurrencia

de eventos significativos describirá la sismicidad, esto es, por sismos que tengan en el sitio de interés una intensidad suficientemente alta como para afectar estructuras, y por la distribución probabilística condicional de la intensidad, dada la ocurrencia de un evento. Sea T el intervalo entre la ocurrencia de eventos sucesivos significativos, T_1 el tiempo desde que comienzan las observaciones hasta el primer evento y $f(t)$, $f_1(t)$ las funciones respectivas de densidad de probabilidad. La función de densidad de probabilidad del tiempo de espera al r -ésimo evento significativo se obtiene como sigue:

$$f_r(t) = \int_0^t f_{r-1}(t-\tau)f(\tau)d\tau, \quad r > 1 \quad (3.1)$$

y la función de densidad de probabilidad del tiempo a la primera excedencia de intensidad y es igual a:

$$g_1(t) = \sum_{r=1}^{\infty} f_r(t)PQ^{r-1} \quad (3.2)$$

donde $Q(y)$ (supuesta independiente de t y r) es la distribución de probabilidad condicional acumulada de la intensidad cuando ha ocurrido un evento significativo, y $P = 1 - Q$. La función de densidad de probabilidad del tiempo a la falla de una estructura con una resistencia conocida igual a Y_R , se puede obtener por medio de la ecuación 3.2 haciendo $Q = Q(Y_R)$.

Se han propuesto diferentes expresiones para f_T y f_{T_1} .^{3.28} La más sencilla de ellas, pero no la más realista, supone que los eventos significativos tienen lugar según un proceso de Poisson, o sea

$$f_{T_1}(t) = f_T(t) = v \exp(-vt)$$

en que v es la tasa media de ocurrencia de los eventos mencionados. Bajo esta suposición, la ecuación 3.2 conduce a

$$g_1(t) = vPe^{-vPt} \quad (3.3)$$

El análisis siguiente se limitará a esta suposición. Un tratamiento más general puede encontrarse en la referencia 3.31.

Respuesta estructural. Sea D el costo del daño causado por un sismo en una estructura; éste puede variar entre 0 y $D_0 + A$, donde D_0 es el costo total de la estructura y A es el costo de su contenido así como

el de cualquier otra consecuencia (como pérdida de vida humana y efectos indirectos) expresada en términos monetarios, disminuido por el valor de rescate. Se puede establecer^{3,32} una función de densidad de probabilidad de D condicional a cada valor posible de la intensidad. Si tal función se denota por $f_{D|Y}(d|y)$, la función de densidad de probabilidad de D cada vez que tiene lugar un evento significativo es:

$$f_D(d) = \int \frac{dQ(y)}{dy} f_{D|Y}(d|y) dy \quad (3.4)$$

Puede ser útil expresar el dominio de los niveles de posible daño de una estructura dada, por medio de un conjunto de modos de falla potencial. Si $p_i(y)$ es la probabilidad de falla en el modo i dada una intensidad igual a y , y D_i es el costo correspondiente del daño, entonces la probabilidad marginal de falla en el modo i dada la ocurrencia de un evento significativo es:

$$\bar{p}_i = \int \frac{dQ(y)}{dy} p_i(y) dy \quad (3.5)$$

y el costo esperado del daño para cada evento es:

$$\bar{D} = \sum_i D_i \bar{p}_i \quad (3.6)$$

donde las \bar{p}_i son funciones de las cargas permanentes actuantes de los parámetros de diseño y de los factores de seguridad, con respecto a todos los modos de falla importantes. Cambiando los valores relativos de esos factores de seguridad, es posible hacer que los modos de falla con las consecuencias más altas (en general, los modos frágiles) sean mucho menos probables que aquéllos que conducen a niveles de menor daño. Así, la adopción de factores de carga más altos para columnas que para momentos flexionantes en vigas, puede ser aconsejable cuando cargas axiales considerables impidan el desarrollo de suficiente capacidad dúctil en los extremos de columnas; o también puede ser ventajoso hacer una estructura más segura con respecto al momento de volteo que con respecto a la fluencia lateral. La estimación cuantitativa de los incrementos adecuados de los factores de carga se puede establecer de consideraciones económicas dentro del marco costo-beneficio sugerido en lo que sigue.

Diseño óptimo. Sea $C(x_1, \dots, x_n)$ el costo inicial de una estructura dada y x_1, \dots, x_n un conjunto de parámetros de diseño (resistencias, rigideces, ductilidades). Los valores óptimos de estos parámetros son los que maximizan la función

$$U = B - C - Z \quad (3.7)$$

donde B y Z , también funciones del conjunto de parámetros de diseño, son, respectivamente, los valores presentes de los beneficios esperados y de las consecuencias de falla. En otras palabras, si $b(t)$ es el valor esperado de los beneficios en el tiempo t derivado del comportamiento de la estructura, y γ es una tasa de descuento tal que los valores presentes de pérdidas futuras o beneficios puedan obtenerse multiplicando estos últimos por $\exp(-\gamma t)$, entonces

$$B = \int_0^{\infty} b(t) e^{-\gamma t} L(t) dt \quad (3.8)$$

$$Z = \int_0^{\infty} v \bar{D} e^{-\gamma t} L(t) dt \quad (3.9)$$

donde $L(t)$ es la función de confiabilidad definida anteriormente. El significado de $L(t)$ en las ecuaciones 3.8 y 3.9 es que la producción de beneficios y pérdidas está sujeta a la condición de que la estructura ha sobrevivido todas las cargas previas. Para el caso en que la resistencia Y_R se conozca, la ecuación 3.3 conduce a

$$L(t) = \exp(-\nu P_R t) \quad (3.10)$$

donde $P_R = P(Y_R)$.

De las ecuaciones 3.8 y 3.10 y del supuesto de que $b(t) = b$ es constante,

$$B = \frac{b}{\gamma + \nu P_R} \quad (3.11)$$

Igualmente, de la ecuación 3.9

$$Z = \frac{\nu \bar{D}}{\gamma + \nu P_R} \quad (3.12)$$

y la expresión para la utilidad es entonces

$$U = \frac{b}{\tau + \nu P_R} - C - \frac{\nu \bar{D}}{\tau + \nu P_R} \quad (3.13)$$

Si Y_0 es la intensidad mínima de eventos significativos, esto es, una intensidad debajo de la cual no puede ocurrir ningún daño, entonces ν se puede expresar aproximadamente como KY_0^r , donde K y r dependen de la actividad de fuentes sísmicas cerca del lugar en consideración.^{3.28} En esas condiciones, $P_R = (Y_0/YR)^r$.

Expresando b , P_R , C y D en términos del conjunto de parámetros de diseño y derivando con respecto a ellos, se obtiene un sistema de ecuaciones del cual se pueden determinar valores óptimos para esos parámetros.

Si la resistencia estructural para un conjunto de parámetros de diseño es incierta, las ecuaciones 3.10 y 3.13 se convierten respectivamente en:

$$L(t) = E[\exp(-\nu P_R t)] \quad (3.14)$$

$$U = E\left[\frac{b}{\tau + \nu P_R} - C - \frac{\nu \bar{D}}{\tau + \nu P_R}\right] \quad (3.15)$$

Las esperanzas en estas ecuaciones se toman con respecto a las funciones de densidad de probabilidad de la resistencia estructural Y_R .

Se pueden obtener diferentes expresiones para U , dependiendo de la estrategia adoptada *a priori* respecto a las medidas de reconstrucción y reparación que deben tomarse después de cada desastre.^{3.31} Dicha estrategia puede influir en gran medida los parámetros de diseño óptimo.

Especificación de la seguridad en el diseño codificado. De acuerdo con los criterios de optimización antes descritos, la determinación de resistencias de diseño, rigideces y ductilidades no está basada en la respuesta esperada de un solo evento, definido por un espectro dado y supuestamente con un determinado período de retorno. Más bien, los parámetros de diseño son óptimos en el sentido de que conducen a la mejor inversión de recursos tomando en cuenta un comportamiento esperado a largo plazo bajo la acción de un número fortuito de cargas aleatorias. Sin embargo, en comparación con los requerimientos de seguridad por cargas permanentes, generalmente es ventajoso especificar

la seguridad ante sismo en términos de un sismo de diseño con un período de retorno supuesto, de un conjunto de reglas que definan las resistencias probables mínimas a partir de sus valores esperados y coeficientes de variación y de un conjunto de factores de carga. La seguridad bajo la acción del sismo de diseño no es significativa por sí sola, sino por ser una medida indirecta de la función de confiabilidad $L(t)$.

Confiabilidad de miembros y sistemas. En las aplicaciones de la teoría de la confiabilidad estructural a la formulación de criterios de diseño con seguridad congruente para la aplicación de una sola carga, las capacidades nominales de miembros o secciones críticas se definen a menudo por alguna de las siguientes expresiones^{3.21,3.22}

$$R^* = \bar{R} \exp(-\alpha V_R) \quad (3.16)$$

$$R^* = \bar{R}/(1 + \alpha V_R) \quad (3.17)$$

Aquí, R^* denota el valor nominal de la resistencia aleatoria R , \bar{R} su valor esperado, V_R su coeficiente de variación y α una constante que depende de la probabilidad de que R sea menor que su valor nominal. Es evidente que la razón R^*/\bar{R} es menor que uno y que disminuye cuando V_R aumenta.

La capacidad respecto a algunos modos de falla en sistemas dúctiles puede expresarse como la suma de las contribuciones de las capacidades de un número de secciones críticas. Tómese por ejemplo la capacidad a cortante de un entrepiso dado de un edificio, y considérese tal capacidad constituida a partir de las contribuciones de las capacidades por momento en todos los extremos de las columnas. El coeficiente de variación de la capacidad de cortante de entrepiso es igual a

$$V = \left(\sum_i \sum_j \rho_{ij} V_i V_j \bar{R}_i \bar{R}_j \right)^{1/2} / \sum_i \bar{R}_i$$

donde R_i es la resistencia de la i -ésima sección crítica, \bar{R}_i y V_i sus valores esperados y coeficientes de variación respectivamente y ρ_{ij} el coeficiente de correlación entre R_i y R_j . Si las últimas variables son estocásticamente independientes,

$$V = \left\{ \sum_i (V_i \bar{R}_i)^2 \right\}^{1/2} / \sum_i \bar{R}_i$$

y si todas las V_i son iguales a ν

$$V = \nu \left(\sum_i \bar{R}_i^2 \right)^{1/2} / \sum_i \bar{R}_i$$

por consiguiente; $V \leq v$ y el valor nominal de R que se obtendría por aplicación directa de la ecuación 3.17, con el valor adecuado de V excederá el obtenido por la simple adición de los valores nominales R^* , de las contribuciones de todas las secciones críticas. Este resultado es una manera analítica de expresar un principio a menudo derivado intuitivamente de que en condiciones de seguridad similares para secciones críticas individuales, la confiabilidad de sistemas dúctiles respecto a modos de falla que requieren el desarrollo de la capacidad de n secciones críticas disminuye al decrecer n . Ya que los criterios de diseño para la revisión de condiciones de seguridad se establecen usualmente en términos de la relación de la capacidad estructural a la carga interna en cada sección crítica individual, el efecto en estudio debe ser considerado haciendo variar los factores de seguridad requeridos con el número de secciones críticas comprendidas en un modo de falla. Esto es la base para la prescripción del Reglamento de la Ciudad de México de 1976, que establece que la fuerza generalizada que actúa en cada muro de cortante o columna que toma más de 20% de la fuerza de entrepiso generalizada (fuerza cortante, par o momento de volteo), se incrementa en un 20%. Lo es también para la prescripción concerniente a sistemas no redundantes en las recomendaciones ATC,^{3,20} que establece que cuando un edificio se diseña o construye de tal manera que la falla de un solo miembro, conexión o componente pone en peligro la estabilidad del edificio, esa parte deberá proporcionarse con una resistencia por lo menos 50% mayor de la que se requeriría de otra manera.

Superposición de contribuciones modales. Las contribuciones máximas de todos los modos naturales a una respuesta (fuerza interna en una sección crítica, desplazamiento o deformación) no ocurren simultáneamente. El valor de diseño de un parámetro de respuesta se supone proporcional a su desviación estándar al término del sismo. Después de algunas simplificaciones^{3,10} este criterio conduce a la siguiente expresión:

$$S = \left(\sum_i \sum_j S_i S_j \right)^{1/2} \quad (3.18)$$

donde:

$$\epsilon_{ij} = \frac{\omega'_i - \omega'_j}{\xi'_i \omega_i + \xi'_j \omega_j} \quad (3.19)$$

y S_i es el valor máximo absoluto de la contribución del modo i ésimo a la respuesta de interés; debe tomarse con el signo adoptado por la función de respuesta de impulso unitario de la respuesta de interés, a un escalón de incremento en la velocidad del terreno cuando la función mencionada alcance su valor numérico máximo.

En la ecuación 3.19, ω_i = frecuencia circular no amortiguada del i ésimo modo natural, $\omega_i = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}$ = frecuencia circular amortiguada del i ésimo modo natural, $\xi_i = \xi_i + 2/\omega_i s$, ξ_i = relación de amortiguamiento del i ésimo modo natural (supuesto igual a 0.05 a menos que se justifique un valor diferente), y s = duración del segmento de ruido blanco estacionario equivalente a la familia de sismos reales de diseño; s puede variar de 15 a 40 segundos para condiciones del terreno que varían de firme a depósitos gruesos de material blando. La influencia de la correlación estocástica entre los instantes cuando la respuesta asociada con cada modo alcanza su máximo, se refleja en la ecuación 3.18 a través de la participación de los ϵ_{ij} : cuando ω'_i difiere significativamente de ω'_j ; ϵ_{ij} es más grande y S^2 se aproxima a la suma de los cuadrados de las contribuciones de los modos individuales $\sum_i S_i^2$. Sin embargo, cuando ω'_i cercano a ω'_j , ϵ_{ij} tiende a cero y el producto cruzado $S_i S_j$, para $i \neq j$ adquiere importancia. El hecho de que cada uno de esos términos puede ser positivo o negativo, explica la posibilidad de que ocurran respuestas modales con alta correlación con ángulos de fase cercano a 0° o a 180° .

En edificios, los términos con productos cruzados son usualmente despreciables. Hay excepciones, por ejemplo, en el análisis modal de edificios con pequeñas excentricidades torsionales, cuando se toman en cuenta los grados de libertad por torsión, o en el análisis de cualquier tipo de estructura cuando la respuesta de un apéndice (porción caracterizada por una masa mucho más pequeña que las otras en que el sistema es moderado) se toma como un grado de libertad en el cálculo de las formas modales y frecuencias.^{3,16}

Superposición de componentes del movimiento del terreno. Ha sido costumbre diseñar estructuras para que éstas resistan la envolvente de efectos de los diversos componentes del movimiento sísmico, como si esos componentes actuasen uno a la vez. Cada vez hay mayor conciencia de que el diseño debería reconocer la acción simultánea de todos los componentes, pues se han identificado una serie de condiciones en las que la superposición de esos componentes afecta significativamente la seguridad. Consideremos por ejemplo un edificio a base de marcos continuos en dos direcciones ortogonales, otro con una planta asimétrica y un puente continuo largo sobre varios apoyos. Si las columnas en la primera estructura se construyen de concreto reforzado con una sección cuadrada, la dirección más desfavorable para la aplicación de las fuerzas sísmicas será a lo largo de su diagonal, en vez de paralela a cualquier sistema de marcos ortogonales. Además si se analiza la respuesta no lineal de la estructura y se desarrolla una considerable ductilidad en los extremos de las columnas, las rigideces efecti-

vas de los marcos en una dirección dependerán en cualquier instante en el estado simultáneo de deformación de los otros sistemas de marcos; en otras palabras, existirá una interacción considerable entre las demandas de ductilidad en ambas direcciones. Los marcos normales a la dirección de asimetría en el segundo caso están sujetos a los efectos de cortante directo, producido por el componente horizontal paralelo a ellos y a los efectos torsionantes asociados con el otro componente horizontal. El movimiento fuera de fase de los diversos apoyos en la tercera estructura afecta cualitativa y cuantitativamente la distribución de fuerzas internas.

Recientemente se ha adoptado un criterio aproximado que toma en cuenta los efectos antes mencionados, surgió de una simplificación de una fórmula de segundos momentos de seguridad estructural^{3.36} y consiste en lo siguiente:^{3.37}

1. Calcular las respuestas a cargas de gravedad y a los componentes de movimiento del terreno considerados como potencialmente significativos. Arreglar esas respuestas en vectores $R = R_0$ y R_l respectivamente con $l = 1, 2, \dots, n$.

2. Obtener los vectores.

$$R = R_0 + \sum_{l=1}^n \alpha_l R_l$$

asignando signos más y menos a $\alpha_l R_l$, ordenando las R_l en todas las posibles permutaciones y dando a las α_l los valores de la tabla 3.1

3. Si el problema es de análisis, encontrar si todos los puntos caen dentro de la superficie de falla. Si el problema es de diseño, asignar a los parámetros de diseño tales valores que el dominio seguro contenga todos los puntos

En el análisis y diseño de torres y chimeneas es aconsejable tomar α_l igual a 0.5 en vez de 0.3 para $l \geq 2$. Esta recomendación nace de dos consideraciones: en torres con planta cuadrada o rectangular apoyadas en cuatro columnas iguales, la aplicación del criterio previo con $\alpha_l = 0.3$ para revisar la seguridad respecto a esfuerzos axiales producidos por momentos de volteo, conduce a errores sistemáticos del lado de la inseguridad; en estructuras con simetría radial, tales como chimeneas, una asimetría aparentemente insignificante causa un acoplamiento apreciable entre modos de vibración que involucran desplazamientos horizontales ortogonales (véanse las secciones 1.10 y 2.7.4).

Tabla 3.1 Valores de α_l y errores máximos en la amplitud del vector de respuesta sísmica (según referencia 3.27)

l ó n	α_l	Error máximo (%)	α_l	Error máximo del lado de la seguridad (%)	Error máximo del lado de la inseguridad (%)
1	1.000	0.0	1.0	0.0	0.0
2	0.336	5.5	0.3	4.4	8.1
3	0.250	8.4	0.3	8.6	7.6
4	0.206	10.4	0.3	12.7	5.0
5	0.179	11.8	0.3	16.6	1.6
6	0.160	13.0	0.3	20.4	-2.1
7	0.146	13.9	0.3	24.1	-5.8
8	0.135	14.7	0.3	27.7	-9.6
9	0.126	15.4	0.3	31.1	-13.3
10	0.118	16.0	0.3	34.5	-17.0

3.4.4 Reparación y refuerzo de estructuras

Algunos momentos históricos, estructuras dañadas y aquéllas que van a ser remodeladas o cuyo uso va a cambiarse, presentan a menudo el problema de decidir sobre los niveles adecuados de seguridad y de cumplir con los reglamentos de construcción en uso. En algunas regiones, grandes porciones de edificios importantes se han diseñado y construido de acuerdo con criterios que posteriormente se juzgaron como insuficientemente estrictos, y existen gran cantidad de unidades habitacionales con poca o ninguna ingeniería. La adopción de criterios estándar aplicables a estructuras nuevas es molesto y caro en la mayor parte de los casos antes mencionados. Estos problemas deben enfocarse teniendo en cuenta que el objetivo del diseño en ingeniería es optimizar para la sociedad. Recientemente se han establecido patrones de decisión que tratan esos casos.^{3.32}

REFERENCIAS

- 3.1 Esteva, L., "Behavior Under Alternating Loads of Masonry Diaphragms Framed by Reinforced Concrete Members", *Proc. International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structures*, RILEM, Ciudad de México (1966).
- 3.2 Krawinkler, H., Bertero, V. V. y Popov, E. P., "Inelastic Behavior of Steel Beam-to Column Subassemblages", *Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, Univ. California, EERC 71-7*, Berkeley, Cal. (1971).
- 3.3 Frank, R. A., Anagnostopoulos, S. A., Biggs, J. M. y Vanmarcke, E. H., "Variability of Structural Response Due to Real and Artificial Ground Motions", MIT Department of Civil Engineering, *Research Report R76-6* (1976).
- 3.4 Havilane, R. W., Biggs, J. M. y Anagnostopoulos, S. A., "Inelastic Response Spectrum Design Procedures for Steel Frames", MIT Department of Civil Engineering, *Research Report R76-40* (1976).
- 3.5 Veletsos, A. S., "Maximum Deformations of Certain Nonlinear Systems", *Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile (1969).
- 3.6 Bielak, J., "Dynamic Response of Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems", Tesis de Maestría, Rice University, Houston, Tex. (1966).
- 3.7 Spencer, R. A., "The Nonlinear Response of Multistory Prestressed Concrete Structures to Earthquake Excitation", *Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile (1969).
- 3.8 Penzien, J. y Liu, S. C., "Nondeterministic Analysis of Nonlinear Structures Subjected to Earthquake Excitations", *Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile (1969).
- 3.9 Ramírez, J., "Efectos de Inestabilidad en la Respuesta Sísmica de Estructuras de Cortante Inelásticas", Tesis de Maestría, *Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México* (1977).
- 3.10 Newmark, N. M. y Rosenblueth, E., "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J. (1971).
- 3.11 Guerra, D. R. y Esteva, L., "Equivalent Properties and Ductility Requirements in Seismic Dynamic Analysis of Nonlinear Systems", *Proc. Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Delhi, India (1977).
- 3.12 Rosenblueth, E., "Temblores Chilenos de Mayo 1970: Sus efectos en Estructuras Civiles", *Ingeniería*, 31, 1, México, D. F. (1961).
- 3.13 González-Flores, M., "Sistema para Eliminar los Esfuerzos Peligrosos que los Temblores Causan en las Estructuras", *Quinto Congreso Mexicano de la Industria de la Construcción*, México, D. F. (1964).
- 3.14 Skinner, R. L., Kelly, J. M. y Heine, A. J., "Energy Absorption Devices for Earthquake Resistant Structures", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, Roma, Italia (1973).
- 3.15 Ruiz, S. E., Esteva, L. y Guerra, O. R., "Desarrollo y Evaluación de Sistemas para Limitar las Acciones Sísmicas sobre Edificios", *Ingeniería*, 47, 2, México, D. F. (1977).
- 3.16 "Diseño estructural", Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México, México, D. F. (1977).
- 3.17 Esteva, L., Díaz de Cossío, R. y Elorduy, J., "El Temblor de Caracas, julio de 1967", *Ingeniería*, 38, 3, México, D. F. (1968).
- 3.18 Haviland, R., "A Study of the Uncertainties in the Fundamental Translational Periods and Damping Values for Real Buildings", MIT, Department of Civil Engineering Research, *Report R76-12* (1976).
- 3.19 Esteva, L., "Seismic Risk and Seismic Design Decisions", *Seminar on Seismic Design of Nuclear Power Plants*, MIT Press, Cambridge, Mass. (1969).
- 3.20 *Recommended Comprehensive Seismic Design Provisions for Buildings*, Applied Technology Council, Palo Alto, Calif. (1977).
- 3.21 Rosenblueth, E. y Esteva, L., "Reliability Basis for Some Mexican Codes", American Concrete Institute, *Special Publication 31* (1971).
- 3.22 Meli, R., "Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México*, Report 375 (1976).
- 3.23 Esteva, L., "Regionalización Sísmica de México para Fines de Ingeniería", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México*, Report 246 (1970).
- 3.24 Rosenblueth, E., "Code Specification of Safety and Serviceability", Informe núm. 2 del estado actual. Comité Técnico núm. 10: Structural Safety and Probabilistic Methods, *ASCE-IABSE Joint Committee on Planning and Design of Tall Buildings*, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Pa. (1972).

- 3.25 Lind, N. C., "Deterministic Format for the Probabilistic Design of Structures", en *An Introduction to Structural Optimization*, Solid Mechanics Division, Univ. Waterloo, Waterloo, Ont., Canadá, SM Study 1 (1969).
- 3.26 Rosenblueth, E. y Mendoza, E., "Optimum Seismic Design of Auditoriums", *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, 2, Roma, Italia (1973).
- 3.27 Esteva, L., "Criterios para la Construcción de Espectros de Diseño Sísmico", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Report 178* (1968).
- 3.28 Esteva, L., "Seismicity", Chapter 6 of *Seismic Risk and Engineering Decisions* (Editado por C. Lomnitz y E. Rosenblueth), Elsevier, Amsterdam (1976).
- 3.29 McGuire, R. K., "Seismic Structural Response Risk Analysis, Incorporating Peak Response Regressions on Earthquake Magnitude and Distance", Tesis Doctoral, *MIT Department of Civil Engineering* (1974).
- 3.30 Newmark, N. M. y Hall, W. J., "Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design", *Building Practices for Disaster Mitigation, Building Science Series 46*, National Bureau of Standards, Washington, D. C. (1973).
- 3.31 Rosenblueth, E., "Optimum Design for Infrequent Disturbances", *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs*, 102, ST9 (septiembre, 1976).
- 3.32 Rosenblueth, E., "Decisiones Óptimas para Estructuras Existentes en Zona Sísmica. Primera Etapa", *Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México* (en imprenta).
- 3.33 Newmark, N. M., "Current Trends in the Seismic Analysis and Design of High-Rise Structure", en *Earthquake Engineering* (editado por R. Wiegel), Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J. (1970).
- 3.34 Paulay, T., "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls", *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs*, 97, ST3 (marzo, 1971).
- 3.35 Park, R. y Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, Nueva York (1975).
- 3.36 Hasofer, A. M. y Lind, N. C., "Exact and Invariant Second-Moment Code Format", *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs*, 100, EMI (1974).
- 3.37 Rosenblueth, E. y Contreras, H., "Approximate Design for Multicomponent Earthquakes", Propuesto para publicarse en *J. Engng Mech. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS ALTOS

S O L I C I T A C I O N E S

M. en C. Enrique del Valle Calderón

AGOSTO, 1983

SOLICITACIONES

Generalidades:

Las cargas que usualmente actúan sobre los edificios son de distintos tipos:

Cargas gravitacionales: Cargas muertas, cargas vivas

Efectos de sismos

Efectos de viento

Efectos de temperatura y contracción volumétrica

Cargas accidentales: Fuego, explosión, impacto

Empujes de tierra o de líquidos

Efectos de movimientos diferenciales por asentamiento o emersión de la cimentación

Para la determinación de la intensidad con que actúan algunas de estas cargas se cuenta con suficiente información para poder estimarlas dentro de intervalos de variación razonables, para otras existen fuertes incertidumbres. Debe reconocerse, sin embargo, que siempre habrá una cierta probabilidad de que las cargas reales sean mayores que las que se hayan estimado, lo que suele tomarse en cuenta en los Reglamentos por medio de factores de amplificación, que tratan de tomar en cuenta tanto la probabilidad de ocurrencia de la carga durante la vida útil de la estructura, como las incertidumbres que pueden existir en su determinación y las consecuencias que puede tener cada carga en el comportamiento de la estructura, esto es, si afectan la resistencia de la estructura o si únicamente hacen que las condiciones de servicio no sean las más adecuadas, pero sin poner en peligro la estabilidad. Los efectos de las cargas muertas, de sismo, de temperatura y contracción volumétrica y de movimientos diferenciales están muy relacionados con el sistema estructural empleado y pueden variar en función de éste. Las cargas vivas, de empujes de tierras, líquidos o viento, así como las de fuego, explosión o impacto, son prácticamente independientes del sistema estructural.

Por ejemplo, no es igual la carga muerta de una estructura de concreto que la de una de

acero, o la de una estructura con sistema de piso a base de trabes y losas de concreto reforzado que la de otra con sistema de piso a base de una losa plana "aligerada", que a pesar de su nombre en general es más pesada. Los efectos de los movimientos diferenciales o de temperatura no causan mayor problema si la estructura tiene libertad de giro o desplazamiento en los nudos o apoyos, pero sí pueden ser importantes en el caso de estructuras continuas o empotradas. Los efectos sísmicos dependen por una parte del peso de la estructura y por otro de la rigidez de la misma en relación con el tipo de suelo en que esté desplantada, por lo que la estructuración que se emplee es muy importante en la disminución o amplificación de dichos efectos.

Por otro lado, las cargas vivas sobre la estructura dependen del destino pero no del sistema estructural. En el caso de las cargas accidentales de fuego, impacto o explosión la relación con el sistema estructural estriba en la necesidad de impedir las fallas progresivas.

El viento, dentro de ciertos límites, produce el mismo efecto sobre la estructura de los edificios; puede variar en el caso de estructuras muy flexibles susceptibles a la acción de ráfagas, o en función de la altura.

Cargas gravitacionales.

Cargas muertas. Las cargas muertas actúan permanentemente sobre la estructura, con intensidad prácticamente constante y representan normalmente más del 70 por ciento del peso de los edificios. Son debidas al peso propio de la estructura y de los acabados del edificio, y dependen del peso volumétrico de los materiales empleados, los que han sido determinados dentro de intervalos más o menos confiables para una buena cantidad de los materiales más usuales como concreto, acero, madera, mampostería de tabique, acabados de piso, aplanados de mortero o de yeso, revestimientos de piedras naturales o artificiales, falsos plafones, cancelería, etc, por lo que hay relativamente poca incertidumbre en su determinación. Se han hecho estudios de las variaciones estadís-

ticas en espesores con respecto a lo especificado en planos y de pesos volumétricos en función del grado de saturación de los materiales para estimar los cambios probables en los valores que normalmente considera el estructurista al hacer el diseño de la estructura, lo que se incorpora en los reglamentos de construcción en cláusulas como las del Reglamento del Distrito Federal (ref 1) que especifica sobre cargas adicionales de 20 kg/m^2 en el peso de cada losa o acabado colado en el lugar así como valores máximos y mínimos de los pesos volumétricos de los materiales de construcción, aclarando que para casos en que el efecto de la carga muerta reduzca los de otra sollicitación que actúe simultáneamente, como en el caso de volteamiento por empuje de viento, deben usarse los valores mínimos.

Cabe mencionar aquí que con frecuencia, al momento de valorar las cargas muertas que van a actuar sobre un edificio se suponen espesores mínimos de acabados, muros divisorios y fachadas muy ligeras, con valores que no resultan realistas en muchas ocasiones, o bien se ven incrementados fuertemente al hacer remodelaciones del edificio. Conviene en general no ser demasiado optimista al suponer las cargas muertas pues lo que ocurre en realidad es que la carga viva útil que puede soportar la estructura puede sufrir reducciones importantes.

Es muy frecuente que el espesor de los "firmes" colocados sobre la losa para el acabado de piso tenga un espesor mayor que el supuesto normalmente, de 4 o 5 cm, debido a deformaciones de la losa por haber descimbrado muy pronto, por movimientos de la cimentación durante la construcción, por mala nivelación de las cimbras o por la necesidad de ahogar en ellos instalaciones diversas. En estos casos es recomendable hacerlos de materiales de menor peso volumétrico para no incrementar las cargas.

Muchas veces también se supone que los muros divisorios van a ser de tablaroca o algún material similar y terminan haciéndose de bloque de cemento o de tabique, con un peso mucho mayor. Con frecuencia no se conoce la ubicación de estos muros al momen-

to de hacer el cálculo, ya que el edificio se empieza a analizar cuando el proyecto arquitectónico todavía no está completamente definido, por lo que se toman en cuenta como una sobrecarga uniformemente repartida en la losa; es usual también que las fachadas se consideren más ligeras de lo que resultan al final, debido a acabados pesados que no se consideran inicialmente.

En el caso de las losas planas aligeradas suele también usarse bloques de cemento-arena en vez de casetones recuperables o de espuma de poliestireno cuando se dificulta obtener estos últimos, que prácticamente no pesan, lo que implica una importante reducción en la carga viva de proyecto.

Es necesario reconocer que muchas veces el estructurista es responsable de los cambios anteriores, pues si no detalla claramente en sus planos y memorias de cálculo las hipótesis básicas que hizo y las cargas que usó, el constructor y el director de la obra no están conscientes de los efectos que puede tener una decisión de ese tipo. Es muy recomendable que el estructurista supervise la construcción, no sólo de la estructura, sino también de los elementos "no estructurales" para que pueda impedir a tiempo los cambios de cargas que modifiquen radicalmente sus hipótesis de cálculo. Esto es especialmente importante en estructuras situadas en zonas sísmicas, pues los aumentos de peso se reflejan también en las fuerzas sísmicas consideradas y el edificio puede quedar en situación crítica.

Una vez definido el sistema estructural que se va a emplear y habiendo definido el arquitecto los diferentes acabados que probablemente se usarán en pisos, muros, techos, y demás, se puede proceder a elaborar "especificaciones de carga" para cada tipo de piso, muro, etc, basándose en las tablas de pesos volumétricos antes mencionados (ref 1) y tomando en cuenta los distintos materiales que se colocarán.

Por ejemplo, una losa típica de edificio de oficinas estructurado a base de trabes principales, trabes secundarias y losa plana con claros máximos de unos 3.5 m en dirección corta, tendría una especificación como la siguiente:

Losa de concreto	0.10 m x 2400 kg/m ³	_____	240 kg/m ²
Firme y acabado de piso (loseta vinílica)	0.05 x 2100 kg/m ³	_____	105 kg/m ²
Sobrecarga por reglamento	2 x 20 kg/m ²	_____	40 kg/m ²
Falso plafond de yeso	0.02m x 1500 kg/m ³	_____	30 kg/m ²
Carga equivalente por muros divisorios ligeros			<u>50 kg/m²</u>
	Total de carga muerta		465 kg/m ²

y un muro divisorio de tabique, hecho a mano, con acabado de yeso en una cara y azulejo en la otra, pesaría lo siguiente:

Muro de tabique rojo recocido	0.14 m x 1500 kg/m ³	_____	210 kg/m ²
Aplanado de yeso una cara	0.02 m x 1500 kg/m ³	_____	30 kg/m ²
Aplanado de mezcla una cara	0.02 m x 2100 kg/m ³	_____	42 kg/m ²
Azulejo			<u>15 kg/m²</u>
			297 kg/m ²

Para obtener el peso propio de la estructura (trabes, columnas y muros de concreto) será necesario proceder por aproximaciones sucesivas, suponiendo, para estimar los elementos mecánicos a que se verán sometidos los distintos miembros de la estructura, las dimensiones de éstos y revisando si la suposición fue adecuada una vez obtenidos los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales que producen la combinación de las distintas cargas que obrarán sobre el edificio. Si las dimensiones supuestas no fueron suficientes habría que --

incrementarlas y tomar ésto en cuenta al determinar el peso propio de la estructura. En el caso de estructuras de acero es importante incluir el peso de recubrimiento de protección contra el fuego.

Cargas vivas. Las cargas vivas son el resultado de la ocupación del edificio y de la actividad que se desarrolle en él. A diferencia de las cargas muertas, las cargas vivas no obran permanentemente sobre la estructura, sino que cambian de intensidad y posición con el tiempo.

Se han hecho una serie de determinaciones de las cargas vivas efectivas que actúan en los edificios (ref 2) y se ha llegado a establecer que su intensidad es función del tipo de actividad que se desarrolle, por ejemplo: residencial (casas, apartamentos, hoteles), institucional (hospitales, prisiones), educacional, lugares de reunión pública (auditorios, restaurantes), oficinas, comercios, bodegas, edificios industriales, edificios para estacionamiento, etc. Se ha visto también que la intensidad de la carga depende del tamaño (área) de los locales; entre más pequeña sea el área cargada, mayor es la posibilidad de que la carga sea más grande.

Normalmente los reglamentos de construcción especifican los distintos valores de carga viva que deben emplearse en función del tipo de ocupación de cada zona de un edificio. Sin embargo, al comparar lo especificado por distintos reglamentos para un mismo destino, se encuentran diferencias importantes. La tabla 1.1 de la ref 2 muestra las cargas vivas especificadas por reglamentos de distintos países: Australia, Inglaterra, Canadá, Francia, Alemania, Italia, Japón, Sudafrica, Estados Unidos y Rusia así como las del Comité Internacional del Concreto. Al comparar las especificaciones para oficinas se encuentran valores que van desde 200 kg/m² en Francia, Alemania y Rusia hasta 350 kg/m² en Italia, con un valor promedio de 254 kg/m². Para usos residenciales los valores fluctúan

entre 150 kg/m² en Rusia y Alemania hasta 200 kg/m² en Italia, con un valor promedio de 180 kg/m².

En este sentido es importante hacer notar que muchas veces hay la tendencia a tomar valores especificados por distintos reglamentos al desarrollar un proyecto, sin tomar en cuenta que en ocasiones un valor relativamente bajo puede estar compensado por factores de carga o de seguridad relativamente mayores que los que usan otros reglamentos que especifican cargas más grandes. Es peligrosa la mezcla de reglamentos antes mencionada y debe evitarse.

Como se indicó anteriormente, la intensidad de la carga viva depende del área cargada, por lo que, en función del número de pisos que tenga un edificio podrán emplearse distintos valores de carga viva para estimar las cargas que obran sobre los elementos de soporte, columnas o muros y sobre la cimentación.

Asimismo, al obtener el peso de un piso para valuar los efectos sísmicos podrá considerarse un valor de carga viva diferente, ya que la probabilidad de que al presentarse un sismo, el edificio esté cargado en todos sus niveles con la carga viva máxima, es muy remota.

Reconociendo lo anterior, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (ref 1) considera tres valores diferentes de la carga viva: la carga viva máxima, w_m , que es función del área cargada y que se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales de losas, trabes, columnas y muros y para calcular asentamientos inmediatos en los suelos así como en el diseño estructural ante cargas gravitacionales de los cimientos; la carga viva instantánea, w_a , que se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área y la carga viva media, w , que se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos en materiales poco permeables (limos y arcillas) saturadas.

Para el caso de habitación, oficinas, despachos y laboratorios, $w = 70 \text{ kg/m}^2$; $w_a = 90 \text{ kg/m}^2$ y $w_m = 120 + 420/\sqrt{A}$, siendo A , el área tributaria en metros cuadrados, correspondiente al elemento que se diseña. Se especifica además que por lo menos en una estancia o sala-comedor de las que contribuyen a la carga de una viga, columna y otro elemento estructural de una casa habitación, edificio de apartamentos o similar, debe considerarse para diseño estructural $w_m = 250 \text{ kg/m}^2$ y en las demás según corresponda al área tributaria en cuestión.

Con respecto a la tabla 1.1 antes mencionada, el valor promedio para oficinas, de 254 kg/m^2 correspondería a un área tributaria de aproximadamente 10 m^2 , mientras que el valor promedio de 180 kg/m^2 para uso residencial correspondería a un área tributaria de 49 m^2 .

Como puede verse, la carga para uso residencial propuesta para el D.F. es un poco mayor que la correspondiente al promedio de lo especificado en los diez países antes citados, mientras que la carga viva para oficinas está bastante cercana al -- promedio de esos mismos países; sin embargo, los factores de carga no son los mismos, por lo que la comparación no es tan directa.

Por lo que respecta a la carga w_a que deberá usarse para revisar condiciones de distribución de carga viva más desfavorable que la uniformemente repartida en estructuras continuas, cabe mencionar que normalmente en edificios de habitación y oficinas no es necesario hacer este tipo de análisis puesto que la carga muerta es en general bastante mayor que la viva y los cambios en elementos mecánicos producidos por la colocación más desfavorable de la carga viva no son de importancia; sin embargo, para el caso de bodegas o de zonas de comunicación para peatones, en que la carga viva puede ser mayor que la carga muerta sí será necesario llevar a cabo estos análisis.

La carga viva incluye normalmente el peso de mobiliario y personas; sin embargo, en ocasiones es necesario reforzar localmente los lugares donde se sabe que estarán alojados equipos pesados, cajas fuertes o archiveros, que pueden producir concentraciones importantes de carga en áreas reducidas. Esto es particularmente importante en el caso de sistemas de piso a base de losas planas aligeradas, con cajas huecas de cemento-arena, donde en ocasiones la capa de compresión que se coloca sobre la caja hueca es muy delgada y sin refuerzo o no existe. Se ha dado el caso de muebles pesados que perforan esta capa.

En ocasiones también ha sido motivo de problemas el cambio de ocupación de un edificio, con carga viva correspondiente de mayor intensidad. Este problema es más común en elementos sometidos exclusivamente a la acción de las cargas gravitacionales, para los cuales otros tipos de sollicitación, como viento ó sismo no son significativos, como es el caso de losas y trabes secundarias.

El incremento de cargas vivas en elementos sujetos a otro tipo de sollicitación además de las cargas gravitacionales suele ser menos notorio mientras no se presenta esa sollicitación.

En edificios altos situados en zonas sísmicas, los efectos de las cargas gravitacionales muertas y vivas suelen ser una fracción pequeña de los debidos a la combinación de carga viva, muerta y sismo, aún empleando factores de carga más pequeños, por lo que la resistencia de los elementos estructurales sometidos a ésta combinación de cargas es mucho mayor que la necesaria para cargas gravitacionales exclusivamente. Sin embargo, si llega a ocurrir el sismo de diseño con la estructura sobrecargada, puede llegarse al colapso o a daños estructurales importantes ya que como se verá más adelante la fuerza debida al sismo depende del peso total de la estructura y si hay una sobrecarga el aumento en elementos mecánicos es doble, pues se incrementa el efecto de carga gravitacional y el efecto sísmico.

Usualmente se considera que la carga viva empleada en azoteas cubre la sobrecarga causada por nieve o granizo, que suele presentarse con alguna frecuencia en el Distrito Federal. En caso de azoteas con cubierta en diente de sierra debe tenerse especial cuidado con este problema pues la nieve o granizo se acumula en los valles y produce fuertes incrementos de flexión y cortante en las armaduras o vigas que forman la techumbre. Ha habido numerosos colapsos por este concepto en naves industriales.

Cargas durante la construcción. En ocasiones las mayores cargas aplicadas sobre algunos elementos estructurales ocurren durante la construcción del edificio, debido a la acumulación de materiales de construcción sobre zonas reducidas o al peso de equipos. Debe tenerse especial cuidado de que no ocurra esto, pues hay que tomar en cuenta además, que en el caso de estructuras de concreto reforzado, que son las más comunes, esta sobrecarga ocurre cuando la estructura aún no tiene la resistencia de proyecto.

En edificios situados en zonas sísmicas y por lo antes expuesto, los efectos de sobrecargas durante la construcción se limitan usualmente a deformaciones excesivas del sistema de piso y algunos agrietamientos, sobre todo en los elementos sometidos exclusivamente a efectos gravitacionales.

Deben preverse apuntalamientos temporales durante la construcción para evitar estos problemas.

Efectos sísmicos en los edificios.

A través de los años se han acumulado experiencias muy diversas sobre el comportamiento de los edificios sometidos a sismos intensos; actualmente se considera que si se toman una serie de precauciones en el diseño y construcción es posible lograr que los edificios sean capaces de resistir con éxito los temblores a que

se verán sometidos durante su vida útil.

El problema se puede subdividir en dos aspectos fundamentales. Por un lado se necesita conocer la máxima intensidad del sismo que puede presentarse en el lugar donde estará ubicada la estructura y las características del movimiento corres--pondiente, para lo cual hay que medir los temblores y estudiar los antecedentes sísmicos de la zona. Por otro lado hay que determinar la respuesta dinámica que tendrá la estructura al ser sometida a esa excitación, tomando en cuenta tanto las características dinámicas de la estructura como las del movimiento, ya que un mismo sismo produce efectos dinámicos de distinta intensidad en cada estructura. Para determinar la respuesta se emplean modelos matemáticos, que tienen que simplificarse considerablemente para que el costo y el tiempo empleados no sean excesivos. El uso de computadoras digitales para este objeto ha sido cada vez más frecuente en las últimas décadas, lo que ha permitido mayores refinamientos en los modelos empleados y menor incertidumbre en la determinación de la respuesta.

De acuerdo con lo anterior, las principales variables que es necesario tomar en cuenta al valorar los efectos sísmicos sobre los edificios son:

Ubicación geográfica y tipo de suelo en que estará desplantada la estructura, con lo que se determinan las características del movimiento y configuración en planta y en elevación, tipo de estructura y materiales que se emplearán y cargas gravitacionales aplicadas, con lo que se definen las características dinámicas de la estructura.

A continuación se discute cada una de estas variables.

Ubicación geográfica y tipo de terreno en que estará desplantada la estructura. La intensidad de los sismos es diferente en distintos puntos de la tierra. Las zonas de mayor actividad sísmica en el mundo son dos: el cinturón circumpacifi-

co y el cinturón alpino; el primero afecta a los países alrededor del océano pacífico, correspondiéndole un 80% de la energía liberada por temblores. México está dentro de este cinturón, afectándose principalmente las costas de los estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Colima, Michoacán y Jalisco donde se presentan las máximas intensidades, que disminuyen a medida que se consideran zonas más alejadas de la costa, fig 1.

El segundo cinturón se inicia en las Azores, atraviesa el mar Mediterráneo y el cercano oriente, el norte de la India y pasa por Sumatra e Indonesia para unirse con el cinturón circumpacífico en Nueva Guinea. A este cinturón corresponde del 15 al 20 % de la energía liberada por temblores; sin embargo, afecta muchos países densamente poblados, como China y ha producido verdaderas catástrofes, como la ocurrida en 1976 en Tangshan, China, con más de 600 000 muertos.

Existen varias teorías para explicar el origen de los sismos. En los últimos 15 años se ha desarrollado considerablemente la teoría de tectónica de placas, según la cual la corteza terrestre está formada por seis grandes placas: Americana, Euroasiática, Africana, Pacífica, Antártica e Indoaustraliana y una serie de placas más pequeñas, entre las cuales, las más importantes son: Nazca, Cocos, Caribe, Egea, Arábiga y Filipinas. Existen movimientos de distinto tipo entre las placas, lo que ocasiona que en sus contactos se acumule energía potencial, que se libera bruscamente al rebasarse la resistencia de las rocas en algún punto del contacto, produciéndose ondas sísmicas.

Para diferenciar los temblores se emplean diversas escalas, como las de intensidad o de magnitud; se usan también varios tipos de aparatos para medir las ondas sísmicas: sismógrafos, acelerógrafos y sismoscopios.

La magnitud está relacionada directamente con el tamaño del temblor en su origen; es una medida de tipo instrumental propuesta por C.F. Richter y está basada en los

registros de las ondas obtenidas en los sismógrafos, correspondiendo un sólo valor a cada temblor. La intensidad en cambio está relacionada con los efectos que un mismo temblor produce en diferentes regiones, los que disminuyen a medida que se consideran zonas más alejadas del epicentro del temblor, que es la proyección sobre la superficie de la tierra del foco del temblor, punto donde teóricamente se inicia el movimiento.

Para cada temblor existe entonces una magnitud (referida al origen) y varias intensidades en general decrecientes a partir del origen. Localizando en un mapa las zonas de igual intensidad se obtienen las isosistas, y si se cuenta con las isosistas de muchos temblores, es posible estimar la sismicidad de un lugar en particular, empleando teoría de probabilidades.

Lamentablemente, la información con que se cuenta es relativamente reciente y pueden cometerse subestimaciones importantes, ya que desde el punto de vista geológico se requeriría información de varios milenios para poder estar seguros de la máxima intensidad que puede esperarse en un lugar.

Existen varias escalas de intensidades; entre las más usuales está la de Mercalli Modificada que tiene 12 grados de intensidad, dependiendo de los efectos del sismo. Las estructuras mal diseñadas o construidas empiezan a sufrir daños con temblores de intensidad VI. Se han propuesto correlaciones aproximadas entre magnitud e intensidad así como entre estos parámetros y las aceleraciones, velocidades y desplazamientos del terreno, ya que desde el punto de vista ingenieril no es suficiente con conocer cual fue la intensidad o la magnitud de un temblor, sino que se necesita conocer que movimientos del suelo son producidos por esa magnitud o intensidad para estimar sus efectos en las estructuras.

Esto ha sido posible al medir las aceleraciones del terreno en distintos puntos de la tierra con acelerógrafos especialmente diseñados para registrar movimientos in-

tenso. Los registros obtenidos en distintos tipos de terreno muestran diferencias muy importantes. En general, en los suelos firmes el registro muestra oscilaciones rápidas, con periodos dominantes cortos (menores de 0.5 seg) mientras que en los suelos blandos el movimiento es más lento, con periodos dominantes relativamente largos (1 a 3 seg).

Analizando estructuras de un grado de libertad con distintos periodos de vibración y distintos valores de amortiguamiento sujetos a la excitación obtenida en los acelerógrafos es posible obtener la historia de la respuesta de esas estructuras contra el tiempo; en general las respuestas de interés son los desplazamientos, velocidades o aceleraciones de la masa, con las que se pueden obtener los esfuerzos a que estará sometida la estructura en un momento dado o cualquier otra variable de interés.

Al graficar las respuestas máximas de cada estructura contra su periodo de vibración se obtienen los espectros de respuesta, que dan una mejor idea de cual puede ser la respuesta de una estructura con un cierto periodo de vibración y un cierto amortiguamiento a un temblor registrado en un cierto tipo de terreno.

A partir de los espectros de respuesta, en los cuales se puede considerar que la respuesta sea elástica o inelástica, es posible obtener espectros de diseño elásticos o inelásticos que son los que proponen los Reglamentos de construcción, como por ejemplo el del Distrito Federal, ref 1, o el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, ref 3, donde pueden encontrarse espectros de diseño elásticos para el D.F. o para cualquier lugar de la República Mexicana, en función de los temblores estimados en cada lugar y de los diferentes tipos de terreno en que pueden estar desplantadas las estructuras, figs 2 y 3.

Una vez conocidas las características del movimiento sísmico, definidas por un espectro de diseño, se necesita conocer las características dinámicas de la estruc-

tura para poder estimar los efectos que le ocasionará el sismo de diseño. Las características dinámicas de la estructura dependen directamente de la configuración de ésta en planta y elevación, del tipo de estructura y materiales con que se haga y de las cargas gravitacionales aplicadas.

Configuración en planta y elevación. Se entiende por configuración la forma general de la estructura.

En cuanto a la planta pueden tenerse muy diversas posibilidades, siendo muy comunes las plantas de forma cuadrada o rectangular, aunque en ocasiones se tienen formas de sección circular o poligonal, triángulos, tes, ángulos, H, etc.

Entre más simple y simétrica sea la planta de un edificio más fácilmente podremos obtener un modelo matemático adecuado para estudiarla. Existen recomendaciones expresas a este respecto para estructuras situadas en zonas sísmicas (ref 4,5) considerándose deseable que la planta sea simétrica, que no sea muy alargada ni con salientes excesivas; las plantas asimétricas con forma de L o T no son recomendables pues se pueden presentar efectos adicionales por torsión, que son difíciles de predecir.

Por lo que respecta a la elevación, ésta debe ser también lo más uniforme posible, sin cambios bruscos, ya que éstos producen amplificaciones dinámicas importantes; es deseable también la simetría en elevación, para reducir efectos torsionantes.

Tipo de estructura. Para construir una estructura se pueden usar distintos elementos estructurales: columnas, muros, trabes, diagonales de contraventeo, losas, cascarones, etc.

Dependiendo de la forma en que se combinan estos elementos se tendrán diferentes sistemas estructurales. Por ejemplo, sistemas a base de marcos rígidos formados por

trabes y columnas o sistemas a base de muros y losas, o sistemas en que se combinan marcos rígidos y muros para absorber las fuerzas laterales. Las estructuras en que se usan muros tienen periodos de vibración más cortos que las de marcos rígidos.

En general, las estructuras son tridimensionales; sin embargo, aunque ya se dispone de programas de computadora que pueden analizarlas en el espacio, es más frecuente el uso de modelos matemáticos simplificados en que la estructura espacial se reduce a una serie de estructuras en el plano, cuyo análisis es más sencillo y requiere mucho menos tiempo de computadora. Así mismo, para el modelo de estructuras con muros y marcos se han ideado una serie de simplificaciones con objeto de reducir los tiempos de máquina.

Los materiales más comunes para la construcción de estructuras son: mampostería de tabique o piedra, concreto reforzado, concreto presforzado, acero estructural y madera. El comportamiento de estructuras hechas con estos materiales ante cargas laterales cíclicas, como las producidas por los sismos, es muy diferente. Una de las características más deseables es que tengan ductilidad, esto es, capacidad de deformación grande para cargas sostenidas altas, ya que como es difícil acotar cual será la máxima intensidad que se presentará en un cierto lugar y la probabilidad de que esta máxima intensidad ocurra durante la vida útil de la estructura, se aprovecha esta característica del comportamiento estructural para diseñar con fuerzas menores a las que tendría la estructura si se comportara elásticamente durante todo el sismo, permitiéndose varias excursiones en el intervalo de comportamiento no lineal para los temblores más intensos que puedan afectar a la estructura. Desde este punto de vista, las estructuras que se comportan mejor son las de acero, aunque en las de concreto reforzado se puede lograr también ductilidad razonable. Las de concreto presforzado y mampostería alcanzan menor ductilidad; las de madera en edificios son poco comunes en nuestro medio, aún cuando su com-

portamiento puede ser bastante bueno.

La falla frágil por compresión, pandeo, fuerza cortante o efectos de torsión limita considerablemente la ductilidad y debe evitarse.

Otra característica propia de los materiales de construcción es el amortiguamiento estructural, esto es, la capacidad de atenuar las oscilaciones rápidamente y que depende de fricciones internas entre los elementos que constituyen el material; en este aspecto la mampostería tiene más amortiguamiento que el concreto reforzado, el presforzado o el acero estructural.

Tanto el comportamiento inelástico como el amortiguamiento estructural disminuyen las ordenadas de los espectros de respuestas considerablemente. Para tratar de tomar esto en cuenta los reglamentos modernos proponen factores de reducción por ductilidad, en que se toma en cuenta no sólo el material con que está hecha la estructura y el cuidado que debe tomarse al diseñarlo, detallarlo y construirlo, sino también la uniformidad en la distribución de la resistencia y el tipo de estructura.

Por ejemplo, en una estructura a base de muros de concreto reforzado para resistir las fuerzas sísmicas, se puede diseñar y detallar éstos cuidadosamente para alcanzar ductilidades suficientemente altas; sin embargo, este tipo de estructuras es en general poco hiperestático y la ductilidad que se logra alcanzar no tiene las ventajas adicionales de la redistribución de elementos mecánicos que se presenta en una estructura altamente hiperestática como la constituida por marcos rígidos.

Debido a esto, los valores de la reducción por ductilidad son más altos en general para estructuras de marcos rígidos de acero estructural o de concreto reforzado diseñado con muchas restricciones para evitar fallas frágiles y mucho menores para estructuras de mampostería que tienden a comportarse frágilmente. Cabe mencionar que es frecuente que no se pueda aprovechar completamente un valor de reducción por ductilidad elevado, por ejemplo de 6, pues la estructura que resulta suele ser muy de-

formable ante fuerzas laterales y puede no satisfacer las condiciones de servicio especificadas.

Esto se debe a que se ha encontrado que las deformaciones del sistema con comportamiento inelástico bajo fuerzas reducidas son sensiblemente iguales a las correspondientes a comportamiento elástico con fuerzas sin reducir, debido a lo cual, los reglamentos indican que las deformaciones que sufrirá la estructura deben calcularse multiplicando por el factor de reducción las calculadas con fuerzas reducidas o bien calcularse con las fuerzas elásticas totales sin reducir.

Esto lleva a un problema difícil de resolver en el caso de edificios, que es el de las holguras que deben dejarse entre la estructura y los elementos "no estructurales" para que las hipótesis de cálculo se cumplan. Con mucha frecuencia los elementos no estructurales, muros divisorios principalmente, se construyen sin holgura, contra la estructura, anulando completamente las hipótesis hechas, pues la distribución de rigideces se altera notablemente, ya que un muro divisorio puede tener varias veces la rigidez del marco en el que está comprendido y al cual muchas veces restringe; sin embargo, como su rigidez no es en general compatible con su resistencia, es muy común la ocurrencia de daños. En ocasiones, aún cuando los muros se desliguen con holguras adecuadas los acabados de mezcla o yeso se colocan sobre la holgura o la holgura se rellena con materiales poco compresibles o que absorben lechada durante el colado, endureciéndose y no funciona la junta como se espera. En ocasiones no sólo fallan los muros de relleno sino también la estructura, pues normalmente no está diseñada para resistir los efectos que le transmiten los muros al impedir su desplazamiento por efectos torsionantes debido a la colocación asimétrica de dichos muros. Es conveniente estudiar muy bien la colocación de muros divisorios, de colindancia y de fachadas para evitar en lo posible su interacción con la estructura, que anula totalmente las hipótesis de cálculo y el diseño basado en ellas.

Las cargas gravitacionales aplicadas sobre una estructura situada en zona sísmica son especialmente importantes en la determinación de los efectos de los sismos, ya que a mayor carga gravitacional mayor efecto sísmico, pues al desplazarse el terreno por efecto de las ondas sísmicas el edificio tiende a quedarse en su lugar, generándose fuerzas de inercia que son directamente proporcionales al peso.

Debido a ello debe tratarse de reducir a un mínimo las cargas muertas, sobre todo las correspondientes a los elementos "no estructurales", muros divisorios, de colindancia y de fachada o a recubrimientos o sistemas de piso muy pesados. En general debe tratarse de colocar las cargas más pesadas por ejemplo, albercas, archivos, etc. en los niveles inferiores de los edificios, para minimizar los efectos del sismo.

Una vez que se conoce la configuración en planta y elevación, el tipo de estructura y material con que está hecho y las cargas gravitacionales aplicadas, se puede definir un modelo matemático del edificio, que consiste en una serie de masas unidas por resortes, a partir del cual es factible calcular los periodos de vibración y las formas modales relativas que puede tener el edificio al vibrar. En algunas ocasiones es necesario incorporar las propiedades del suelo en que se apoya el edificio, para tomar en cuenta la interacción suelo-estructura. Conocidas estas características dinámicas se puede llevar a cabo el análisis dinámico del edificio, para obtener su respuesta al sismo de diseño propuesto por el reglamento correspondiente, que a su vez trata de tomar en cuenta las características del movimiento.

Para ello es necesario escalar la contribución de cada modo de vibrar a la respuesta del edificio, para lo cual se deben calcular los factores de participación de cada modo, que dependen de las masas de cada nivel y de las deformaciones rela

tivas de esos mismos niveles; las ordenadas espectrales de aceleración, que dependen del periodo de vibración de cada modo y del espectro de diseño correspondiente al lugar y terreno en que estará desplantada la estructura así como del destino de la estructura, las que divididas entre el cuadrado de la frecuencia circular de vibración de cada modo, darán el desplazamiento de una estructura equivalente de un grado de libertad. El factor de escala de cada modo será entonces el producto del coeficiente de participación por la ordenada espectral dividida entre el cuadrado de la frecuencia circular correspondiente resultando un número adimensional, para cada modo, y al multiplicar por él las configuraciones relativas correspondientes se obtendrá la participación de cada modo a la deformación total del edificio. Asimismo, al multiplicar por el factor de escala correspondiente las fuerzas cortantes o los momentos de volteo asociados a cada configuración relativa se obtendrán las contribuciones de cada modo a estas respuestas, las que una vez combinadas adecuadamente permiten revisar si el dimensionamiento de la estructura es adecuado o no y determinar los refuerzos que se requieren. Como se indicó anteriormente, los reglamentos modernos especifican espectros de diseño elásticos y permiten reducir las ordenadas espectrales usando un factor de reducción por ductilidad que depende del tipo de estructura, del material con que está hecha ésta, del cuidado que se tenga al detallarla y de la uniformidad en la distribución de resistencias, lo que habrá que tomar en cuenta al obtener el factor de escala para el cálculo de fuerzas cortantes o de momentos de volteo.

Como puede apreciarse por la descripción anterior el método dinámico de análisis modal es relativamente complicado; sin embargo, su aplicación se justifica para edificios altos, en los que los efectos del sismo son importantes, rebasando varias veces los debidos a cargas gravitacionales, por lo que es necesario que el análisis tome en cuenta las peculiaridades de la estructuración que pueden producir ampliificaciones dinámicas. Los efectos torsionantes se pueden calcular como se indica

más adelante.

El Reglamento del Distrito Federal permite también hacer el análisis dinámico conocido como "paso a paso", que consiste en analizar un edificio, para el cual se conocen sus propiedades dinámicas, sometido a la acción de cuando menos cuatro acelerogramas correspondientes a movimientos representativos del lugar donde se construirá la estructura, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los criterios del Reglamento y se tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros. Para cada acelerograma se obtendrá la respuesta de la estructura y se diseñará para los valores máximos obtenidos. Este método es mucho más complicado que el dinámico modal y su empleo se justifica sólo para estructuras muy importantes o con fines de investigación.

Cuando el edificio tiene una altura menor de 60 m (del orden de 20 pisos), el Reglamento permite que las fuerzas sísmicas se calculen con un método estático, que se derivó como una envolvente del análisis dinámico de una serie de estructuras con diferentes distribuciones de masas y rigideces.

El método es muy sencillo; sin embargo, tiende a ser conservador y por tanto anti-económico para ciertos edificios. En este método solo se necesita conocer la ubicación de la estructura para seleccionar el coeficiente sísmico correspondiente con el que se calcula la fuerza cortante en la base del edificio multiplicándolo por el peso de éste y dividiendo entre el factor de reducción por ductilidad que depende, como se vio anteriormente del tipo de estructura, material con que está hecha, cuidado que se tenga al detallarla y uniformidad en la distribución de las resistencias.

Una vez conocida la fuerza cortante en la base, las fuerzas en cada nivel se calculan suponiendo una distribución lineal de aceleraciones con la altura, suponiendo

do que es nula en la base y máxima en el extremo superior, lo que conduce a una expresión en que intervienen los pesos de cada nivel y sus alturas con respecto a la base, esto es

$$F_j = \frac{C_s \sum W_i}{Q} W_i \frac{h_j}{\sum W_i h_i}$$

donde F_j es la fuerza sísmica en el nivel i , C_s el coeficiente sísmico, que depende del lugar en que se construya la estructura y del tipo de suelo en que se des-
plante, así como del destino de la estructura, pues con objeto de proteger más aquellas estructuras cuyo funcionamiento es importante a raíz de un sismo o duran-
te él, como es el caso de hospitales, edificios gubernamentales, escuelas, esta-
dios, etc es común especificar para estos casos un factor de carga adicional; $\sum W_i$
es la suma de los pesos de cada nivel i , Q es el factor de reducción por ductili-
dad y h_j es la altura del nivel i con respecto a la base.

Para edificios flexibles en suelo firme el cálculo antes mencionado es muy conser-
vador, por lo que el Reglamento permite reducciones adicionales para tomar en
cuenta la influencia del primer modo de vibrar o modo fundamental, tomando en cuen-
ta la forma del espectro de diseño correspondiente.

Una vez calculadas las fuerzas laterales a que se verá sometida la estructura se
pueden calcular los efectos adicionales que producen; torsiones y momentos de vol-
teo. Para el cálculo de los efectos torsionantes se especifican normalmente excen-
tridades accidentales en cada piso, que tratan de tomar en cuenta la distribución
asimétrica de las cargas o diferencias en la rigidez de algunos elementos estruc-
turales, que hacen que la posición del centro de rigideces calculado, no sea correc-
ta.

Como se mencionó anteriormente, con objeto de simplificar los modelos matemáticos
la estructura espacial se descompone en estructuras en el plano por lo que es nece-
sario analizar cuando menos dos direcciones ortogonales y combinar los resultados

obtenidos en cada dirección para obtener los efectos más desfavorables en los distintos elementos estructurales. El Reglamento del Distrito Federal pide que, para edificios, se suponga el 100% de efectos de sismo en una dirección combinado con el 30% de los efectos de la dirección perpendicular.

Para fines de cálculo del momento de volteo en la base, necesario para calcular los efectos de sismo en la cimentación del edificio, se permiten algunas reducciones, con respecto a lo que se obtendría con las fuerzas aplicadas en cada piso, antes calculadas, por la poca probabilidad de que los valores máximos de estas fuerzas sean simultáneas en toda la altura del edificio, ver ref 1.

Además de verificar que la estructura sea capaz de resistir las fuerzas laterales, torsiones en planta y momentos de volteo, con un factor de carga adecuado, se debe revisar que las condiciones de servicio de la estructura sean satisfactorias, principalmente por lo que respecta a tranquilidad de los ocupantes y a rotura de vidrios y elementos no estructurales. El control de estos conceptos se logra limitando los desplazamientos laterales máximos que sufrirá la estructura bajo las cargas aplicadas, tomando en cuenta, como se indicó antes, que los desplazamientos producidos por las fuerzas reducidas se verán amplificadas debido al comportamiento inelástico de la estructura durante el sismo de diseño. Si los desplazamientos laterales son excesivos sería necesario rigidizar la estructura, aumentando las secciones de algunos elementos estructurales, para evitar pánico de los ocupantes y daños excesivos en elementos no estructurales.

Los reglamentos dan valores límite de los desplazamientos máximos que pueden tenerse. El Reglamento del Distrito Federal, por ejemplo, limita los desplazamientos máximos en cada piso a 0.008 veces la altura del entrepiso cuando hay elementos que puedan fallar frágilmente ligados a la estructura y al doble de este valor cuando no los hay. Aparentemente estos valores son demasiado grandes en el primer caso,

pues se han presentado muchos daños en elementos no estructurales.

En el segundo caso podría producirse pánico en los ocupantes, además de que sería necesario tomar en cuenta efectos de segundo orden al valuar los elementos mecánicos en los elementos estructurales.

Cabe mencionar que los edificios altos con sistemas estructurales a base de losas planas aligeradas apoyadas sobre columnas únicamente no son convenientes, pues las estructuras resultantes son demasiado flexibles. En general es recomendable rigidizar estos sistemas empleando muros de rigidez de concreto o mampostería, adecuadamente localizados; estos muros deben incluirse en el modelo matemático del edificio para calcular las fuerzas y momentos a que se verán sometidos. En este caso es necesario revisar también que la capa de compresión de la losa aligerada tiene el espesor suficiente para transmitir correctamente las fuerzas sísmicas a los distintos elementos resistentes de cada piso, analizándola como viga horizontal. Es frecuente que requiera armado adicional por este concepto.

Al tomar en cuenta los marcos equivalentes debe usarse un ancho tributario de la losa menor de lo que permite el Reglamento del Distrito Federal en vigor, ya que en investigaciones relativamente recientes del Instituto de Ingeniería de la UNAM se encontró que el ancho recomendado por el Reglamento es excesivo y pueden presentarse problemas, ref 6.

Efectos del Viento en los edificios.

El movimiento del aire alrededor de un edificio produce presiones y succiones sobre las paredes y techo. El problema es de naturaleza dinámica, pero en la mayoría de los casos puede tratarse como un problema de empujes estáticos equivalentes. En edificios con periodos mayores de 2 seg o de sección transversal de dimensiones reducidas o con forma que favorezca la generación de vórtices hay la posibilidad de que se produzcan efectos dinámicos importantes debido a la acción del viento y habrá que tomarlos en cuenta como se verá más adelante.

Normalmente el efecto de viento en los edificios altos situados en zonas sísmicas produce efectos menores que los del sismo; sin embargo, en algunos casos ambos efectos pueden ser comparables. En el diseño de elementos aislados, como grandes ventanales, por ejemplo, es necesario considerar el empuje del viento.

Los efectos del viento dependen de su velocidad, la que a su vez depende de la ubicación geográfica, de la topografía, de la altura a la que se mida la velocidad y del tiempo de recurrencia que se considere; los efectos dependen también de la forma y dimensiones de las superficies expuestas y del peso volumétrico del aire en el lugar de estudio. Se debe tomar en cuenta asimismo el destino de la estructura, ya que en edificios muy altos el efecto del viento puede producir oscilaciones molestas que afectarán a las personas ocupantes.

fig 4

Normalmente el viento alcanza velocidades mayores cerca de las costas. Midiendo velocidades instantáneas de viento en distintos lugares es posible estimar velocidades medias y trazar mapas de isotacas, que unen zonas con la misma intensidad de viento y definir lo que se conoce como velocidad regional. Se debe especificar la forma en que han sido hechas las mediciones ya que en general las velocidades medias se refieren a un cierto periodo de tiempo, por ejemplo de 10 minutos, para el cual la velocidad media es del orden de la mitad de la intensidad. También es importante conocer

la altura a la que se midió; usualmente se hace a 10 m. Si se miden velocidades de vientos a distintas alturas, se observa que a medida que la altura aumenta la velocidad también aumenta pero la variación es cada vez más lenta hasta que se llega a un valor prácticamente constante. Esto depende de la rugosidad que haya cerca de la superficie, causada ya sea por accidentes topográficos naturales, vegetación o construcciones y suele tomarse en cuenta mediante un coeficiente que depende de la topografía.

Así, la velocidad de diseño que proponen los reglamentos de construcción, refs 1 y 3, varía en función de la altura Z a la que se desee conocerla con respecto a una altura Z_0 de 10 m, depende también del coeficiente antes citado y de una velocidad básica, que depende a su vez de la velocidad regional, de un factor de topografía y de un factor de tiempo de recurrencia, que toma en cuenta que entre más grande se considere el periodo de recurrencia de los vientos, mayor será la posible velocidad máxima que pueda presentarse.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal hace variar la velocidad de diseño proporcionalmente con la raíz cúbica de la altura sobre el terreno, a partir de una velocidad de 80 km/h constante hasta 10 m de altura, para el caso de edificios industriales, de habitación, hoteles, de oficinas, centros de reunión, etc; pero si el edificio está en un promontorio se supondrá una velocidad mínima de 110 km/h hasta una altura de 10 m sobre la cima del promontorio.

El empuje o succión producido por el viento, perpendicularmente a la superficie sobre la cual actúa, se debe calcular con la expresión $p = 0.0055 cV^2$, en kg/m^2 siendo c un factor de empuje, sin dimensiones, que depende de la forma e inclinación de la superficie expuesta y V la velocidad de diseño en km/h. En los edificios, para los muros rectangulares verticales perpendiculares a la acción del viento se tomará $c = 0.75$ del lado de barlovento y $c = -0.68$ (succión) del lado de sotavento. En los

muros paralelos a la acción del viento, así como en el techo, si este es horizontal, se distinguirán tres zonas: en la primera, que se extiende desde la arista de barlovento hasta una distancia igual a un tercio de la altura de la construcción, $c = -1.75$; en la segunda, que abarca hasta una y media veces la altura de la construcción medida desde la misma arista, $c = -1.00$; y en el resto $c = -0.4$.

De acuerdo con lo anterior, la presión o succión hasta 10 m de altura será de

$$p = 0.0055 c V_{10}^2 = 32.5 c \text{ kg/m}^2 \text{ para } V_{10} = 80 \text{ km/h}$$

$$\text{ó } p = 66.55 c \text{ kg/m}^2 \text{ para } V_{10} = 110 \text{ km/h}$$

y para alturas superiores $p = 0.00118 c Z^{2/3} V_{10}^2$

$$p = 7.55 c Z^{2/3} \text{ ó } p = 14.28 c Z^{2/3} \text{ para } V_{10} = 80 \text{ km/h ó } 110 \text{ km/h}$$

respectivamente.

Cabe mencionar que para edificios altos, la presión que se obtiene con las expresiones anteriores es demasiado grande, (mayor que el efecto sísmico) comparado con lo que especifican otros reglamentos, como el Uniform Building Code para Chicago y Miami. La fig 5, tomada de la ref 7 muestra claramente lo antes dicho.

Como se indicó anteriormente, en edificios con periodo mayor de 2 seg, o con sección transversal reducida o forma que favorezca la generación de vórtices existe la posibilidad de que se generen efectos dinámicos importantes por la acción del viento. El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal clasifica las estructuras en distintos tipos en función de su posible respuesta al viento. El tipo 1 comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, incluyendo entre otros a los edificios de habitación y oficinas con altura menor de 60 m o periodo natural menor de 2 seg. En el tipo 2 se incluyen las estructuras cu-

ya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hacen especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Están dentro de este tipo los edificios para habitación y oficinas con esbeltez, definida como relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor de 5 en las que además el periodo fundamental sea mayor de 2 segundos o la altura mayor de 60 metros. En el tipo 2 se incluyen las estructuras cuya forma de sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura, como pueden ser las estructuras de forma aproximadamente cilíndrica de pequeño diámetro como tuberías o chimeneas y finalmente en el tipo 4 se incluyen las estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales, como algunas cubiertas colgantes. La forma en que se recomienda tomar en cuenta los efectos de las ráfagas de corta duración en las estructuras tipo 2, es mediante el incremento de la velocidad de diseño, usando un factor de ráfaga de 1.3. Para la determinación de las vibraciones causadas por vórtices alternantes en las estructuras tipo 3 se proponen varias expresiones en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento (Ref 8).

En algunas ocasiones es recomendable hacer estudios en túnel de viento para determinar la forma en que responderá la estructura ante el viento, ref 2.

En algunos edificios importantes, como las torres gemelas del Centro de Comercio de Nueva York se han usado dispositivos especiales para amortiguar las vibraciones ocasionadas por el viento y reducir molestias a los ocupantes. Es posible que este tipo de dispositivos se usen cada vez más en el futuro tanto para reducir los efectos de viento como de sismo.

Efectos de temperatura y contracción volumétrica

Los efectos de temperatura y contracción volumétrica en los edificios altos afectan principalmente a los elementos verticales de soporte, columnas o muros, lo que a su vez propicia distorsiones del sistema de piso y de los muros divisorios por movimientos diferenciales, que pueden ser de varios centímetros, entre los distintos elementos de apoyo. El efecto es más importante en los últimos pisos, ya que es acumulativo de abajo hacia arriba.

En el caso de los cambios térmicos los efectos son mayores cuando los elementos verticales de la periferia están expuestos total o parcialmente sin recubrimientos que los protejan. Cuando las columnas o muros están por dentro -- de las fachadas, o protegidas por recubrimientos especiales la temperatura a que se ven sometidos es más uniforme y los movimientos diferenciales entre las distintas columnas por este concepto son despreciables.

Si las columnas de la periferia están expuestas y sin protección, puede haber movimientos diferenciales importantes con respecto a las columnas interiores, ya sea por contracción o expansión debidas a cambios térmicos, especialmente para edificios de más de 20 o 30 pisos.

La amplitud de estos efectos dependerá de la variación climática y del material con que esté hecha la estructura. Las columnas metálicas son más sensibles a los cambios de temperatura que se tienen a lo largo del día, mientras que las columnas de concreto tienen mayor inercia a esas variaciones, siendo afectadas más bien por cambios de temperatura estacionales, sobre todo en lugares donde las temperaturas exteriores pueden bajar considerablemente con respecto a la temperatura interior en los edificios. En algunos estudios se recomienda el uso de la mínima temperatura media diaria con un período de --

recurrencia de 40 años, como la temperatura invernal equivalente exterior - para fines de diseño de miembros de concreto reforzado de tamaño usual sujetos a variaciones de temperatura exterior. Estas variaciones son más importantes que las que ocurren en el verano.

Una vez determinada la temperatura a emplear es necesario establecer las isotermas y gradientes de temperatura hacia el interior de las columnas expuestas. Para esto se tienen métodos gráficos similares a los empleados para establecer redes de flujo de agua a través de los suelos, o métodos analíticos, ver refs. 2 y 9. Conocidos los gradientes térmicos se procede a determinar los cambios de longitud de las columnas expuestas y los esfuerzos correspondientes por arqueado de las columnas. Se lleva a cabo el análisis de los marcos para obtener los momentos y transferencias de cargas verticales debido a los cambios de longitud y se diseña para ellos, detallando además los muros divisorios, recubrimientos de fachada, ventanas y otros elementos sujetos a distorsiones como resultado de los movimientos térmicos.

Alternativamente se puede reducir la exposición de columnas aplicando recubrimientos aislantes y moviendo la línea de fachadas, para limitar a valores tolerables los movimientos térmicos con respecto a los claros entre columnas de fachada e interiores, o detallar la estructura de modo que los movimientos no la afecten, articulando algunos elementos.

Por lo que respecta a los efectos de contracción, a medida que los edificios de concreto son más altos, la importancia del acortamiento de columnas y muros en función del tiempo se vuelve crítico, debido a la naturaleza acumulativa de dicho acortamiento. Se sabe que las columnas con distintos por-

centajes de refuerzo y distintas relaciones volúmen/superficie tienen diferentes deformaciones unitarias por efecto de flujo plástico y contracción volumétrica; el aumento del porcentaje de refuerzo y de la relación volúmen/superficie reduce las deformaciones unitarias debidas a flujo plástico y contracción volumétrica para la misma intensidad de esfuerzos.

En un edificio alto las columnas adyacentes pueden tener distintos porcentajes de refuerzo debido a diferencias en áreas tributarias o en efectos sísmicos o de viento, como resultado de lo cual los acortamientos diferenciales elásticos e inelásticos producirán momentos en las vigas o losas que se unen a las columnas y causarán transferencias de cargas a los elementos que se acortan menos. A medida que crece el número de pisos el acortamiento diferencial acumulativo se incrementa y sus efectos se vuelven más severos. Un ejemplo común es el caso de una gran columna fuertemente reforzada que atrae cargas adicionales de muros de cortante adyacentes que tienen mayor acortamiento debido al menor porcentaje de refuerzo y menor relación volúmen-superficie. También puede ocurrir acortamiento diferencial importante debido al defasamiento de tiempo de colado entre muros colados con cimbra deslizante y las losas y trabes que apoyan en él; en este caso las columnas están sujetas al acortamiento total por flujo y contracción mientras que los muros pueden haber tenido la mayor parte de su acortamiento antes del colado de las columnas adyacentes.

Actualmente es común despreciar los efectos de acortamiento elástico de columnas y muros en el análisis de marcos. Esto puede ser aceptable en estructuras de altura intermedia o pequeña, pero puede conducir a distorsiones importantes y daños en elementos no estructurales en edificios altos. Edificios hasta 30 pisos con sistemas de piso flexibles, como losas planas de --

claros medios o con largueros de claros grandes, suelen no tener problemas con acortamientos diferenciales de los apoyos; sin embargo, deben tomarse en cuenta los acortamientos totales, para detallar los muros divisorios, fachadas, recubrimientos y otros elementos no estructurales.

El acortamiento diferencial puede reducirse buscando que las columnas y muros adyacentes tengan esfuerzos semejantes, (calculando con sección transformada) y porcentajes de refuerzo similares. El efecto de la relación volumen/superficie en el acortamiento es menor.

Aunque se dispone de bastante información relativa a deformaciones por flujo y contracción, no es directamente aplicable al caso de edificios altos, pues generalmente se refiere a un sólo incremento de carga y en el caso de los edificios altos debe tomarse en cuenta que el proceso constructivo difiere la aplicación de la carga total en tantos incrementos como número de pisos tenga el edificio, lo que modifica los resultados de las pruebas.

A fines de los años 60 se estableció un procedimiento para la consideración estructural de efectos de acortamiento diferencial debido a flujo y contracción de edificios altos, consistente en la determinación de la magnitud del flujo y contracción que ocurre en columnas y muros tomando en cuenta la historia de cargas, tamaño de los miembros, porcentaje de refuerzo y medio ambiente, estableciendo el valor del acortamiento elástico de las columnas y muros que debe considerarse en el análisis y analizando y diseñando para los efectos estructurales debido a acortamientos elásticos e inelásticos de los miembros estructurales que transmiten las cargas verticales, ref. 10.

Solo en edificios muy altos es necesario un análisis riguroso de los mar--

cos, aunque también puede ser necesario en el caso de sistemas de piso -- rígidos que conecten elementos con acortamiento diferencial importante -- o en estructuras en que los elementos que se acortan diferencialmente --- están muy próximos entre sí.

Con respecto al cálculo del acortamiento debido a flujo y contracción, -- debe tomarse en cuenta que la contracción es independiente del tiempo de de construcción mientras que el flujo plástico depende de la secuencia y de la intensidad de las cargas, por lo que deben calcularse por separado y después combinarse.

Un espécimen cargado relativamente pronto después del colado se acorta más que cuando la carga se aplica a mayor edad, lo que hace que sea muy importante la historia de carga en la determinación del flujo plástico. Si toda la carga se aplica a los siete días de colado el espécimen tendrá un flujo del doble del que tendría si la carga se aplica incrementalmente -- en un período de 262 días, por ejemplo.

La contracción depende más del tamaño de los miembros que el flujo plástico, debido a que está relacionada con la evaporación superficial; depende también de la humedad relativa del medio ambiente.

El efecto del tiempo transcurrido es similar para ambos casos, flujo y -- contracción; después de 3 y 6 meses ha tenido lugar, aproximadamente el -- 60 y 70% de la deformación mientras que a los 28 días se tiene solo el -- 40% de ella. Al cabo de 5 años ha ocurrido el 95% de los movimientos por estos conceptos.

El efecto del refuerzo longitudinal es muy importante para limitar las de

formaciones por flujo y contracción; si la deformación específica es de -- 0.8 in/in/psi, una columna con el 4% de refuerzo tendrá aproximadamente la mitad de la deformación de una columna sin refuerzo, mientras que si el porcentaje es de 2% la deformación será del 70% de la que no tiene refuerzo y si el porcentaje es de 1% la deformación correspondiente es de 80%; cuando la deformación específica se reduce a 0.1 in/in/psi los valores anteriores cambian a 70% para 4%, 85% para 2% y 90% para el 1% de refuerzo. (La deformación específica se define como la deformación última debida a flujo, por unidad de esfuerzo sostenido para un espécimen cargado a la edad de 28 días) En las referencias 9 y 10 se trata con mayor amplitud este tema y se presentan ejemplos de aplicación.

Cargas accidentales: fuego, explosión, impacto.

La consideración explícita de este tipo de carga es muy difícil puesto que no es posible estimar la intensidad que tendrá en un momento dado. Los reglamentos de construcción contienen en general una serie de recomendaciones tendientes a reducir la severidad de los efectos de este tipo de carga. En particular, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, ref 1, está obsoleto en este sentido; pues a pesar de que desde fines de 1978 la Comisión de Estudios sobre reformas al Reglamento terminó de elaborar una versión revisada del actual Reglamento, en la cual se incorporan muchas recomendaciones hechas por la Oficina Técnica de Seguridad Urbana sobre prevención de efectos de fuego en las construcciones, a la fecha (agosto de 1983) no se ha publicado esa versión revisada e incluso, desde entonces no se ha reunido a la Comisión, por lo que incluso la revisión que se hizo habría que volver a revisarla.

La ref 2 trata ampliamente el tema, exponiendo los riesgos y los efectos que el fuego o explosiones pueden tener sobre los edificios altos en particular, incluyendo numerosas referencias adicionales.

En el caso de fuego es importante la máxima temperatura que puede alcanzarse, que depende de los materiales que haya en el edificio; la propagación del fuego de un piso a otro a través de ductos de elevadores y de otro tipo; la generación de humo y gases tóxicos; el tiempo de exposición al fuego de la estructura, ya sea de acero o de concreto; los tipos de protección que puedan usarse; el pánico de los ocupantes y las facilidades para evacuar con seguridad el inmueble

Empuje de tierras o de líquidos

Constituyen usualmente efectos locales en los edificios, por efecto de cisternas - o de empujes de tierras contra los muros de retención de los sótanos o contra la estructura cuando ésta está situada en un terreno con pendiente fuerte y se construye de manera escalonada. Su valuación dependerá de las condiciones específicas de cada caso en particular, y deberán seguirse recomendaciones de mecánica de suelos.

Efectos de movimientos diferenciales por asentamiento o emersión de la cimentación.

Las grietas inexplicables que aparecen en algunos edificios pueden deberse a esta causa. Cuando los edificios se desplantan sobre pilotes de punta en zonas como la Ciudad de México hay una tendencia a emerger debido a la consolidación regional del terreno alrededor del edificio, lo que genera fricciones negativas en los pilotes que pueden ocasionar deformaciones diferentes de éstos, provocándose movimientos diferenciales en la cimentación que se propagan al resto de la estructura. En el caso de pilotes de fricción también puede haber movimientos diferentes en los pilotes a largo plazo, sobre todo en los pilotes de las esquinas, que tienden a sufrir más los efectos de la consolidación regional.

Cuando el edificio está cimentado por superficie, con o sin compensación, también puede haber movimientos diferenciales de la cimentación por efecto de distribución no uniforme de las cargas o diferencias en el terreno bajo el edificio, por existir zonas con mayor consolidación que otras.

Existen distintos métodos para tratar de valorar estos efectos sobre los edificios, estimando de que orden pueden ser los movimientos y obligando a la cimentación y estructura a seguirlos para valorar los elementos mecánicos que pueden gene

rarse. En algunos casos será necesario hacer estudios de interacción suelo-estructura.

Combinación de las distintas solicitaciones.

Como se indico al principio, las distintas cargas que actuan sobre un edificio lo afectan de manera diferente. Algunas actúan permanentemente como es el caso de las cargas muertas, otras lo hacen eventualmente, con mayor o menor frecuencia.

En los reglamentos suelen aplicarse factores de carga diferentes para cada tipo de solicitación dependiendo de la incertidumbre que se tenga en su valor y se especifica que combinaciones deben hacerse. Por ejemplo, las cargas muertas y vivas, que actuan la mayor parte del tiempo, en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, se multiplican por un factor de carga de 1.4 para obtener las cargas últimas sobre la estructura, cuyos efectos se comparan con las resistencias calculadas con distintas fórmulas, multiplicadas por un factor de reducción de resistencia menor que la unidad, cuyo valor que dependerá de que tan confiable es la fórmula empleada en la predicción de resistencia (por ejemplo 0.9 para reducir la resistencia a flexión de una viga de concreto y 0.8 para la resistencia a cortante).

Para la combinación de efectos de cargas muertas, vivas y sismo o viento, el Reglamento especifica un factor de carga menor (1.1) por la menor frecuencia de ocurrencias de esa combinación, y al mismo tiempo, reduce el valor de la carga viva que debe emplearse.

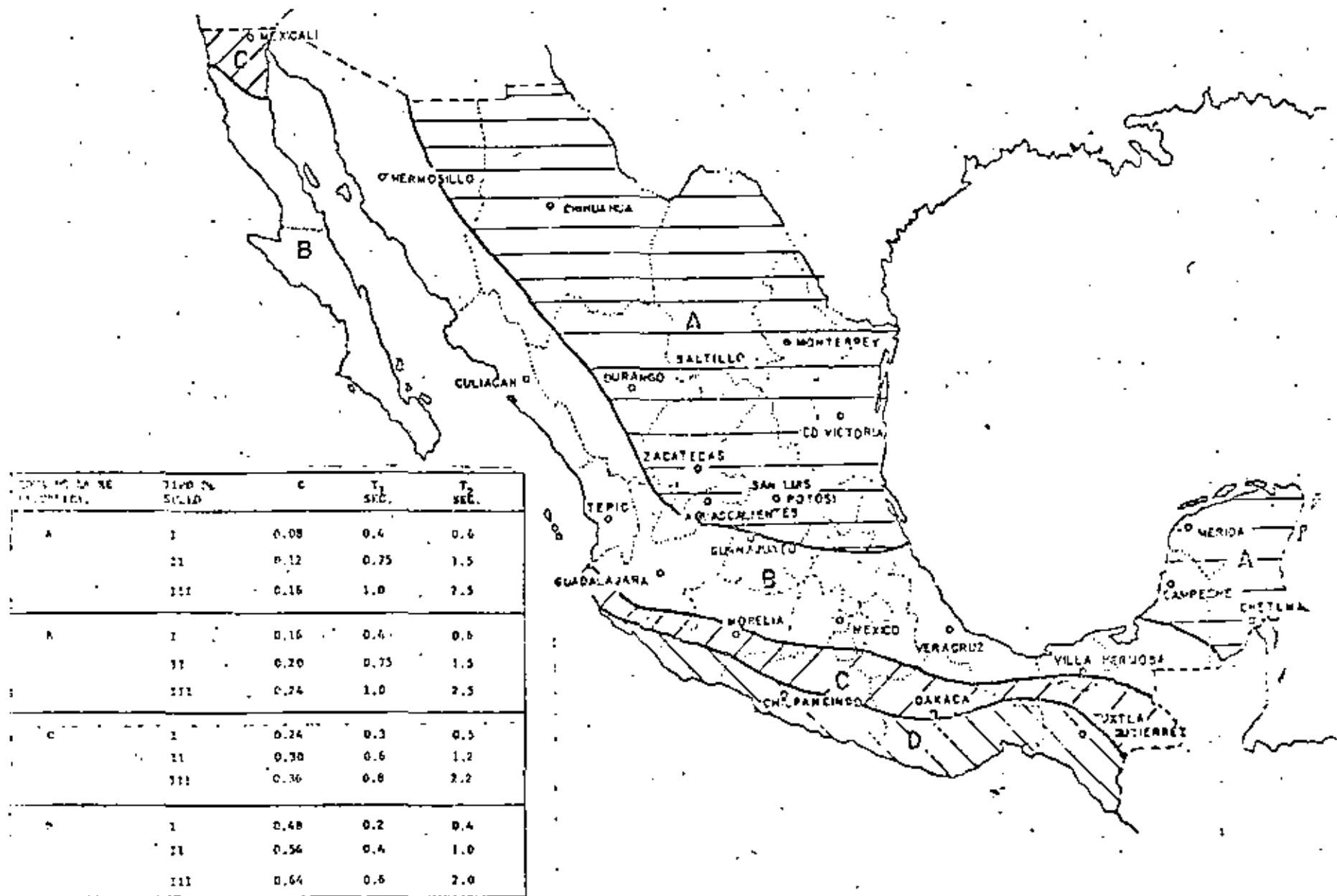
En otras recomendaciones, por ejemplo las del ACI, hay un factor para carga muerta otro para cargas vivas y otro para el efecto sísmico.

Usualmente no se considera la acción simultánea de sismo y viento; se toma una u otra combinada con cargas muertas y vivas.

Con respecto a efectos de temperatura y contracción, no se especifica usualmente la forma en que debe combinarse con las otras cargas y habrá que aplicar el criterio ingenieril para decidir el peso que se le da a estas cargas al combinarlas con otras.

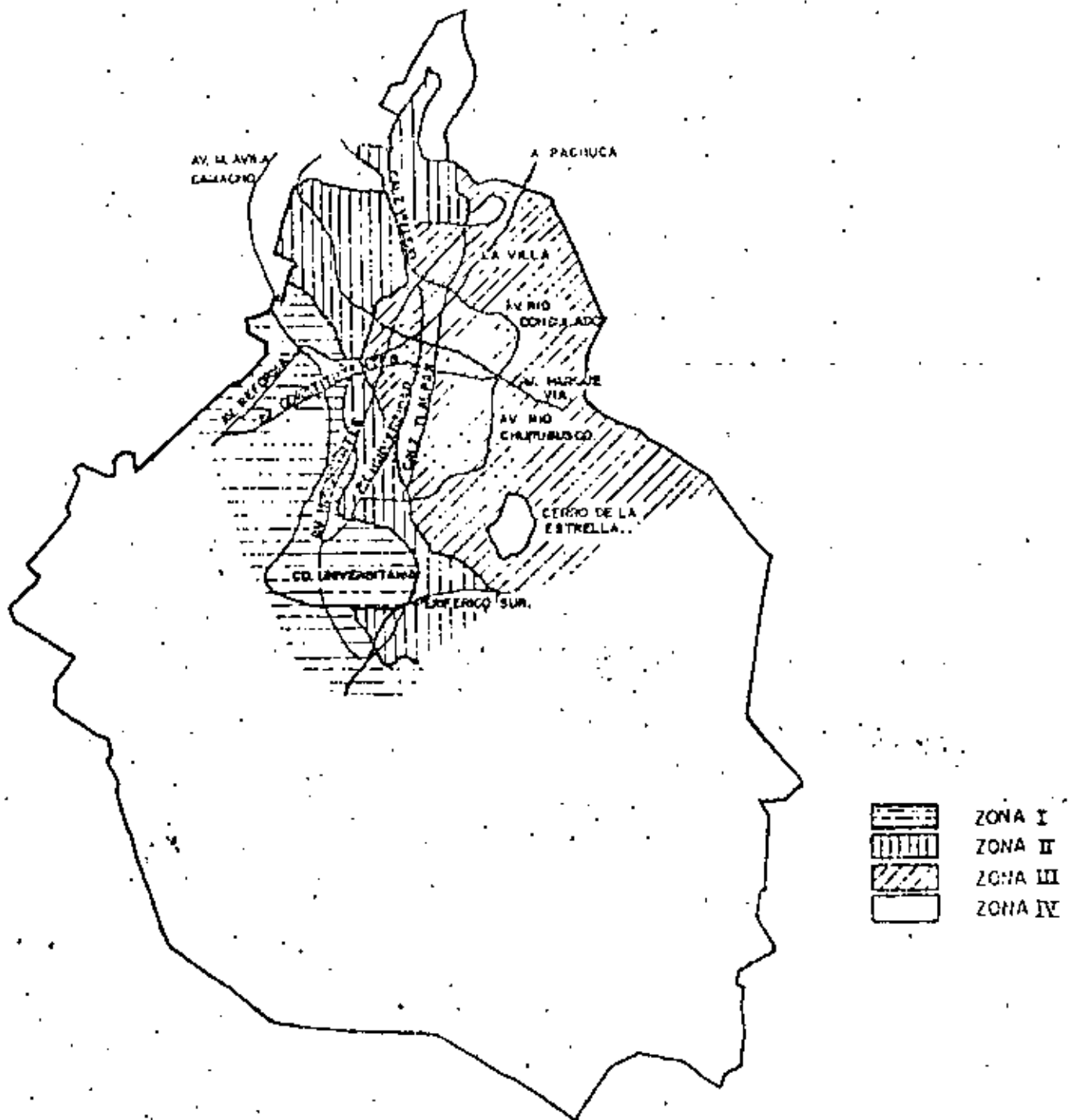
Suele también usarse factores de carga adicionales en los casos en que la resistencia de la estructura depende de unos cuantos elementos. El Reglamento del -- D.F. especifica un factor de carga adicional de 1.2 para aquellos elementos que contribuyen en... 20% o más a la resistencia de la estructura (art. 237 inciso VIII).

FIG. 1 MAPA DE REGIONALIZACION SISMICA.



Para construcciones del grupo "A" los coeficientes deben ser incrementados en un 10%.

FIG. 2 ZONIFICACION DEL DISTRITO FEDERAL EN CUANTO A TIPOS DE SUBSUELO.



NOTA IMPORTANTE: Las fronteras entre las zonas I a IV indicadas en este plano, solo tienen valor indicativo.
La zona en la que se localiza un predio dado, será determinada a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo.

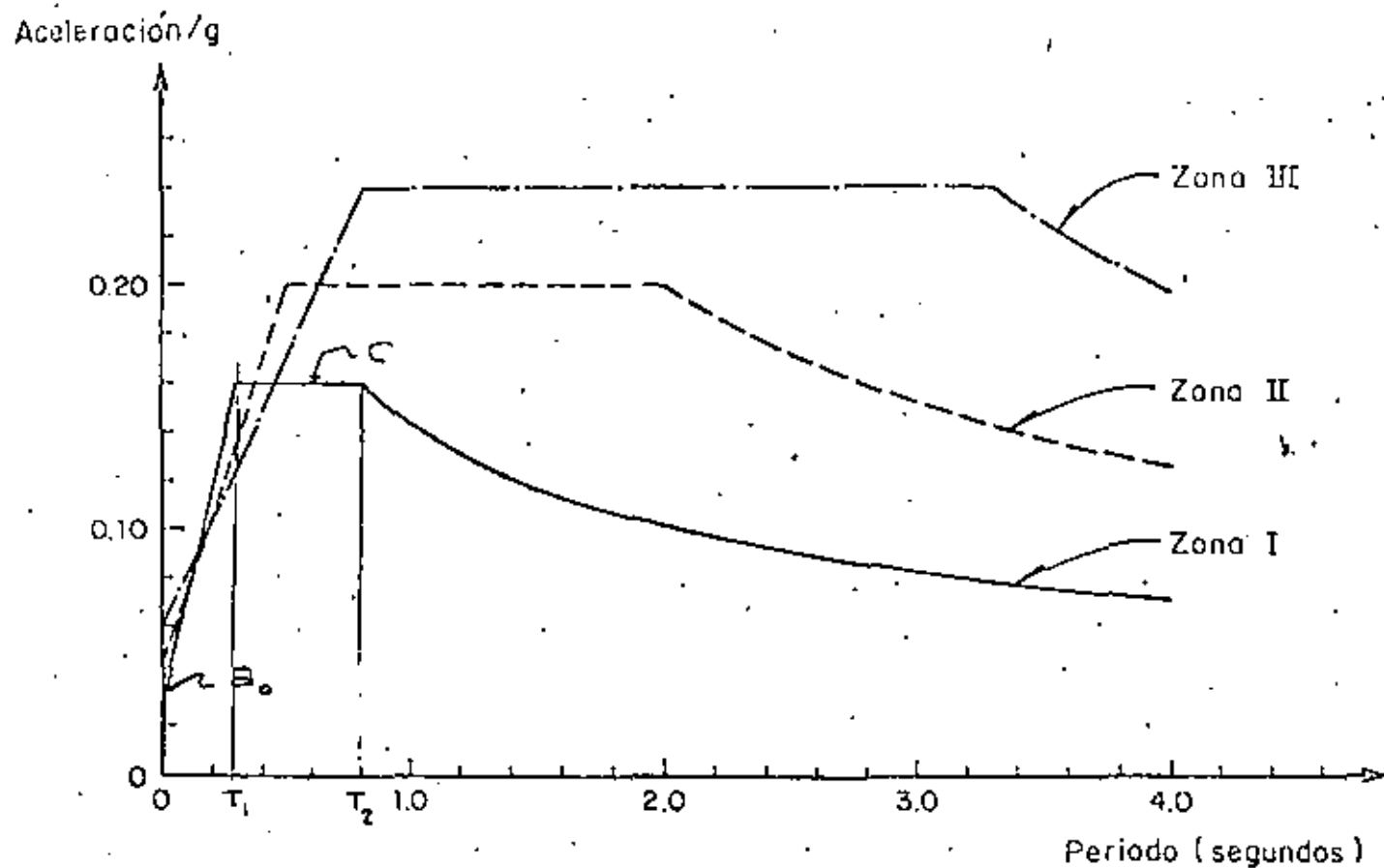


Fig 3 Espectros de diseño elásticos, edificios grupo B D.F.

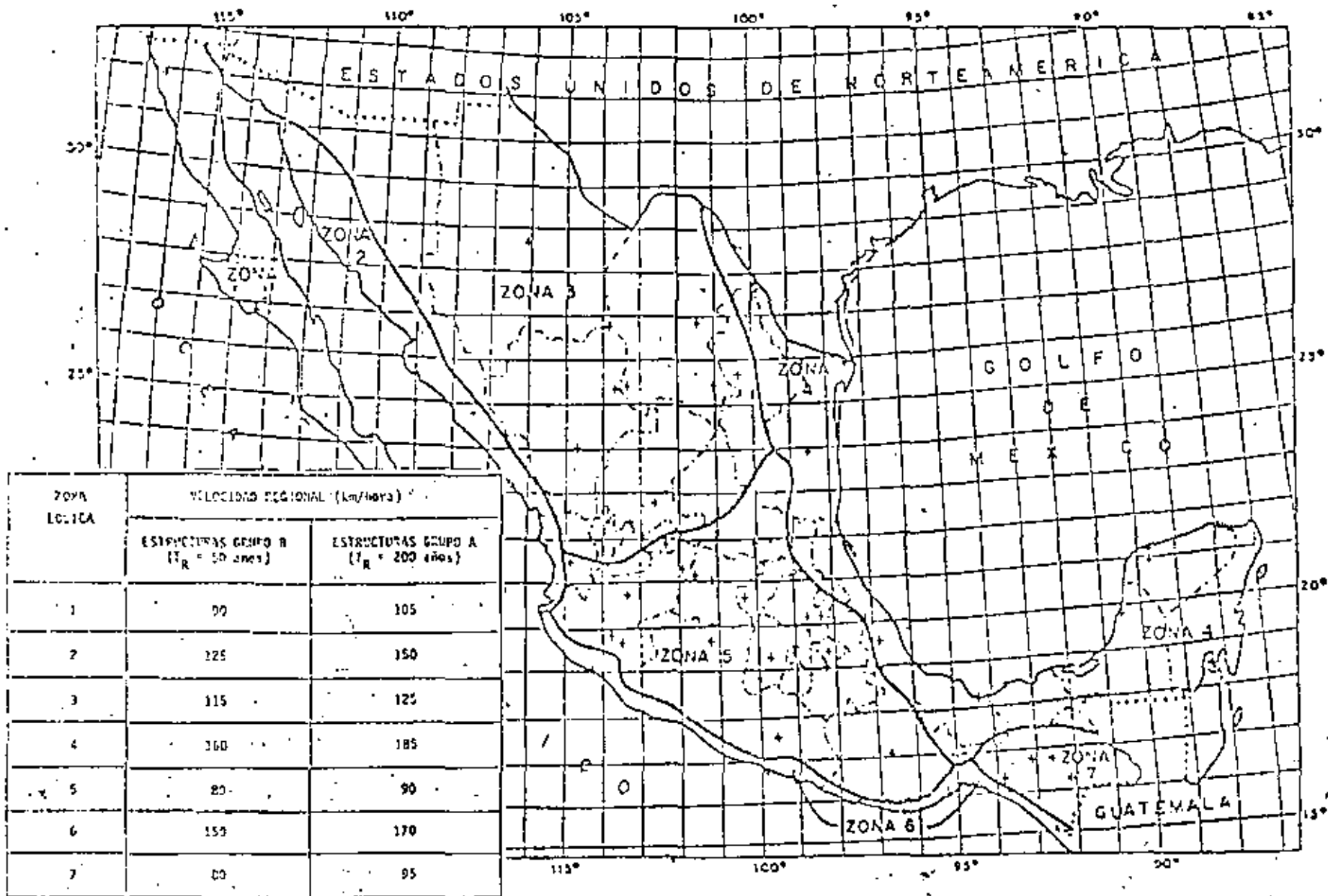


Fig. 4 Regionalización Eólica de la República Mexicana

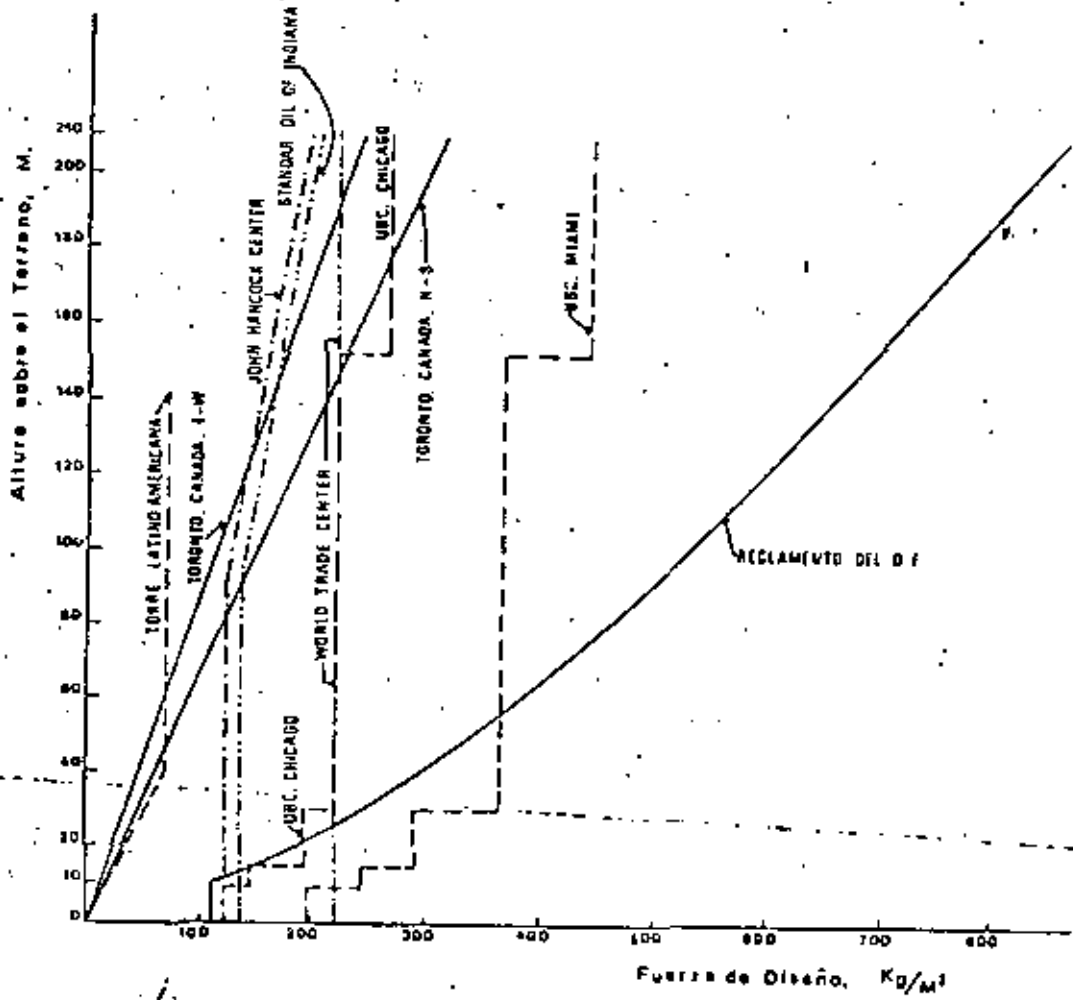


Fig 5. Comparación de Fuerzas Horizontales de Diseño

R E F E R E N C I A S

1. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Título IV. Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras. Publicación No. 400 del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1977.
2. Monograph on Planning and Design of Tall Buildings, Vol. CL. American Society of Civil Engineers (ASCE) 1980.
3. Manual de Diseño de Obras Civiles. Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica.
4. Dowrick D.J. Earthquake Resistant Design. A manual for engineers and architects. John Wiley & Sons, 1977.
5. Arnold, Christopher y Reitherman, Robert. Building Configuration and Seismic Design. John Wiley and Sons, 1982.
6. Meli, Roberto y Rodríguez Mario. Diseño sísmico de edificios con losas reticulares. V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C. Guadalajara Jal., Nov. 1979.
7. De Buen, Oscar. El diseño por viento de edificios altos y el Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal. III Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Morelia, Mich, Marzo 1982.
8. Manual de Diseño por Viento. Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicación No. 407 del Instituto de Ingeniería, UNAM. 1977.
9. Fintel, Mark. Handbook of Concrete Engineering, cap. 10. Multistory Structures. Van Nostrand Reinhold, Co. 1974.

10. Fintel M. y, Khan F.R. "Effects of column creep and shrinkage in tall structures. Analysis for differential shortening of columns and field observations of structures" "Designing for effects of creep, shrinkage and temperature in Concrete structures". Publicación SP 27, American Concrete Institute, 1971.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS ALTOS

"ANALISIS"

Ing. Pablo Enríquez y Meza

AGOSTO, 1983.

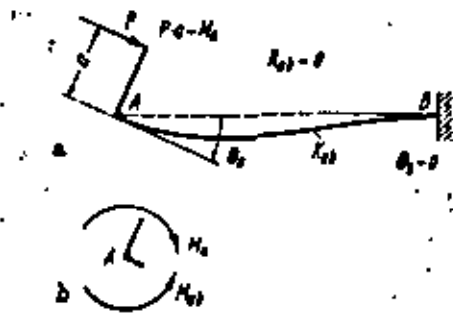
Método de Cross

El método de Cross de análisis de las vigas continuas y de las estructuras rígidas es muy conocido como el *Método de Distribución de Momentos*, y consiste en el cálculo aproximado de los momentos de las barras de una estructura estáticamente indeterminada. A continuación se expone un breve resumen del método:

5. Procedimiento de cálculo

a) **Transmisión de momentos**

Los momentos en los extremos M_{ab} y M_{ba} de una barra AB , cuando se desprecia el ángulo de giro de la viga R_{ab} , se expresan como sigue:



$$M_{ab} = 2EK_{ab}(2\theta_a + \theta_b) - M_{0a}$$

$$M_{ba} = 2EK_{ab}(2\theta_b + \theta_a) + M_{0a}$$

Figura II.1 a + b

Si no existe ninguna carga intermedia y se considera el extremo B perfectamente empotrado, se obtiene:

$$\begin{aligned} M_{ab} &= 4EK_{ab}\theta_a \\ M_{ba} &= 2EK_{ab}\theta_a \end{aligned} \quad \dots\dots (II.1)$$

Si en las dos ecuaciones anteriores se elimina θ_a , tenemos:

$$M_{ba} = \frac{1}{2} M_{ab} \quad \dots\dots (II.2)$$

$$M_{ab} = M_a \quad \dots\dots (II.3)$$

de todo ello se obtiene:

$$M_{ba} = \frac{1}{2} M_a \quad \dots\dots (II.4)$$

Esta última expresión indica que el momento M_a aplicado en el extremo A de la barra AB se transmite al otro extremo B con un valor de $\frac{1}{2} M_a$

b) Coeficiente de repartición y distribución de momentos

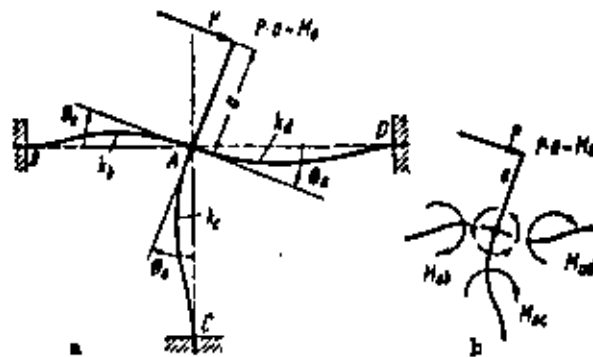


Figura II.2

Sean tres barras AB , AC y AD , concurrentes en el nudo A , al que se aplica un momento M_a como indica la figura II.2. Se trata aquí de averiguar en qué proporción se distribuye dicho momento entre cada una de las barras, suponiendo que todas ellas están perfectamente empotradas por el otro extremo.

Teniendo en cuenta la condición de equilibrio del nudo A puede escribirse:

$$M_a - M_{ab} - M_{ac} - M_{ad} = 0$$

o bien: $M_a = M_{ab} + M_{ac} + M_{ad} \quad \dots\dots (II.5)$

$$M_{ab} = 4EK_b\theta_a, \quad M_{ac} = 4EK_c\theta_a \quad \dots\dots (II.6)$$

En donde: $M_{ad} = 4EK_d\theta_a.$

(3)

Sustituyendo los valores de (II-6) en la expresión (II-5) resulta:

$$M_a = 4 E \theta_a (k_b + k_c + k_d) \quad \dots (II.7)$$

De las expresiones (II-6) y (II-7) se obtiene:

$$\frac{M_{ab}}{M_a} = \frac{k_b}{k_b + k_c + k_d}, \quad \frac{M_{ac}}{M_a} = \frac{k_c}{k_b + k_c + k_d}, \quad \frac{M_{ad}}{M_a} = \frac{k_d}{k_b + k_c + k_d} \quad \dots (II.8)$$

Llamemos:

$$\frac{k_b}{k_b + k_c + k_d} = v_b, \quad \frac{k_c}{k_b + k_c + k_d} = v_c, \quad \frac{k_d}{k_b + k_c + k_d} = v_d. \quad \dots (II.9)$$

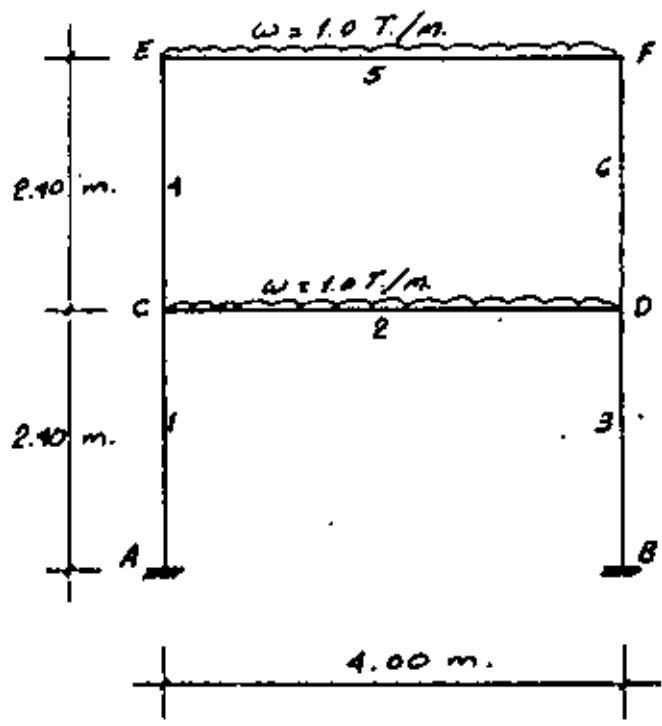
Si llevamos los valores de las ecuaciones (II-9) a las (II-8) nos queda:

$$\begin{aligned} M_{ab} &= v_b M_a, \\ M_{ac} &= v_c M_a, \\ M_{ad} &= v_d M_a. \end{aligned} \quad \dots (II.10)$$

Las ecuaciones (II-10) indican que el momento aplicado M_a se reparte entre las distintas barras según los valores de v , por lo que los momentos distribuidos son proporcionales al valor de las rigideces k .

Los valores de v_b , v_c y v_d se llaman en el método de Cross *Coefficientes de repartición* y $v_b M_a$, $v_c M_a$ y $v_d M_a$ son los *Momentos distribuidos*.

(4)



EJEMPLO
CROSS

(5)

NUDO BARRA	C			E	
	1	2	4	4	5
H.	0.84	0.32	0.84	0.51	0.49
H.E.	0	+1.33	0	0	+1.53
D.	-0.45	-0.13	-0.46	-0.68	-0.65
T.	0	+0.23	-0.34	-0.23	+0.33
D.	+0.04	+0.04	+0.04	-0.05	-0.05
T.	0	-0.02	-0.025	+0.02	+0.025
D.	+0.015	+0.014	+0.015	-0.023	-0.022
T.	0	-0.007	-0.012	+0.008	+0.011
D.	+0.006	+0.006	+0.006	-0.010	-0.009
H.F.	-0.389	+1.153	-0.766	-0.965	+0.965
NUDO	E				
T.	-0.23				
F.	+0.02				
T.	+0.008				
H.F.	-0.20				

H.E. Momento de empotramiento
 $\frac{w l^2}{12}$

H.F. Momento final.

Método de Kani

Tal como se han deducido por la Teoría de los trabajos virtuales, por el Teorema de Castigliano, por la ecuación de la Elástica y por los Teoremas de Mohr (1-14), las expresiones fundamentales de los momentos en los extremos de una barra vienen dadas por las ecuaciones (1-4):

$$\begin{aligned} M_{ab} &= k_{ab} (2m_a + m_b + \bar{m}_{ab}) - \bar{M}_{ab} \\ M_{ba} &= k_{ab} (2m_b + m_a + \bar{m}_{ab}) + \bar{M}_{ab} \end{aligned} \quad \dots (11.22)$$

cuyas notaciones referidas a las ecuaciones (1-4) y (1-11) son las siguientes:

$$\begin{aligned} M_{ab} &= \text{Momento total en } a \\ M_{ba} &= \text{Momento total en } b \\ m_a &= 2EK\theta_a, \quad m_b = 2EK\theta_b, \end{aligned}$$

$\bar{m}_{ab} = -6EK(\delta_a/l_{ab})$, δ_a = desplazamiento relativo de los extremos de la barra ab .

$k_{ab} = K_{ab}/K$, K = cualquier valor constante tomado como módulo de las rigideces.

Sin embargo, en el Método de Kani las ecuaciones que se emplean son las siguientes:

$$\begin{aligned} M_{ab} &= 2M'_{ab} + M'_{ba} + M''_{ab} - C_{ab}, \\ M_{ba} &= 2M'_{ba} + M'_{ab} + M''_{ab} + C_{ba}, \end{aligned} \quad \dots (11.23)$$

en las cuales,

$$\begin{aligned} M'_{ab} &= \text{Momento parcial debido a } \theta_a = 2EK_{ab}\theta_a, \\ M'_{ba} &= \text{Momento parcial debido a } \theta_b = 2EK_{ab}\theta_b, \\ M''_{ab} &= \text{Momento parcial debido a } \delta_a = -6EK_{ab}(\delta_a/l_{ab}), \dots (11.24) \\ C_{ab} &= \text{Momento de empotramiento perfecto de la viga en } a \\ C_{ba} &= \text{Momento de empotramiento perfecto de la viga en } b. \end{aligned}$$

8. Estructuras en las que se consideran solamente los giros de los nudos

En primer lugar estudiaremos el problema de las estructuras rígidas en las que se consideran solamente los giros de los nudos. El nudo m (Figura 11-8) se considera en equilibrio, es decir: $\sum M_m = 0$, o bien:

$$M_{ma} + M_{mb} + M_{mc} + M_{md} = 0. \quad \dots (11.25)$$

en la cual, teniendo en cuenta la disposición de las cargas:

$$\begin{aligned} M_{ma} &= 2M'_{ma} + M'_{am} - C_{ma}, \\ M_{mb} &= 2M'_{mb} + M'_{bm} - C_{mb}, \\ M_{mc} &= 2M'_{mc} + M'_{cm} - C_{mc}, \\ M_{md} &= 2M'_{md} + M'_{dm} - C_{md}. \end{aligned} \quad \dots (11.26)$$

La expresión general de la ecuación (11-25) será, pues:

$$2 \sum_{r=a}^{r=d} M'_{mr} + \sum_{r=a}^{r=d} M'_{r,m} = \tau_m \quad \dots (11.27)$$

en donde:

$$\begin{aligned} \tau_m &= \text{suma de los momentos de empotramiento perfecto en } m = \\ &= C_{ma} + C_{mb} + C_{mc} + C_{md}. \end{aligned} \quad \dots (11.28)$$

De la ecuación (11-27) se deduce que:

$$\sum_{r=a}^{r=d} M'_{mr} = \frac{\tau_m}{2} - \frac{1}{2} \sum_{r=a}^{r=d} M'_{r,m} \quad \dots (11.29)$$

en la cual, como todas las barras giran el mismo ángulo alrededor del nudo m , se obtiene:

$$\begin{aligned} M'_{ma} &= 2 E K_{ma} \theta_m, & M'_{mc} &= 2 E K_{mc} \theta_m, \\ M'_{mb} &= 2 E K_{mb} \theta_m, & M'_{md} &= 2 E K_{md} \theta_m. \end{aligned} \quad \dots (11.30)$$

y entonces la ecuación (11-29), se transforma:

$$\rho_m E \theta_m = \frac{\tau_m}{2} - \frac{1}{2} \sum_{r=a}^{r=d} M'_{r,m} \quad \dots (11.31)$$

en donde

$$\rho_m = 2 (K_{ma} + K_{mb} + K_{mc} + K_{md}).$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones (11-30) y (11-31), tendremos:

$$M'_{ma} = \mu_{ma} \left\{ -\tau_m + \sum_{r=a}^{r=d} M'_{r,m} \right\} \dots (11.32) \quad M'_{mb} = \mu_{mb} \left\{ -\tau_m + \sum_{r=a}^{r=d} M'_{r,m} \right\} \dots (11.33)$$

en las cuales

$$\mu_{ma} = \frac{-K_{ma}}{\rho_m} \quad \mu_{mb} = \frac{-K_{mb}}{\rho_m} \quad \text{etc.} \quad \dots (11.34)$$

La ecuación (11-32) indica que una vez obtenidos los momentos parciales M'_{am} , M'_{bm} , etc., se puede determinar el momento parcial M'_{ma} .

Valores aproximados de M'_{ma} y M'_{mb} .

Al iniciar los cálculos se considera que:

$$\theta_a = \theta_b = \theta_c = \theta_d = 0$$

lo que corresponde a:

$$M'_{am} = M'_{bm} = M'_{cm} = M'_{dm} = 0;$$

De las ecuaciones (11-32) y (11-33), se obtiene:

$$M'_{ma}^{(0)} = -\mu_{ma} \tau_m, \quad M'_{mb}^{(0)} = -\mu_{mb} \tau_m. \quad \dots (11.35)$$

(6)

Éstos son unos valores aproximados de M'_{na} y M'_{mb} ; siguiendo análogo procedimiento se determinarán todos los valores de $M^{(0)}$ aplicando la ecuación (II-35); empleando ahora los valores de $M^{(0)}$ sustituyéndolos en la ecuación (II-32), podremos obtener el momento parcial $M_{na}^{(1)}$ de la forma siguiente:

$$M_{na}^{(1)} = \mu_{na} \left\{ -r_m + \sum_{i=a}^{r-d} M'_{i,n} \right\} = M_{na}^{(0)} + \mu_{na} \sum_{i=a}^{r-d} M'_{i,n} \quad \dots (II-36)$$

Análogamente se obtendrá el siguiente valor aproximado, como se expresa a continuación:

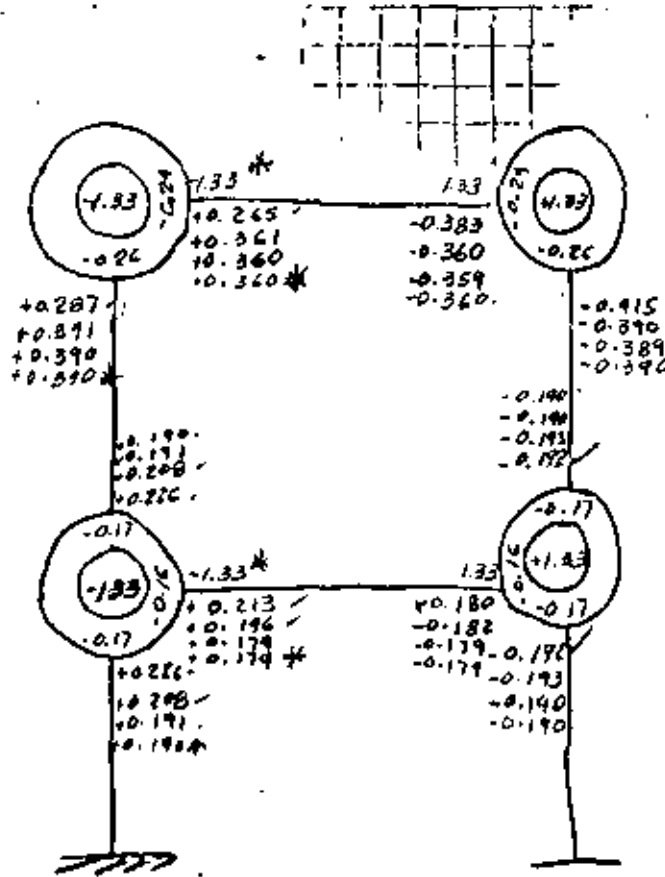
$$M_{na}^{(2)} = M_{na}^{(0)} + \mu_{na} \sum_{i=a}^{r-d} M'_{i,n}^{(1)} \quad \dots (II-36)_a$$

Este valor parcial da un valor más aproximado al verdadero de M'_{na} .

En las ecuaciones (II-35) y (II-36), $M^{(0)}$ y $M^{(1)}$ indican, respectivamente, los valores aproximados de los momentos parciales primero y segundo.

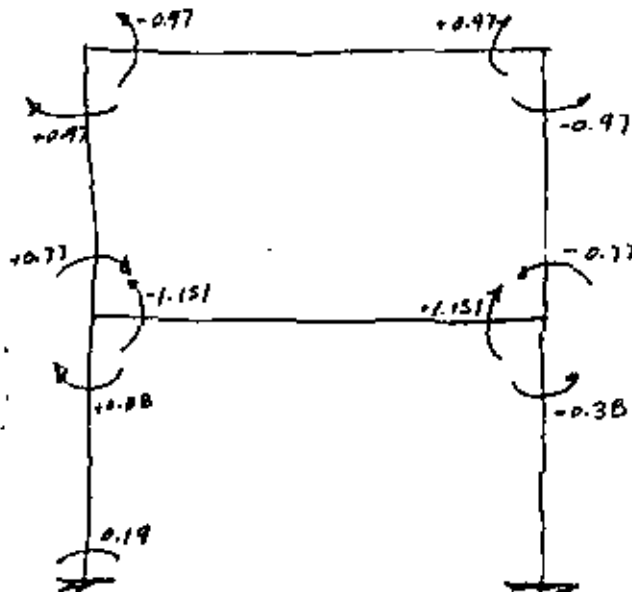
A medida que avanza el cálculo se van obteniendo valores cada vez más próximos a los verdaderos. El cálculo se dará por terminado cuando dos resultados consecutivos proporcionen los mismos valores.

Finalmente, mediante las ecuaciones (II-26) se calcularán los momentos totales.



$$\left(-\frac{1}{2}\right) \frac{r}{\sum r}$$

$$\sum r = -\frac{1}{2}$$



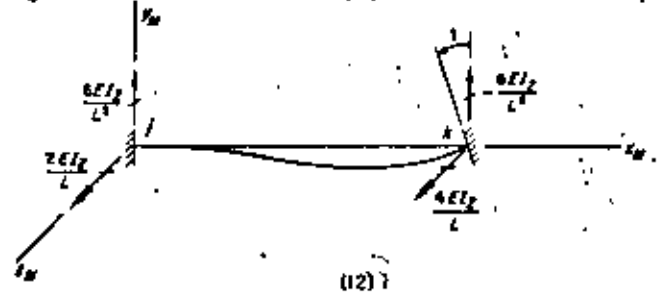
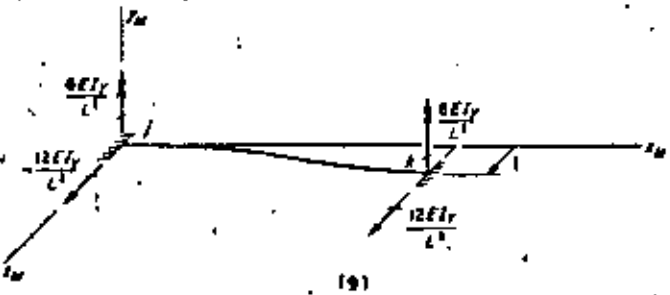
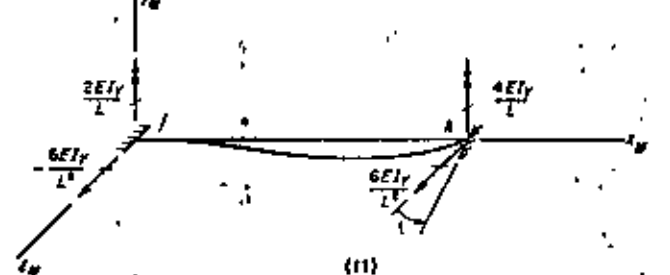
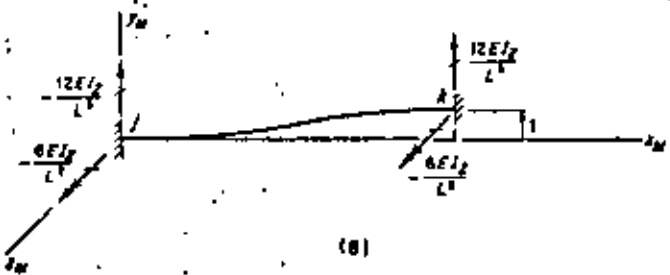
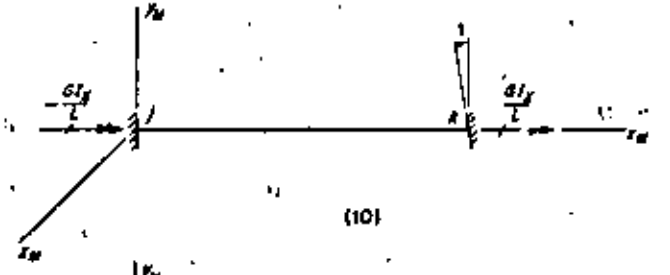
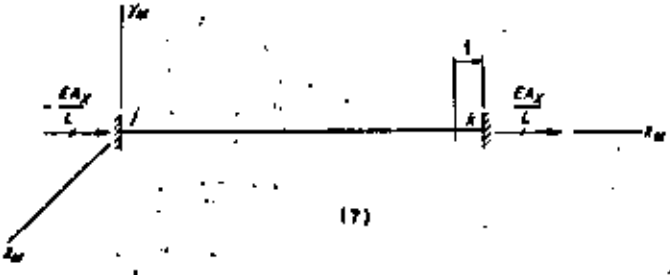
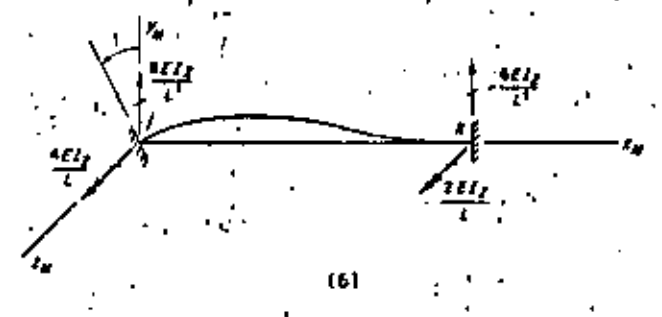
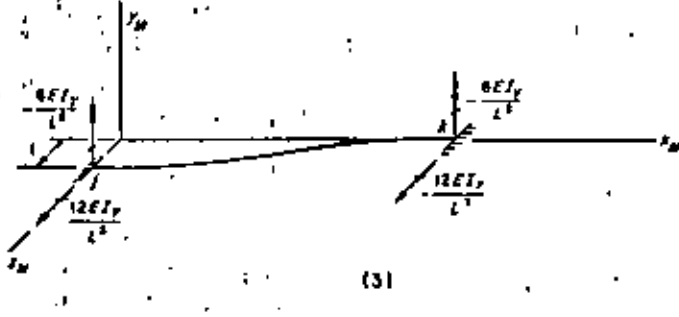
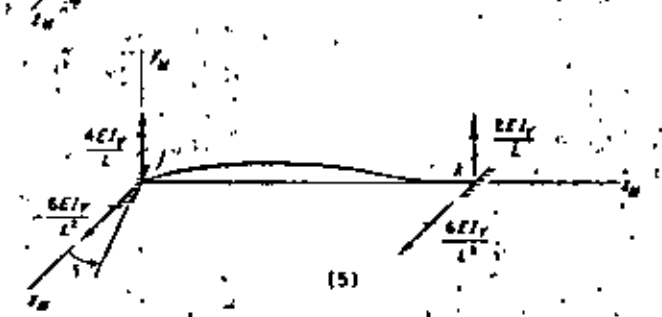
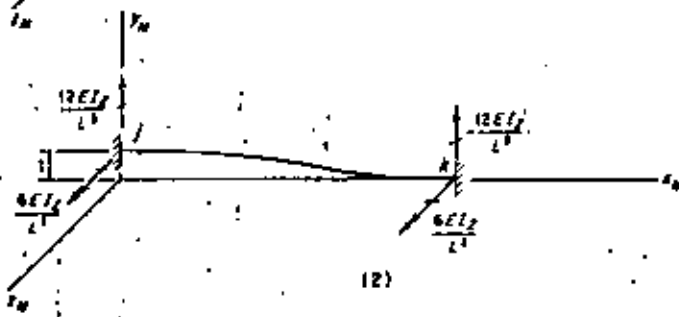
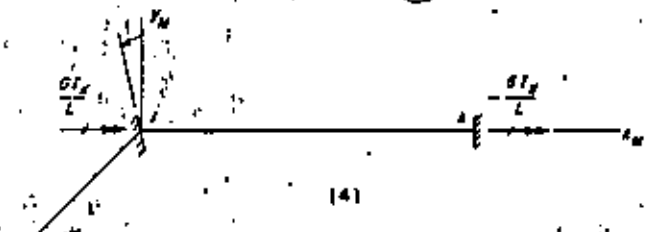
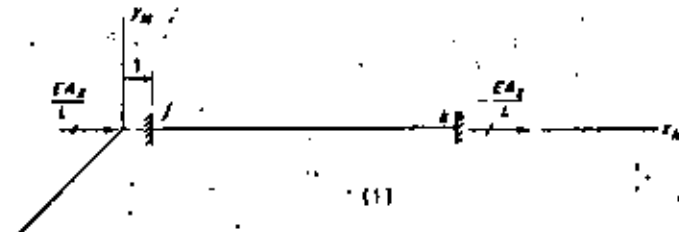


TABLA 4-26. MATRIZ DE RIGIDEZ DE MIEMBRO PARA UN MARCO PLANO PARA EJES DE MIEMBRO (FIG. 4-27b)

$$S_{11} = \begin{bmatrix} \frac{EA_x}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} \\ \frac{EA_x}{L} & 0 & 0 & \frac{EA_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

TABLA 4-27

MATRIZ DE RIGIDEZ DE MIEMBRO DE UN MARCO PLANO PARA EJES DE LA ESTRUCTURA (FIG. 4-27c)

$$S_{11} = \begin{bmatrix} \frac{EA_x}{L} c_1^2 + \frac{12EI_z}{D} c_1^2 & \left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{D}\right) c_1 c_r & -\frac{6EI_z}{D} c_r & -\left(\frac{EA_x}{L} c_1^2 + \frac{12EI_z}{D} c_1^2\right) & -\left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{D}\right) c_1 c_r & -\frac{6EI_z}{D} c_r \\ \left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{D}\right) c_1 c_r & \frac{EA_x}{L} c_1^2 + \frac{12EI_z}{D} c_1^2 & \frac{6EI_z}{D} c_r & -\left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{D}\right) c_1 c_r & -\left(\frac{EA_x}{L} c_1^2 + \frac{12EI_z}{D} c_1^2\right) & \frac{6EI_z}{D} c_r \\ -\frac{6EI_z}{D} c_r & \frac{6EI_z}{D} c_r & \frac{4EI_z}{L} & \frac{6EI_z}{D} c_r & -\frac{6EI_z}{D} c_r & \frac{2EI_z}{L} \\ -\left(\frac{EA_x}{L} c_1^2 + \frac{12EI_z}{D} c_1^2\right) & -\left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{D}\right) c_1 c_r & \frac{6EI_z}{D} c_r & \frac{EA_x}{L} c_1^2 + \frac{12EI_z}{D} c_1^2 & \left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{D}\right) c_1 c_r & \frac{6EI_z}{D} c_r \\ -\left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{D}\right) c_1 c_r & -\left(\frac{EA_x}{L} c_1^2 + \frac{12EI_z}{D} c_1^2\right) & -\frac{6EI_z}{D} c_r & \left(\frac{EA_x}{L} - \frac{12EI_z}{D}\right) c_1 c_r & \frac{EA_x}{L} c_1^2 + \frac{12EI_z}{D} c_1^2 & -\frac{6EI_z}{D} c_r \\ -\frac{6EI_z}{D} c_r & \frac{6EI_z}{D} c_r & \frac{2EI_z}{L} & \frac{6EI_z}{D} c_r & -\frac{6EI_z}{D} c_r & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

(12)

A 4-37. MATRIZ DE RIGIDEZ DE UN MIEMBRO DE PARRILLA PARA EJES DEL MIEMBRO (FIG. 4-32b)

$$S_{xx} = \begin{bmatrix} \frac{GI_x}{L} & 0 & 0 & -\frac{GI_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4EI_y}{L} & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & \frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & -\frac{12EI_y}{L^3} \\ -\frac{GI_x}{L} & 0 & 0 & \frac{GI_x}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2EI_y}{L} & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & \frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & \frac{12EI_y}{L^3} \end{bmatrix}$$

TABLA 4-38. MATRIZ DE RIGIDEZ DE MIEMBRO DE UNA PARRILLA PARA LOS EJES DE ESTRUCTURA (FIG. 4-32c)

$$S_{xx} = \begin{bmatrix} \frac{GI_x}{L} C_x^2 + \frac{4EI_y}{L} C_y^2 & \left(\frac{GI_x}{L} - \frac{4EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{6EI_y}{L} C_y & -\frac{GI_x}{L} C_x^2 + \frac{2EI_y}{L} C_y^2 & -\left(\frac{GI_x}{L} + \frac{2EI_y}{L}\right) C_x C_y & -\frac{6EI_y}{L} C_y \\ \left(\frac{GI_x}{L} - \frac{4EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{GI_x}{L} C_y^2 + \frac{4EI_y}{L} C_x^2 & -\frac{6EI_y}{L} C_x & -\left(\frac{GI_x}{L} + \frac{2EI_y}{L}\right) C_x C_y & -\frac{GI_x}{L} C_x^2 + \frac{2EI_y}{L} C_y^2 & \frac{6EI_y}{L} C_x \\ \frac{6EI_y}{L} C_y & -\frac{6EI_y}{L} C_x & \frac{12EI_y}{L} & \frac{6EI_y}{L} C_y & -\frac{6EI_y}{L} C_x & -\frac{12EI_y}{L} \\ -\frac{GI_x}{L} C_x^2 + \frac{2EI_y}{L} C_y^2 & -\left(\frac{GI_x}{L} + \frac{2EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{6EI_y}{L} C_y & \frac{GI_x}{L} C_x^2 + \frac{4EI_y}{L} C_y^2 & \left(\frac{GI_x}{L} - \frac{4EI_y}{L}\right) C_x C_y & -\frac{6EI_y}{L} C_y \\ -\left(\frac{GI_x}{L} + \frac{2EI_y}{L}\right) C_x C_y & -\frac{GI_x}{L} C_y^2 + \frac{2EI_y}{L} C_x^2 & -\frac{6EI_y}{L} C_x & \left(\frac{GI_x}{L} - \frac{4EI_y}{L}\right) C_x C_y & \frac{GI_x}{L} C_x^2 + \frac{4EI_y}{L} C_y^2 & \frac{6EI_y}{L} C_x \\ -\frac{6EI_y}{L} C_y & \frac{6EI_y}{L} C_x & -\frac{12EI_y}{L} & -\frac{6EI_y}{L} C_y & \frac{6EI_y}{L} C_x & \frac{12EI_y}{L} \end{bmatrix}$$

TABLA 4-1

TABLA 4-1. MATRIZ DE RIGIDEZ DE MIEMBRO DE UNA ESTRUCTURA EN EL ESPACIO

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	$\frac{EA_x}{L}$	0	0	0	0	0	$-\frac{EA_x}{L}$	0	0	0	0	0
2	0	$\frac{12EI_x}{L^3}$	0	0	0	$\frac{6EI_x}{L^2}$	0	$-\frac{12EI_x}{L^3}$	0	0	0	$\frac{6EI_x}{L^2}$
3	0	0	$\frac{12EI_y}{L^3}$	0	$-\frac{6EI_y}{L^2}$	0	0	0	$-\frac{12EI_y}{L^3}$	0	$-\frac{6EI_y}{L^2}$	0
4	0	0	0	$\frac{GI_x}{L}$	0	0	0	0	0	$-\frac{GI_x}{L}$	0	0
5	0	0	$-\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{4EI_y}{L}$	0	0	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{2EI_y}{L}$	0
6	0	$\frac{6EI_x}{L^2}$	0	0	0	$\frac{4EI_x}{L}$	0	$-\frac{6EI_x}{L^2}$	0	0	0	$\frac{2EI_x}{L}$
7	$-\frac{EA_x}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{EA_x}{L}$	0	0	0	0	0
8	0	$-\frac{12EI_x}{L^3}$	0	0	0	$-\frac{6EI_x}{L^2}$	0	$\frac{12EI_x}{L^3}$	0	0	0	$-\frac{6EI_x}{L^2}$
9	0	0	$-\frac{12EI_y}{L^3}$	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0	0	0	$\frac{12EI_y}{L^3}$	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0
10	0	0	0	$-\frac{GI_x}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{GI_x}{L}$	0	0
11	0	0	$-\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{2EI_y}{L}$	0	0	0	$\frac{6EI_y}{L^2}$	0	$\frac{4EI_y}{L}$	0
12	0	$\frac{6EI_x}{L^2}$	0	0	0	$\frac{2EI_x}{L}$	0	$-\frac{6EI_x}{L^2}$	0	0	0	$\frac{4EI_x}{L}$

DIAGRAMA DE FLUJO PARA UN PROGRAMA DE MARCO PLANO.

1. Datos de entrada y de impresión de la estructura

a. Parámetros de la estructura y módulo elástico

Título: ANALISIS DE MARCOS PLANOS
Encabezado: DATOS DE LA ESTRUCTURA
Subencabezado: M N NJ NR NRJ E

$J \leftarrow (1, NJ)$
M, N, NJ, NR, NRJ, E

$N \leftarrow 3NJ - NR$

$J \leftarrow (1, NJ)$
M, N, NJ, NR, NRJ, E

b. Coordenadas de nudo

Encabezado: COORDENADAS DE NUDOS
Subencabezado: NUDO X Y

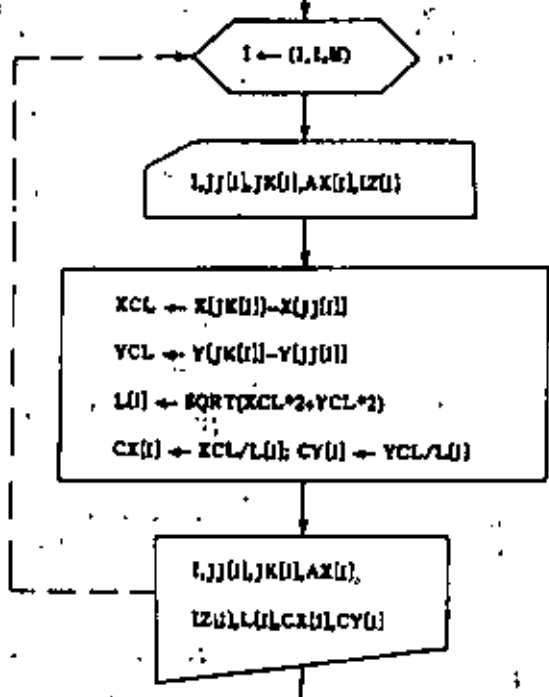
$J \leftarrow (1, NJ)$

J, X(j), Y(j)

J, XU(j), YU(j)

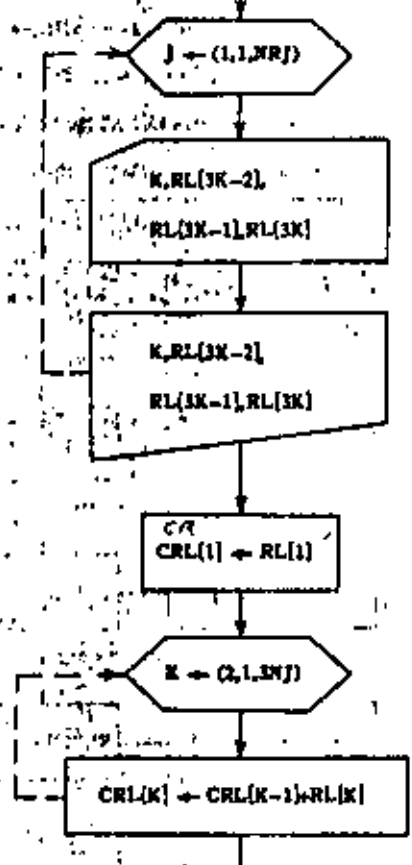
Encabezado: DESIGNACIONES Y PROPIEDADES DE MIEMBROS
 Subencabezado: MIEMBRO IJ JK AX IZ L CX CY

13



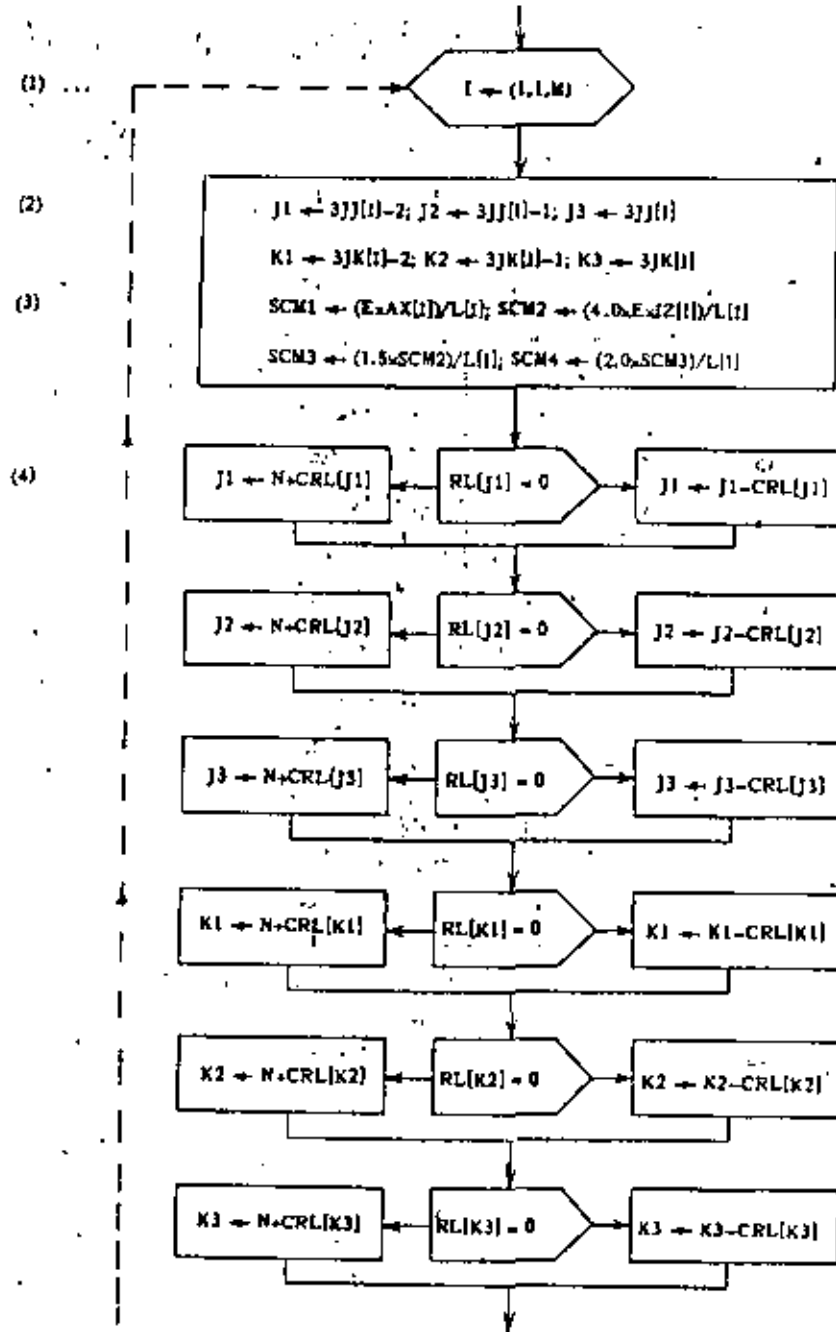
d. Lista de restricciones de nudo; lista de restricciones acumulativas

Encabezado: RESTRICCIONES DE NUDO
 Subencabezado: NUDO RESTR. X RESTR. Y RESTR. Z

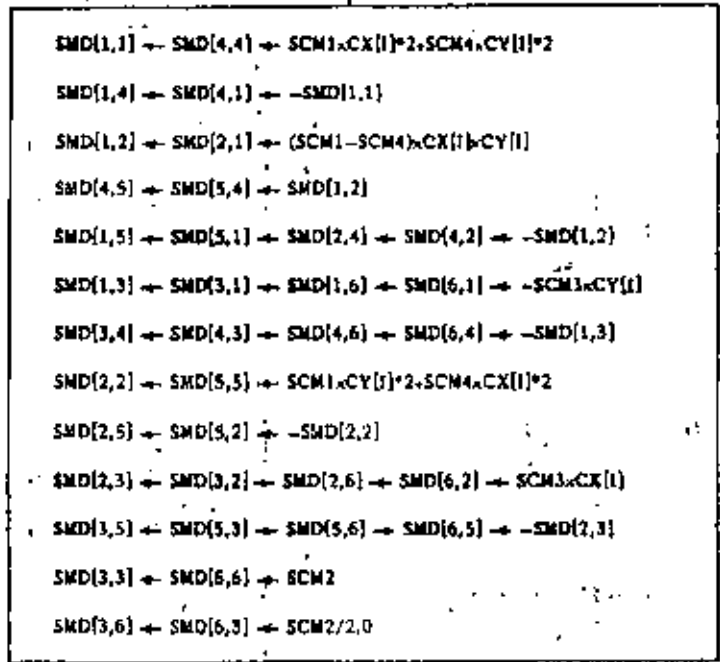


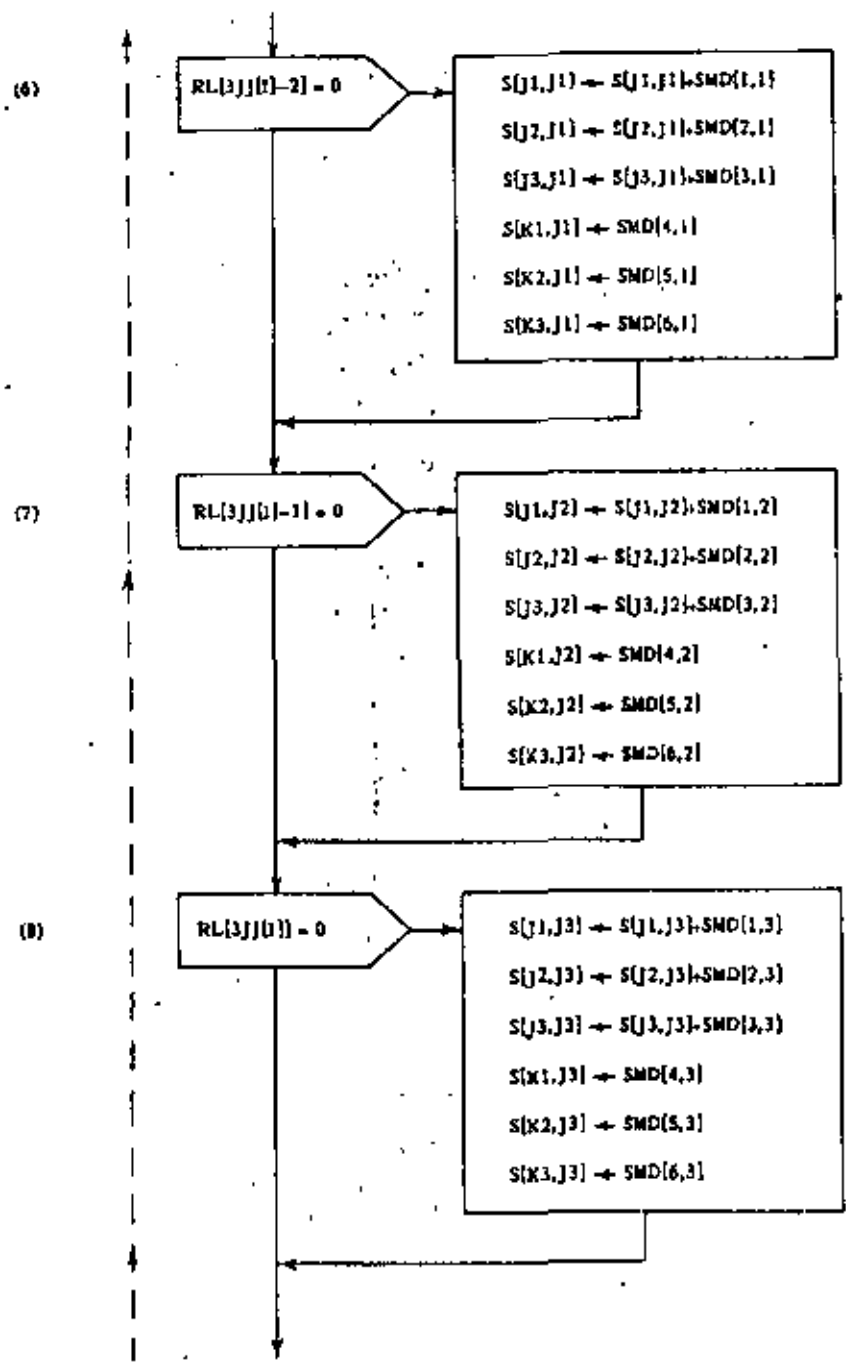
2. Matriz de rigidez de la estructura

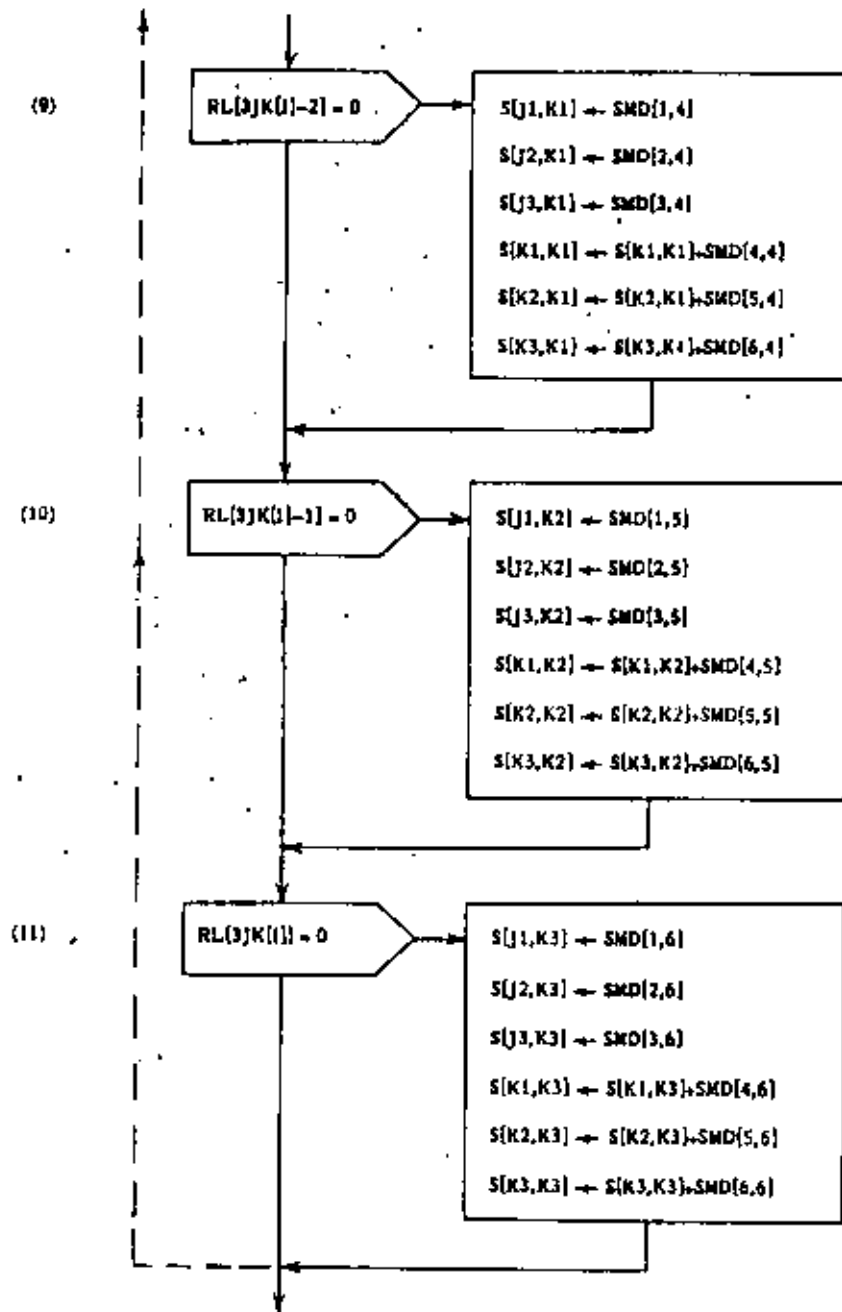
a. Generación de la matriz de rigidez



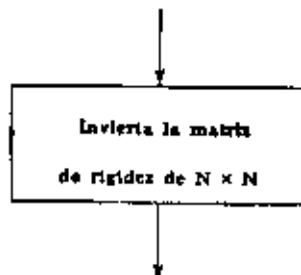
(5)





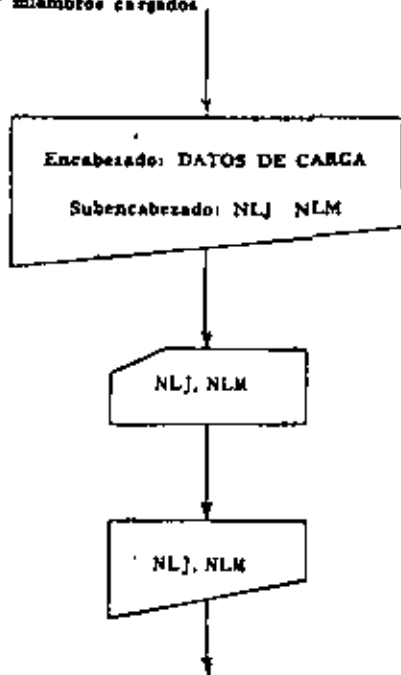


2. b. Inversión de la matriz de rigidez

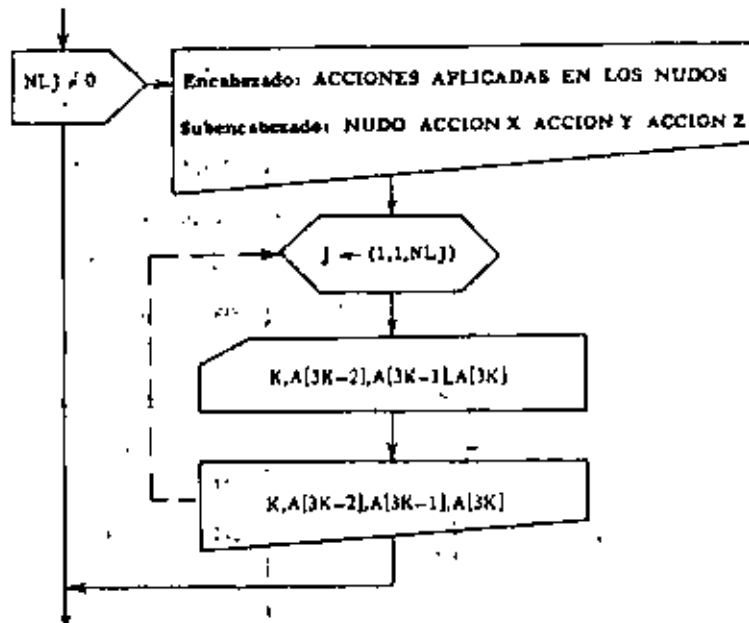


3. Entrada e impresión de datos de carga

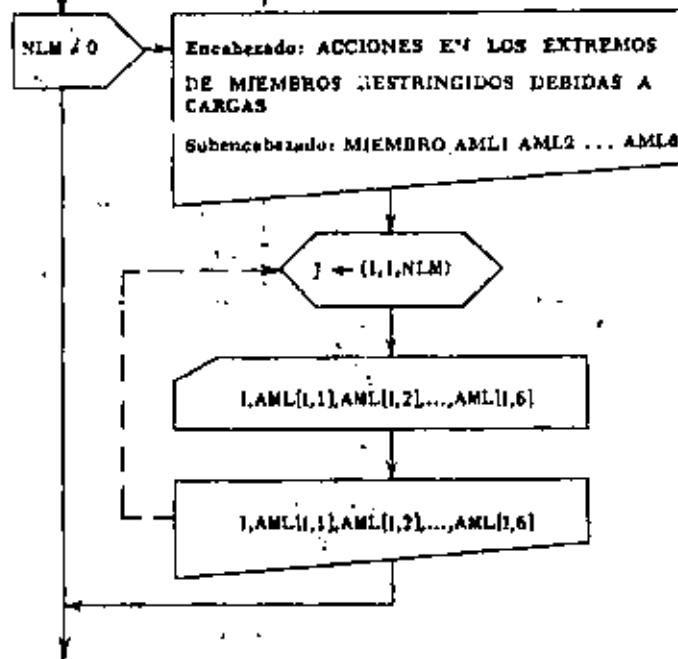
a. Números de nudos y miembros cargados



3b. Acciones aplicadas en los nudos.

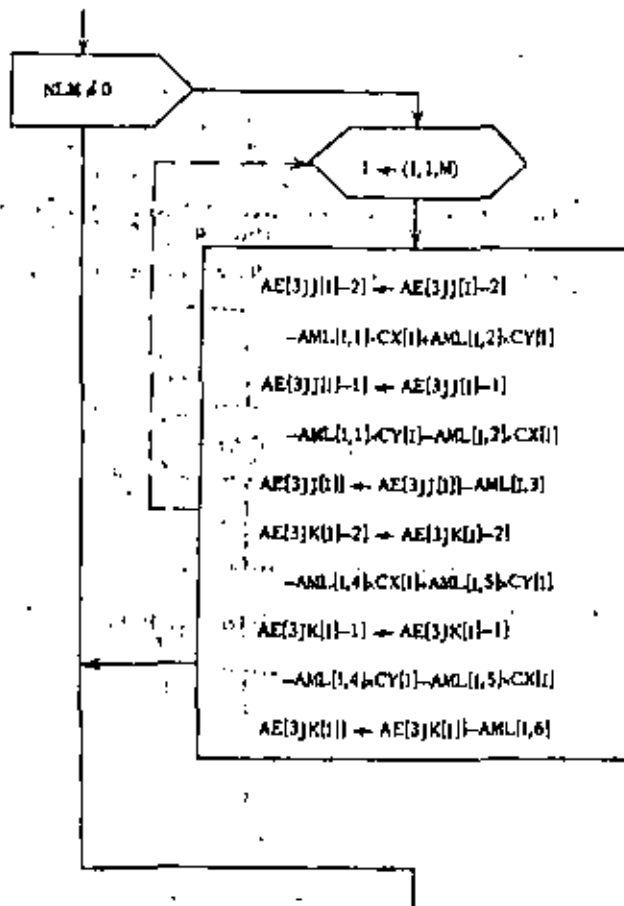


c. Acciones en los extremos de miembros restringidos debidas a cargas

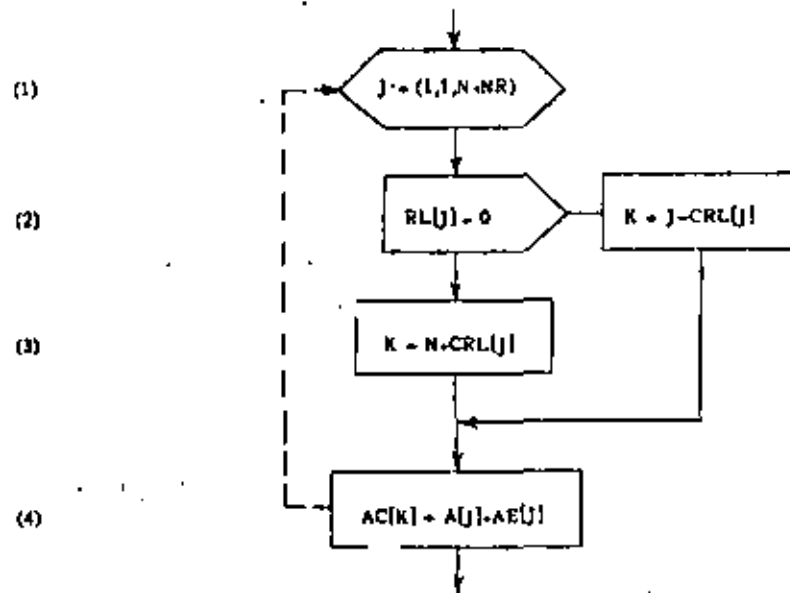


4. Construcción de vectores asociados con cargas

a. Cargas de nudo equivalentes

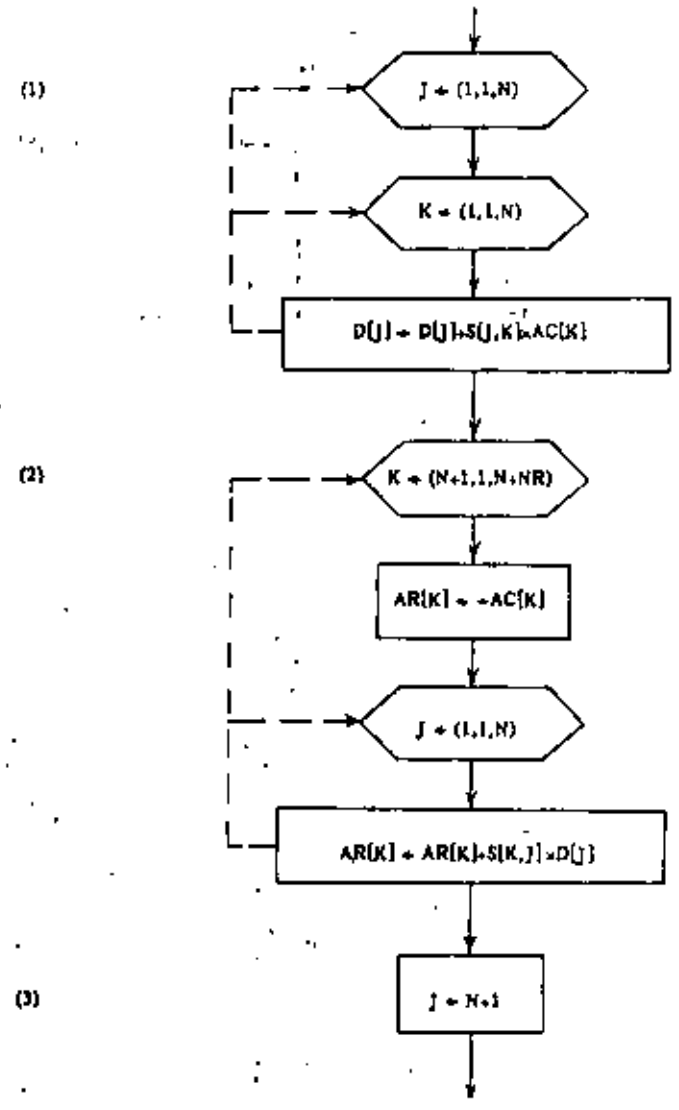


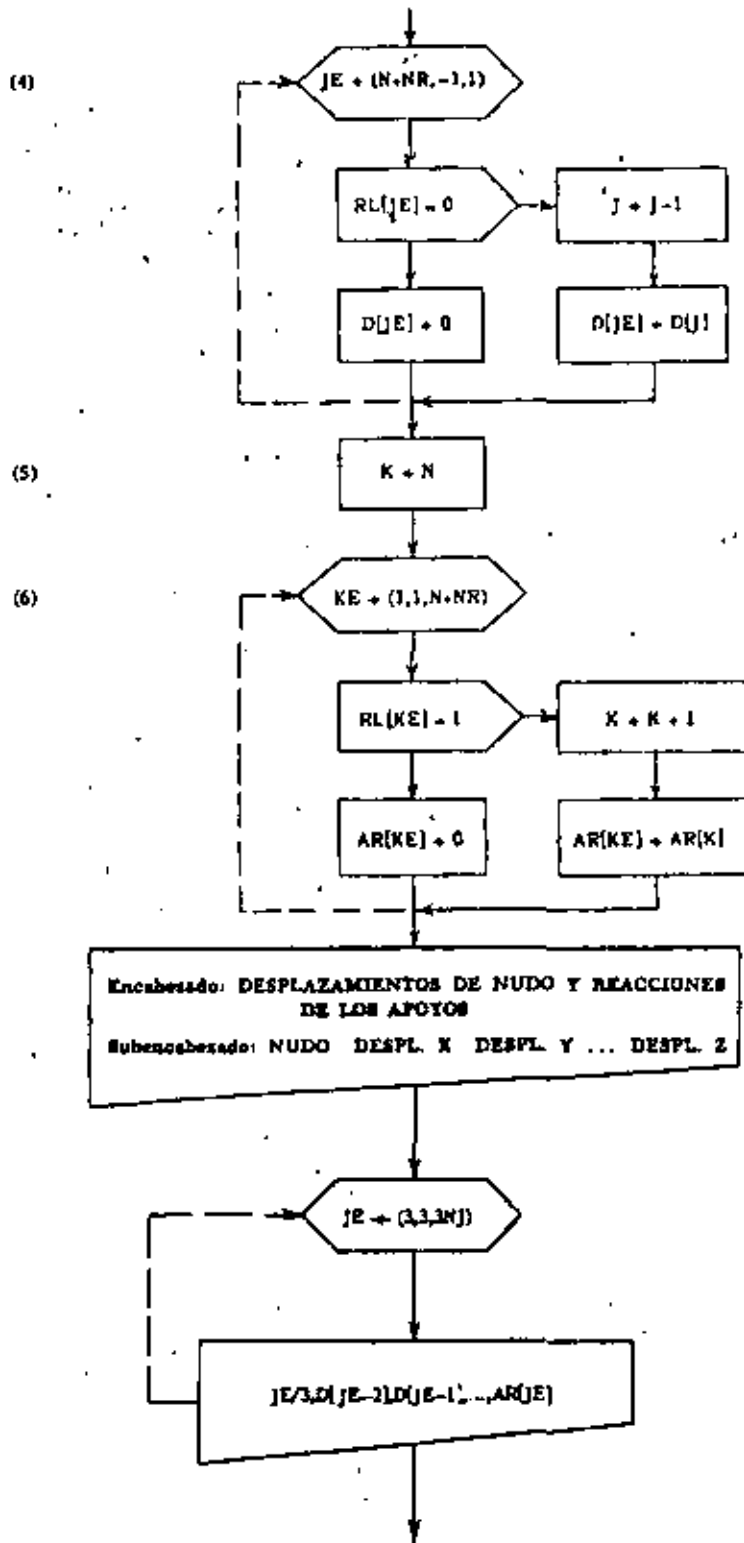
b. Cargas de nudo combinadas



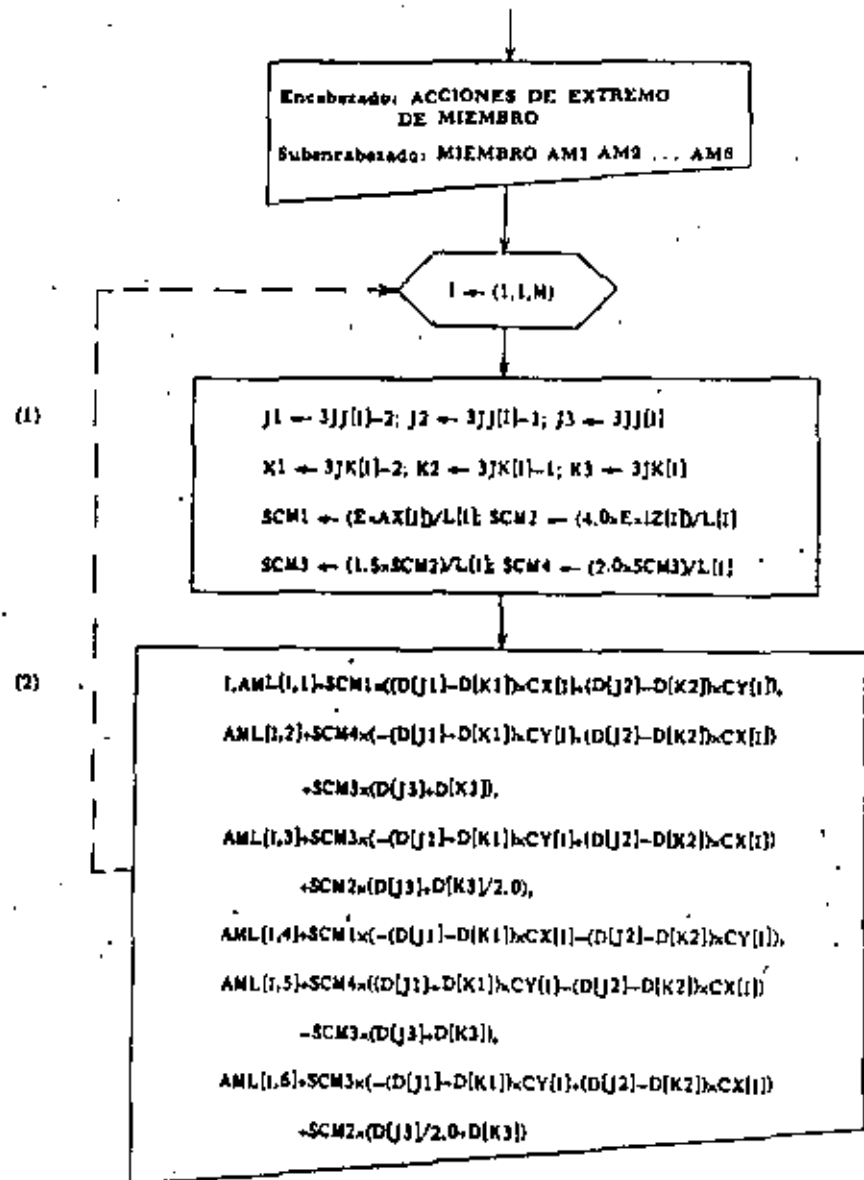
5. Cálculo y salida de resultados

a. Desplazamientos de nudos y reacciones de apoyos





5b. Acciones de extremo de miembro



Encabezado: ACCIONES DE EXTREMO DE MIEMBRO
Subencabezado: MIEMBRO AM1 AM2 ... AM8

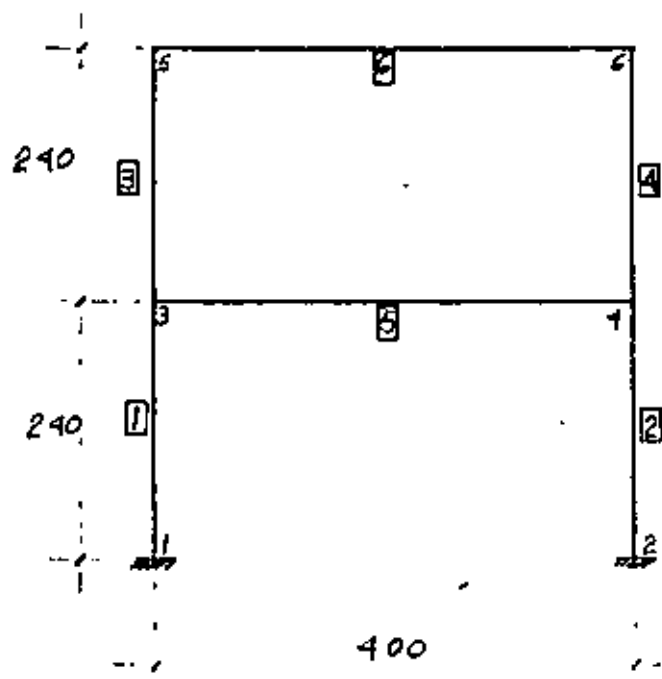
I ← (1,1,M)

(1)

$j1 \leftarrow 3J(I)-2; j2 \leftarrow 3J(I)-1; j3 \leftarrow 3J(I)$
 $x1 \leftarrow 3K(I)-2; K2 \leftarrow 3K(I)-1; K3 \leftarrow 3K(I)$
 $SCM1 \leftarrow (E \cdot AX(I))/L(I); SCM2 \leftarrow (4.0 \cdot E \cdot IZ(I))/L(I)$
 $SCM3 \leftarrow (1.5 \cdot SCM2)/L(I); SCM4 \leftarrow (2.0 \cdot SCM3)/L(I)$

(2)

$I, AML(I,1) \cdot SCM1 \cdot (-(D(J1)-D(K1)) \cdot CX(I)) \cdot (D(J2)-D(K2)) \cdot CY(I),$
 $AML(I,2) \cdot SCM4 \cdot (-(D(J1)-D(K1)) \cdot CY(I)) \cdot (D(J2)-D(K2)) \cdot CX(I))$
 $+ SCM3 \cdot (D(J3) \cdot D(K3)),$
 $AML(I,3) \cdot SCM3 \cdot (-(D(J2)-D(K1)) \cdot CY(I)) \cdot (D(J2)-D(K2)) \cdot CX(I))$
 $+ SCM2 \cdot (D(J3) \cdot D(K3)/2.0),$
 $AML(I,4) \cdot SCM1 \cdot (-(D(J1)-D(K1)) \cdot CX(I)) \cdot (D(J2)-D(K2)) \cdot CY(I),$
 $AML(I,5) \cdot SCM4 \cdot ((D(J1)-D(K1)) \cdot CY(I)) \cdot (D(J2)-D(K2)) \cdot CX(I))$
 $- SCM3 \cdot (D(J3) \cdot D(K3)),$
 $AML(I,6) \cdot SCM3 \cdot (-(D(J1)-D(K1)) \cdot CY(I)) \cdot (D(J2)-D(K2)) \cdot CX(I))$
 $+ SCM2 \cdot (D(J3)/2.0 \cdot D(K3))$



EJEMPLO

STRUCTURE MARCO PRUEBA
TYPE PLANE FRAME
NUMBER OF JOINTS 6
NUMBER OF MEMBERS 6
NUMBER OF SUPPORTS 2
NUMBER OF LOADINGS 1
JOINT COORDINATES
1 0.00 0.00 S
2 4.00 0.00 S
3 0.00 2.40
4 4.00 2.40
5 0.00 4.80
6 4.00 4.80
MEMBER INCIDENCES
1 1 3
2 2 4
3 3 5
4 4 6
5 3 4
6 5 6
MEMBER PROPERTIES PRISMATIC
1 THRU 4 AX 0.09 IZ 0.00068
5 THRU 6 AX 0.08 IZ 0.00107
CONSTANTS E 1414213.6 ALL
TABULATE ALL
LOADING 1 CARGA VERTICAL
MEMBER LOADS
5 THRU 6 FORCE Y UNIF -1.0
SOLVE
PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.

STRUCTURE MARCO PRUEBA

LOADING 1 CARGA VERTICAL

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	3.999	-0.247	-0.20
1	3	-3.999	0.247	-0.39
2	2	3.999	0.247	0.20
2	4	-3.999	-0.247	0.39
3	3	2.000	-0.716	-0.75
3	5	-2.000	0.716	-0.96
4	4	1.999	0.716	0.75
4	6	-1.999	-0.716	0.96
5	3	-0.468	2.000	1.15
5	4	0.468	1.999	-1.15
6	5	0.716	2.000	0.96
6	6	-0.716	1.999	-0.96

APPLIED JOINT LOADS, FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
3	-0.000	0.000	0.00
4	0.000	0.000	-0.00
5	0.000	-0.000	0.00
6	-0.000	-0.000	-0.00

REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	0.247	3.999	-0.20
2	-0.247	3.999	0.20

FREE JOINT DISPLACEMENTS

24

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
3	-0.0000	-0.0000	-0.0002
4	0.0000	-0.0000	0.0002
5	0.0000	-0.0001	-0.0004
6	-0.0000	-0.0001	0.0004

PROGRAMAS GENERALES DE ANALISIS ESTRUCTURAL.

ASKA.- Desarrollado en el Institut Fur Statik und Dynamik de la Universidad de Stuttgart en Alemania es probablemente el precursor de los programas generales de análisis estructural. Su biblioteca de elementos finitos (Tabla 1) es amplia y formada en gran parte con resultados de investigaciones efectuadas bajo la dirección de Argyris. Aun cuando no tiene opciones de pre y postproceso, la entrada de datos es por un lenguaje de fácil uso. Contiene opciones para guardar información de solución parcial y continuar el proceso por subestructura, opción que también incluye este programa.

DAISY.- El programa de análisis general que utiliza la Lockheed Missile and Space Company. La biblioteca de elementos finitos contempla los mismos tipos de elementos que STRUDL (Tabla 1). La entrada de datos es por medio de un lenguaje de simple comunicación usuario-computadora que permite llamar a los submódulos conforme se requiera. Las opciones de pre y postproceso son, tal vez, las más elaboradas en este tipo de programas. Lockheed ha desarrollado un extenso sistema interactivo de gráficas en pantalla que permite al usuario la fácil verificación del modelo y resultados. El sistema de gráficas incluye: rotación del modelo, vistas por ángulos arbitrarios, amplificación de secciones, cortes, graficación de configuraciones deformados, etc.

NASTRAN.- Desarrollado por Computer Sciences Corporation para la NASA, es un programa general muy completo con amplia biblioteca de elementos (Tabla 1), donde la falta del elemento sólido tridimensional es evidente y tal vez se tenga en versiones recientes del programa. La entrada de datos es por medio de un lenguaje simplificado a la manera de ASKA y DAISY. Además de los tipos usuales de análisis; estático y dinámico, NASTRAN incluye pandeo análisis no lineal y análisis dinámico con amortiguamiento general y en consecuencia, eigen-valores complejos.

SAP.- Desarrollado en la U. de California, Berkeley, es a la fecha el programa más eficiente para análisis general de estructuras. Esta eficiencia está centrada en el método directo de rigideces implementando con indicadores para ensamble de una matriz global compacta y en el algoritmo de solución del sistema de ecuaciones por bloques y columnas activas (pero no compactas). Sin embargo, SAP no es un programa orientado totalmente al uso práctico y por esto carece de un lenguaje usuario-computadora y la entrada de datos es en formato rígido. No tiene capacidad de pre y postproceso, pero usuarios independientes han desarrollado en fechas recientes programas adicionales para estas funciones, los cuales son compatibles con SAP. La versión más usada (SAP IV) está formada por una amplia biblioteca de elementos finitos (Tabla 1).

STRU DL.- Desarrollado en el MIT, STRU DL es un subsistema del paquete ICES para análisis de problemas de ingeniería civil. El lenguaje de comunicación POL (Problem Oriented Language) es elaborado y de fácil manejo para el usuario. La biblioteca de elementos (Tabla 1) es amplia, notándose la ausencia de elementos axisimétricos. STRU DL sin embargo, tiene el problema de producir costos elevados de operación. El programa proporciona al usuario con un paquete de diseño para armaduras y marcas de acero y concreto, pero el uso de estas opciones no tiene mucha aceptación.

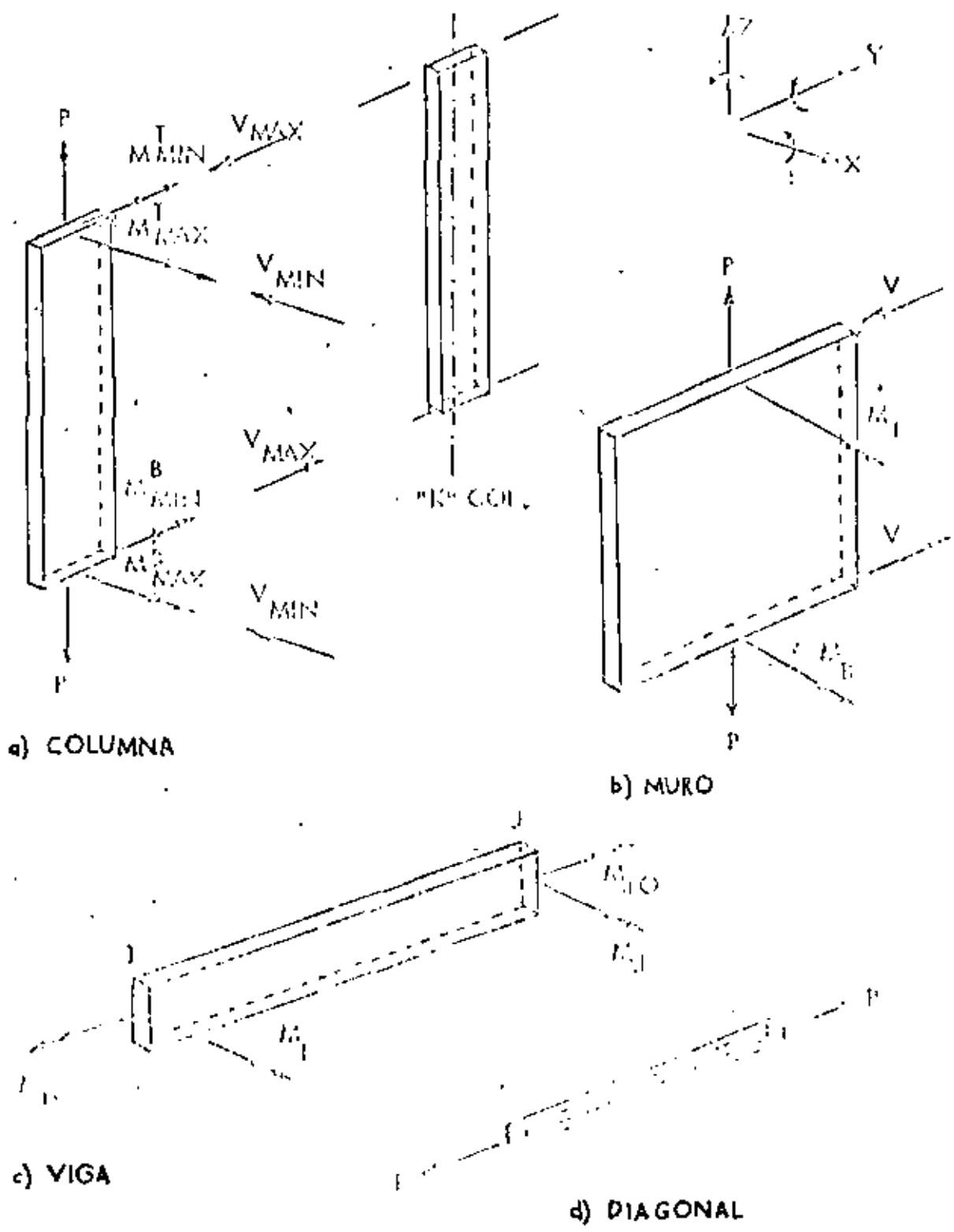


Fig 3 Convención de signos para las acciones en los miembros

Approximate Analytical Model for Multistory Frames

WILLIAM J. LEMESSURIER, ROBERT J. McNAMARA, AND J. C. SCRIVENER

33

$$I_{mc} = q \sum_{i=1}^q (I_{pi})_i$$

$$A_{mc} = \frac{1}{q} \sum_{i=1}^q (A_{pi})_i$$

$$I_{ms} = \sum_{i=1}^q (I_{ps})_i$$

$$A_{ms} = \sum_{i=1}^q (A_{ps})_i$$

where

- q = Number of stories modeled into one
- I_{mc}, I_{ms} = Moments of inertia of the model column and model girder, respectively
- A_{mc}, A_{ms} = Cross-sectional areas of the model column and girder, respectively
- $(I_{pi})_i, (I_{ps})_i$ = Moments of inertia of the i th story of the q stories modeled into one for the prototype column and girder, respectively
- $(A_{pi})_i, (A_{ps})_i$ = Cross-sectional area of the i th story of the q stories modeled into one for the prototype column and girder, respectively

Lateral Loading—

$$P_m = \sum_{i=1}^q (P_p)_i$$

Internal Moments and Forces—

$$M_{pc} = \frac{M_{mc}}{q}$$

$$M_{ps} = \frac{M_{ms}}{q}$$

$$N_{ps} = \frac{N_{ms}}{q}$$

$$N_{pc} = N_{mc}$$

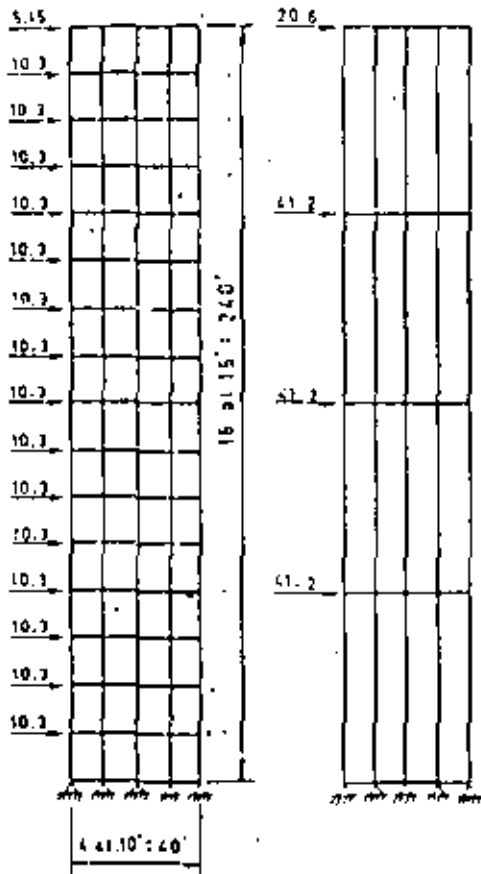


Fig. 1a-Prototype.

Fig. 1b-Model.

Fig. 1. Unbraced prototype and model frames—Example 1

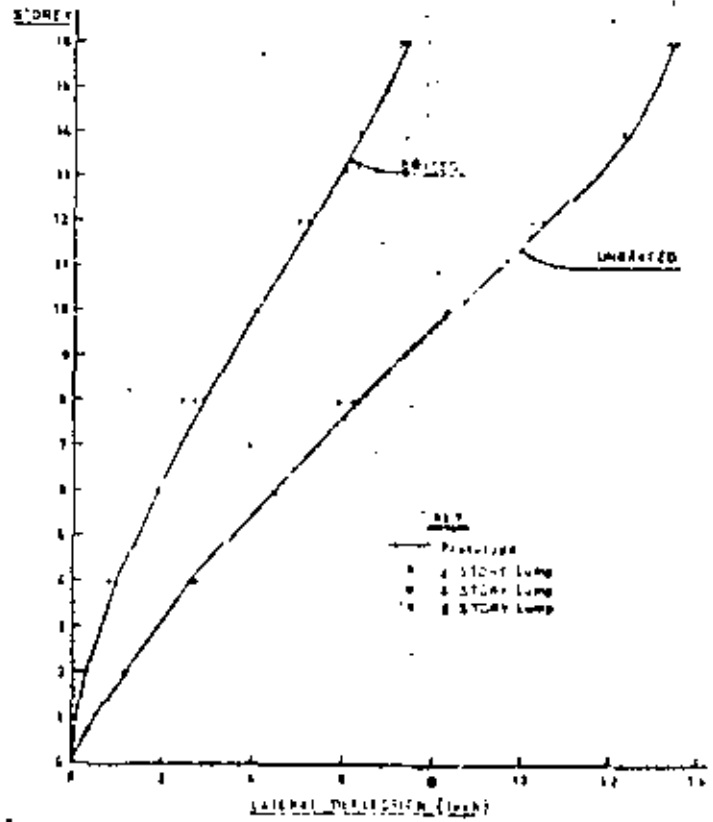
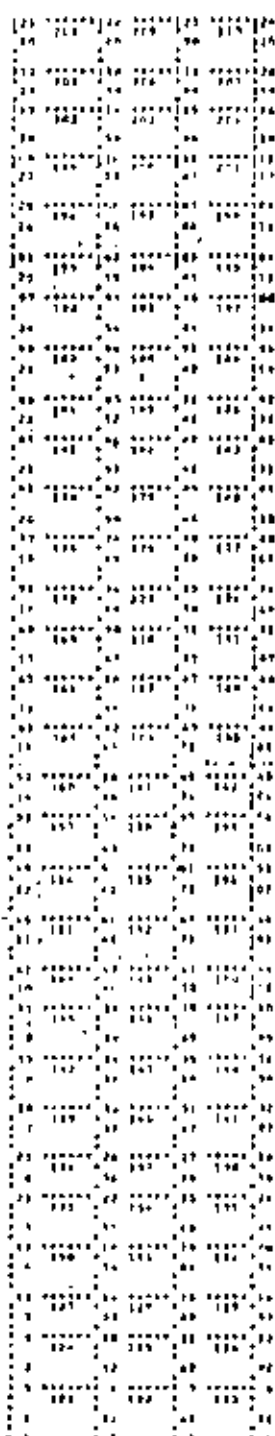


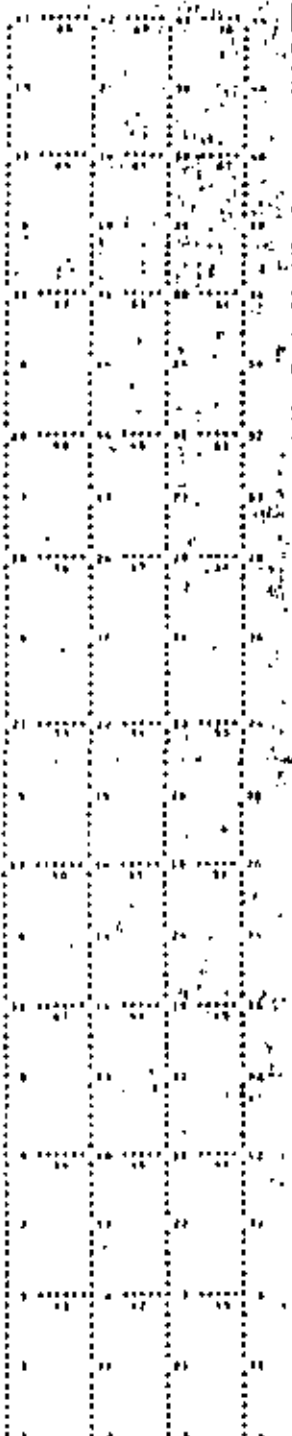
Fig. 3. Comparison of deflected profiles of prototype and models of Example 1

PROTECÇÃO DO TUBO DE PROTECÇÃO



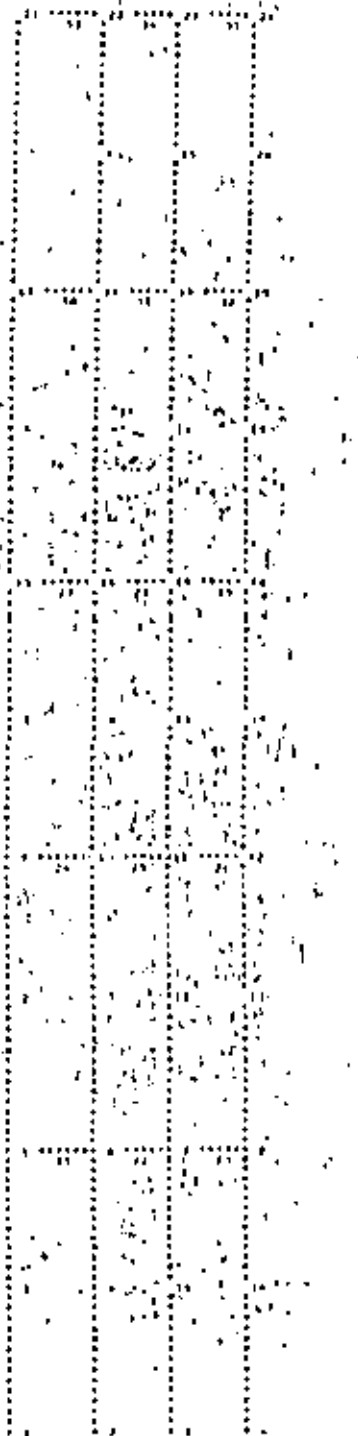
protetora
(fig. 14)

MODELO B



modelo B
(fig. 1B)

MODELO C



modelo C
(fig. 1C)

	Prototipo	Modelo B (3 pisos/1)	Modelo C (6 pisos/1)
Columnas (area)	0.40	$1/3(0.40 + 0.40 + 0.40) = 0.40$	$1/6(0.4 + 0.4 + 0.4 + 0.4 + 0.4 + 0.4) = 0.40$
Trabes (area)	0.21	$(0.21 + 0.21 + 0.21) = 0.63$	$(0.21 + 0.21 + 0.21 + 0.21 + 0.21 + 0.21) = 1.26$
Columnas (inerzia)	0.0144	$3(0.0144 + 0.0144 + 0.0144) = 0.1296$	$6(0.0144 + 0.0144 + 0.0144 + 0.0144 + 0.0144 + 0.0144) = 0.5184$
Trabes (inerzia)	0.008575	$(0.008575 + 0.008575 + 0.008575) = 0.025725$	$(0.008575 + 0.008575 + 0.008575 + 0.008575 + 0.008575 + 0.008575) = 0.5145$

Tabla 1

STRUCTURE MARCO MODELO (6 PISOS EN 1)

TYPE PLANE FRAME

NUMBER OF JOINTS 24

NUMBER OF MEMBERS 35

NUMBER OF SUPPORTS 4

NUMBER OF LOADINGS 1

JOINT COORDINATES

1	0.00	0.00	S
2	6.00	0.00	S
3	12.00	0.00	S
4	18.00	0.00	S
5	0.00	18.00	
6	6.00	18.00	
7	12.00	18.00	
8	18.00	18.00	
9	0.00	36.00	
10	6.00	36.00	
11	12.00	36.00	
12	18.00	36.00	
13	0.00	54.00	
14	6.00	54.00	
15	12.00	54.00	
16	18.00	54.00	
17	0.00	72.00	
18	6.00	72.00	
19	12.00	72.00	
20	18.00	72.00	
21	0.00	90.00	
22	6.00	90.00	
23	12.00	90.00	
24	18.00	90.00	

MEMBER INCIDENCES

1	1	5
2	5	9
3	9	13
4	13	17
5	17	21
6	2	6
7	6	10
8	10	14
9	14	18
10	18	22
11	3	7
12	7	11
13	11	15
14	15	19
15	19	23
16	4	8
17	8	12
18	12	16
19	16	20
20	20	24
21	5	6
22	6	7

23 7 8
24 9 10
25 10 11
26 11 12
27 13 14
28 14 15
29 15 16
30 17 18
31 18 19
32 19 20
33 21 22
34 22 23
35 23 24

08

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 THRU 20 AX 0.40000 IZ 0.51840000
21 THRU 32 AX 1.26000 IZ 0.05142000
33 THRU 35 AX 0.84000 IZ 0.03428000

CONSTANTS E 1414214.0 ALL

TABULATE ALL

LOADING 1 FUERZAS LATERALES

JOINT LOADS

5 FORCE X 9.10
9 FORCE X 17.94
13 FORCE X 26.30
17 FORCE X 36.66
21 FORCE X 29.64

SOLVE

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.

LOADING 1 FUERZAS LATERALES

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	-296.355	25.709	430.22
1	5	296.355	-25.709	32.54
2	5	-215.641	19.441	217.04
2	9	215.641	-19.441	132.90
3	9	-130.254	15.656	130.40
3	13	130.254	-15.656	151.40
4	13	-61.617	10.913	60.69
4	17	61.617	-10.913	135.74
5	17	-17.670	3.087	0.01
5	21	17.670	-3.087	55.55
6	2	-61.677	34.044	480.18
6	6	61.677	-34.044	132.60
7	6	-54.838	35.739	364.75
7	10	54.838	-35.739	278.55
8	10	-41.122	30.562	267.77
8	14	41.122	-30.562	282.35
9	14	-25.572	22.200	169.93
9	18	25.572	-22.200	229.68
10	18	-9.687	11.683	77.75
10	22	9.687	-11.683	132.55
11	3	61.738	34.032	480.04
11	7	-61.738	-34.032	132.53
12	7	54.869	35.737	364.74
12	11	-54.869	-35.737	278.53
13	11	41.144	30.562	267.76
13	15	-41.144	-30.562	282.35
14	15	25.581	22.196	169.89
14	19	-25.581	-22.196	229.64
15	19	9.687	11.684	77.76
15	23	-9.687	-11.684	132.55
16	4	296.295	25.680	429.83
16	8	-296.295	-25.680	32.40
17	8	215.610	19.441	217.08
17	12	-215.610	-19.441	132.87
18	12	130.232	15.657	130.39

18	16	-130.232	-15.657	151.43
19	16	61.608	10.904	60.61
19	20	-61.608	-10.904	135.65
20	20	17.670	3.088	0.05
20	24	-17.670	-3.088	55.53
21	5	2.825	-80.714	-249.59
21	6	-2.825	80.714	-234.69
22	6	4.522	-87.554	-262.67
22	7	-4.522	87.554	-262.65
23	7	6.226	-80.684	-234.62
23	8	-6.226	80.684	-249.48
24	9	14.125	-85.387	-263.31
24	10	-14.125	85.387	-249.01
25	10	8.974	-99.102	-297.31
25	11	-8.974	99.102	-297.29
26	11	3.779	-85.377	-249.00
26	12	-3.779	85.377	-263.26
27	13	21.489	-68.636	-212.10
27	14	-21.489	68.636	-199.71
28	14	13.046	-84.186	-252.57
28	15	-13.046	84.186	-252.55
29	15	4.690	-68.624	-199.70
29	16	-4.690	68.624	-212.04
30	17	28.765	-43.947	-135.75
30	18	-28.765	43.947	-127.92
31	18	18.250	-59.832	-179.50
31	19	-18.250	59.832	-179.48
32	19	7.735	-43.938	-127.91
32	20	-7.735	43.938	-135.71
33	21	26.469	-17.670	-55.54
33	22	-26.469	17.670	-50.47
34	22	14.786	-27.357	-82.07
34	23	-14.786	27.357	-82.06
35	23	3.056	-17.670	-50.48
35	24	-3.056	17.670	-55.53

40

APPLIED JOINT LOADS: FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
5	9.093	-0.000	0.00
6	0.001	0.000	-0.00
7	-0.001	-0.000	0.00
8	0.011	0.000	0.00
9	17.911	-0.000	-0.00
10	0.025	0.000	0.00
11	-0.020	-0.000	0.00
12	0.005	-0.000	0.00
13	26.232	-0.000	0.00
14	-0.081	0.000	0.00
15	0.010	0.000	0.00
16	0.061	-0.000	0.00
17	36.591	0.000	0.00

18	0.002	0.000	0.00
19	-0.002	-0.000	0.00
20	0.079	-0.000	0.00
21	29.557	0.000	0.00
22	0.700	-0.000	0.00
23	-0.046	-0.000	0.00
24	0.032	-0.000	0.00

41

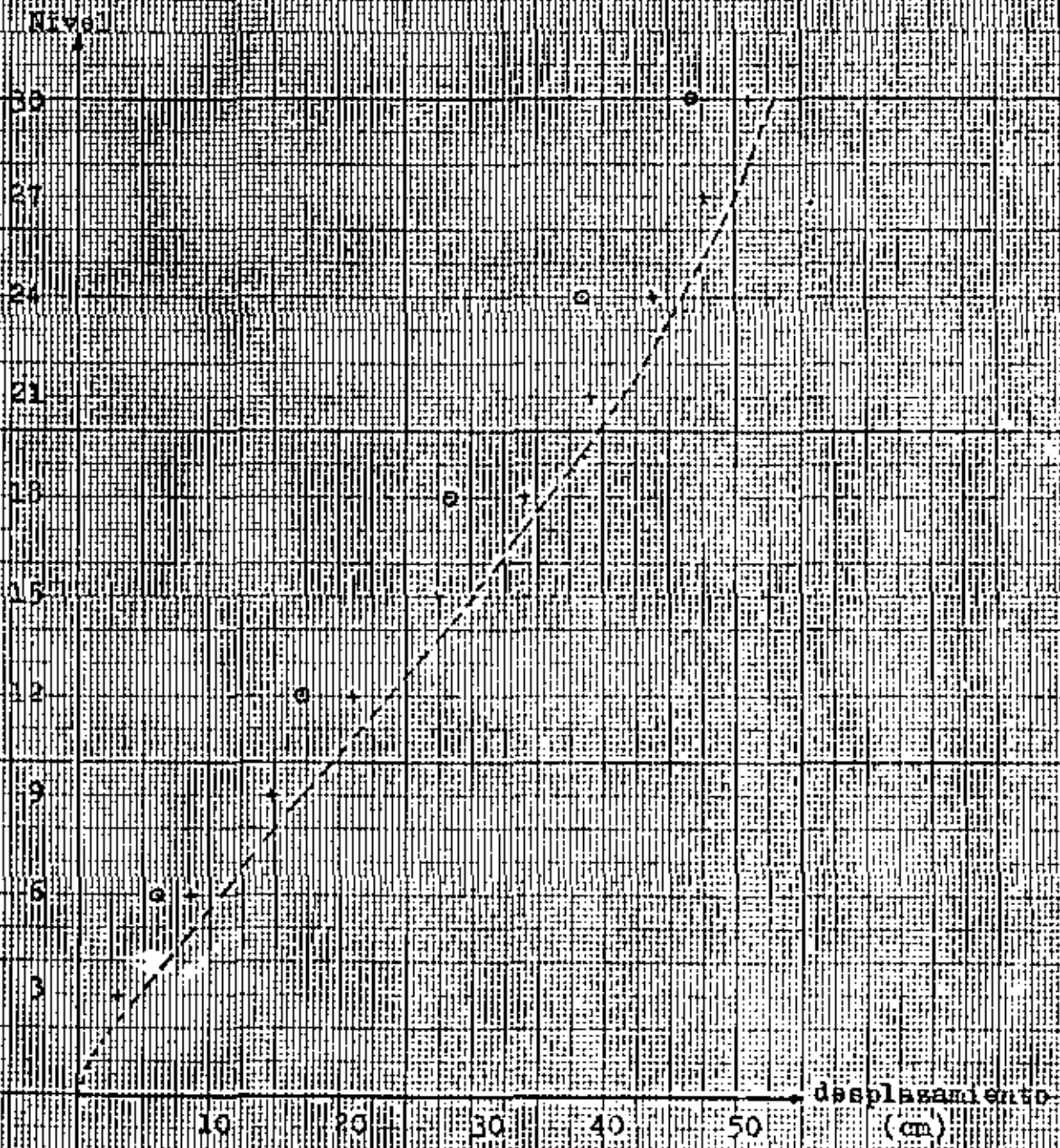
REACTIONS, APPLIED LOADS SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	-25.709	-296.355	430.22
2	-34.044	-61.677	480.18
3	-34.032	61.738	480.04
4	-25.680	296.295	429.83

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	ROTATION
5	0.0609	0.0094	-0.0048
6	0.0609	0.0019	-0.0042
7	0.0609	-0.0019	-0.0042
8	0.0609	-0.0094	-0.0048
9	0.1710	0.0162	-0.0059
10	0.1709	0.0037	-0.0053
11	0.1709	-0.0037	-0.0053
12	0.1709	-0.0162	-0.0059
13	0.2855	0.0204	-0.0056
14	0.2854	0.0050	-0.0051
15	0.2854	-0.0050	-0.0051
16	0.2854	-0.0204	-0.0056
17	0.3863	0.0223	-0.0047
18	0.3862	0.0058	-0.0044
19	0.3861	-0.0058	-0.0044
20	0.3861	-0.0223	-0.0047
21	0.4674	0.0229	-0.0040
22	0.4673	0.0061	-0.0037
23	0.4672	-0.0061	-0.0037
24	0.4672	-0.0229	-0.0040

GRAFICA DE DEFORMACIONES (Fig. 2)



- prototipo
- + modelo B
- o modelo C

ELEMENTOS MECANICOS

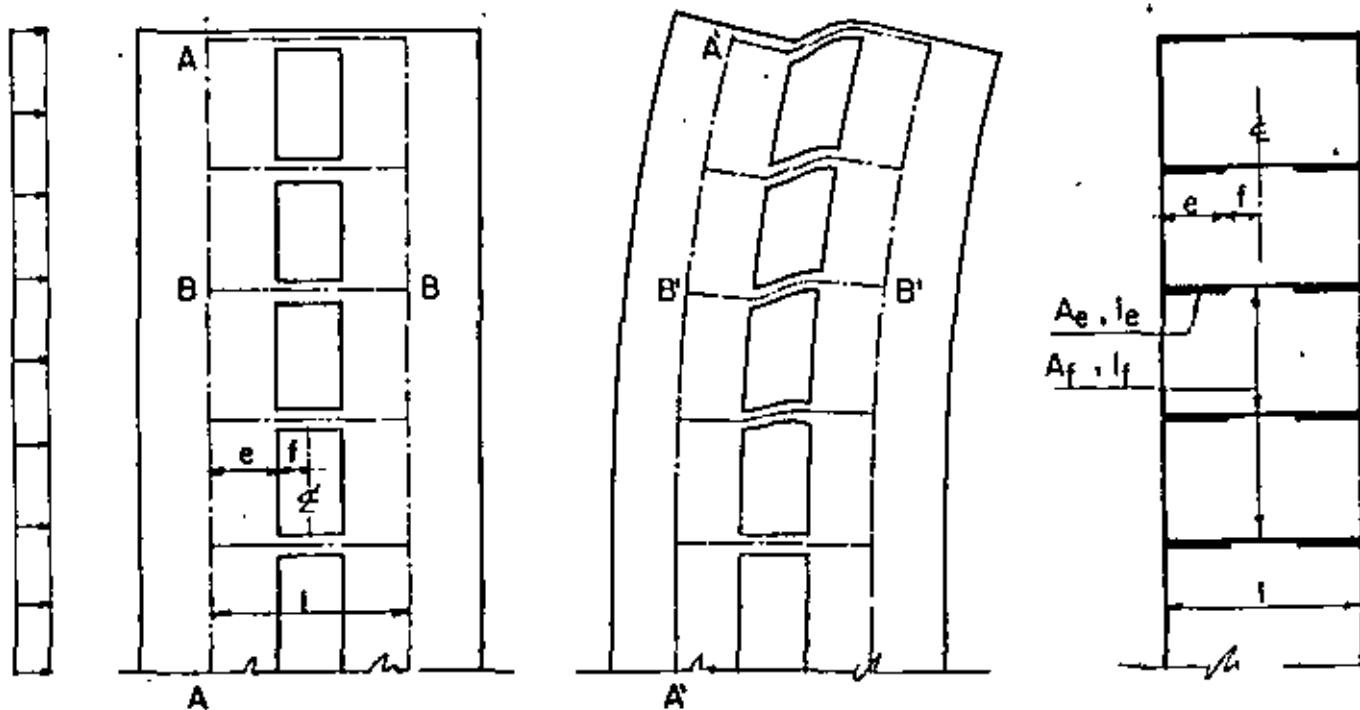
Prototipo	Modelo b	Modelo C
axial momento	axial momento	axial momento
1.556 -55.73	4.677 -167.11	8.974 -297.31
1.556 -55.73	1.559 -55.70	1.496 -49.55

Tabla 2

Nota: los elementos mecánicos corresponden a la trabe central del piso # 12

Análisis de Muros de Cortante Usando Programas Estándar para Computadoras

Se analizan muros y marcos de muros de cortante por medio de programas de computadoras con los que están familiarizados los ingenieros. Este método permite analizar muros de cortante con un número arbitrario de franjas de aberturas de cualquier forma y de muros de cortante escalonados. Se pueden tomar en cuenta las alturas variables de piso y cualquier distribución de carga de viento.



1(a) SHEAR WALL

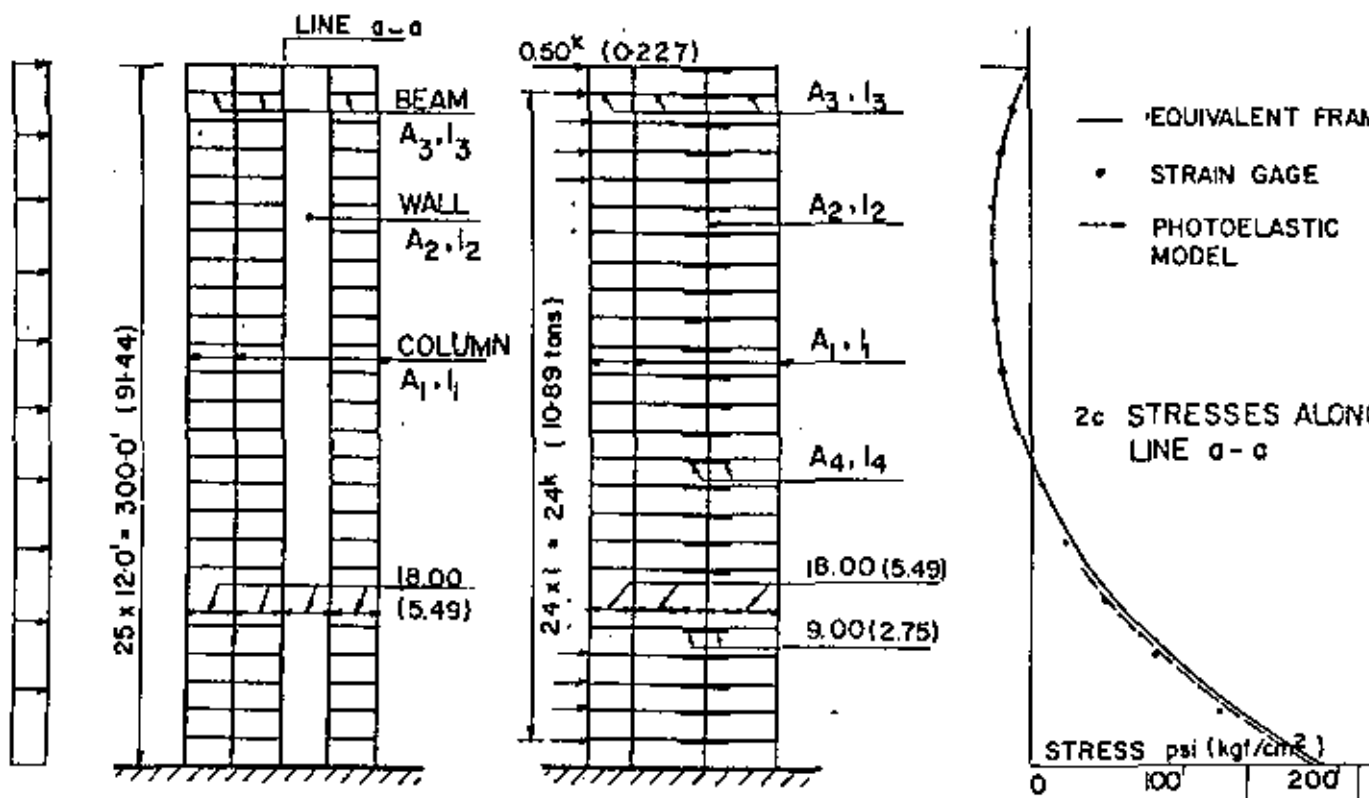
1(b) SHEAR WALL UPON LOADING

1(c) EQUIVALENT FRAME

TABLE I—RELATIONSHIP BETWEEN CROSS-SECTIONAL PROPERTIES OF CENTER SECTIONS AND END SECTIONS OF CONNECTING BEAMS OF SHEAR WALLS

e/l	K_1	K_2
0.5	50	238
1.0	100	700
2.0	200	2600
3.0	300	6300
5.0	500	21500

Cross-sectional area: $A_e = K_1 A_f$ (see Fig. 1)
 Moment of inertia: $I_e = K_2 I_f$



2a SHEAR WALL-FRAME

2b EQUIVALENT FRAME

2c STRESSES ALONG LINE a-a

MEMBER	AREA ft ² (m ²)	MOMENT OF INERTIA ft ⁴ (m ⁴)
COLUMN	2.0 (0.19)	0.67 (0.0058)
WALL	18.0 (1.67)	486.00 (4.18)
BEAM	15 (0.14)	0.28 (0.0024)
END SECTION	150.0 (13.94)	196.00 (1.690)



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

EDIFICIOS ALTOS

ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Autor: Robert Park y Thomas Pauley

Expositor: Ing. José Luis Sánchez Martínez

AGOSTO, 1983

5

estructuras de concreto

Robert Park y Thomas Pauley

5.1 INTRODUCCION

La experiencia obtenida de los temblores y de las pruebas de laboratorio, ha mostrado que el concreto reforzado bien diseñado y detallado, es apropiado para las estructuras resistentes a sismos. Los capítulos anteriores han recalcado que las cargas estáticas horizontales de diseño recomendadas por la mayoría de los reglamentos, son de tal naturaleza, que las estructuras podrán resistir únicamente sismos moderados sin sufrir daño estructural. Los posibles temblores severos sólo podrán ser resistidos si los miembros son lo suficientemente dúctiles para absorber y disipar la energía sísmica mediante deformaciones inelásticas. Esto requiere que el proyectista establezca los niveles posibles de resistencia en flexión y cortante de los elementos y sus conexiones, y que asegure una ductilidad adecuada. Deben evitarse todas las formas de falla frágil.

Este capítulo comienza examinando la resistencia y ductilidad de los elementos de concreto reforzado. Enseguida se describe el diseño de marcos y muros de cortante de concreto reforzado resistentes a sismos. También se le presta atención a las pilas de concreto reforzado para puentes, así como a los marcos preforzados. Se hace referencia al Reglamento de las Construcciones del American Concrete Institute (ACI 318-77)^{5.1} puesto que es uno de los reglamentos de concreto que contienen disposiciones sísmicas de mayor uso. Asimismo, se utiliza el método de diseño por resistencia, ya que, como se mencionó anterior-

mente, el diseño sísmico requiere un comportamiento de la estructura en el rango inelástico. Los niveles de resistencia disponible en los diferentes modos de falla, no pueden establecerse con precisión si se utiliza el método de esfuerzos de trabajo.

5.2 DISPOSICIONES PARA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

5.2.1 Cargas de diseño

En el diseño por resistencia, las cargas de diseño (últimas), se determinan a partir de las cargas de servicio usando factores de carga, que tienen el propósito de lograr una seguridad adecuada. Por ejemplo, el Reglamento ACI^{5.1} recomienda que la resistencia requerida U que se proporciona para resistir la carga muerta D , la carga viva L y la carga sísmica E , debe ser por lo menos igual a la requerida en el peor de los casos de carga siguientes:

$$U = 1.4D + 1.7L \quad (5.1)$$

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E) \quad (5.2)$$

donde L puede tomar la totalidad de su valor, o cero, y

$$U = 0.9D + 1.43E \quad (5.3)$$

5.2.2 Resistencia de la sección

La resistencia ideal en una sección de un miembro S_i , se obtiene a partir de la teoría que predice el comportamiento en la falla de la sección, así como en las dimensiones dadas del miembro y las resistencias especificadas de los materiales. Otros niveles de resistencia pueden relacionarse convenientemente con la resistencia ideal.

La resistencia confiable S_d está dada por:

$$S_d = \varphi S_i \quad (5.4)$$

donde φ es el factor de reducción de resistencia, que toma en cuenta las aproximaciones de los cálculos y las variaciones en las resistencias de los materiales, mano de obra y dimensiones. Los valores de φ recomendados por el Reglamento ACI dependen de la importancia de las cantidades variables: para flexión en vigas $\varphi = 0.9$; para flexión y compresión axial en columnas, si contienen refuerzo transversal en espiral, $\varphi = 0.75$, o de otra forma, $\varphi = 0.7$ (en secciones en las que la compresión axial se aproxima a cero, $\varphi \rightarrow 0.9$), y para cortante y torsión, $\varphi = 0.85$.

La sobrerresistencia S_o está dada por:

$$S_o = \varphi_o S_i \quad (5.5)$$

donde φ_o es el factor de sobrerresistencia que toma en cuenta todas las fuentes de aumento de la resistencia, y es mayor que la unidad. Por ejemplo, la resistencia a la fluencia real del acero y la resistencia real del concreto pueden resultar considerablemente mayores que las resistencias especificadas. Otros factores incluyen el aumento en la resistencia del acero debida al endurecimiento por deformación para grandes deformaciones inelásticas de los miembros, una mayor cantidad de acero que la requerida por los cálculos, colocada en las secciones y tamaños de la sección de concreto mayores que los supuestos.

Los diferentes niveles de resistencia descritos en las ecuaciones 5.4 y 5.5, pueden utilizarse en los cálculos, para asegurar que los miembros de la estructura alcancen su resistencia en la secuencia deseada al ocurrir un sismo severo.

5.2.3 Ductilidad de la sección

El comportamiento dúctil significa la habilidad de soportar grandes deformaciones inelásticas, mientras la resistencia se mantiene esencialmente constante. La ductilidad disponible de las secciones de concreto reforzado y presforzado depende primordialmente del contenido de acero longitudinal de tensión y de compresión, del contenido de acero transversal para el confinamiento del concreto y la restricción contra el pandeo de las varillas, de las resistencias del concreto y del acero y de la magnitud de la carga axial. Deben evitarse las posibilidades de falla por cortante y adherencia. En la actualidad, los reglamentos no indican en forma explícita el nivel de ductilidad que las secciones deban ser capaces de alcanzar, donde ocurran articulaciones; sin embargo, recomiendan prácticas para el detallado con el propósito de asegurar una ductilidad adecuada.

5.3 COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO Y DEL ACERO

5.3.1 Concreto

La figura 5.3 muestra las curvas representativas de esfuerzo-deformación que se obtuvieron a partir de cilindros de concreto de peso normal, cargados en compresión monoaxial en un ensayo conducido durante varios minutos. Las curvas son casi lineales hasta casi la mitad de la resistencia a la compresión, y en esta región lineal el módulo de elasticidad para concreto de peso normal puede considerarse igual a $57\,000 \sqrt{f'_c}$ psi ($4\,730 f'_c$ MPa) donde f'_c es la resistencia a la compresión del

cilindro de concreto. La deformación unitaria correspondiente al esfuerzo máximo es de 0.002. Cuando la carga se aplica a un ritmo rápido de deformación unitaria, tanto el módulo de elasticidad como la resistencia del concreto aumentan. Por ejemplo, para un ritmo de deformación de 0.01/seg., la resistencia del concreto puede incrementarse hasta en un 17%. Las cargas repetidas de compresión con gran intensidad producen un efecto pronunciado de histéresis en la curva esfuerzo-deformación, como se ilustra en la figura 5.1. Las pruebas indican que la curva envolvente es casi idéntica a la que se obtiene en una sola aplicación de la carga. Para concreto de peso normal, el módulo de ruptura puede tomarse aproximadamente igual a $7.5 \sqrt{f'_c}$ psi ($0.63 \sqrt{f'_c}$ MPa).

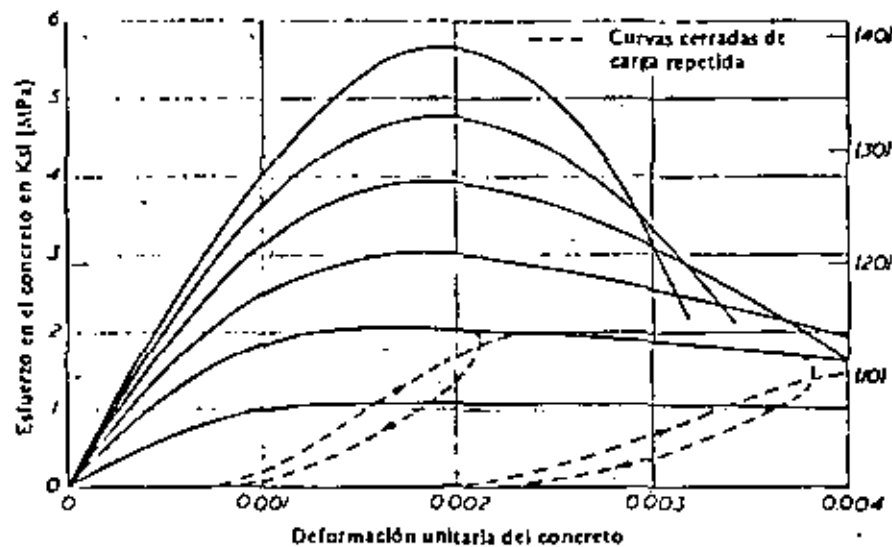
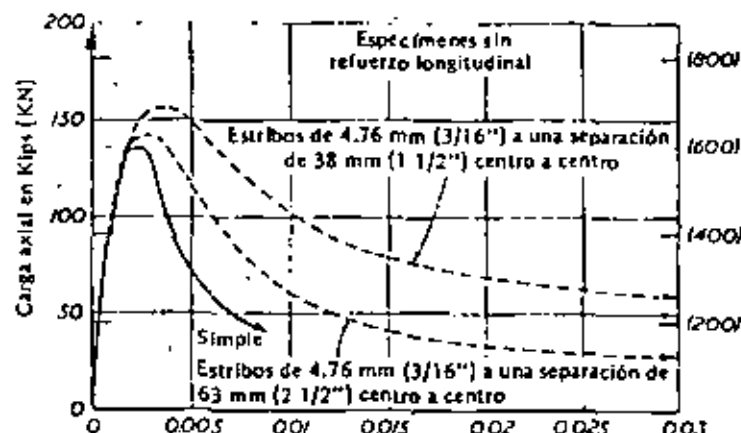


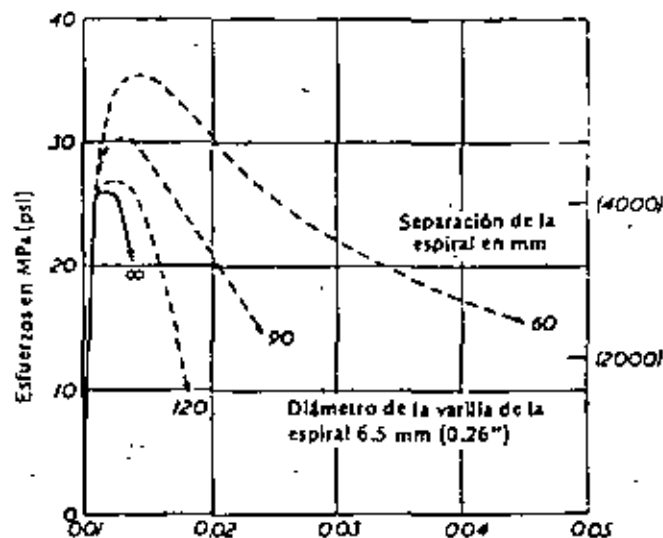
Fig. 5.1 Curvas esfuerzo-deformación unitaria para cilindros de concreto cargados en compresión monoaxial.

Cuando el concreto se comprime hasta alcanzar esfuerzos que se aproximen a la resistencia de compresión monoaxial, las deformaciones unitarias transversales alcanzan valores muy altos, a causa del agrietamiento interno progresivo. Si existe refuerzo transversal, éste aplicará en esta etapa una reacción de confinamiento al concreto, y mejorará considerablemente las características esfuerzo-deformación del concreto

a altas deformaciones.^{5.2} La figura 5.2 muestra las curvas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado mediante espirales o estribos cuadrados. Las espirales confinan al concreto en forma más efectiva, ya que su configuración circular les permite proporcionar una presión continua de confinamiento alrededor de toda la circunferencia. Un estribo cuadrado, por lo general, sólo aplica una presión de confina-



(a) Deformación unitaria promedio en una longitud de calibración de 15 cm (6")



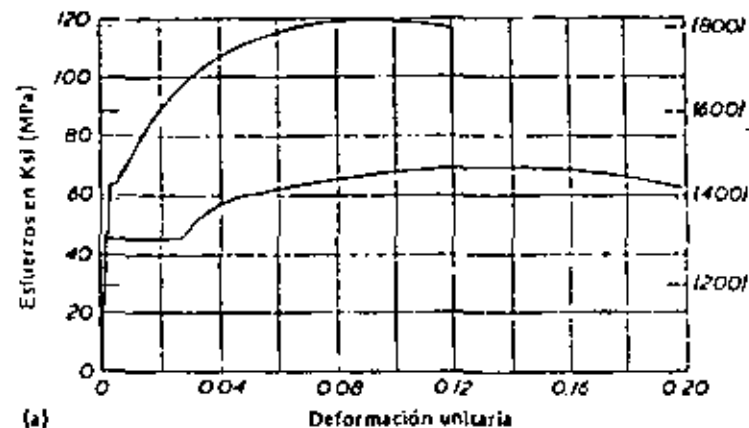
(b) Deformación unitaria promedio en una longitud de calibración de 200 mm (7.9")

Fig. 5.2 Deformación axial de especímenes de concreto confinado. a) Curvas carga axial-deformación unitaria para prismas cuadrados de 10 cm con estribos cuadrados.^{5.3} b) Curvas esfuerzo-deformación unitaria para cilindros de concreto de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura con espirales circulares.

miento cerca de las esquinas, ya que la presión del concreto tiende a arquear hacia afuera los lados del estribo. Iyengar y colaboradores^{5,4} han propuesto resistencias empíricas de esfuerzo-deformación para el concreto confinado mediante espirales; Kent y Park y colaboradores^{5,2} para el concreto confinado con estribos rectangulares.

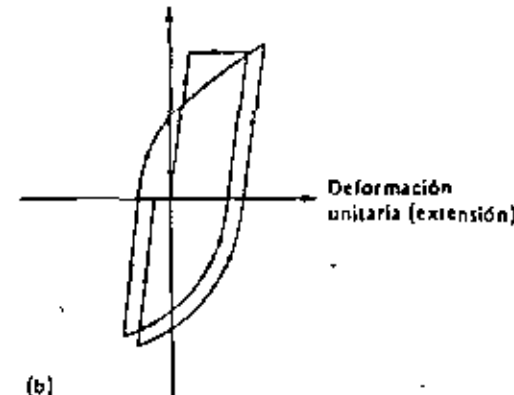
5.3.2 Acero de refuerzo

La figura 5.3 (a) muestra las curvas características de esfuerzo-deformación de las varillas de acero que se usan en las construcciones de concreto reforzado cargadas monotónicamente en tensión. El módulo de elasticidad del acero, para la porción elástica y lineal de la curva, normalmente se toma igual a 29×10^6 psi (0.2×10^6 MPa). Generalmente los aceros de alta resistencia muestran una plataforma horizontal de fluencia con una longitud más corta que la de aceros de resistencias inferiores y, consecuentemente, el endurecimiento por deformación aparece para deformaciones unitarias menores. Asimismo, los aceros de alta resistencia experimentan una menor elongación antes de la fractura que los aceros de resistencias inferiores. Por lo general, las curvas esfuerzo-deformación en tensión y compresión se suponen idénticas. Un ritmo rápido de carga tiene el efecto de incrementar la resistencia de fluencia del acero. Por ejemplo, para un ritmo de deformación unitaria de 0.01/seg., la resistencia a la fluencia puede aumentar hasta en un 14%. Para cargas repetidas del mismo signo, el espécimen se recupera a lo largo de una trayectoria paralela a la porción elástica inicial, y al recargarse sigue la misma trayectoria hasta la curva original, posiblemente con una pequeña histéresis y un efecto de endurecimiento por deformación. La curva de carga monotónica proporciona una buena idealización de la curva envolvente para cargas repetidas del mismo signo.



(a)

Esfuerzo (tensión)



(b)

Deformación unitaria (extensión)

Fig. 5.3 Curvas esfuerzo-deformación unitaria para acero de refuerzo. a) Carga monotónica. b) carga con inversiones de signo.

Si se aplica al espécimen una carga axial reversible (tensión-compresión) del orden de la de fluencia, se obtiene una curva esfuerzo-deformación del tipo mostrado en la figura 5.3 (b). La figura muestra el efecto Bauschinger, en el que la curva esfuerzo-deformación se torna no lineal para un esfuerzo mucho menor que el de la fluencia original. La deformación previa afecta en gran medida el comportamiento del acero. Las curvas de carga reversible son importantes cuando se considera el efecto de las cargas sísmicas de gran intensidad sobre los miembros. Las idealizaciones de dichas curvas se exponen aparte.^{5,2}

5.3.3 Acero de presfuerzo

La figura 5.4 muestra las curvas características de esfuerzo-deformación de carga monotónica en tensión, para diferentes tipos de acero de alta resistencia que se usan en las construcciones de concreto presfuerzo. Los rasgos más sobresalientes de las curvas son: la ausencia de una plataforma horizontal de fluencia antes del endurecimiento por deformación y una elongación última menor a la del acero de refuerzo. Para lograr una ductilidad adecuada en el diseño sísmico, es importante que la elongación en el momento de la fractura no sea pequeña; una elongación última del 4% parece ser necesaria. En cargas de tensión repetidas, en el rango inelástico, se presenta alguna histéresis en la curva carga-descarga. El ancho de ésta es mayor para deformaciones unitarias mayores.

Se recomienda el uso de varillas corrugadas para el refuerzo principal en el diseño sísmico, ya que sus características de adherencia son superiores.

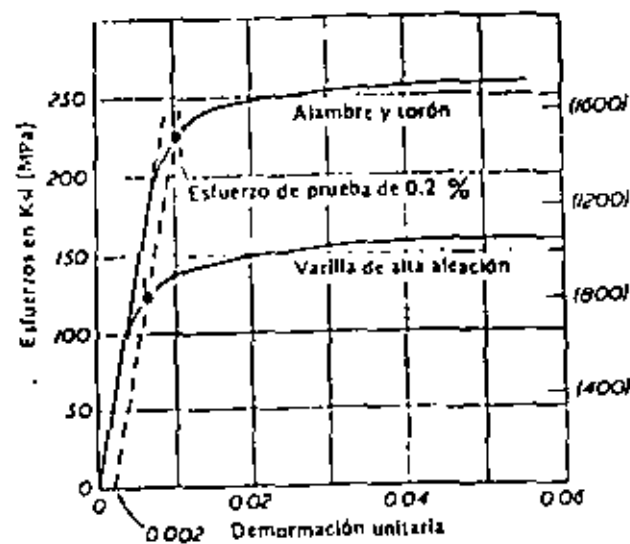


Fig. 5.4 Curvas esfuerzo-deformación unitaria para acero de alta tensión.

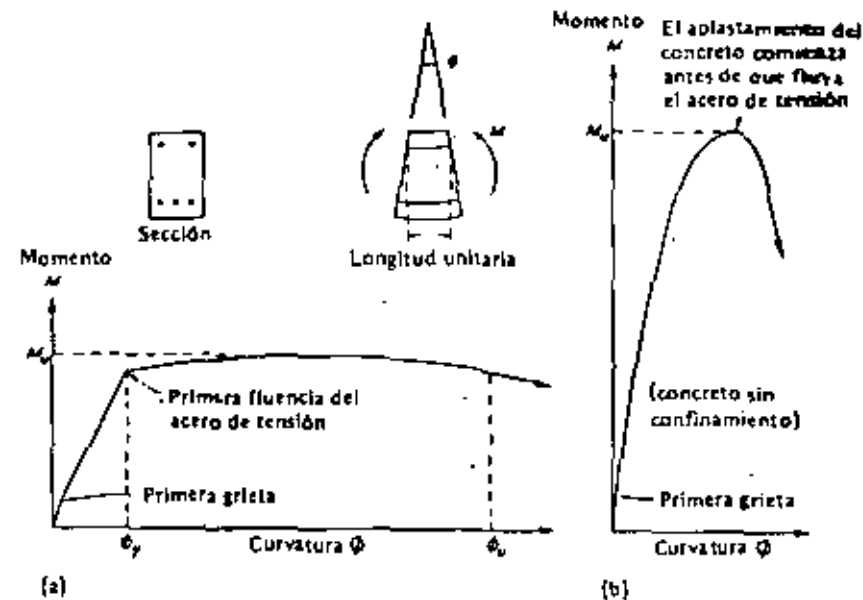


Fig. 5.5 Relaciones momento-curvatura para secciones en vigas de concreto reforzado. a) Falla por tensión $\rho < \rho_b$, b) falla por compresión $\rho > \rho_b$.

5.4 MIEMBROS DE CONCRETO REFORZADO

5.4.1 Resistencia y ductilidad de secciones a flexión

Comportamiento momento-curvatura. Las características de carga-deflexión de las estructuras resistentes a sismos, dependen principalmente de las relaciones momento-curvatura de las secciones, ya que para miembros de proporciones normales, la mayoría de las deformaciones son consecuencia de las deformaciones asociadas con la flexión, siempre que se eliminen otros tipos de falla y las deformaciones debidas a las fuerzas cortantes y axiales no sean importantes. La figura 5.5 muestra las relaciones momento-curvatura obtenidas a partir de mediciones efectuadas en vigas en las secciones críticas de la estructura. La curvatura ϕ es la rotación por unidad de longitud del miembro. Si el contenido de acero de tensión es pequeño y el de acero de compresión es alto, el acero de tensión alcanza la resistencia de fluencia, pudiendo ocurrir entonces un gran incremento en la curvatura mientras el momento flexionante se mantiene esencialmente constante [figura 5.5 (a)]. Este tipo de falla se conoce como "falla de tensión", aun cuando ocurra finalmente aplastamiento del concreto. Por otra parte, si el contenido de acero de tensión es alto y el de compresión bajo, el acero de tensión no alcanza a fluir y la falla será frágil si el concreto no se encuentra confinado [figura 5.5 (b)]. Lo anterior se conoce como "falla por compresión". Al diseñar, las vigas siempre se proporcionan

de manera que puedan exhibir las características dúctiles de una falla de tensión. Los aspectos de interés del comportamiento de la sección son: la resistencia a la flexión M_u y el factor de ductilidad de curvatura, expresado por la relación ϕ_u/ϕ_y , donde ϕ_u es la curvatura última y ϕ_y es la curvatura en la primera fluencia del acero de tensión.

Resistencia a flexión. En la figura 5.6 se muestra la sección de una viga rectangular de concreto, doblemente reforzada. En el momento en que se alcanza la resistencia a flexión, se despreja la resistencia a la tensión del concreto. El Reglamento ACI^{5.1} supone que al alcanzarse la resistencia a la flexión de la sección, la deformación unitaria de compresión de la fibra extrema es 0.003. Esta es una deformación unitaria máxima razonablemente conservadora,^{5.2} ya que la mayoría de las secciones se mantienen en las proximidades de la resistencia máxima, para un rango considerable de deformaciones unitarias mayores que 0.002 [véase la figura 5.5 (a)]. El Reglamento ACI reemplaza la forma real del bloque de esfuerzos de compresión por un rectángulo equivalente, a manera de simplificación. El factor β_1 de la figura 5.6 se toma igual que 0.85 para valores de f'_c hasta de inclusive 4 000 psi (27.6 MPa), y se reduce en forma continua a razón de 0.05 por cada 1 000

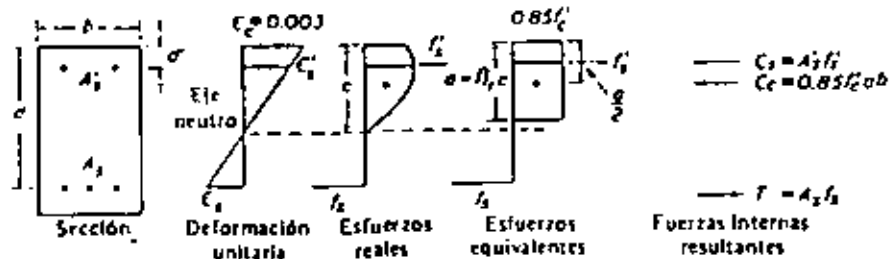


Fig. 5.6 Sección de concreto doblemente reforzada al alcanzarse la resistencia a la flexión.

psi (6.9 MPa) de resistencia en exceso a 4 000 psi, sin que se deba tomar un valor inferior a 0.65. Al diseñar, siempre se asegura que al alcanzarse la máxima resistencia de la sección, el acero de tensión ha alcanzado el esfuerzo de fluencia y, por consiguiente, $f_s = f_y$. Si se toman momentos de las fuerzas internas respecto al acero de tensión, la resistencia a la flexión está dada por:

$$M_u = 0.85f'_c ab(d - 0.5a) + A'_s f'_s (d - d') \quad (5.6)$$

de donde, a partir del equilibrio de las fuerzas:

$$a = (A_s f_y - A'_s f'_s) / (0.85 f'_c b) \quad (5.7)$$

y del diagrama de deformaciones:

$$f'_s = \epsilon'_s E_s = 0.003 E_s (a - \beta_1 d') / a \leq f_y \quad (5.8)$$

Una falla por flexión balanceada ocurre cuando el acero de tensión alcanza la resistencia de fluencia f_y , justo cuando la fibra extrema de compresión alcanza una deformación unitaria de 0.003. A partir del diagrama de deformaciones de la figura 5.6, para una falla balanceada,

$$a_b = \frac{0.003 \beta_1 d}{0.003 + (f_y / E_s)} \quad (5.9)$$

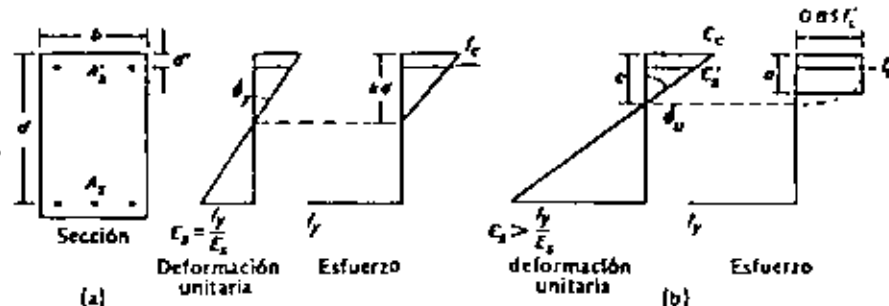


Fig. 5.7 Sección de concreto doblemente reforzada. a) En la primera fluencia del acero de tensión, b) al alcanzarse la deformación unitaria última del concreto.

Si se igualan las ecuaciones 5.9 y 5.7 con $p_b = A_s / bd$ y $p' = A'_s / bd$ se obtiene:

$$p_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \left(\frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \right) + \frac{p' f'_s}{f_y} \quad (5.10)$$

donde f'_s está dada por la ecuación 5.8, donde σ_b de la ecuación 5.9 es sustituida por σ . Ocurrirá una falla por tensión (fluencia del acero de tensión), si la sección tiene un contenido de acero de tensión $p = A_s / bd$ igual o menor que p_b de la ecuación 5.10.

En una sección T, al alcanzarse la resistencia de flexión, la profundidad del eje neutro es generalmente pequeña a causa del gran ancho del patín. En la mayoría de los casos, el eje neutro yace en el patín y, por consiguiente, la sección puede analizarse como una sección rectangular de ancho b , si los cálculos indican que el eje neutro yace en el alma, será necesario restablecer las ecuaciones para tomar en cuenta el área comprimida en forma de T.^{5.2}

El American Concrete Institute^{5.5} ha publicado auxiliares de diseño, los que son de considerable ayuda en el diseño.

Ductilidad de la curvatura. La ductilidad disponible de la sección puede expresarse mediante la relación de la curvatura última ϕ_u entre la curvatura en la primera fluencia ϕ_y . La figura 5.7 representa el caso general de una sección doblemente reforzada en la primera fluencia del acero de tensión, y en la deformación unitaria última del concreto.

Cuando el acero de tensión alcanza por vez primera la resistencia de fluencia, la distribución de los esfuerzos en el concreto aún puede ser lineal debido a que el máximo esfuerzo en el concreto es significativamente menor que su resistencia, y la profundidad del eje neutro kd puede calcularse utilizando la teoría elástica (línea recta)^{5.2} como:

$$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 n^2 + 2\left(\rho + \frac{\rho' d'}{d}\right)n} - (\rho + \rho')n \quad (5.11)$$

donde $n = E_s/E_c$, E_s es el módulo de elasticidad del acero y E_c es el módulo de elasticidad del concreto. La curvatura está dada por la extensión por unidad de longitud del acero de tensión, en la primera fluencia (esto es, la deformación unitaria de fluencia), dividida entre la distancia que existe entre el acero de tensión y el eje neutro.

$$\therefore \varphi_y = \frac{f_y/E_s}{d(1-k)} \quad (5.12)$$

En forma similar, la curvatura última está dada por:

$$\varphi_u = \epsilon_c \beta_1 / a \quad (5.13)$$

donde a está dada por las ecuaciones 5.7 y 5.8 y ϵ_c se puede suponer igual a 0.004 para concreto no confinado.^{5.2} Debe hacerse notar que $\epsilon_c = 0.003$ es demasiado conservador para el cálculo de la curvatura última. El factor de ductilidad de curvatura de la sección está dado por:

$$\frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{\epsilon_c}{f_y/E_s} \frac{d(1-k)}{a/\beta_1} \quad (5.14)$$

La figura 5.8 muestra el cociente φ_u/φ_y a partir de la ecuación 5.14, graficado para $\epsilon_c = 0.004$ y un rango de porcentajes del acero, así como combinaciones prácticas entre las resistencias del acero y del concreto. Es evidente que si se mantienen constantes otras variables, el factor disponible de ductilidad de curvatura aumenta al disminuir el contenido de acero de tensión, al aumentar el contenido de acero de compresión, con la disminución de la resistencia del acero y el aumento de la del concreto.

Si la zona de compresión de un miembro se confina mediante estribos cerrados colocados a corta distancia, o espirales, se mejora notablemente la ductilidad del concreto, teniéndose como resultado un comportamiento más dúctil del miembro. Los resultados experimentales

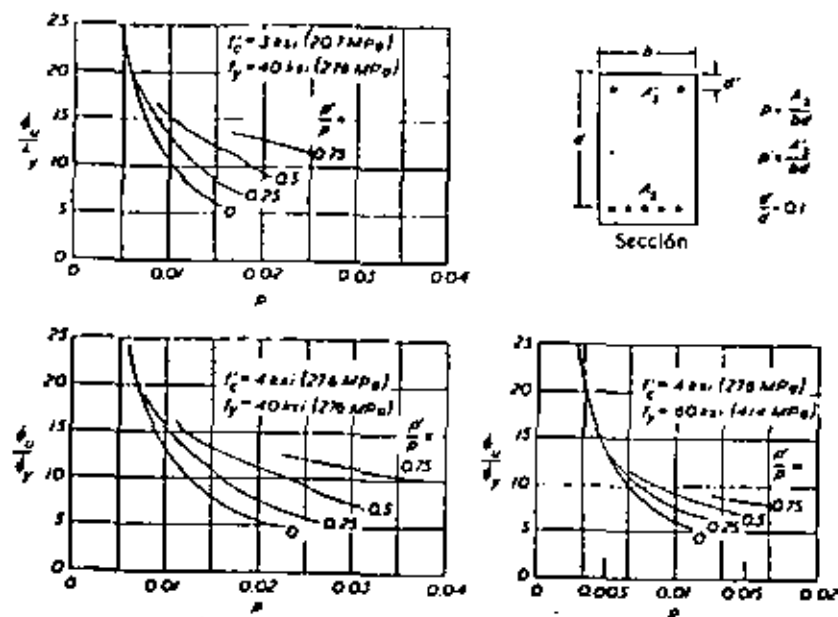


Fig. 5.8 Variación de φ_u / φ_y para secciones en vigas con concreto sin confinar, y $\epsilon_c = 0.004$.^{5.2}

han proporcionado una indicación de la máxima deformación unitaria de compresión que se puede utilizar en el concreto en miembros confinados.^{5.2} Por ejemplo, a partir de los resultados de ensayos en vigas libremente apoyadas, llevados a cabo por Corley, Mattock^{5.6} se ha propuesto que la deformación unitaria máxima se tome como:

$$\epsilon_c = 0.003 + 0.02 \frac{b}{z} + 0.2 \rho_s \quad (5.15)$$

donde b es el ancho de la viga, z es la distancia entre la sección crítica y el punto de inflexión o de momento nulo, y ρ_s es el cociente entre el volumen del acero confinante (incluyendo el acero de compresión) y el volumen del núcleo de concreto. La inclusión de la relación b/z en la ecuación 5.15, indica que el confinamiento del concreto se beneficia cuando existe un alto gradiente de deformaciones unitarias a lo largo del miembro (esto es, un pequeño valor de z) y un ancho grande en la viga. Resulta obvio que la ecuación 5.15 no puede ser válida para los altos valores de b/z que se encuentran en las losas. La ecuación 5.15 se

derivó a partir de ensayos en vigas, donde $b/z \leq 0.33$. Es evidente en la ecuación 5.15, que con algún acero de confinamiento no es difícil aumentar la deformación unitaria disponible del concreto en la fibra extrema en compresión, a 0.01 o más.

5.4.2 Resistencia y ductilidad de las secciones sujetas a flexión y carga axial

Resistencia a la carga axial. La carga última de una columna de concreto reforzado cargada axialmente, puede escribirse como:

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (5.16)$$

donde A_g es el área total de la sección y A_{st} es el área total de acero longitudinal que se encuentra en la sección. Esta ecuación representa la suma de las resistencias del acero y del concreto, ya que el acero estará en su resistencia de fluencia cuando el concreto alcance su máxima resistencia, a una deformación unitaria, alrededor de 0.002. La resistencia del concreto se toma igual a $0.85 f'_c$, principalmente debido a que el vaciado vertical de la columna conduce a una ganancia de agua y sedimentación en la parte superior de ella, resultando una resistencia en el concreto menor a la f'_c del cilindro.

Una columna mal reforzada con estribos alcanzará de inmediato el colapso, una vez que se haya alcanzado la carga P_0 . Sin embargo, si la columna contiene estribos con poca separación o espirales alrededor del acero longitudinal, continuará soportando una carga importante a elevadas deformaciones, puesto que, aun cuando se haya desprendido el recubrimiento de concreto, el núcleo confinado del mismo aún será efectivo y las varillas longitudinales no se pandearán. El comportamiento de columnas con confinamiento pobre y con buen confinamiento, después de resistir un sismo severo, se contrasta en la figura 5.9.

El Reglamento ACI^{5.1} requiere que en las columnas con espirales, el cociente del volumen de acero espiral entre el volumen del núcleo de concreto ρ_s , no sea menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0.45 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (5.17)$$

donde A_c es el área del núcleo de concreto medida hasta el lado exterior de la espiral. Esta cantidad de acero en espiral tiene el propósito de lograr que la carga soportada después de que ocurra la trituración del



Fig. 5.9 Algunas de las columnas del Hospital Olive View después del temblor de San Fernando de 1971. a) Columna con estribos nominales, b) columna con espirales.

recubrimiento de concreto (cuando el refuerzo espiral alcance la fluencia y el núcleo confinado de concreto obtenga su resistencia acrecentada), sea igual a P_0 calculada con la ecuación 5.16.

Resistencia a flexión y carga axial. La figura 5.10 (a) ilustra una sección rectangular de concreto, reforzada en forma simétrica con varillas en dos caras y cargada excéntricamente con la carga última. El área total de acero es A_{st} . El Reglamento ACI^{5.1} emplea la misma deformación unitaria del concreto para la fibra extrema en compresión y los mismos parámetros para el bloque rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, que se usan para las vigas. Las ecuaciones de equilibrio cuando el eje neutro yace dentro de la sección, son:

$$P_u = 0.85 f'_c ab + 0.5f'_s A_{st} - 0.5f_s A_{st} \quad (5.18)$$

$$P_u e = 0.85 f'_c ab (0.5h - 0.5a) + 0.5f'_s A_{st} (0.5h - d') + 0.5f_s A_{st} (0.5h - d') \quad (5.19)$$

donde el esfuerzo en el acero de compresión f'_s está dado por la ecuación 5.8. La carga axial y el momento para la falla balanceada, P_b y $P_b e_b$, pueden determinarse al sustituir $f_s = f_y$ y $\sigma = \sigma_b$ de la ecuación 5.9, en las ecuaciones 5.18 y 5.19. Ocurrirá una falla por tensión si la carga aplicada P_u es menor que P_b , puesto que la carga menor en la columna significa que $\sigma < \sigma_b$, y la observación del diagrama de deformaciones muestra que ϵ_s es, por lo tanto, mayor que la deformación unitaria de fluencia del acero. Son aplicables entonces, las ecuaciones 5.18 y 5.19 con $f_s = f_y$. Ocurrirá una falla por compresión si la carga aplicada P_u resulta mayor que P_b , puesto que la mayor carga de compresión significa que $\sigma > \sigma_b$, y la observación del diagrama de deformaciones muestra que, por lo tanto, ϵ_s es menor que la deformación unitaria de fluencia del acero y, por tanto, son aplicables las ecuaciones 5.18 y 5.19, determinándose f_s a partir del diagrama de deformaciones, como:

$$f_s = \epsilon_s E_s = 0.003 E_s (\beta_1 d - a) / a \quad (5.19)$$

Las combinaciones de P_u y $P_u e$ que provocan la falla de una sección dada de una columna, se ilustran mejor mediante un diagrama de interacción [véase la figura 5.10 (b)]. Cualquier combinación de carga y momento que se encuentre dentro del área del diagrama de interacción, podrá ser soportada sin que ocurra la falla.

Cuando una columna contiene varillas distribuidas en todas sus caras, se torna difícil la derivación de las ecuaciones para el diseño y el análisis, ya que las varillas se pueden encontrar en diferentes niveles de esfuerzos a través de la sección. En la práctica, el diseño y análisis de las secciones de columnas pueden llevarse a cabo convenientemente utilizando tablas y gráficas para diseño. Un conjunto de tablas y gráficas útiles para una gran gama de columnas ha sido publicado por el American Concrete Institute.^{5-5, 5-7}

Muchas columnas están sujetas a flexión respecto a ambos ejes principales simultáneamente, esto es, flexión biaxial. La resistencia de columnas con flexión biaxial se puede representar mediante superficies de interacción. Como se ilustra en la figura 5.11, si se analiza la sección de la columna para varios ángulos de inclinación del eje neutro, se puede obtener una gama de curvas de interacción que describen la superficie de interacción. Cada punto de esta superficie representa un conjunto particular de carga y momentos respecto a los ejes principales, que provocarán la falla de la sección. Una sección horizontal que corte

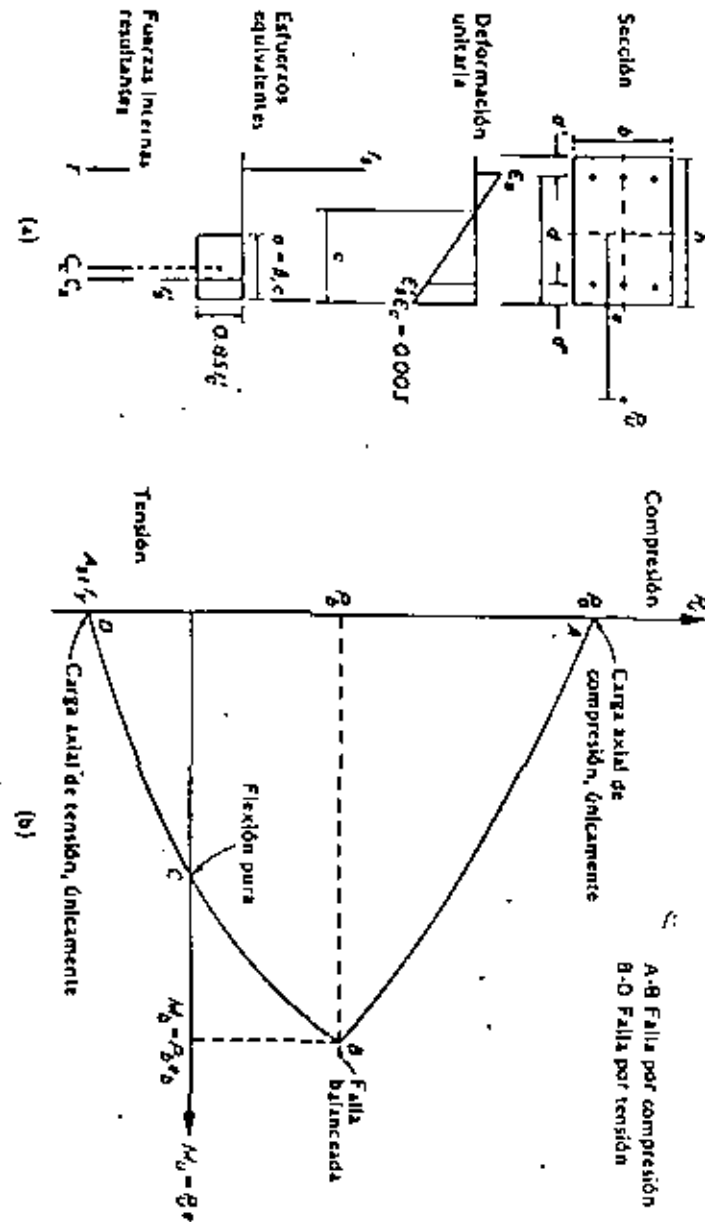


Fig. 5.10 Columna de concreto reforzada almidonadamente. a) Con carga última aplicada excentricamente, b) diagrama de interacción que muestra las combinaciones de carga y momento que provocan la falla.

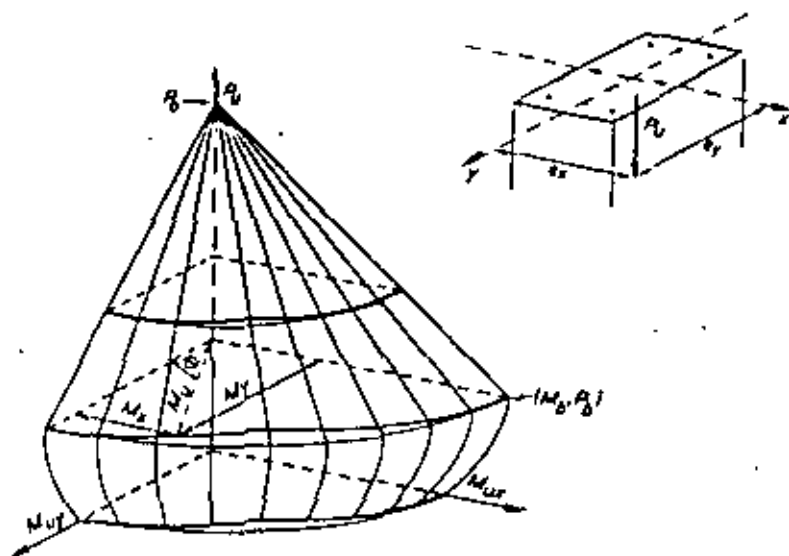


Fig. 5.11 Diagrama de Interacción para una columna de concreto reforzado con flexión biaxial en la falla.

la superficie de interacción, ilustra que para carga constante, la forma de la curva que relaciona la resistencia con los momentos en las dos direcciones, no es elíptica. El número de variables involucradas significa que la preparación de gráficas para diseño para el caso general de columnas con flexión biaxial, resulta difícil. Sin embargo, existen métodos de diseño disponibles que utilizan aproximaciones simplificadas.

La esbeltez de una columna puede ser causa de que la carga última se reduzca por la excentricidad adicional provocada por la deflexión lateral de la columna. Este, llamado efecto $P - \Delta$, puede ser importante, especialmente para columnas en marcos no contraventados para desplazamiento lateral. El Reglamento ACI^{5.7} prescribe un método para amplificar el momento de diseño, que toma en cuenta el efecto de la esbeltez, pero ese método no es propiamente aplicable en el caso de marcos sometidos a cargas sísmicas. La esbeltez, a menudo, no es un aspecto importante en el diseño sísmico de marcos de concreto reforzado, ya que las columnas tienen por lo general una sección transversal relativamente grande.

Ductilidad de la curvatura. La carga axial en la sección de una columna influye en la profundidad del eje neutro y, por consiguiente, en la

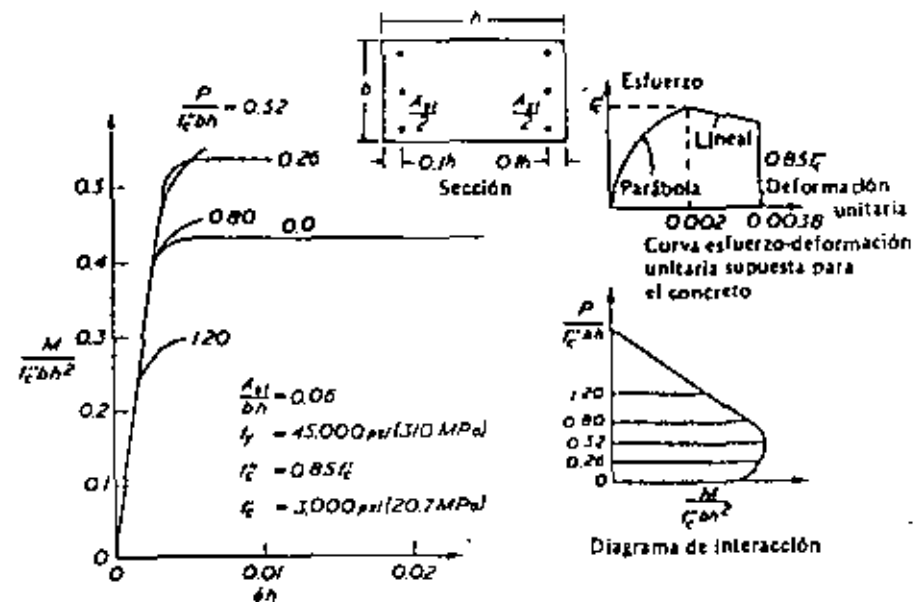


Fig. 5.12 Relaciones teóricas momento-curvatura para secciones de columna con varios niveles de carga axial.

curvatura. En la figura 5.12 se presentan curvas teóricas momento-curvatura para la sección de una columna, que fueron derivadas por Pfrang y colaboradores.^{5,8} Cada curva es para una carga axial que se mantiene constante a un nivel determinado, mientras que la columna se flexiona hasta alcanzar la falla. Se supuso que se alcanzó la curvatura última cuando la deformación unitaria máxima de compresión en el concreto era de 0.0038. Las curvas ilustran que para valores de la carga axial mayores que los de la falla balanceada, la ductilidad es insignificante: la debida únicamente a la deformación inelástica del concreto. Para niveles menores que los de la carga que produce la falla balanceada, el acero de tensión fluye y la ductilidad aumenta al reducirse el nivel de carga. Como ocurre con las vigas, la ductilidad de las secciones de columnas puede incrementarse considerablemente mediante la presencia de acero transversal confinante.

5.4.3 Rotaciones y deflexiones de los miembros

La figura 5.13 ilustra un miembro de concreto reforzado que ha alcanzado su curvatura y momento últimos en la sección crítica. La región de curvatura inelástica se esparce en una cierta longitud del miembro. Esta región es, al menos, aquella en la cual el momento

flexionante excede al momento de fluencia de la sección. Los picos locales de curvatura se presentan en las grietas, debido al incremento de la rigidez del miembro entre éstas, a causa de la tensión que es soportada por el concreto entre las mismas. La distribución real de la curvatura se puede idealizar en regiones elástica e inelástica como se observa en la figura 5.13 (c). La zona sombreada proporciona la rotación inelástica que puede ocurrir en la "articulación plástica" en la vecindad de la sección crítica. El área sombreada puede reemplazarse por una igual equivalente de altura $\varphi_u - \varphi_y$ y longitud l_p . La longitud l_p es la longitud equivalente de la articulación plástica. Cuando en las zonas de articulaciones plásticas se presentan grietas de tensión diagonal, la curvatura inelástica se esparce aún más a lo largo del miembro, que lo que el momento flexionante indica,^{5,2} y, por lo tanto, los valores propuestos para l_p se han basado en la evidencia experimental. Por ejemplo, Mattock^{5,6} ha propuesto que:

$$l_p = 0.5d + 0.05z \quad (5.20)$$

donde d es la distancia entre el acero de tensión y la fibra extrema de compresión, y z es la distancia entre la sección crítica y el punto de inflexión o de momento nulo.

La rotación entre dos puntos A y B puede determinarse mediante el área del diagrama de curvatura entre A y B. La deflexión transversal del punto A, medida a partir de la tangente al eje del miembro en el punto

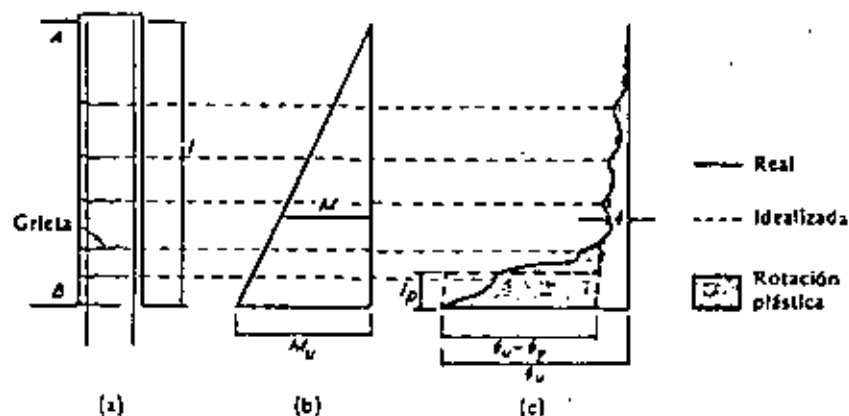


Fig. 5.13 Miembro que ha alcanzado la curvatura última. a) Miembro, b) diagrama de momento flexionante, c) diagrama de curvatura.

B, está dada por el primer momento del área del diagrama de curvatura entre A y B, respecto a A. Por ejemplo, para la columna en voladizo o el alto muro de cortante que se muestra en la figura 5.13, la deflexión transversal en A, para la carga última está dada por:

$$\Delta_u = \left(\frac{\varphi_y l^2}{2 \cdot 3} \right) + (\varphi_u - \varphi_y) l_p (1 - 0.5l_p) \quad (5.21)$$

Asimismo, la deflexión transversal de A para la primera carga de fluencia, está dada por:

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y l^2}{2 \cdot 3} \quad (5.22)$$

por tanto:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \left(\frac{\varphi_u - \varphi_y}{\varphi_y} \right) \frac{3l_p (1 - 0.5l_p)}{l^2}$$

y por consiguiente:

$$\frac{\varphi_u}{\varphi_y} = 1 + \frac{l^2 (\mu - 1)}{3l_p (1 - 0.5l_p)} \quad (5.23)$$

La ecuación 5.23 puede usarse para demostrar la diferencia entre el factor de ductilidad de la curvatura φ_u/φ_y requerido para alcanzar un cierto valor de ductilidad de desplazamiento $\mu = \Delta_u/\Delta_y$. Por ejemplo, si $\mu = 4$, los valores requeridos de φ_u/φ_y son:

l_p/l	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4
φ_u/φ_y	21.5	11.5	8.2	6.6	5.6	4.9	4.5	4.1

Por tanto, si la longitud equivalente de la articulación plástica es una pequeña proporción de la longitud del miembro, la demanda de factor de ductilidad de curvatura será mucho mayor que el factor de ductilidad del desplazamiento impuesto, ya que la fluencia se concentra en una pequeña región del miembro.

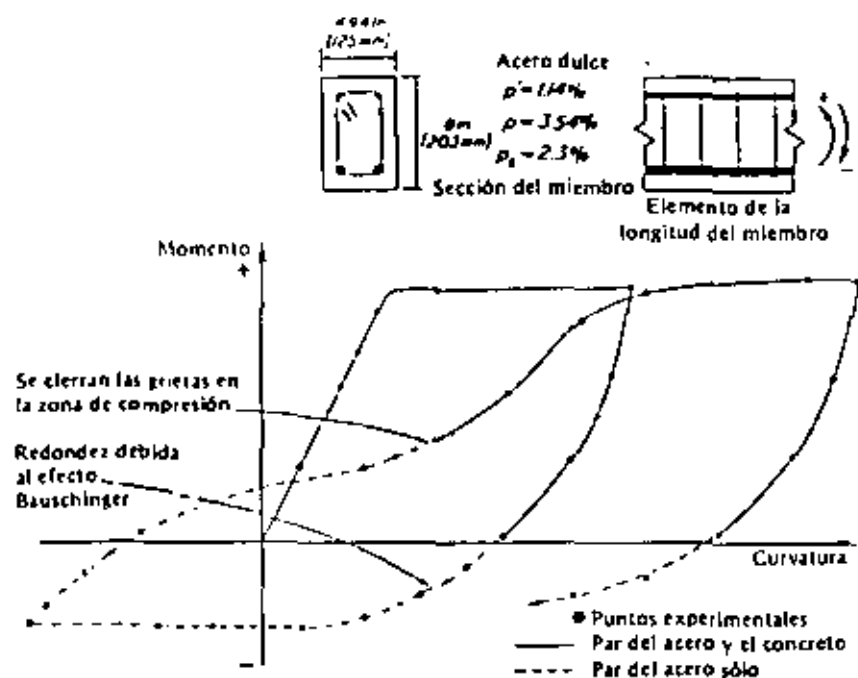


Fig. 5.14 Relación momento-curvatura de la sección de una viga doblemente reforzada con inversión de signo en la flexión.

5.4.4 Cargas cíclicas de los miembros a flexión

Los cambios de signo del momento en el rango inelástico, provocan un cambio importante en la relación momento-curvatura de una sección. La figura 5.14 ilustra el comportamiento de la sección de una viga doblemente reforzada con cantidades de acero diferentes en las partes superior e inferior. Cuando la viga se carga muy dentro del rango inelástico en una dirección (digamos con momento flexionante positivo), las grietas grandes no se cerrarán por completo en la descarga, sino que permanecerán abiertas, debido a la deformación plástica residual en el acero. Si ahora la sección de la viga se carga en la dirección opuesta (momento flexionante negativo), la presencia de grietas abiertas en la zona de compresión significa que la totalidad de la fuerza de compresión es soportada por el acero de compresión y, por tanto, las grietas se prolongarán hacia abajo en todo el peralte de la viga. La rigidez a la flexión se debe sólo al acero, y se reducirá aún más cuando tanto el acero de compresión como el de tensión alcancen el nivel de esfuerzos en que comienza el efecto Bauschinger, y se comporten inelásticamente [véase la figura 5.3 (b)].

Las grietas abiertas en la zona de compresión no se cerrarán, ya que el área del acero de la parte inferior es mayor que la de la superior. Al descargar, las grietas permanecerán abiertas en toda la extensión del peralte del miembro. Al recargar en la dirección del momento flexionante positivo, la rigidez a la flexión inicialmente se debe sólo al acero, y se reduce al comenzar el efecto Bauschinger. Sin embargo, para esta dirección del momento, las grietas en la zona de compresión finalmente se cerrarán, puesto que el área del acero en la parte superior es menor que la de la parte inferior, derivando en un incremento de la rigidez.

La reducción en la rigidez debida a la aparición de grietas abiertas en la zona de compresión y el efecto Bauschinger del acero, no evitarán que un miembro bien detallado alcance su resistencia a la flexión, pero aumentará la deformación para la que se obtenga la resistencia a la flexión. El comportamiento que se muestra en la figura 5.14, además de haber sido observado experimentalmente, puede obtenerse teóricamente.^{5,2}

La apertura y clausura de las grietas podrá conducir finalmente a un deterioro de la resistencia a la compresión del concreto, puesto que las entrecaras de las grietas podrán no alcanzar un contacto uniforme debido al pequeño movimiento lateral o descascaramiento de la grieta. También, es más probable el pandeo del acero de compresión debido a la reducción del módulo tangente provocado por el efecto Bauschinger a bajos niveles de esfuerzo.

Anteriormente se mencionó que para ritmos elevados de la deformación unitaria, tales como los que pueden asociarse con las cargas sísmicas, se producen aumentos importantes en la resistencia del acero y del concreto, como los que han sido medidos en pruebas con carga monotónica. Las pruebas conducidas en Berkeley^{5,9} en vigas de concreto reforzado bajo altos ritmos de la deformación unitaria, han indicado un incremento del momento en primera fluencia de aproximadamente el 20 %, pero a grandes deformaciones ocurrió una disminución en el efecto del ritmo de la deformación unitaria, y después del primer ciclo de carga en el cual fluyó la viga, las curvas de histéresis se ven poco afectadas por el ritmo de la deformación unitaria. Por tanto, hay una buena justificación para ignorar los efectos de los altos ritmos de deformación unitaria en las resistencias de los materiales en el diseño sísmico.

5.4.5 Resistencia de los miembros a cortante

La combinación de flexión e importantes fuerzas cortantes en miembros de concreto reforzado provocan grietas inclinadas, a las que se

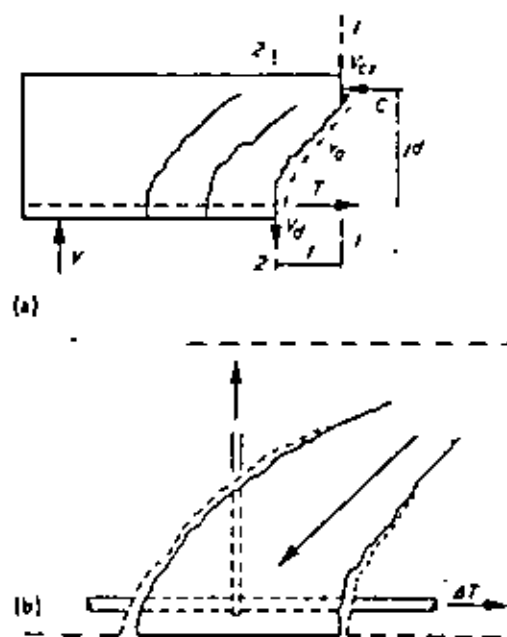


FIG. 5.15 Mecanismo resistente al cortante en la viga. a) Las fuerzas internas resisten el cortante, sin que exista refuerzo en el alma, b) voladizo en el concreto que actúa como puntal, con la existencia de refuerzo en el alma.

denomina grietas de tensión diagonal. La figura 5.15 (a) muestra una porción de una viga simplemente apoyada sin refuerzo para cortante a un lado de una grieta de tensión diagonal. La fuerza cortante V es resistida por una fuerza cortante V_c que se desarrolla en la zona de compresión; una fuerza de cuña V_d , que se trasmite a través de la grieta por medio del refuerzo para flexión, y las componentes verticales del esfuerzo cortante inclinado v_d , que se transmiten a través de la grieta inclinada mediante la adherencia de las partículas del agregado. Si se supone que la fuerza de adherencia del agregado pasa por la intersección de C y V_d , el momento flexionante externo en la sección 1 de la figura 5.15 (a) está dado por:

$$M = T_j d + V_d f \tag{5.24}$$

Si en el diseño se desprecia V_d , entonces $M = T_j d$ y resulta evidente que la fuerza de tensión en la sección 2 es la debida al momento flexionante en la sección 1. Este cambio de lugar de la fuerza de tensión

provoca una extensión de la fluencia de flexión a lo largo del miembro e influye en la longitud de la articulación plástica, como ya se comentó en la sección 5.4.3 este fenómeno también debe tomarse en consideración cuando se cortan las varillas para flexión.

En vigas de concreto reforzado de proporciones normales sin refuerzo para cortante, la falla por cortante puede ocurrir por fractura de los voladizos de concreto entre las grietas de tensión diagonal debidos a las fuerzas de adherencia que se originan por la acción de viga. El Reglamento ACI^{5.1} recomienda que la fuerza cortante que soporta el concreto sea igual a:

$$V_c = v_c b_w d \tag{5.25}$$

donde b_w es el ancho del alma, d es el peralte efectivo, y para una viga

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \tag{5.26}$$

donde v_c y f'_c están en psi ($0.17 \sqrt{f'_c}$, con v_c y f'_c en MPa).

La compresión axial incrementa el cortante que soporta el concreto, debido al menor agrietamiento y a una mayor profundidad del eje neutro; por el contrario, la tensión axial tiene un efecto opuesto. El Reglamento ACI^{5.1} recomienda, para miembros que soportan una fuerza de compresión axial N_u sobre la sección total A_g , que

$$v_c = 2 \left(1 + 0.0005 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \tag{5.27}$$

donde v_c y f'_c están en psi, o

$$v_c = 0.17 \left(1 + 0.073 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c}$$

donde v_c y f'_c están en MPa. Para miembros que soportan una tensión axial N_u :

$$v_c = 2 \left(1 + 0.002 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \tag{5.28}$$

donde v_c y f'_c están en psi, o

$$v_c = 0.17 \left(1 + 0.29 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c}$$

con v_c y f'_c en MPa. N_u se toma con signo negativo para tensión y positivo para compresión.

El refuerzo por cortante, comúnmente en forma de estribos, puede soportar la fuerza cortante mediante acción de armadura, en la cual los voladizos de concreto forman puntales diagonales a compresión [véase la figura 5.15 (b)]. El número de estribos perpendiculares al eje del miembro que cruzan una grieta supuesta a 45° , es igual a d/s , donde s es la separación de los estribos y, por consiguiente, la fuerza cortante que soporta el estribo perpendicular es:

$$V_s = f_y A_v d / s \quad (5.29)$$

donde f_y es la resistencia a la fluencia del acero y A_v es el área de los estribos alojados en la separación s . Si el refuerzo por cortante se encuentra inclinado un ángulo α respecto al eje longitudinal del miembro, la fuerza cortante que soporta está dada por la ecuación 5.29 dividida por $(\sin \alpha + \cos \alpha)$.

La resistencia al cortante del miembro con refuerzo por cortante se determina sumando la contribución del concreto y del acero, como:

$$V_u = v_c b_w d + V_s \quad (5.30)$$

El Reglamento ACI limita también la fuerza cortante que soporta la acción de armadura, a $8 \sqrt{f'_c} b_w d$ en el sistema inglés ($0.67 \sqrt{f'_c} b_w d$ en N y mm, en el sistema internacional).

Las cargas cíclicas en el rango de fluencia del refuerzo longitudinal, tales como las debidas a movimientos sísmicos severos, causan el deterioro del cortante que se soporta mediante la adherencia del agregado, la acción de cuña y a través de la zona de compresión. Ello obedece a que cuando existen grietas en todo el peralte (sección 5.4.4), el cortante es resistido principalmente mediante la acción de cuña, la cual tiende a producir hendeduras a lo largo de las varillas longitudinales, y la apertura y clausura alternadas de las grietas de tensión diagonal pueden ocasionar el deterioro del concreto en esas grietas. Las pruebas han demostrado que cuando el esfuerzo cortante nominal $V/b_w d$ excede de $3 \sqrt{f'_c}$ psi, donde f'_c está dado en psi ($0.25 \sqrt{f'_c}$, donde f'_c está en

MPa) puede ocurrir una reducción de rigidez debida al cortante, y la falla por cortante puede presentarse después de ciclos de carga como un deslizamiento a lo largo de la grieta vertical en la sección crítica en la zona de la articulación plástica. El uso de refuerzo inclinado por cortante es un medio efectivo de evitar dicha falla por cortante. Un procedimiento de diseño por cortante en las zonas de articulaciones plásticas posibles, se presenta en la sección 5.5.2.

Cuando una columna de sección rectangular se sujeta a flexión biaxial, como se comentó en la sección 5.4.2, la fuerza cortante correspondiente tendrá que ser resistida respecto a algún ángulo con los ejes principales de la sección. Las fuerzas que se presentan en las ramas del estribo formarán, por tanto, algún ángulo con la dirección de la fuerza cortante aplicada. Para la sección de una columna cuadrada con refuerzo simétrico, se puede demostrar que la resistencia al cortante de los estribos dispuestos simétrica y perpendicularmente al eje del miembro, es la misma para todas las direcciones de la fuerza cortante aplicada. Esto se debe a que aun cuando las componentes de la fuerza en las ramas del estribo, en la dirección de la fuerza cortante, es menor cuando la fuerza cortante tiene lugar con un ángulo cualquiera respecto a los ejes principales de la sección, la grieta de tensión diagonal tiene una mayor longitud proyectada y, por lo tanto, intercepta un mayor número de estribos. Algunas pruebas recientes han confirmado esta predicción. En secciones circulares se puede determinar la fuerza cortante que es resistida por el refuerzo en espiral, sumando las componentes de la fuerza en las varillas en espiral que son interceptadas por una grieta de tensión diagonal a 45° , en la dirección de la fuerza cortante.

En marcos espaciales rectilíneos, las rotaciones de las juntas viga-columna inevitablemente introducirán torsión en algunas vigas. Al valuar la resistencia, normalmente no se confía en la resistencia a la torsión individual de cada miembro, principalmente porque la rigidez torsionante se reduce en forma importante después de presentarse el agrietamiento por tensión diagonal.⁵⁻² Siempre que existan estribos en las zonas críticas, la torsión secundaria no tendrá un efecto perjudicial, ya que las vigas reforzadas con estribos son razonablemente dúctiles en torsión.

5.4.6 Adherencia y anclaje

La falla por adherencia en las varillas corrugadas ocurre, por lo general, mediante hendeduras que se forman en el concreto. Para varillas corrugadas del núm. 11 (36 mm de diámetro) o más pequeñas, con $f_y \leq 60$

ksi (414 MPa), el Reglamento ACI^{5.1} recomienda una longitud mínima de desarrollo.

$$l_d = m_f 0.04 A_b f_y / \sqrt{f'_c} \quad (5.31)$$

pero no menor que $m_f 0.0004 d_b f_y$ o 12 pulgadas donde todas las unidades están en libras y pulgadas, o

$$l_d = m_f 0.019 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$$

pero no menor que $m_f 0.058 d_b f_y$ ó 305 mm, donde todas las unidades están en N y mm, y donde A_b es el área de la varilla y d_b es el diámetro de la misma. El factor m_f toma en cuenta el comportamiento adverso de las varillas alojadas en la cara superior ($m_f = 1.0$ para varillas con menos de 12 pulgadas de concreto vaciado por debajo de la varilla, de otra forma, $m_f = 1.4$), concreto ligero, el recubrimiento y la separación lateral entre las varillas, refuerzo en demasía y el efecto de las espirales que rodeen a las varillas. Para varillas en compresión, la contribución del aplastamiento en los extremos permite un menor valor de l_d que el especificado anteriormente. Idealmente, en el diseño sísmico, los empalmes deberán estar escalonados y localizados lejos de las secciones de tensión máxima. El Reglamento ACI^{5.1} recomienda que cuando la tensión en la varilla es menor que $0.5 f_y$, la longitud del traslape deberá ser $1.3 l_d$ si más de las tres cuartas partes de la totalidad de las varillas se empalman con traslapes dentro de una longitud de un traslape. De otra forma, la longitud del traslape será de $1.0 l_d$. Las longitudes de los traslapes para varillas en compresión, son menores. Nunca se deberán efectuar empalmes traslapados en las zonas de articulaciones plásticas potenciales en vigas. En las columnas de edificios, deberán tener lugar a media altura de los entrepisos.

5.5 MARCOS DE CONCRETO REFORZADO EN EDIFICIOS

5.5.1 Conceptos fundamentales

Los análisis dinámicos no lineales de estructuras diseñadas con las cargas estáticas prescritas por los reglamentos y sometidas a temblores severos, han proporcionado indicaciones del orden de las deformaciones inelásticas requeridas. Sin embargo, es difícil llegar a conclusiones generales debido a numerosas variables involucradas (véanse los capítulos anteriores). Los Reglamentos de California^{5.10} y Nueva Zelanda^{5.11} han señalado que un factor de ductilidad de desplazamientos Δ_u/Δ_y del orden de 3 a 5 es necesario para estructuras dúctiles sismo-resistentes. El diseñador debe reconocer que el factor de ductilidad de curvatura ϕ_u/ϕ_y en las secciones de articulaciones plásticas, será mucho

mayor que el valor Δ_u/Δ_y , ya que una vez que empieza la fluencia, ocurren desplazamientos adicionales, principalmente debido a la rotación de las articulaciones plásticas, como se ilustra en la figura 5.23 para una columna en voladizo. Los análisis dinámicos han indicado que la demanda de ductilidad se concentra en la parte débil de los marcos. Lo anterior se puede ilustrar también al examinar los mecanismos estáticos de colapso.^{5.2} La figura 5.16 muestra un marco bajo carga (del tipo de los del reglamento) sísmica y posibles mecanismos básicos que podrían formarse debido a la fluencia por flexión. Si la fluencia tiene lugar en las columnas antes que en las vigas, se puede formar un mecanismo de desplazamiento lateral de columnas y, en el peor de los casos, se formarán las articulaciones plásticas sólo en las columnas de un entrepiso, puesto que las columnas de los otros pueden ser más resistentes. Dicho mecanismo tendrá demandas de ductilidad de curvatura muy grandes en las articulaciones plásticas del entrepiso crítico y en edificios altos, no es probable que haya suficiente ductilidad de curvatura disponible para que este mecanismo sobreviva un temblor severo. Por otra parte, si la fluencia empieza primero en las trabes, puede desarrollarse un mecanismo de desplazamiento lateral de vigas, que impondrá demandas mucho más moderadas de ductilidad de curvatura en las articulaciones plásticas de las vigas y en las bases de las columnas. Además, la ductilidad de curvatura puede proporcionarse con mayor facilidad en las vigas, y las columnas son más difíciles de reparar. Los mecanismos de la figura 5.16 son en cierta forma idealizados, sin embargo, indican lo deseable de un enfoque de columna fuerte-viga débil, en el diseño sísmico.

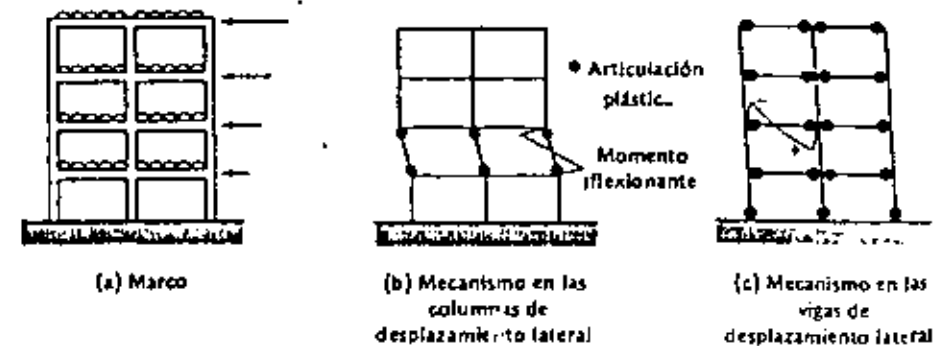


Fig. 5.16 Marco y mecanismos de desplazamiento lateral.

Por consiguiente, el procedimiento de diseño por capacidad en marcos resistentes a temblores consiste en detallar las vigas y las bases de las columnas, de tal manera que durante un sismo severo pueda desarrollarse un mecanismo dúctil disipador de energía en esos puntos, mediante la formación de articulaciones plásticas, mientras se proporciona una reserva de resistencia suficiente, mientras sea pequeña la probabilidad de que fluyan las columnas u ocurra una falla de cortante o adherencia. Los reglamentos de diseño no son específicos respecto al nivel del factor de ductilidad de curvatura de que se debe disponer en las secciones críticas, pero recomiendan los procedimientos de detallado que tienden a lograr una ductilidad adecuada. Las disposiciones para el diseño sísmico que se presentan en las siguientes secciones están basadas en el Apéndice A del Reglamento ACI.^{5.1}

5.5.2 Disposiciones especiales para miembros a flexión

Las secciones deberán diseñarse por flexión utilizando un factor de reducción de la resistencia ϕ de 0.9 (véase la ecuación 5.4). Para obtener secciones dúctiles, se recomienda un límite superior para el porcentaje ρ del acero de tensión de $0.5 \rho_b$, donde ρ_b está dado por la ecuación 5.10. Asimismo, en las conexiones con las columnas, el reglamento requiere que la capacidad para momento positivo de la viga sea al menos el 50 % del momento negativo. Tanto el acero superior como el inferior deberán constar de cuando menos dos varillas y ρ deberá ser al menos $200/f_y$, con f_y en psi ($1.37/f_y$, con f_y en MPa) en toda la longitud del miembro. Por consiguiente, en una viga en el paño de la columna ρ' deberá ser 0.5ρ o mayor y $\rho \leq 0.5 \rho_b$, y esto asegurará que $\phi_t/\phi_y > 6$ para $\epsilon_c = 0.004$ (véase la figura 5.8). Por lo tanto, si la demanda de ductilidad de curvatura es de dos o tres veces este valor, como es posible que ocurra en un temblor severo, el concreto necesitará un confinamiento efectivo. Por ejemplo, en referencia con la ecuación 5.15 de Mattock, ésta muestra que si $z \approx 4d$, y si estribos cerrados del núm. 3 (diámetro de 9.5 mm) separados a cada 10 cm centro a centro confinan un núcleo de 10 por 20" lo que proporciona un $\rho_s = 0.00825$, excluyendo el acero de compresión, entonces $\epsilon_c = 0.0097$, lo que da por resultado el nivel requerido de ductilidad, pero con trituración del recubrimiento de concreto y posiblemente alguna reducción en la capacidad de momento, como consecuencia. En las zonas de articulaciones plásticas de los miembros, la separación de los estribos cerrados no debe ser mayor de 10 cm o $0.25d$, donde d es el peralte efectivo del miembro. También, como se analizó en la sección 5.4.4, la inversión del signo en las cargas que provocan la fluencia de las varillas del refuerzo, hace que descienda el módulo tangente de ese acero para niveles bajos de esfuerzos, y esto junto con la presencia de grietas en la zona de compresión, puede conducir al pandeo de las

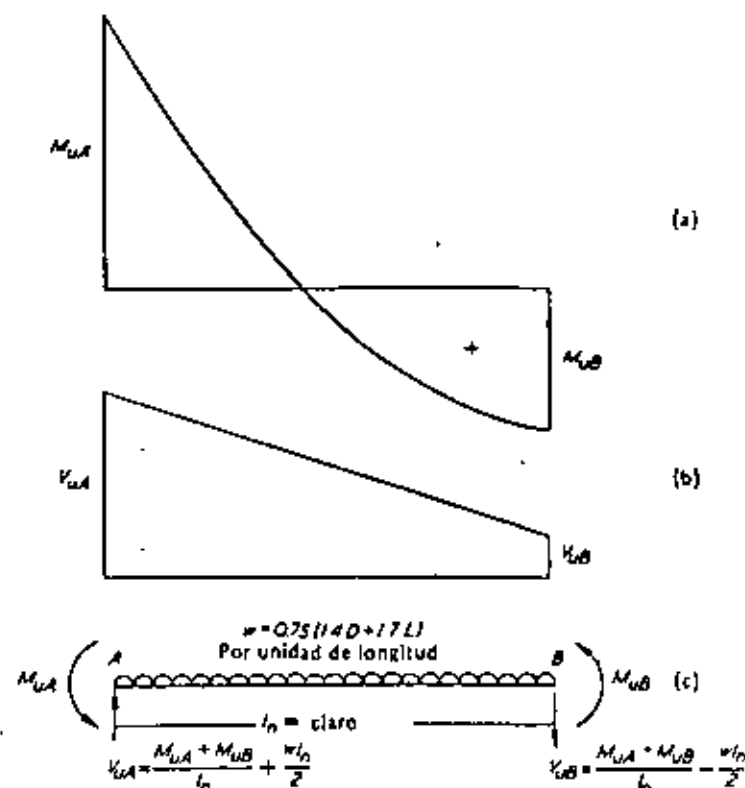


Fig. 5.17 Cálculo de la fuerza cortante con cargas sísmicas. a) Diagrama de momento flexionante, b) diagrama de fuerzas cortantes, c) acciones sobre los miembros.

varillas. Se recomienda, por lo tanto, que en las zonas de articulaciones plásticas, la separación de los estribos cerrados no sea mayor que seis diámetros de las varillas de acero de compresión, una separación menor que la que requiere el Reglamento ACI. Asimismo, los estribos deben colocarse de tal manera que cada varilla longitudinal o paquete de varillas esté restringido contra el pandeo, mediante un doblez de 90° del estribo, excepto cuando las varillas se encuentren a no más de 20 cm centro a centro, y estén restringidas por el mismo estribo en la forma antes descrita; las varillas localizadas entre ellas están exentas de este requisito. La fuerza de fluencia de la rama del estribo deberá ser al menos un dieciseisavo de la fuerza de fluencia de la varilla o varillas que van a restringir, incluyendo la contribución de las varillas que se han indicado anteriormente exentas. Dichos estribos en los extremos de la viga deberán siempre proporcionarse en una distancia de dos veces el

peralte efectivo de la viga, a partir del paño de la columna, y en cualquier otro sitio de las vigas en que las deformaciones inelásticas del marco sean causa de que se alcance la resistencia a la flexión.

La capacidad de resistir cortante de la que se depende, utilizando un factor de reducción de la resistencia ϕ de 0.85, debe ser cuando menos igual a la fuerza cortante de diseño calculada con las cargas gravitacionales de diseño y los momentos de sobrerresistencia de las articulaciones plásticas (véase la ecuación 5.5), ya que sólo entonces la probabilidad de una falla por cortante será lo suficientemente baja. En la figura 5.17 se ilustra la determinación de la fuerza cortante de diseño, para el caso en que en los extremos de la viga se formen articulaciones plásticas. El acero de la viga para momento negativo deberá incluir el de la losa en un ancho efectivo de ésta, de digamos cuatro espesores de la misma, a cada lado de una columna interior. La resistencia del acero podría tomarse igual a $1.25 f_y$, para aceros con una resistencia especificada a la fluencia de 40 ksi (276 MPa) y $1.4 f_y$, para aceros de una resistencia especificada a la fluencia de 60 ksi (414 MPa). Estos valores reflejan el esfuerzo real del acero (incluyendo el endurecimiento por deformación, que es especialmente importante en aceros de alta resistencia) cuando se alcanza la ductilidad de curvatura requerida. En las zonas de articulaciones plásticas, las inversiones de signo en el momento provocan una reducción en el cortante que puede soportar el concreto mediante la adherencia del agregado, la acción de cuña y a lo largo de la zona de compresión, como ya se comentó en la sección 5.4.5. Por ello, en las zonas de articulaciones plásticas la contribución de estos mecanismos, donde el concreto resiste cortante, deberá despreciarse ($v_c = 0$), y la totalidad de la fuerza cortante debe ser resistida por el refuerzo por cortante con una separación no mayor que $0.25d$, esto ($v_c = 0$)* es más estricto que lo que requiere el Reglamento ACI. Fuera de las articulaciones plásticas, v_c se puede tomar como el valor recomendado por la ecuación 5.26, siempre que el esfuerzo cortante nominal de signo invertido exceda $3 \sqrt{f'_c}$ psi, donde f'_c está en psi ($0.25 \sqrt{f'_c}$ MPa, donde f'_c está en MPa). Podrán colocarse varillas en diagonal a manera de refuerzo por cortante en las articulaciones plásticas, con objeto de evitar una falla deslizante por cortante a lo largo de una grieta vertical abierta.

5.5.3 Disposiciones especiales para las columnas

El porcentaje de refuerzo vertical debe estar entre 0.01 y 0.06. Las disposiciones del Reglamento ACI tienen como objeto que las articula-

ciones plásticas se formen en las vigas en vez de en las columnas, al requerir que la suma de los momentos resistentes de éstas exceda la suma de los momentos resistentes de las vigas, a lo largo de cada uno de los planos principales en la conexión, a menos que se hagan disposiciones especiales. Sin embargo, este requerimiento no evitará que las articulaciones plásticas se formen en las columnas por dos razones.^{5,7} Los análisis dinámicos no lineales han demostrado que en los marcos, debido a los efectos de los modos superiores, los puntos de inflexión pueden ocurrir bien distantes de la media altura de las columnas. Por lo tanto, es posible que en ocasiones, durante un sismo, se presenten distribuciones de los momentos en las columnas, como se muestran en la figura 5.18. El máximo momento en las columnas está dado por:

$$M_{c1} = M_{b1} + M_{b2} - M_{c2} \quad (5.32)$$

En consecuencia, el momento introducido por las vigas $M_{b1} + M_{b2}$ tendrá que ser resistido por una sola sección de columna si M_{c2} es pequeño. Asimismo, al diseñar, es costumbre considerar que la carga sísmica actúa en la dirección de los ejes principales de una estructura y en una dirección a la vez. Sin embargo, una dirección general de la carga sísmica puede provocar que ocurra la fluencia en las vigas en ambas direcciones simultáneamente (véase la referencia 5.2 y los capítulos del 1 al 3). Esto tiene como resultado un incremento del

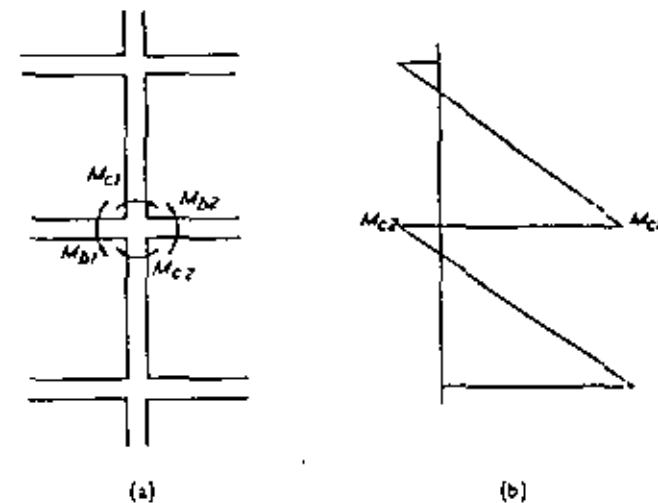


Fig. 5.18 Momentos en la columna en la junta viga-columna. a) Porción del marco, b) diagrama de momentos flexionantes en la columna.

* N. del T. En dirección opuesta a la carga gravitacional.

mento introducido por las vigas, el cual tiene que ser resistido por una resistencia reducida de la sección de la columna. Por ejemplo, para una estructura simétrica con igual resistencia en las dos direcciones principales, el momento introducido resultante en la viga, aplicado en forma diagonal a la sección de la columna, es $\sqrt{2}$ veces el momento monoaxial introducido por la viga, y la resistencia diagonal a la flexión de la sección de la columna puede ser como un 10 % menor que la resistencia a flexión monoaxial. Para evitar que los efectos de los modos superiores y que la carga sísmica general induzca a que las articulaciones plásticas se formen en las columnas, se requiere aumentar las resistencias de éstas, hasta tres veces lo que indica el Reglamento ACI. La dificultad en evitar que las articulaciones plásticas se formen en las columnas es tal, que debe considerarse inevitable el que ocurra alguna fluencia en ellas. Nótese que la fluencia debido al desplazamiento de los puntos de inflexión, ocurrirá sólo en un extremo de la columna a la vez y, por tanto, no conducirá a un mecanismo de desplazamiento lateral de las columnas en ese piso. En los capítulos del 1 al 3, se dan los métodos para determinar las acciones en las columnas.

La posibilidad de que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de las columnas debido a los efectos antes mencionados, hace importante el asegurar que las columnas sean capaces de comportarse de manera dúctil. El Reglamento ACI recomienda que si la carga axial máxima de diseño P_e es menor que $0.4 P_b$, donde P_b es la capacidad por carga balanceada de la que se depende en la columna, éstas se pueden detallar como miembros a flexión. Esto se debe a que a niveles bajos de carga axial existe disponible una ductilidad razonable en las secciones de las columnas, como se muestra en la figura 5.12. Cuando aumenta el nivel de la carga axial, la ductilidad de curvatura disminuye en forma importante y el Reglamento ACI señala que se requiere acero transversal especial para confinamiento, en las zonas de los extremos de las columnas cuando $P_e > 0.4 P_b$. Cada zona extrema es al menos igual al peralte total de la columna, o 45 cm, o 1/6 de la altura libre de la columna. Cuando se utilice una espiral, es recomendable que la relación volumétrica ρ_s no sea menor que la requerida por la ecuación 5.17, pero tampoco menor que $0.12 f'_c/f_y$.

Cuando se usen estribos rectangulares, el área de la varilla puede calcularse con:

$$A_{sh} = l_n \rho_s s_h / 2 \quad (5.33)$$

donde l_n es la máxima longitud no soportada del lado del estribo, medida entre las ramas perpendiculares del mismo o los amarres suplementarios, ρ_s es de igual manera que para las espirales, donde el área

del núcleo rectangular medida hasta el exterior de los estribos se sustituye por A_c , y s_h es la separación centro a centro de los estribos, sin que exceda de 10 cm. Los amarres transversales suplementarios, si se usan para reducir l_n deben ser del mismo diámetro de la varilla del estribo y deben envolver a éste y a una varilla longitudinal. La ecuación 5.33 para estribos rectangulares fue ideada para proporcionar en un núcleo rectangular el mismo confinamiento que existe en el núcleo de una columna equivalente con espirales, suponiendo que la eficiencia de los estribos rectangulares, como refuerzo para confinamiento, es 50 % del de la espiral. Asimismo la cantidad especificada de acero transversal especial en espiral, está fundamentada en preservar la resistencia a carga axial de la columna después de que el recubrimiento de concreto ha sido expulsado, más que en lograr un factor de ductilidad de curvatura en particular, bajo carga excéntrica. Sin embargo, los análisis teóricos momento-curvatura en columnas con estribos rectangulares, han mostrado que las disposiciones del Reglamento ACI son conservadoras, excepto para columnas de pequeña sección transversal, con grandes cargas y contenidos pequeños de acero longitudinal.⁵⁻²

Al igual que ocurre en las vigas, es recomendable que en las posibles zonas de articulaciones plásticas, la separación del acero transversal que rodea a las varillas longitudinales no exceda de seis diámetros de las varillas longitudinales, para poder restringir el pandeo en condiciones de inversiones de signo en la carga. De preferencia, los empalmes deberán ejecutarse en la región a media altura de las columnas y la longitud del traslape no deberá ser menor que $30 d_b$ o 40 centímetros.

La fuerza cortante de diseño puede determinarse a partir del máximo gradiente de momentos probable en la columna cuando se desarrollan articulaciones plásticas en el marco, bajo cargas de diseño sísmicas y gravitacionales. Las disposiciones del Reglamento ACI permiten que el cortante sea soportado por el concreto y el acero por cortante, sin señalar el posible deterioro de los mecanismos resistentes del cortante en el concreto debidos a la apertura y clausura de grietas bajo inversiones de signo en las cargas. Esta es una suposición razonable sólo si las articulaciones plásticas en las columnas ocurren con poca frecuencia y si una compresión sustancial actúa sobre la columna.

5.5.4 Disposiciones especiales para juntas viga-columna

En los núcleos de las juntas, lo mismo que para las regiones en los extremos de las columnas, debe existir refuerzo transversal especial. Además el núcleo de la junta debe poseer suficiente resistencia al

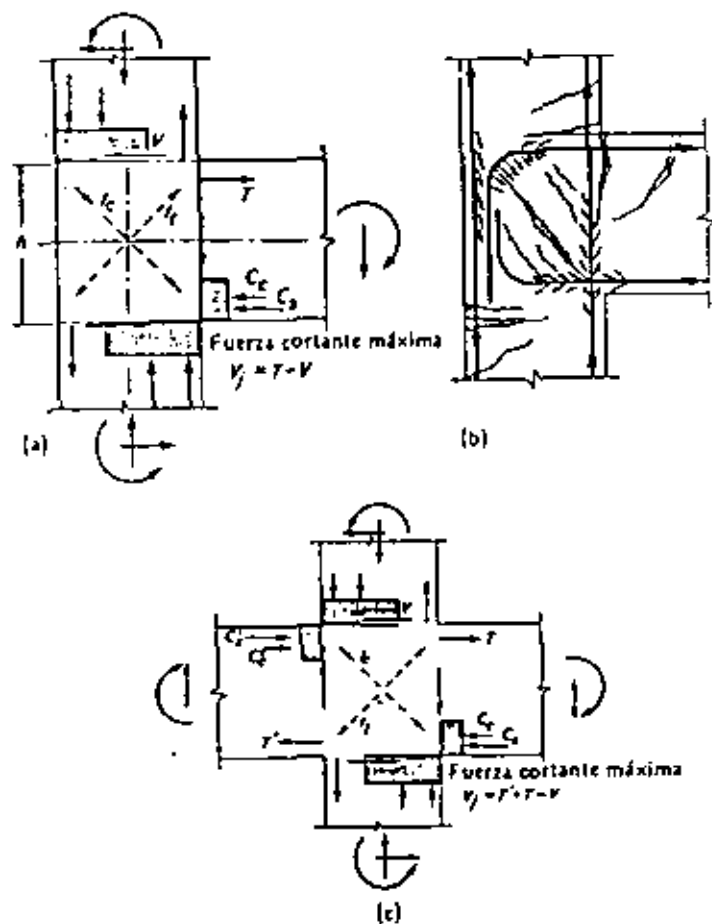


Fig. 5.19 Juntas viga-columna del marco con carga sísmica. a) Acciones y resultantes de los esfuerzos en la junta exterior viga-columna; b) configuración del agrietamiento y fuerzas de adherencia en la junta exterior viga-columna; c) acciones y resultantes de los esfuerzos en una junta interior viga-columna.

cortante a fin de que al menos iguale la fuerza cortante de diseño calculada con el cortante de la columna y las fuerzas cortantes inducidas por las fuerzas de fluencia en el refuerzo de la viga. Por ejemplo, para la junta interior viga-columna que se muestra en la figura 5.19 (c), la fuerza cortante horizontal máxima está dada por las fuerzas horizontales arriba de un plano horizontal típico, como:

$$V_j = C'_s + C'_c + T - V = T' + T - V \quad (5.34)$$

En las juntas en que llega una viga solamente por un lado de la columna en la dirección considerada [véase la figura 5.19 (a)], sólo un término de la fuerza en el acero aparecerá en la ecuación 5.34. La fuerza cortante de diseño deberá calcularse en la forma antes señalada, utilizando la máxima resistencia probable del acero. Por ejemplo, para aceros con f_y de 40 ksi (276 MPa), la resistencia del acero podría tomarse igual a $1.25 f_y$ y para aceros con f_y de 60 ksi (414 MPa), la resistencia del acero podría tomarse igual a $1.4 f_y$. La fuerza cortante horizontal de diseño se distribuye entonces entre los mecanismos resistentes al cortante del concreto y del acero, como sigue:

$$V_j = V_c + V_s \quad (5.35)$$

Deberá incluirse un factor de reducción de la resistencia ϕ de 0.85, al calcular V_c y V_s .

Recientes investigaciones experimentales^{5.2} han demostrado que cuando se forman articulaciones plásticas reversibles en las vigas adyacentes a la conexión, puede arruinarse el núcleo de concreto, debido a grietas alternadas de tensión diagonal que se abren y cierran, y a los altos esfuerzos alternantes de adherencia. Una condición especialmente severa surge después del primer ciclo de carga inelástica, cuando en la viga existe una grieta que cruza todo el peralte localizada al paño de la columna y, por tanto, todas las fuerzas en la viga se transfieren al núcleo de la junta a través del acero mediante fuerzas de adherencia. Por consiguiente, se considera que cuando el nivel de la carga axial en la columna es pequeño, V_c deberá despreciarse ya que será menor la transferencia del cortante mediante un ancho puntal de compresión diagonal a través del núcleo de la junta. Por lo tanto, se recomienda que el cortante que soporta el mecanismo del concreto V_c esté dado por las ecuaciones 5.25 y 5.27, excepto que V_c deberá tomarse igual a cero cuando el esfuerzo de compresión mínimo promedio en el área total del concreto de la columna arriba de la junta sea menor que $0.1 f'_c$. Esta limitación es más restrictiva que las disposiciones del Reglamento ACI, como también lo son las recomendaciones que siguen.

Los ensayos han demostrado también^{5.2} que la grieta crítica de tensión diagonal corre entre las esquinas diagonalmente opuestas al núcleo de la junta [esto es: paralelamente al puntal de compresión diagonal, como puede verse en la figura 5.19 (b)], y no a 45° respecto

a los ejes de los miembros. Por lo tanto V_s es el cortante soportado por los estribos horizontales presentes en el núcleo de la junta y que cruzan esta grieta, y que está dado por:

$$V_s = n f_y A_p \quad (5.36)$$

donde A_p es el área de cada juego de anillos y n es el número de dichos juegos, colocados entre el acero superior e inferior de la viga. Debe también percibirse que necesitan transmitirse las fuerzas cortantes verticales a través del núcleo de la junta. Sin embargo, las varillas en la columna normalmente no fluyen durante un sismo, y usualmente ésta soporta alguna carga de compresión y, por tanto, las fuerzas cortantes verticales no son tan críticas. El mejor método es que tales cortantes sean soportados por las varillas existentes en la columna que cruzan la grieta que va de esquina a esquina, y por ello es importante que exista al menos una varilla en cada lado colocada entre las varillas de las esquinas de la columna. Se sugiere que la separación de las varillas de columna en los lados no sea mayor que 15 cm. La capacidad de las varillas intermedias de la columna que cruzan la junta no debe ser menor que la tensión desarrollada en una capa exterior de varillas en la sección de la columna.

Los estribos colocados horizontalmente en el núcleo de la junta no deben ser menos que el acero transversal especial que se coloca en los extremos de la columna* como acero de confinamiento. Se considera que la presencia de vigas en las cuatro caras de la columna no debiera dar lugar a una reducción en este requisito, puesto que la extensa fluencia de las vigas en las dos direcciones durante un temblor, muy probablemente reducirá el efecto de confinamiento de éstas. Una excepción ocurre cuando el diseñador fuerza a que las articulaciones plásticas en las vigas se formen a cierta distancia de los paños de las columnas. En estos casos la cantidad mínima del acero en la junta puede ser la mitad de la cantidad del acero transversal especial. Cuando las articulaciones plásticas se forman a cierta distancia de los paños de las columnas, puede adoptarse un enfoque menos conservador en el diseño del refuerzo por cortante en el núcleo de la junta, ya que éste permanece elástico y no ocurrirán degradaciones de la resistencia al cortante.

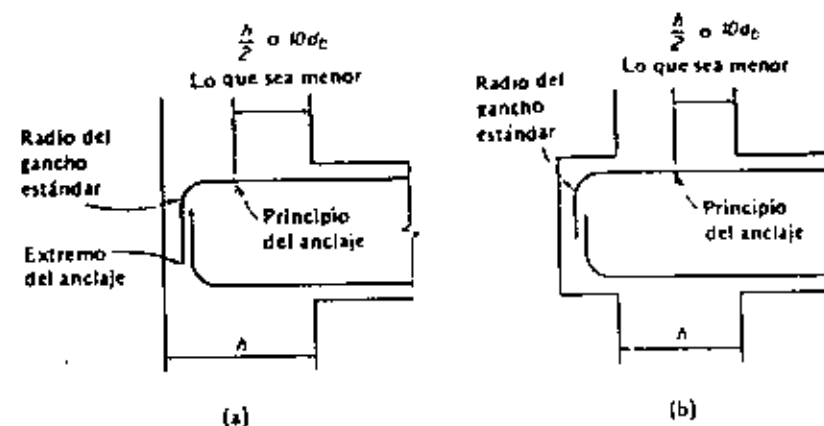


Fig. 5.20 Anclaje de las varillas de la viga en una columna exterior, cuando es factible que se forme la articulación plástica en la viga en el paño de la columna. a) Anclaje en las columnas, b) anclaje en el talón de la viga.

Para evitar la falla del mecanismo de adherencia debida a la penetración de esfuerzos de fluencia* en las columnas durante cargas cíclicas cuando lleguen las vigas a lados opuestos de la columna, el diámetro máximo de las varillas que pasan a través de las vigas, no deberá ser mayor que 0.04 de la dimensión de la columna en la dirección de la varilla, excepto cuando no pueda ocurrir fluencia en los extremos de las vigas, pueden utilizarse diámetros de hasta 0.05 de la dimensión apropiada de la columna. Esta recomendación es el resultado de la observación del comportamiento del acero con f_y igual a 40 ksi (276 MPa). Para aceros de mayor grado, deberán adoptarse varillas con diámetros menores.

Cuando las varillas de la viga se anclan en una columna, se considera que la longitud de anclaje habrá de suponerse que comienza, ya sea en el punto medio del peralte total de la columna, o a 10 diámetros de la varilla a partir de la cara en que el acero penetra en la columna, lo que sea menor. Una excepción es cuando no pueda ocurrir la fluencia en el extremo de la viga, en cuyo caso puede considerarse que el anclaje comienza en el paño de la columna. Aunque exista la longitud de anclaje adecuada, ninguna varilla deberá anclarse dentro del núcleo de una columna, sin que termine al menos con un gancho estándar cerca de la cara lejana del núcleo, como sea prácticamente posible.

* N. del T. Menor diámetro, mayor espaciamiento.

* N. del T. En las barras de las vigas.

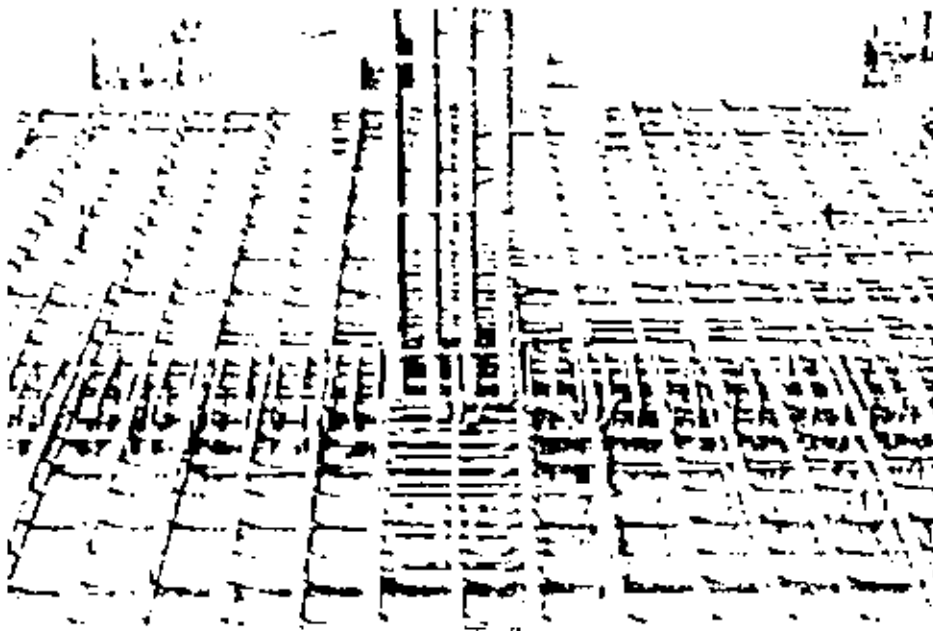


Fig. 5.21. 1 espécimen losa-columna con estribos para refuerzo por cortante.^{5.12}

Puede que sea necesario prolongar la viga con un talón en la cara lejana de la columna, para poder proporcionar una longitud adecuada de anclaje. Tales talones en las vigas han demostrado ser útiles en el confinamiento del núcleo de la junta y, en general, dan como resultado un mejor comportamiento del núcleo de la misma; la figura 5.20 muestra algunos detalles del anclaje en las columnas exteriores.

Para estructuras con marcos en las dos direcciones, una orientación general de la carga sísmica provoca la fluencia en las vigas en ambas direcciones simultáneamente; en estos casos el núcleo de la junta estará sujeto a fuerzas cortantes biaxiales. La fuerza cortante que resulta en el núcleo de la junta accionará aproximadamente a lo largo de la diagonal de la sección, y la contribución del refuerzo horizontal por cortante en la resistencia a éste puede evaluarse sumando las componentes de las fuerzas en las varillas del refuerzo para cortante, que son interceptadas por la grieta de tensión diagonal en la dirección de la fuerza cortante resultante.

5.5.5 Disposiciones especiales para las juntas losa-columna

Los edificios de varios pisos con placas planas o losas planas normalmente no deben usarse como estructuras resistentes a sismos sin la presencia de muros o marcos que los rigidicen contra deflexiones horizontales excesivas, causadas por las fuerzas sísmicas, y que pueden tener por resultado un serio daño no estructural durante un temblor severo. Sin embargo, aun cuando estén presentes dichos elementos rigidizantes, puede ser necesario transferir en las conexiones losa-columna momentos desequilibrados sustanciales, ya que estas conexiones sin refuerzo por cortante pueden fallar por agrietamiento de tensión diagonal y por resquebrajamiento del concreto a lo largo de las varillas, en la parte superior de la losa con poca ductilidad. Para incrementar la resistencia y ductilidad de la conexión, puede usarse un collar de acero estructural. Sin embargo, los ensayos han demostrado^{5.12} que el uso de estribos en la losa, colocados alrededor de las varillas que cruzan a través de la columna, proporcionan un aumento en la resistencia y un incremento sustancial en la ductilidad de la conexión, cuando ésta se encuentra sujeta a momentos cíclicos desequilibrados que se encuentran dentro del rango inelástico. Como puede verse en la figura 5.21, se colocaron estribos de dos y cuatro ramas, con una separación de un medio del peralte efectivo de la losa, encontrándose un comportamiento más dúctil que el de los collares de acero estructural.^{5.12}

5.6 MUROS DE CORTANTE DE CONCRETO REFORZADO EN LOS EDIFICIOS

5.6.1 Introducción

La protección contra el daño a los elementos no estructurales que pueden proporcionar los muros de cortante de concreto reforzado en edificios sismo-resistentes, es actualmente muy reconocida. En varios temblores recientes se ha demostrado el buen comportamiento de los muros de cortante bien diseñados. Algunos reglamentos^{5.10} requieren que las estructuras de muros de cortante se diseñen con mayor resistencia ante cargas laterales, que los marcos dúctiles de concreto reforzado que poseen características dinámicas similares. Esta precaución proviene de la creencia de que los muros de cortante son inherentemente menos dúctiles y que, probablemente, sea el cortante el modo dominante de falla. De manera apropiada el muro de cortante debería denominarse "muro estructural". Además de las cargas laterales, los muros de cortante también tienen que soportar alguna carga gravitacional. En las siguientes secciones, se analizan los principios que pueden utilizarse para asegurar que los muros de cortante posean todas las características deseables de las estructuras dúctiles sismo-resistentes.

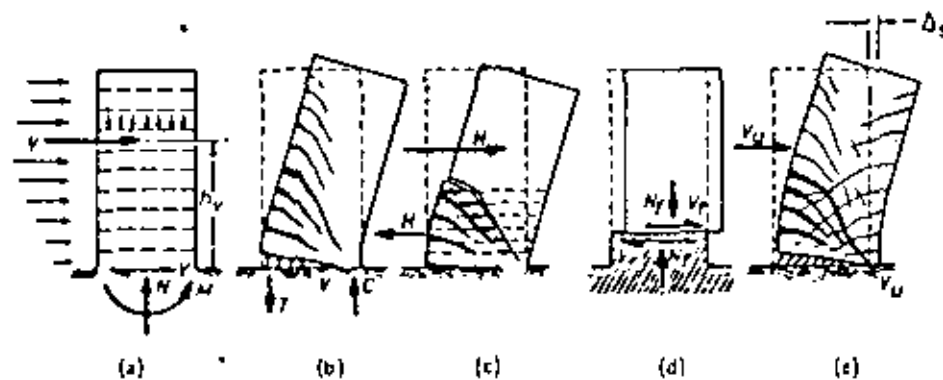


Fig. 5.22 Modos de falla en un muro de cortante en voladizo, de concreto reforzado, cargado lateralmente.

5.6.2 Muros de cortante en voladizo, sin aberturas

A pesar de su gran tamaño, la mayoría de los muros en voladizo en los edificios de múltiples pisos son lo suficientemente esbeltos para que puedan ser tratados como miembros estructurales ordinarios. No existe razón alguna que sugiera que en su comportamiento tales muros no vayan de acuerdo con los principios fundamentales del concreto reforzado que se ha indicado en las secciones previas. Un muro de cortante colado en la obra [figura 5.22 (a)] tenderá a actuar como una unidad integral, independientemente de la configuración de su sección transversal. No se recomienda la subdivisión de dichos muros de cortante en elementos de borde y tableros de alma que en algunas ocasiones se ha utilizado en la práctica japonesa. Se debe inducir al diseñador a que piense en términos del comportamiento real de conjunto de todo el muro.

La respuesta sísmica de un muro de cortante en voladizo [figura 5.22 (a)] debe estar gobernada por la flexión. Las consideraciones que se deben atribuir a la posible articulación plástica en la base del muro [figura 5.22 (b)] son las mismas que las de miembros estructurales comunes. Debido a las inversiones de signo en las cargas, las secciones de los muros de cortante necesariamente contienen importantes cantidades de acero en compresión. Las cargas gravitacionales producen, por lo común, una compresión axial que es considerablemente menor que la requerida en la falla balanceada de la sección. Consecuentemente, la ductilidad de curvatura disponible en la sección crítica del muro, es normalmente amplia. Sin embargo, el factor disponible de ductilidad de curvatura depende de la distribución del refuerzo. En secciones

rectangulares es mejor distribuir el refuerzo vertical, de tal manera que el porcentaje de éste en el alma sea el mínimo valor permisible de 0.25 %, y todo el refuerzo adicional se concentre cerca de los extremos de la sección del muro. Como se muestra en las relaciones teóricas momento-curvatura de la figura 5.23, esta distribución del acero tiene como resultado un incremento en la resistencia disponible y en la ductilidad de curvatura. Los patines también aumentan la ductilidad de curvatura de los muros. Los estribos transversales deben colocarse en los extremos de la sección del muro a una separación no mayor de seis diámetros de las varillas longitudinales, en la posible zona de articulación plástica, para evitar el pandeo del refuerzo longitudinal. En otras publicaciones^{5.2} se presentan algunas relaciones carga-rotación que han sido medidas experimentalmente en muros de cortante en voladizo, mismas que ilustran que los muros bien diseñados poseen, en verdad, una considerable ductilidad de curvatura.

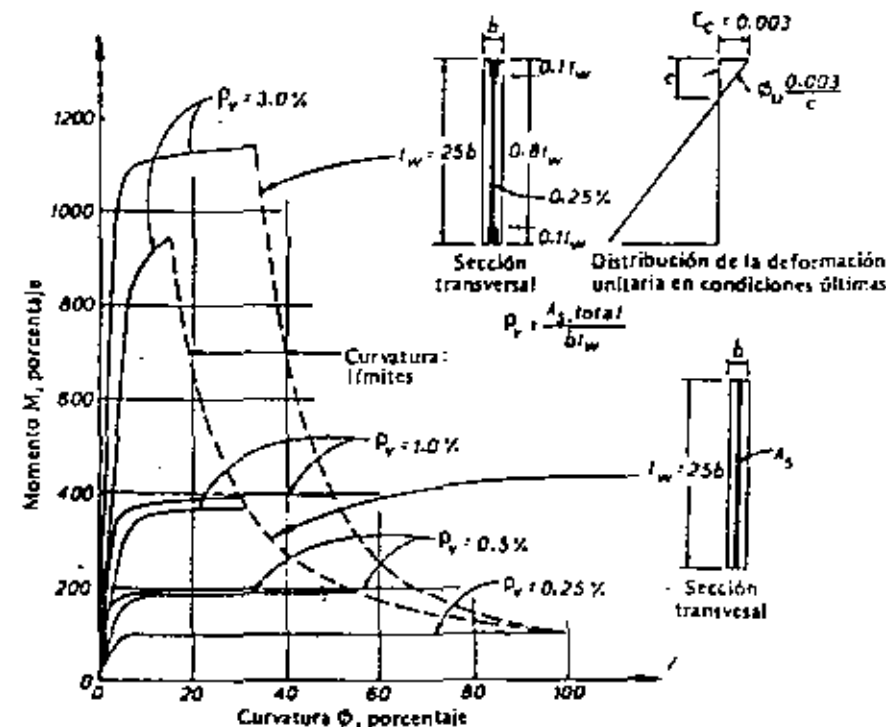


Fig. 5.23 El efecto de la cantidad y la distribución del refuerzo vertical en la curvatura última de las secciones de muro.^{5.13}

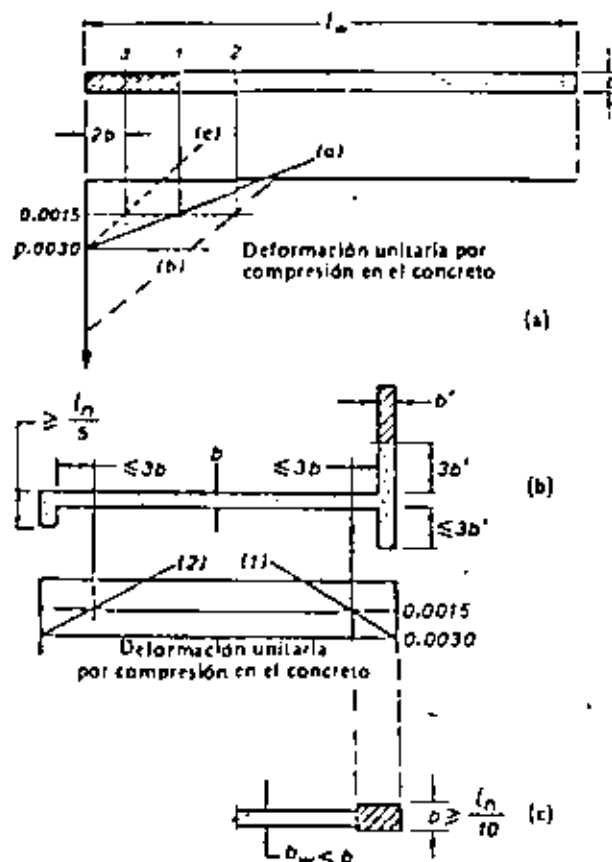


Fig. 5.24 Diagramas de deformación unitaria y dimensiones críticas que afectan la estabilidad de las secciones esbeltas de muros. a) Muros de sección rectangular, b) muro con patines, c) el muro sin patines.

Las secciones de muros de cortante son a menudo delgadas y, consecuentemente, bajo fluencia cíclica reversible existe el peligro de inestabilidad de la sección. Se recomienda que el espesor b de los muros de cortante rectangulares en edificios de varios pisos, sea al menos $l_w/10$, donde l_w es la altura no soportada de los muros entre los entrepisos u otros soportes laterales que sean efectivos, siempre que la deformación unitaria calculada de compresión en la sección transversal en la carga última exceda de 0.0015 , a menos que esta fibra quede a una distancia menor que $2b$ o $0.2l_w$ horizontalmente desde el borde en compresión. La figura 5.24 (a), la que también define los símbolos utilizados, muestra que el espesor del muro más allá de las secciones 1 y 2 necesita ser revisado en los casos de las configuraciones de deformación unitaria

(a) y (b), respectivamente. De ser necesario, el espesor del muro puede incrementarse, como se muestra en la figura 5.24 (c). Alternativamente puede suministrarse un pequeño patín con un ancho mínimo de $l_w/5$ [véase la figura 5.24 (b)]. En secciones provistas de patín, las partes adyacentes del muro se proporcionarán mutuamente soporte lateral. Se recomienda por tanto que la limitación de la esbeltez $l_w/10$ se aplique a aquellas porciones que puedan estar sujetas a deformaciones unitarias de compresión en exceso de 0.0015 , y que están localizadas a una distancia mayor que $3b$ de un muro transversal. Por ejemplo, el espesor del área sombreada del patín mostrado en la figura 5.24 (b), necesitará ser verificado. La extensión vertical de la posible articulación plástica, cercana a la base del muro de cortante en voladizo, indicará la región del mismo, donde deberán satisfacerse estas limitaciones de la esbeltez.

En la actualidad se reconoce que por regla general la resistencia al cortante de los muros de cortante en edificios de varios pisos debe determinarse en la misma forma que en las vigas. En la zona de la posible articulación plástica las grietas anchas de flexión se combinan con las grietas de tensión diagonal al cortante [figura 5.22 (c)], y después de unas cuantas inversiones de signo de las cargas, la contribución de los mecanismos resistentes al cortante, siempre que no se trate del refuerzo horizontal en el alma, disminuirá. Por lo tanto, el refuerzo en el alma en la zona de la posible articulación plástica deberá proporcionarse para la totalidad de la fuerza cortante horizontal. La altura de este refuerzo en el alma no deberá tomarse menor que $1.5l_w$.

En muros de cortante en voladizo, la fuerza lateral estática equivalente especificada por los reglamentos, por lo general no proporciona una protección satisfactoria contra una falla por cortante durante una excitación severa, cuando se desarrolla la resistencia máxima a la flexión en la base del muro. Durante ciertas combinaciones de los modos de vibración, la línea de acción de la resultante de las fuerzas laterales de inercia, localizada a h_v a partir de la base del muro en la figura 5.22 (a), puede ser menor que la obtenida con las distribuciones de carga usualmente prescritas por los reglamentos.^{5.10, 5.11} Esto es, h_v podrá ser mucho menor que los dos tercios de la altura del muro que se asigna a la acostumbrada carga triangular invertida. En consecuencia, pueden generarse fuerzas cortantes considerablemente mayores cuando en la base se desarrolla totalmente la capacidad de resistir momento.^{5.14}

Existen dos posibles sitios donde puede ocurrir la falla por cortante deslizante en los muros de cortante en voladizo. Uno es la junta horizontal de construcción que es sensible a la calidad de la preparación de

la superficie. El otro es la zona de articulación plástica, que usualmente se encuentra inmediatamente encima del nivel de la cimentación. El fenómeno de deslizamiento a lo largo de las grietas anchas de flexión que cruzan todo el peralte [figura 5.22 (e)], especialmente cuando la compresión axial producida por las cargas gravitacionales en el muro es pequeña, es similar a la que se encuentra en las zonas de articulaciones plásticas en las vigas, las que ya se comentaron en la sección 5.4.5. El deslizamiento a lo largo de una junta de construcción, mostrada en la figura 5.22 (d), y que a menudo se observa en los muros de cortante dañados por temblores, puede evitarse si en concordancia con el concepto de cortante por fricción^{5.2} se proporciona un refuerzo vertical apropiado en toda la longitud del muro, con el objeto de suministrar junto con la carga gravitacional mínima disponible, la fuerza necesaria de sujeción N_f . Puede obtenerse la resistencia necesaria al cortante, si se da el refuerzo vertical a través de la junta, de conformidad con:^{5.2}

$$A_{vf} = \left(v_u - 0.85 \frac{N}{A_g} \right) \frac{A_g}{f_y} \geq 0.0025 A_g \quad (5.37)$$

donde v_u es el esfuerzo cortante horizontal nominal calculado, N es la carga axial de compresión mínima que actúa sobre el muro y A_g es el área del concreto de la sección del muro. Este acero debe proporcionarse entre el refuerzo principal por flexión que normalmente está situado en los bordes extremos o en los patines de la sección del muro. La respuesta inelástica de los mecanismos asociados con el cortante deslizante indica una pérdida drástica de la rigidez y la resistencia ante la acción de cargas cíclicas. Por ello, el deslizamiento por cortante debe considerarse como un mecanismo disipador de la energía inapropiado en las estructuras sismo-resistentes.

Al detallar las secciones de muros de cortante, debe prestarse atención al refuerzo transversal en aquellas zonas en que la deformación unitaria de compresión calculada en el concreto, exceda de 0.0015, con objeto de garantizar que no se vaya a pandear el refuerzo vertical en el muro. El diámetro de los estribos que se usen para este propósito no deberá ser menor que un cuarto del diámetro del de las varillas del refuerzo principal, y deben tener una separación no mayor que seis veces el diámetro de las varillas principales. Cuando la profundidad del eje neutro en la sección de un muro del que se espera una ductilidad de desplazamiento de 4, exceda de $0.15 l_w$, la ductilidad de curvatura requerida se alcanzará cuando la deformación unitaria en compresión del concreto exceda de 0.004. Por lo tanto, en tales casos, como se

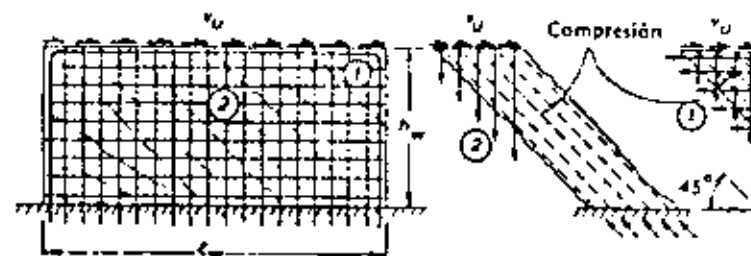


Fig. 5.25 La resistencia al cortante de muros de cortante de poca altura.

requiere para las columnas, deberá colocarse refuerzo especial confinante (véase la sección 5.5.3) en el área del muro en que la deformación unitaria de compresión, calculada al desarrollarse totalmente la resistencia a la flexión, exceda de 0.0015.

5.6.3 Muros de cortante de poca altura

En edificios de poca altura, la altura de un muro de cortante puede ser menor que su longitud. Tales muros no pueden diseñarse con las técnicas acostumbradas de la teoría del concreto reforzado. Sin embargo, ya que la carga sísmica en este tipo de muros muy pocas veces resulta crítica, un diseño aproximado que garantice cierta ductilidad generalmente es suficiente. La resistencia de muchos muros de cortante de poca altura está limitada por la capacidad de las cimentaciones de resistir los momentos de volteo. En tales casos, el resultado es una estructura oscilante y la ductilidad se torna irrelevante.

Como indica la figura 5.25, después de que aparece el agrietamiento diagonal, el cortante horizontal introducido en la parte superior de un voladizo de poca altura, necesita descomponerse en fuerzas de compresión diagonal y otras de tensión vertical. De esta manera, el refuerzo vertical por flexión distribuido verticalmente permite además que el cortante se transmita a la cimentación. La condición de equilibrio del cuerpo libre marcado con 2, muestra lo anterior en la figura 5.25. Cuando el campo de compresión diagonal no encuentra un apoyo en el nivel de la cimentación, como es el caso del cuerpo libre triangular marcado con 1, se requiere una cantidad igual de refuerzo horizontal por cortante. La figura 5.25 muestra, por consiguiente, que para un muro de cortante bajo, se requerirá una malla de acero de igual área en ambas direcciones, si de manera conservadora se supone un campo de compresión que actúa a 45° . La resistencia a flexión en la base se debe

evaluar cuidadosamente, tomando en cuenta la contribución de todas las varillas verticales, para asegurarse de que es posible proporcionar la resistencia al cortante requerida. De esta manera, podrán hacerse dúctiles la mayoría de los muros de cortante bajos y así evitar una falla frágil.

5.6.4 Muros de cortante acoplados

En un muro rectangular en voladizo, el esfuerzo cortante máximo se induce a lo largo de la fibra en el eje neutro en toda la altura del muro. Si ésta, o una fibra cercana, es potencialmente débil, como puede ser el caso en la construcción de tableros prefabricados, podrá ocurrir una falla por cortante deslizante, tal como la que se muestra en la figura 5.26 (a). Sin embargo, si se pudiera hacer dúctil a este mecanismo de falla, y hacer también que de ciclos histeréticos estables bajo carga con inversiones de signo, se podrá usar entonces como un mecanismo viable disipador de energía en una estructura sismo-resistente. Un equivalente de dicho sistema, que se muestra en la figura 5.26 (b), ilustra que el momento de volteo total M_0 se resiste en la forma siguiente:

$$M_0 = M_1 + M_2 + Tl \quad (5.38)$$

donde T es la acumulación de fuerzas cortantes en el sistema de acoplamiento entre los dos muros. El potencial de esta estructura, como una eficiente construcción sismo-resistente, resultaría de su habilidad para disipar energía, cuando sea necesario, dentro del sistema de transferencia del cortante por toda la altura de la estructura. Esto sería adi-

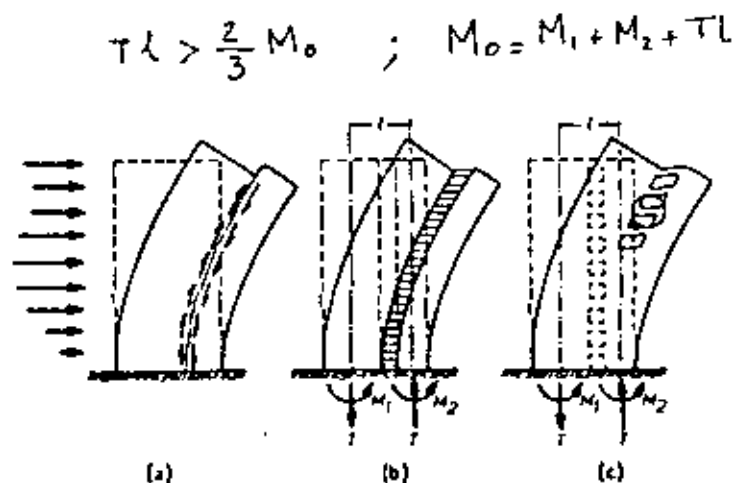


Fig. 5.26 Muros de cortante acoplados con carga lateral.

cional a la energía disipada en la articulación plástica en la base de cada muro. Mediante una selección hábil de las rigideces relativas y de las resistencias, es posible reforzar los diversos componentes de los muros, de tal manera que bajo carga estática monótona se desarrolle la resistencia del sistema de acoplamiento antes del principio de la fluencia en la base de los muros. Por tanto, en comparación con los muros en voladizo, los muros de cortante acoplados ofrecen más de una línea de defensa cuando se requiere disipar energía. La dispersión de los mecanismos disipadores de energía resultará, probablemente, en un mejor control del daño estructural. Los estudios han indicado que en los muros así diseñados, durante una excitación sísmica severa, la fluencia extensa se confina mayormente al sistema de acoplamiento, el cual es más fácil de reparar que las bases de los muros.

En la práctica, la transferencia de cortante de un muro a otro, es proporcionada por vigas discretas que se forman entre las aberturas y que están dispuestas en una o más hileras verticales, como se muestra en la figura 5.26 (c). Para que un muro de cortante acoplado sea eficiente, las rigideces de las vigas deben seleccionarse de tal modo que:

$$Tl > \frac{2}{3} M_0 \quad (5.39)$$

Esto usualmente involucra el uso de vigas de acoplamiento cortas y relativamente peraltadas, en las que el desarrollo de la resistencia a la flexión está asociada con fuerzas cortantes que pueden resultar lo suficientemente grandes para destruir las vigas en tensión diagonal. Este tipo de falla fue observado en Anchorage durante el sismo de Alaska de 1964. Si todo el cortante es resistido por estribos verticales, puede presentarse una falla por cortante deslizante a lo largo de un plano vertical (en vez de una falla por tensión diagonal) después de unas cuantas incursiones cíclicas en el rango inelástico de la respuesta. La figura 5.27 muestra dichas vigas en un modelo de un muro de cortante acoplado de siete pisos.⁵⁻¹⁵ La mejor forma de evitar una falla por cortante deslizante en las vigas de acoplamiento, es usando refuerzo diagonal en vez del horizontal por flexión y el vertical por cortante común. En la figura 5.28 se muestra un ejemplo típico del arreglo sugerido. Dichas vigas, utilizadas en la actualidad en Nueva Zelanda, han demostrado ser extremadamente dúctiles⁵⁻¹⁵ siempre y cuando se evite el pandeo de las varillas de compresión diagonales. Después de una incursión más allá de la fluencia en cada una de las dos direcciones de la carga, las fuerzas de flexión y de cortante son

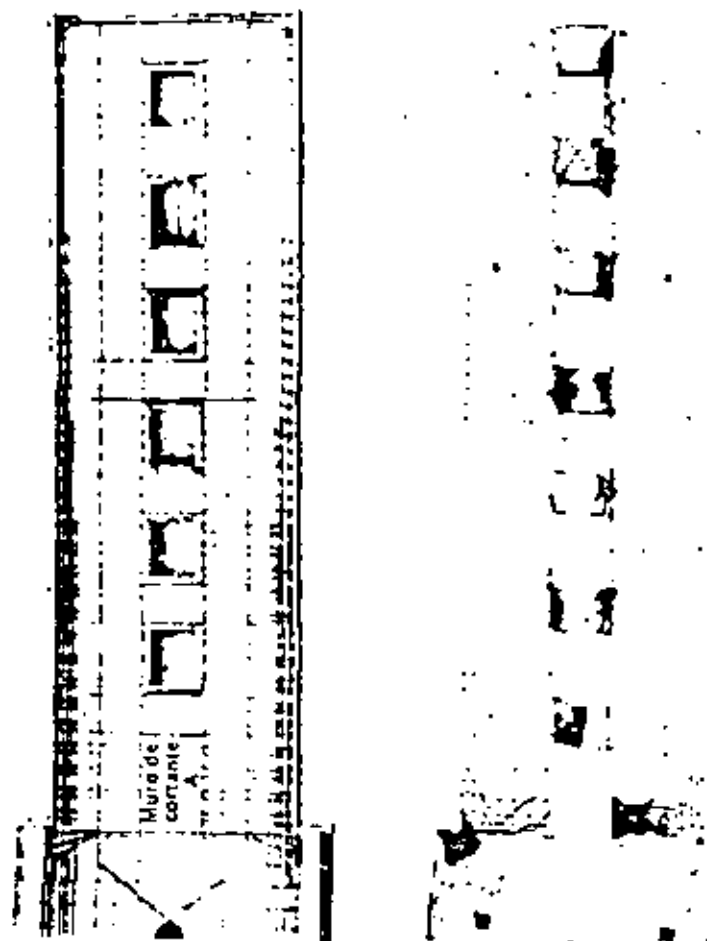


Fig. 5.27 Muros de cortante de concreto reforzado de siete pisos a escala de 1/4, con vigas de acoplamiento reforzadas de manera común, que fallaron por cortante deslizando.⁵⁻¹⁵

transferidas por el acero diagonal, en tanto que el concreto proporciona rigidez a la flexión y, por consiguiente, asegura la estabilidad lateral. Como podría esperarse, los ciclos histeréticos para estos miembros tienen las características de elementos de acero. Los ensayos han demostrado⁵⁻¹⁵ que un muro de cortante acoplado con vigas de acoplamiento con refuerzo en diagonal, proporcionado de tal forma que la fluencia en las vigas comience antes que la de las bases del muro, posee una capacidad para disipar energía muy en exceso a la de un muro que contenga vigas de acoplamiento reforzadas en forma común. Más aún, dichos muros de cortante acoplados muestran una menor degradación

de la rigidez y un menor daño visible para el mismo desplazamiento lateral. Por lo tanto, puede considerarse que los muros de cortante acoplados poseen todas las características deseables de una estructura sismo-resistente eficiente.

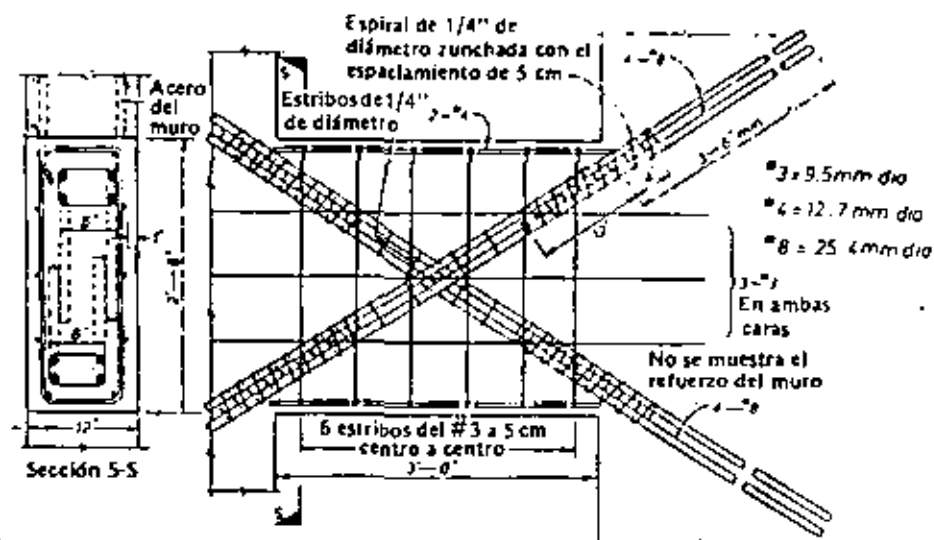


Fig. 5.28 Sugerencia para la disposición del acero en una viga de acoplamiento con refuerzo en diagonal.

En los núcleos que contienen fosos de escaleras y elevadores en los edificios de múltiples pisos, podrán acoplarse muros de diferentes configuraciones. Un ejemplo típico de una sección en cajón perforada por dos hileras de aberturas, resulta el acoplamiento de dos secciones en forma de canal. La evaluación del comportamiento de dichos muros se puede llevar a cabo con la ayuda de diagramas de interacción, como el que se muestra en la figura 5.29. El momento positivo se refiere a la carga que produce compresión en el extremo de los patines del muro. Dicho diagrama, que muestra la posición del eje neutro (c/l_w), es útil también cuando se deben determinar las regiones de la sección del muro donde pudiese requerirse refuerzo de confinamiento. De la figura 5.29 debe hacerse notar que para momento positivo con sólo una pequeña compresión axial, la relación c/l_w , es relativamente alta y, por consiguiente, la ductilidad por curvatura disponible en la sección del muro es pequeña. Sin embargo, para que exista este momento, el sistema de

acoplamiento tendrá que transmitir una gran tensión axial y ésta incrementará la ductilidad por curvatura de la sección crítica. Por el contrario, puede verse que para momentos negativos, el muro puede acomodar una considerable fuerza de compresión axial al mismo tiempo que posee una amplia ductilidad de curvatura.

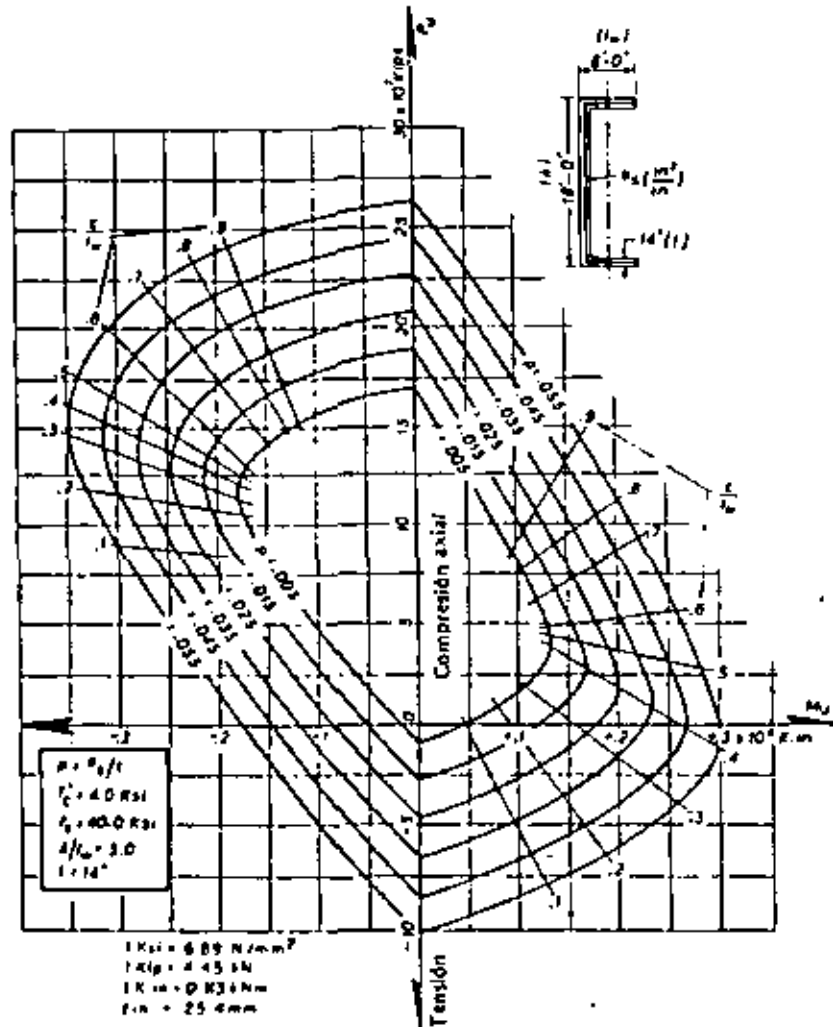


Fig. 3.29 Relaciones típicas de interacción carga axial-momento para la sección de un muro cortante en forma de canal, con refuerzo vertical distribuido uniformemente.

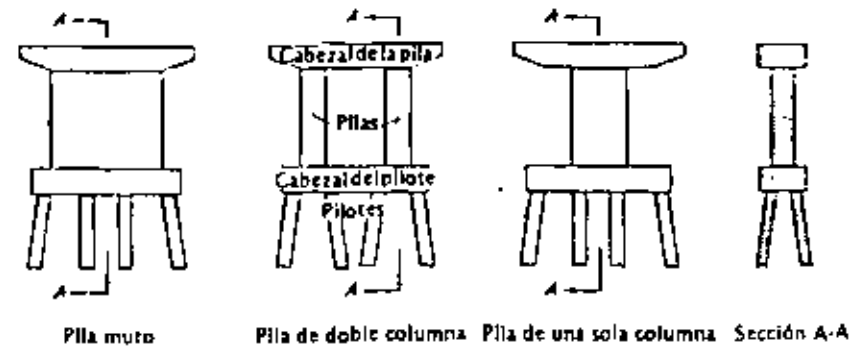


Fig. 3.30 Algunos arreglos en pilas para puentes.

5.7 PILAS DE CONCRETO REFORZADO PARA PUENTES

Muchos de los principios de diseño sísmico que se han analizado para los edificios, se aplican a otros tipos de estructuras de concreto reforzado, tales como las pilas para puentes. Si se emplea una carga estática dictada por algún reglamento, el diseñador debe asegurarse de que se disponga en la estructura de un mecanismo disipador de energía. En los puentes, la mayor parte de la masa se encuentra en la superestructura que consta de traveses, losas, diafragmas, etc. y, por consiguiente, es aquí donde se generan las principales fuerzas de inercia durante el sacudimiento sísmico del terreno. Sin embargo, los esfuerzos en la superestructura no son muy importantes durante las cargas sísmicas, y las fuerzas de inercia solamente imponen esfuerzos significativos en las pilas y la cimentación del puente. Pueden incorporarse dispositivos especiales disipadores de energía, entre las pilas y la superestructura, tales como amortiguadores de émbolo, que utilizan aceite o plomo (véase el capítulo 3), llevando al mínimo el daño estructural en las pilas y en la cimentación. Sin embargo, la mayoría de las estructuras de puente no tienen dichos dispositivos especiales y tienen que depender de la disipación de energía debajo de la sección superior de las pilas. La fluencia en la estructura de la cimentación deberá evitarse siempre, puesto que el daño en ese sitio es difícil de inspeccionar y reparar. Por lo tanto, las pilas del puente son los elementos más lógicos para detallar como regiones disipadoras de energía. Generalmente, la superestructura del puente transmite a las pilas cortantes horizontales y cargas verticales axiales o excéntricas. La carga vertical en la mayoría de las pilas es relativamente pequeña y, por lo tanto, la ductilidad es ésta es relativamente fácil de proporcionar. La figura 5.30 muestra algunas pilas para puente usuales. Los procedimientos de diseño ya analizados

para las posibles zonas de articulaciones plásticas en las columnas y muros, pueden seguirse para detallar las pilas. La consideración más importante consiste en proporcionar suficiente refuerzo transversal en forma de espirales o estribos para confinar al concreto, evitar el pandeo de las varillas longitudinales y que funcione como refuerzo por cortante. Para pilas en forma de muro o de una sola columna, las regiones de las articulaciones plásticas, normalmente se encontrarán en la base de las mismas. En pilas de varias columnas, las articulaciones plásticas se pueden desarrollar en las secciones superior e inferior, por lo que ambos extremos necesitan detallarse para que sean dúctiles. En estructuras de puente importantes o complejas, podrán requerirse estudios dinámicos especiales para determinar el nivel del factor de ductilidad por desplazamiento que se deba usar en el diseño de las pilas del puente (véase el capítulo 3).

Puede usarse la ecuación aproximada 5.23 o alguna forma ajustada de la misma, para tomar en cuenta las diferentes distribuciones del momento flexionante y relacionar la demanda de ductilidad por curvatura de las secciones críticas con el factor de ductilidad por desplazamiento.

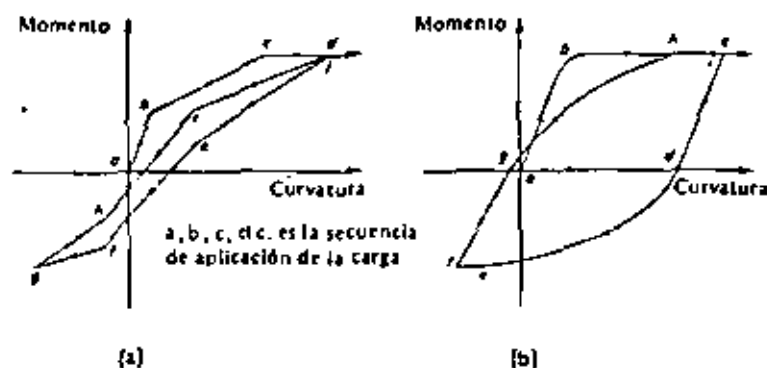


Fig. 5.31 Idealizaciones momento-curvatura para concreto presforzado y reforzado. a) Sección de concreto presforzado, b) sección de concreto reforzado.

5.8 MARCOS DE CONCRETO PRESFORZADO EN EDIFICIOS

5.8.1 Introducción

El concreto presforzado se ha usado extensamente para estructuras que soportan cargas gravitacionales, pero no han tenido la misma

aceptación en sistemas estructurales que resisten cargas sísmicas. Esto se debió principalmente a la poca investigación, información, experiencia en el diseño y comportamiento de las estructuras presforzadas durante temblores severos. El Reglamento ACI⁵⁻¹¹ no contiene disposiciones especiales para el diseño sísmico de las estructuras de concreto presforzado. Sin embargo, recientemente el Instituto de Concreto Presforzado de Nueva Zelanda⁵⁻¹⁶ y la Comisión para Estructuras Sísmicas de la FIP⁵⁻¹⁷ han elaborado recomendaciones de diseño. Estas recomendaciones y otros estudios recientes aportan una clara evidencia de que los marcos de concreto presforzado detallados apropiadamente, proporcionarán una resistencia satisfactoria ante las cargas sísmicas.

En la figura 5.31 se ilustran ciclos histeréticos idealizados de momento-curvatura para secciones de concreto presforzado y reforzado. En el concreto presforzado la deformación unitaria inicial de tensión en los tendones debida al presfuerzo, ocasiona una gran recuperación de la deflexión aun después de fuertes deflexiones. Por lo tanto, la disipación histerética de energía de un sistema de concreto presforzado será menor que la de uno de concreto reforzado de resistencia y rigidez inicial similares, resultando, por lo general, en una mayor respuesta de deflexión a un temblor severo del sistema de concreto presforzado. Se ha determinado un promedio de aproximadamente 30 % en esta diferencia en la respuesta de deflexión en estructuras de un solo grado de libertad, diseñadas de acuerdo con reglamentos y con resistencia, rigidez inicial y amortiguamiento viscoso similares, que responden no linealmente a los sismos del El Centro de 1940 y otros sintéticos.⁵⁻¹⁸ Esta característica ha encaminado al Reglamento para Asignación de Cargas de Nueva Zelanda⁵⁻¹¹ a especificar una fuerza sísmica horizontal de diseño para estructuras de concreto presforzado que da como resultado un 20 % mayor que las utilizadas para estructuras de concreto reforzado equivalentes.

Una aplicación atractiva del presfuerzo se tiene en la construcción de concreto prefabricado. Las vigas y columnas de concreto prefabricado se pueden unir postensándolas en la obra para constituir marcos continuos resistentes a sismos. La construcción de concreto presforzado en la obra se puede utilizar también con o sin miembros de concreto prefabricado. Mediante la presencia de acero longitudinal no presforzado, se pueden mejorar la ductilidad y la disipación de energía en las secciones críticas. Un excelente concepto de diseño consiste en equilibrar las cargas gravitacionales (carga muerta más alguna porción de carga viva) con tendones presforzados en una trayectoria curva, y colocar después en la sección suficiente acero no presforzado para dotarla de la capacidad adicional de momento requerida, cuando la carga sísmica actúa sobre el marco.

El empleo de tendones no adheridos en el diseño sísmico ha sido la causa de una controversia considerable. Se considera que se deben rellenar con mortero los tendones en los marcos dúctiles, ya que las deformaciones unitarias del acero en los tendones no adheridos permanecen elásticas en el caso de un sismo severo, confiándose, así, por completo en el concreto para disipar la energía. Además, las fluctuaciones en las fuerzas en los tendones pueden provocar la falla de los anclajes de los tendones no adheridos, acarreado el resultado catastrófico de la liberación de las fuerzas de presfuerzo. Podría lograrse un mejor argumento en favor de los tendones no adheridos, si también se incluyese en las secciones acero adherido no presforzado. Sin embargo, aparentemente no habría mayores objeciones en el uso de tendones no adheridos en los sistemas de piso o azotea que no contribuyen a la resistencia del marco.

La filosofía general del diseño sísmico de las estructuras de concreto presforzado es similar a la del concreto reforzado. Es decir, las estructuras diseñadas para soportar las cargas estáticas de diseño prescritas por los reglamentos, deberán ser capaces de experimentar deformaciones inelásticas mediante la formación de articulaciones plásticas dotadas de una ductilidad adecuada.

5.8.2 Resistencia y ductilidad de los miembros sujetos a flexión

La resistencia a flexión de las secciones rectangulares o con patines, en las que el eje neutro yace dentro del patín y en las que los tendones se concentran cerca de la fibra extrema en tensión, se puede calcular con:

$$M_u = A_{ps} f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.40)$$

donde

$$a = A_{ps} f_{ps} / (0.85 f'_c b) \quad (5.41)$$

donde A_{ps} es el área del acero de presfuerzo, f_{ps} es el esfuerzo del acero de presfuerzo para la resistencia máxima a la flexión, d es el peralte medido entre el centroide del tendón y la fibra extrema en compresión y b es el ancho de la cara de compresión del miembro. Para el bloque de esfuerzos de compresión se hacen las mismas suposiciones que en el

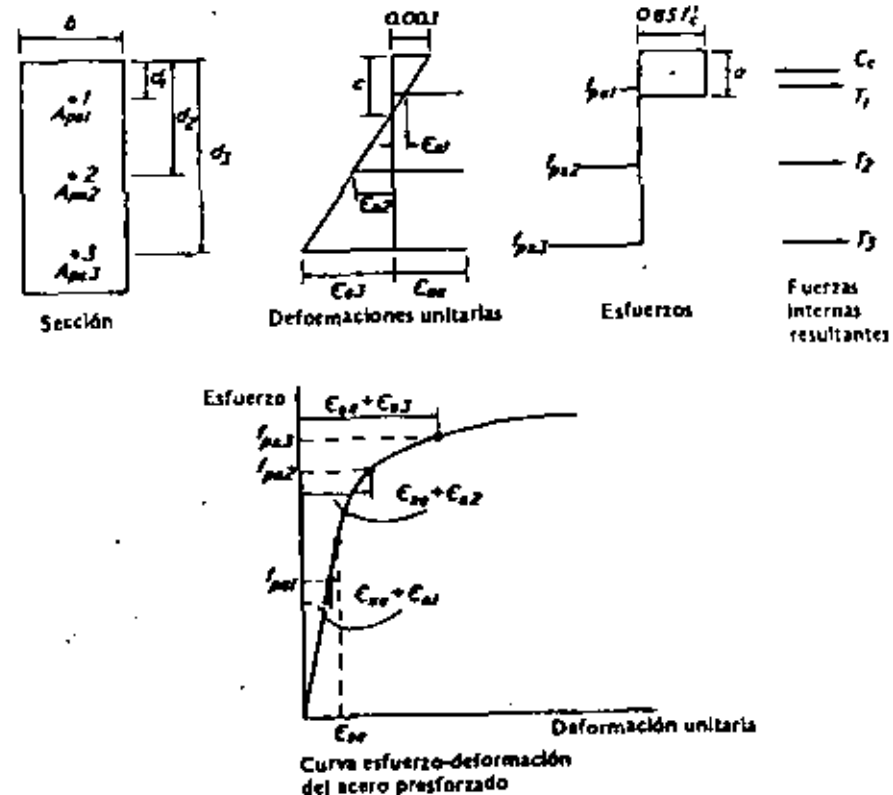


Fig. 5.32 Sección de concreto presforzado al alcanzarse la resistencia a flexión.

concreto reforzado. En miembros adheridos, el Reglamento ACI⁵⁻¹ recomienda el siguiente valor aproximado para f_{ps} siempre y cuando f_{se} no sea menor que $0.5 f_{ps}$:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.5 \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \quad (5.42)$$

donde f_{pu} es la resistencia última del acero de presfuerzo, f_{se} es el esfuerzo en el acero de presfuerzo debido únicamente al presfuerzo y $\rho_p = A_{ps}/bd$. Esta expresión empírica refleja el efecto de las variables en la profundidad del eje neutro y, por tanto, del nivel alcanzado de la deformación unitaria en el acero.

Un enfoque más general en el que se utilice la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio es necesario para establecer la resistencia a la flexión cuando existen tendones presforzados adheridos, situados a diferentes niveles en la sección. La curva esfuerzo-deformación de los tendones es necesaria para dicho análisis. Por ejemplo, la figura 5.32 muestra una sección con tres tendones, cada uno con una deformación inicial ϵ_{se} debida únicamente al presfuerzo. Estrictamente ϵ_{se} es la deformación unitaria en el acero de presfuerzo cuando la del concreto, ahí mismo, es cero. Sin embargo, si se toma ϵ_{se} como la deformación unitaria debida al presfuerzo efectivo, se obtiene una precisión. Las deformaciones unitarias adicionales en el acero de presfuerzo debidas a la flexión provocada por la carga exterior son:

$$\epsilon_{sj} = 0.003 (d_j - c)/c \quad (5.43)$$

donde $j = 1, 2, 3$. También para que exista equilibrio:

$$0.85f'_c ab = A_{ps1}f_{ps1} + A_{ps2}f_{ps2} + A_{ps3}f_{ps3} \quad (5.44)$$

La resistencia a la flexión puede calcularse con un procedimiento iterativo: Se elige un valor c para la profundidad del eje neutro, las deformaciones unitarias ϵ_{s1} , ϵ_{s2} , ϵ_{s3} se calculan con la ecuación 5.43 y los esfuerzos en el acero f_{ps1} , f_{ps2} y f_{ps3} se determinan a partir de las deformaciones unitarias totales en el acero $\epsilon_{se} + \epsilon_{s1}$, $\epsilon_{se} + \epsilon_{s2}$ y $\epsilon_{se} + \epsilon_{s3}$ utilizando la curva esfuerzo-deformación del acero (véase la curva esfuerzo-deformación en la figura 5.32); finalmente, se revisa la ecuación de equilibrio 5.44. Se repiten estos pasos hasta encontrar un valor c para la profundidad del eje neutro, la que permite que se satisfaga la ecuación 5.44. Entonces se calcula $a = \beta_1 c$ y el momento último está dado por:

$$M_u = A_{ps1}f_{ps1}(d_1 - 0.5a) + A_{ps2}f_{ps2}(d_2 - 0.5a) + A_{ps3}f_{ps3}(d_3 - 0.5a) \quad (5.45)$$

Puede tomarse en cuenta la contribución de cualquier acero no presforzado que se encuentre presente en la sección en la misma forma que para el acero presforzado, excepto que puede suponerse $\epsilon_{se} = 0$ y usarse la curva apropiada esfuerzo-deformación del acero.

La figura 5.33 muestra las relaciones teóricas momento-curvatura que han sido derivadas para una sección de concreto presforzado con tendones concentrados cerca de la fibra extrema en tensión. Las curvas esfuerzo-deformación del concreto supuestas en el análisis para el con-

creto en el núcleo y el concreto en el recubrimiento por fuera del acero transversal, son las que se muestran en la figura, en las que el concreto en el núcleo está confinado por las cantidades usuales de estribos cerrados en las zonas de articulaciones plásticas. Por ejemplo, estribos del núm. 3 (9.5 mm de diámetro a 9 cm de separación, confinan a un núcleo de concreto de 38 cm de peralte por 15 cm de ancho). Las curvas momento-curvatura proporcionan una buena indicación de la reducción de la ductilidad de curvatura disponible, al aumentar el contenido del acero de presfuerzo. Se recomienda que para el diseño sísmico, se observe el siguiente requisito:

$$\rho_p f_{ps} / f'_c \leq 0.2 \quad (5.46)$$

Para la sección que se muestra en la figura 5.33, la ecuación 5.46 requiere que $A_{ps}/bh \leq 0.0046$, y resulta evidente en la figura que este requisito tiene como resultado una ductilidad de curvatura adecuada.

La figura 5.34 muestra que con acero de presfuerzo presente en la zona de compresión, la ductilidad de curvatura teórica no resulta afectada por el incremento en el contenido del acero de presfuerzo. Esto es consecuencia de que el acero de presfuerzo actúa como acero de compresión para grandes curvaturas, siempre que el acero esté restringido contra el pandeo mediante el concreto que lo rodea, así como por el acero transversal. Los ciclos sucesivos de cambio de signo en la flexión, pueden provocar un daño al concreto que conduzca al pandeo. Parecería razonable requerir que todas las secciones de vigas fueran capaces de alcanzar una curvatura especificada para una deformación unitaria dada, en la fibra extrema del concreto. Esto significa que la profundidad del eje neutro no debe exceder un valor límite cuando se alcance el momento último. La ecuación 5.46 para tendones concentrados cerca de la fibra extrema de tensión, requiere que $A_{ps}f_{ps} \leq 0.2f'_c b d$, lo que significa que cuando se alcance la resistencia a la flexión, la fuerza máxima en el concreto es $0.2f'_c b d$ y, por lo tanto, la profundidad máxima del bloque rectangular de esfuerzos es $a = 0.2/0.85 = 0.235d$. Pero puesto que d es aproximadamente 0.8 del peralte total h , y a es aproximadamente 0.75 de la profundidad del eje neutro c , el requisito se convierte en $c \leq 0.25h$. Para secciones con tendones en varios niveles en el peralte, es difícil establecer un valor límite de $\rho_p f_{ps} / f'_c$ puesto que los tendones colocados a diferentes niveles conducen a diferentes relaciones momento-curvatura. Sin embargo, para cualquier arreglo de los tendones, la curvatura en condiciones de carga última será al menos igual a aquella en que todos los tendones estén colocados cerca de la fibra extrema en tensión, si $c \leq 0.25h$. Este requisito ha sido adoptado por las recomendaciones de la FIP.⁵⁻¹⁷

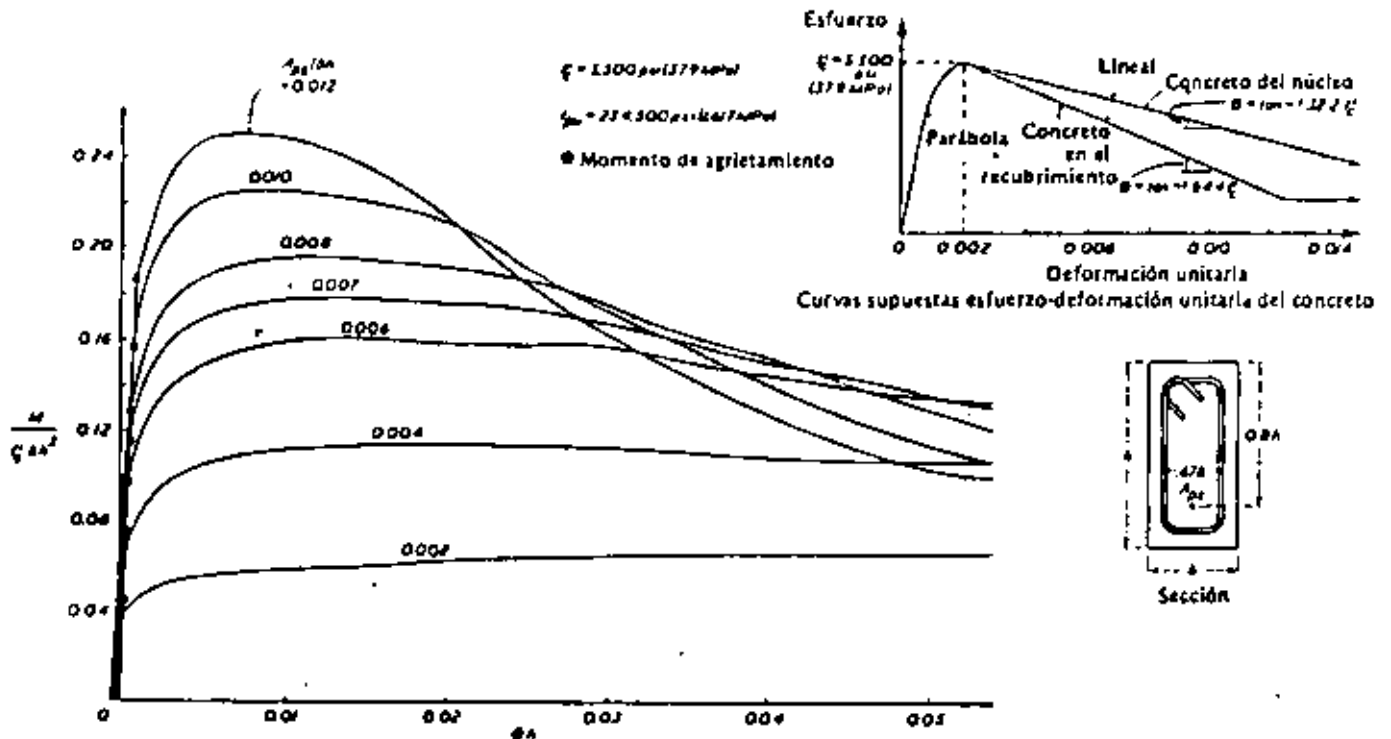


Fig. 5.33 Relaciones momento-curvatura en secciones con diversos contenidos de acero de presfuerzo excéntricamente colocado.

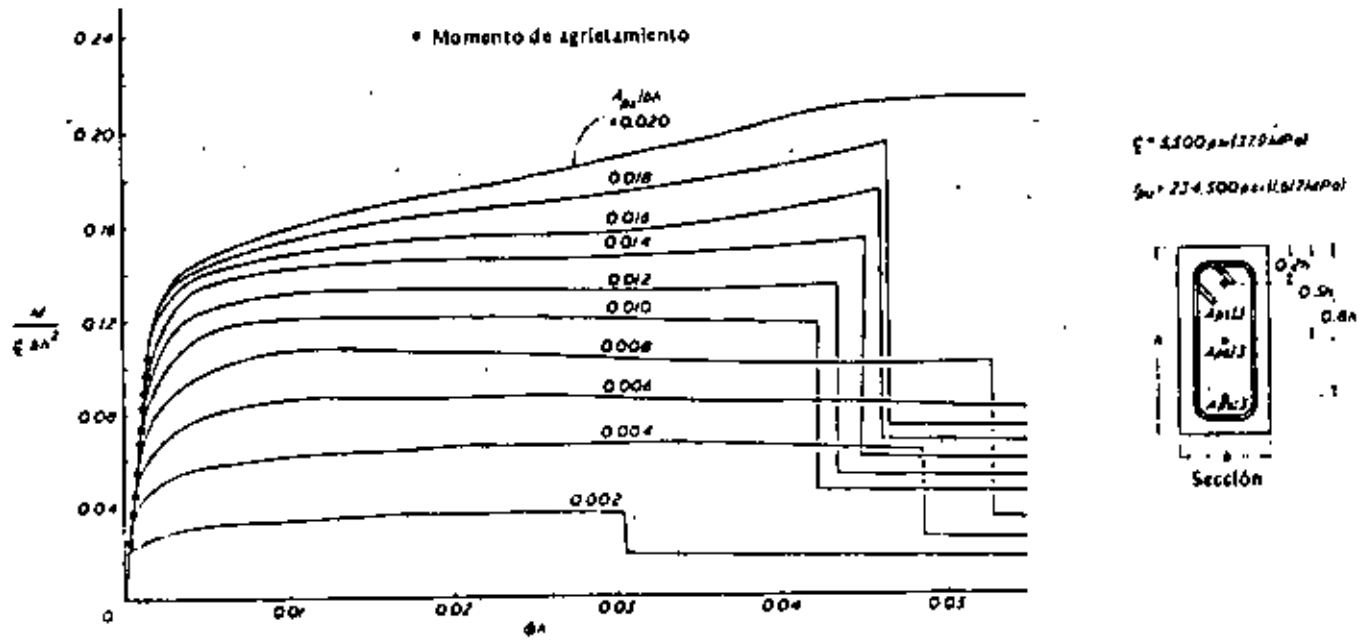
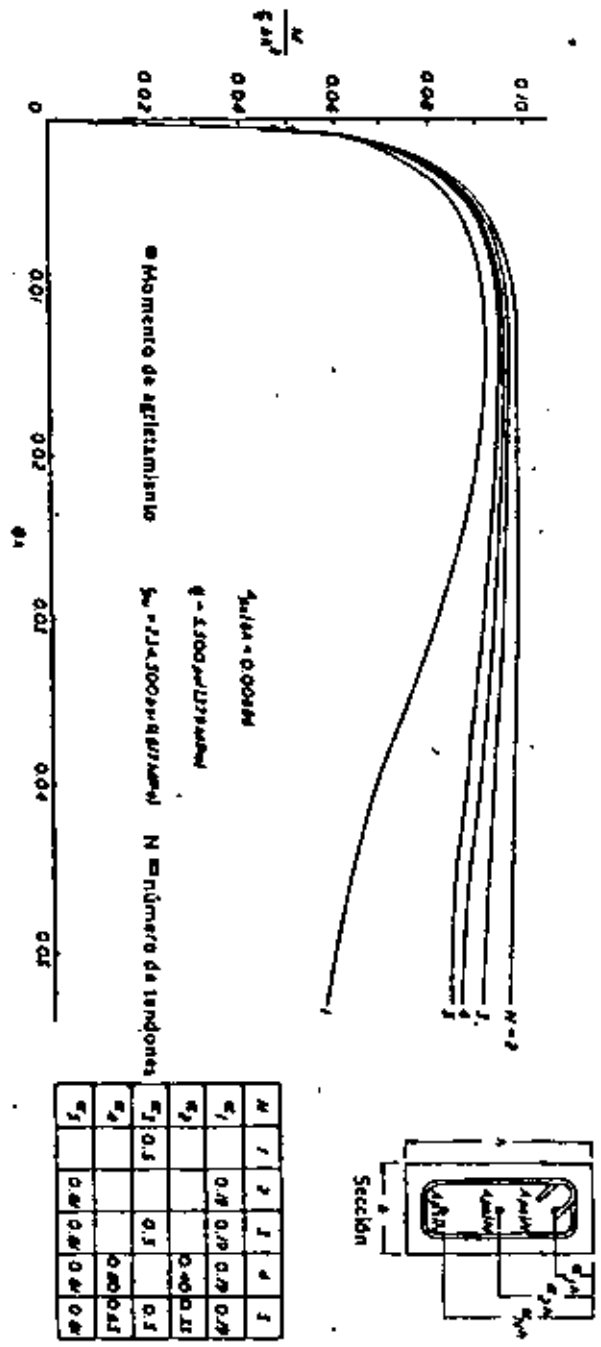


Fig. 5.34 Relación momento-curvatura en una sección con tres tendones de presfuerzo simétricamente colocados. 5.18

Fig. 5.35 Relaciones momento-curvatura en secciones con diversas cantidades de tendones de presfuerzo simétricamente colocados. 5.18



En el diseño sísmico las inversiones de signo en el momento de las vigas, en la proximidad de los paños de las columnas, requerirán que las secciones tengan momento resistente tanto negativo como positivo y, por tanto, deberán existir tendones cerca de ambas fibras extremas y de la mitad del peralte de la sección. La figura 5.35 muestra curvas teóricas momento-curvatura para una sección con hasta cinco tendones distribuidos simétricamente en todo el peralte. El contenido total del acero de presfuerzo es el mismo para cada uno de los cinco casos, e igual a 0.00969 de la sección total del concreto. Para el caso en que todo el acero se encuentre concentrado en un solo tendón central, $N = 1$, la capacidad del momento se reduce en forma importante para curvaturas altas. Sin embargo, existe poca diferencia en la capacidad de momento para dos o más tendones, y dichas secciones son capaces de mantener casi la misma capacidad de momento para grandes curvaturas; por lo tanto, deben preferirse dos o más tendones.

5.8.3 Disposiciones especiales para el diseño sísmico

Miembros a flexión. Para flexión, las secciones deberán diseñarse utilizando un factor de reducción de la resistencia $\phi = 0.9$. Con objeto de asegurar una ductilidad adecuada, el contenido del acero por flexión (presfuerzo + no presfuerzo) deberá ser tal, que la profundidad del eje neutro en las posibles regiones de articulaciones plásticas no sea mayor que 0.25 del peralte total de la sección. En los sitios de las articulaciones plásticas, cuando ocurran inversiones de signo en el momento, deberán existir tendones en las partes superior e inferior de la sección, y no existir sólo en la región a media altura del peralte, a menos que se coloque arriba y abajo una cantidad importante de acero no presfuerzo. Esto se debe a que el acero presfuerzo o no presfuerzo en la zona de compresión ayuda a la ductilidad de la sección ante deformaciones grandes. Con objeto de evitar la falla, la resistencia a la flexión de que se depende, deberá ser mayor que el momento máximo de agrietamiento probable. Ante la ausencia de estudios especiales, se puede suponer que el esfuerzo de tensión en el concreto previo al agrietamiento es $12 \sqrt{f'_c}$, donde f'_c está dado en psi ($\sqrt{f'_c}$ MPa donde f'_c está dado en MPa) para tomar en cuenta la posibilidad de un valor alto del módulo de ruptura, y que la fuerza de presfuerzo es 10% mayor que la calculada. La fuerza cortante máxima de diseño debe calcularse usando las cargas gravitacionales de diseño, y las capacidades de momento último de la viga deberán tomarse como 1.15 veces la resistencia a flexión ideal para incluir el efecto de posibles sobrerresistencias de los materiales. En las zonas de las articulaciones plásticas, deberá desprejarse la contribución del concreto al cortante, y todo éste deberá soportarse mediante la acción de armadura de estribos cerrados con una separación no mayor que 10 cm o $0.25d$, donde d

es el peralte efectivo del miembro, el cual no necesita tomarse menor que 0.8 del peralte total. En los otros sitios, la separación de los estribos no debe exceder de $0.5d$. En cada una de las esquinas de los estribos deberá existir acero longitudinal. La separación de los estribos cerrados que rodean al acero longitudinal en las zonas de compresión de las regiones de las articulaciones plásticas, no deberá exceder de 6 diámetros de las varillas longitudinales.

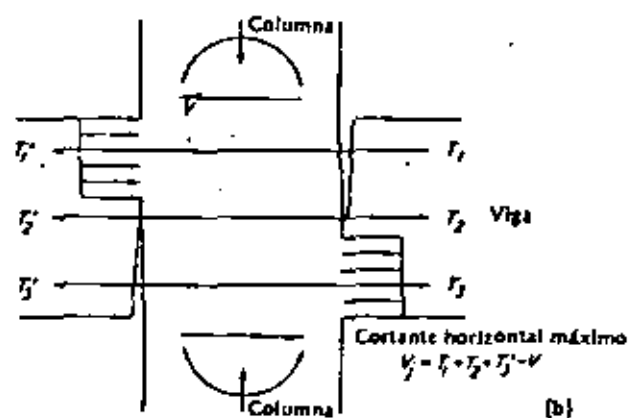
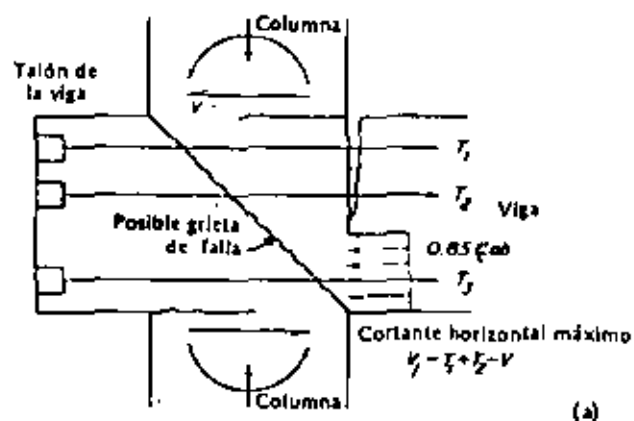


Fig. 5.36 Juntas viga-columna de concreto presfuerzo. a) Columna exterior, b) columna interior.

Columnas. La resistencia de que se depende en las secciones de las columnas, deberá ser mayor que el máximo momento de agrietamiento probable, incluyendo el efecto de la carga axial. Podrán hacerse suposiciones relativas al posible incremento del módulo de ruptura del concreto y del nivel del presfuerzo, en forma similar a las que se hacen para las vigas. Deberá proporcionarse acero transversal especial en los extremos de las columnas, igual que para las de concreto reforzado (utilizando, ya sea la ecuación 5.17, pero no menos de $0.12f_c/f_y$, o la ecuación 5.33) cuando la profundidad del eje neutro exceda de 0.25 del peralte total de la sección, o si la máxima carga axial de diseño excede de $0.1P_o$, donde P_o es la resistencia de la columna a la carga axial sin incluir la flexión. De otra forma, el miembro deberá tratarse como sujeto a flexión. La determinación de los momentos y cortantes de diseño de las columnas deberá hacerse igual que para los marcos de concreto reforzado.

Juntas viga-columna. Con objeto de evitar los esfuerzos de estallamiento por tensión en una región ya sujeta a una tensión diagonal severa, que procede de las fuerzas en la viga y en la columna, los anclajes de los tendones postensados no deberán colocarse dentro de los núcleos de las juntas viga-columna. En las juntas exteriores, los anclajes pueden colocarse en talones situados en el exterior de la región del núcleo de la junta (véase la figura 5.36). Son aceptables las conexiones entre los paños de los miembros prefabricados en las juntas viga-columna, siempre que el material de unión sea lo suficientemente resistente y que las entrecaras sean ásperas para asegurar una buena transferencia del cortante y retengan el material de la junta después del agrietamiento.

Siempre que sea posible, es preferible situar las caras que se van a unir lejos de las zonas de las articulaciones plásticas. El refuerzo transversal para los núcleos de la junta viga-columna deberá diseñarse de la misma forma que para los marcos de concreto reforzado. Se ha demostrado³⁻¹⁸ que la presencia de un tendón cerca del medio peralte de los miembros, ayuda a soportar el cortante en el núcleo de la junta. Por ello, al calcular la fuerza cortante que han de soportar los estribos transversales en el núcleo de la junta, utilizando las ecuaciones 5.35 y 5.36, V_c podrá incrementarse en $0.7P_s$, donde P_s es la fuerza de presfuerzo en el tendón o tendones ubicados en el tercio medio del peralte de la viga. En la figura 5.36 se ilustra el cálculo de la fuerza cortante horizontal aplicada. Las fuerzas ideales en la viga deberán incrementarse en 15 %, para tomar en cuenta la posible sobrerresistencia cuando se calcule la fuerza cortante horizontal de diseño.

REFERENCIAS

- 5.1 ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77)*, American Concrete Institute, Detroit (1977).
- 5.2 Park, R. y Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley, Nueva York (1975).
- 5.3 Bertero, V.V. y Felippa, C., Análisis sobre "Ductility of Concrete", por H.E.H. Roy y M.A. Sozen, Proc. International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-American Concrete Institute, Miami, págs. 227-234 (1964).
- 5.4 Iyengar, K.T.R.J., Desayi, P. y Reddy, K.N., "Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders", *Magazine of Concrete Research*, vol. 22, núm. 72, págs. 173-184 (1970).
- 5.5 ACI Committee 340, *Design Handbook in Accordance with Strength Design Method of ACI 318-71*, vol. 1, SP-17 (73), American Concrete Institute, Detroit (1973).
- 5.6 Mattock, A. H., Discussion of "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams" por W. G. Corley, *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 93, ST2, págs. 519-522 (1967).
- 5.7 ACI Committee 340, *Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method of ACI 318-77*, vol. 2, Columns, SP-17A (78), American Concrete Institute, Detroit (1978).
- 5.8 Pfrang, E. O., Siess, C.P. y Sozen, M.A., "Load-Moment-Curvature Characteristics of Reinforced Concrete Cross Sections", *J. Am. Concr. Inst.*, vol. 61, núm. 7, págs. 763-778 (1964).
- 5.9 Mahin, S. A. y Bertero, V.V. "Rate of Loading Effects on Uncracked and Repaired Reinforced Concrete Members", informe núm. EERC 72-9, Univ. California, Berkeley, diciembre (1972).
- 5.10 SEAOC. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", Seismology Committee, Structural Engineers, Association of California, San Francisco (1975).
- 5.11 NZS "Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings (NZS 4203: 1976)". Asociación de Estándares de Nueva Zelanda, Wellington (1976).
- 5.12 Islam, S. y Park, R., "Tests on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 102, núm. ST3 págs. 549-568 (1976).
- 5.13 Cárdenas, A. E. y Magura, D.D., "Strength of High-Rise Shear walls-Rectangular Cross Sections", ACI Special Publication 36, Response of Multistorey Concrete Structures to Lateral Forces, págs. 119-150 (1973).
- 5.14 Blakeley, R.W.G., Cooney, R.C. y Megget, L. M., "Seismic Shear Loading at Flexural Capacity in Cantilever Wall Structures", *Bull. N.Z. Natn. Soc. Earthq.*, vol. 8, núm. 4, págs. 278-290 (1975).
- 5.15 Paulay, T. y Santhakumar, A.R., "Ductile Behavior of Coupled Shear Walls", *J. struct. Div. Am. Soc. Civ. Engrs*, vol. 102, núm. ST1, págs. 93-108 (1976).
- 5.16 NZPCI Seismic Committee, "Recommendations for the Design and Detailing of Ductile Prestressed Concrete Frames for Seismic Loading", *Bull. N. Z. Natn. Soc. Earthq. Engng.* vol. 9, núm. 2, págs. 89-96 (1976).
- 5.17 FIP Commission on Seismic Structures, "Recommendations for the Design of Aseismic Prestressed Concrete Structures". Federation Internationale de la Précontrainte, Londres (1977).
- 5.18 Thompson, K.J., "Ductility of Concrete Frames Under Seismic Loading". Tesis de doctorado, Univ. Canterbury, N. Z. (1975).



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

EDIFICIOS ALTOS

SISTEMAS ESTRUCTURALES Y ESTRUCTURACION

EXPOSITOR:

ING. FELIX COLINAS

AGOSTO, 1983

Tall Building Systems and Concepts

Chapter SC-1

Structural Systems

Prepared by Committee 3 (Structural Systems) of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat as part of the Monograph on the Planning and Design of Tall Buildings.

John V. Christiansen Chairman
Fritz Reinitzhuber Vice-Chairman
Walter P. Moore, Jr. Editor

AUTHOR ACKNOWLEDGMENT

Special acknowledgment is due those individuals whose contributions papers formed the substantial first drafts of the various sections of this chapter. First are the state-of-art reporters from the 1972 International Conference whose material was published in the Lehigh Proceedings. For the indicated sections, these individuals are:

L. W. Lu, Section 1.1	F. Nishikawa, Section 1.2
U. Yuceoglu, Section 1.1	H. Sontag, Section 1.2
Yu. D. Bychenkov, Section 1.2	H. P. Vasiliev, Section 1.2
J. V. Christiansen, Sections 1.2, 1.3	M. Kavyrchine, Section 1.3
R. O. Disque, Sections 1.2, 1.3	A. F. Nassetta, Section 1.3
T. Hisatoku, Section 1.2	L. E. Robertson, Sections 1.3, 1.4
G. F. König, Sections 1.2, 1.3	A. G. Sokolov, Section 1.3
J. Kozák, Section 1.2	A. H. Yorkdale, Section 1.3
N. G. Matkov, Section 1.2	H. Bandel, Section 1.4

In addition to the state-of-art reporters, valuable discussions were presented at the 1972 International Conference by the following people:

R. Dzielowski, Section 1.2	R. A. Sofronie, Section 1.4
W. P. Moore, Jr., Sections 1.2, 1.3	R. J. Brungraber
F. K. Reinitzhuber, Sections 1.2, 1.3	J. Nasser
H. Bandel, Sections 1.3, 1.4	

CONTRIBUTORS

The following is a complete list of those who have submitted written material for possible use in the chapter, whether or not that material was used in the final version. The Committee Chairman and Editor were given quite complete latitude. Frequently length limitations precluded the inclusion of much valuable material. The Bibliography contains all contributions. The contributors are: H. Bandel, J. F. Brotchie, R. J. Brungraber, Yu. D. Bychenkov, J. V. Christiansen, R. O. Disque, R. Dzielowski, I. Erenyi, T. Hisatoku, M. Kavyrchine, G. F. König, J. Kozák, R. E. Lewis, L. W. Lu, K. G. Martin, N. G. Matkov, W. P. Moore, Jr., J. Nasser, A. F. Nassetta, F. Nishikawa, Z. Pawlowski, P. Pun, F. K. Reinitzhuber, L. E. Robertson, R. A. Sofronie, A. G. Sokolov, H. Sontag, A. P. Vasiliev, A. H. Yorkdale, U. Yuceoglu.

COMMITTEE MEMBERS

L. G. Aycardi, H. Bandel, N. G. Bondre, G. E. Brandow, J. F. Brotchie, R. J. Brungraber, Yu. D. Bychenkov, P. W. Chen, J. V. Christiansen, P. Cizek, J. H. Daniels, J. De Bremacker, F. De Miranda, D. Dicke, R. O. Disque, R. Dzielowski, I. Erenyi, D. G. Eyre, D. Fournier, H. Gallegos, C. N. Gaylor, G. B. Godfrey, R. J. Hansen, R. D. Hanson, S. H. Hardin, T. Hisatoku, L. Y. Huang, J. W. Kamerling, M. Kavyrchine, G. F. König, J. Kozák, G. Lacombe, R. E. Lewis, M. A. Macias-Rendon, J. Mason, N. G. Matkov, G. G. Mayor, A. C. Megerdichian, W. P. Moore, Jr., J. Munoz-Duque, J. Nasser, A. F. Nassetta, F. Nishikawa, A. Ostapenko, Z. Pawlowski, T. Perzynski, E. A. Picardi, M. V. Posokhin, P. Pun, W. Quasebarth, G. Rahulan, F. K. Reinitzhuber, L. E. Robertson, B. Rubanenko, D. Sfantescio, R. A. Sofronie, A. G. Sokolov, H. Sontag, E. Suzuki, R. S. Taboloff, A. R. Toakley, G. Van Resbeck, A. P. Vasiliev, E. P. Wiesinger, R. N. Wright, M. S. Yolles, A. H. Yorkdale, S. Zaczek.

1.1 INTRODUCTION

In general, the structural system of a building is a three-dimensional complex assemblage of various combinations of interconnected structural elements. These may be discrete members or they may be continuous assemblages. The primary function of the structural system is to carry effectively and safely all the loads acting on the building, and eventually to transmit them to the foundation. A structural system is therefore expected to:

1. Carry dynamic and static vertical loads.
2. Carry horizontal loads due to wind and earthquake effects.
3. Resist stresses caused by temperature and shrinkage effects.
4. Resist external or internal blast and impact loads.
5. Resist and help damp vibrations and fatigue effects.

In addition, a structural system is usually subject to the following constraints:

1. It should conform with the architectural requirements and those of the user or owner, or both.
2. It interacts with and facilitates an appropriate solution to the service systems, such as heating, ventilating, and air conditioning, horizontal and vertical transport, and other electrical and mechanical systems.
3. It facilitates simple and fast erection of the building.
4. It is resistant to fire.
5. It enables the building, the foundation, and the ground to interact properly.
6. It is economical.

In the process of selecting the most suitable structural system for a tall building, several factors have to be considered and optimized in addition to the height of the

building. For this complicated process, no simple clear-cut method is available. The design team must use every available means—imagination, ingenuity, previous experience, and relevant literature—to arrive at the best possible solution in each particular case.

In various types of structural systems, whether they are steel, concrete, or composite systems, there are several subsystems or components common to all. These can be grouped in the following way:

1. Floor systems.
2. Vertical load resisting systems.
3. Horizontal load resisting systems.
4. Structural joints. (This subject is covered in Chapter SB-7 for steel structures, Chapter CB-5 for concrete structures, and Chapter SB-9 for mixed structures.)
5. Energy dissipation systems (for buildings subjected to substantial dynamic loading).

The most frequently used tall building structural systems for steel and concrete structural frames based on their tallness criteria are given as examples in Figs. 1.1 and 1.2 (Khan, 1974). These along with other systems will be considered in the later sections of this chapter.

In principle, in any structural system, all of the load-resisting systems and components should be equally active and ideally should work together under all types and combinations of design loads. In other words, the parts of the structural system that primarily resist horizontal loads should be able to contribute to the resistance to vertical loads as well. This is, in fact, the case in some structural systems, and many individual components such as floor systems are common to (or merged together with) either or both horizontal load resisting frames and vertical load resisting frames. Even if the two framing systems are discrete and sufficiently separate, one must always consider them as being interrelated. Consequently, their possible interactions should be taken into account. We will, however, attempt to isolate them and treat each separately in order to facilitate the discussion.

The most efficient structural system is the one that manages to combine all the structural subsystems or components into a completely integrated system in which most of the elements take part in resisting the loads. However, this ideal case is unlikely to be fully achieved in practice, due to constraints such as efficiency and ease of assembly and construction, manufacturing of joints, economic considerations, and other requirements.

In this chapter, the following structural systems and their subsystems will be discussed from a broad viewpoint: (1) Framing systems to resist gravity and vertical loads (including floor systems); (2) framing systems to resist horizontal loads; and (3) energy dissipation systems.

1.2 FRAMING SYSTEMS TO RESIST GRAVITY LOADS

It is extremely difficult to apply accurately a classification system that succeeds in isolating criteria for tall buildings. Many methods have been tried, among them the following groupings:

1. Number of stories or building height.
2. Building usage or type.
3. Building materials (steel versus concrete).
4. Building structural system.

This certainly in no way exhausts the possibilities that have been proposed at one time or another, but it does indicate the difficulties. Nevertheless it was concluded that a reasonable method could be arrived at based upon the type of structural system used to resist the loads.

Every building, whether it is tall or short, must have a structural system capable of carrying all kinds of loads—vertical, horizontal, temperature, etc. In principle, the entire resisting system of the building should be equally active under all types of loading. In other words, the structure resisting horizontal loads should be able to

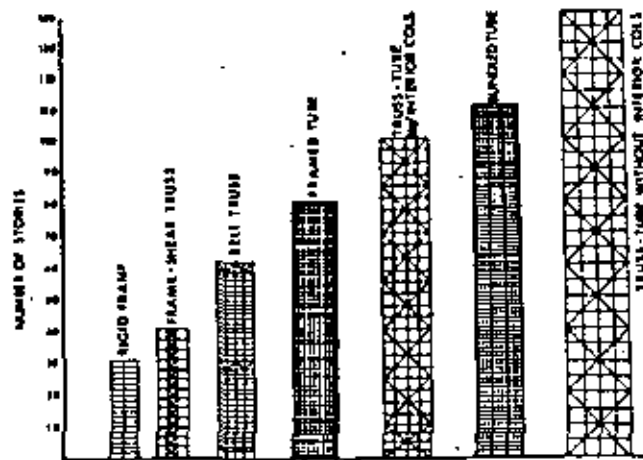


Fig. 1.1 Types of steel structure (Khan, 1974)

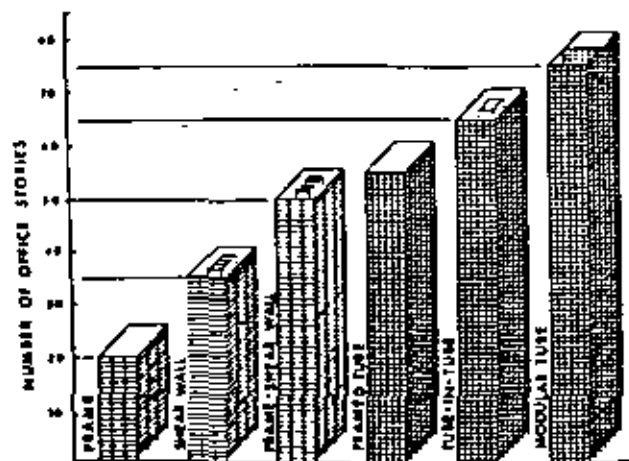


Fig. 1.2 Concrete structural systems for office buildings (Khan, 1974)

resist vertical loads as well, and many individual elements are common to both types of systems. In short, one must always remember the possible interaction of structural systems even though we will attempt to isolate them in this chapter.

Although the combination of systems to resist all types of loads concurrently is normal, this section of the chapter considers only the resistance to gravity loads. The framing systems chosen to resist gravity loads may be divided into: (1) The horizontal framing system or the floor structure; and (2) the vertical framing system or the columns, bearing walls, and hangers.

1 Horizontal Framing Systems—Floor Structures

Floor structures are responsible for a high percentage of the cost of tall buildings. Although such floor structures do not differ substantially from those found in low-rise buildings, there are certain aspects and properties that must be borne in mind:

1. Dead weight of the floor. For tall buildings it is certainly reasonable to reduce the weight of the floors, permitting a reduction in the size of the supporting structures (columns, foundation) and the use of larger spans.
2. Capacity of the floor to handle loads during the erection process.
3. Suitability for the accommodation of ducts and piping.
4. Fire resistance properties.
5. Suitability for continuous construction regardless of the season of the year.
6. Elimination of extensive temporary shoring procedures.

Today there are tendencies to use larger floor spans in tall buildings, particularly in steel structures. This is primarily due to the desire to create greater space flexibility in the use of the floor. In addition it makes it possible to accommodate a greater variety of tenant floor plans.

The floor structures can be built using elements of steel and reinforced concrete in various combinations. (However, in these days of industrial unrest, it is undesirable that a floor system should contain a major element that can only be obtained from a single source, if a change to an alternative element would involve considerable expense and redesign.) Structural systems, of course, are influenced by the material used, but in all cases they are a combination of slabs, joists and girders, and secondary beams (in the case of larger spacing of floor beams). The characteristic element for the whole floor structure is the floor slab, whose thickness and reinforcement is dependent upon the span, the loading and the support conditions.

In categorizing types of floor slabs, the following structural systems may be distinguished: (1) Two-way systems; (2) one-way systems; and (3) beam and slab systems.

Two-way systems include:

1. Flat plates supported by columns [Fig. 1.3(a)]. The vertical loads are transmitted to the column from all directions.
2. Flat slab supported by columns with capitals or drop panels, or both [Fig. 1.3(b)]. This system is similar to the flat plate except it maintains a thicker

section, over the columns to accommodate the higher shears and moments found at that location.

3. Slab of constant thickness [Fig. 1.4(a)]. This type of slab spans in two directions between girders or bearing walls. The boundary conditions may provide simple supports or continuous supports in one or two directions. Torsional restraints may be found in the supporting elements.
4. Slab with waffles [Fig. 1.4(b)]. This slab has a waffle pattern in the middle part of its span to reduce the dead weight of the system.
5. Two-way joists (ribbed slab) [Fig. 1.4(c)]. This system and the conditions for its use are similar to slabs with waffles.

One-way systems include:

1. Slabs of constant thickness [Fig. 1.5(a)]. These slabs span in one direction

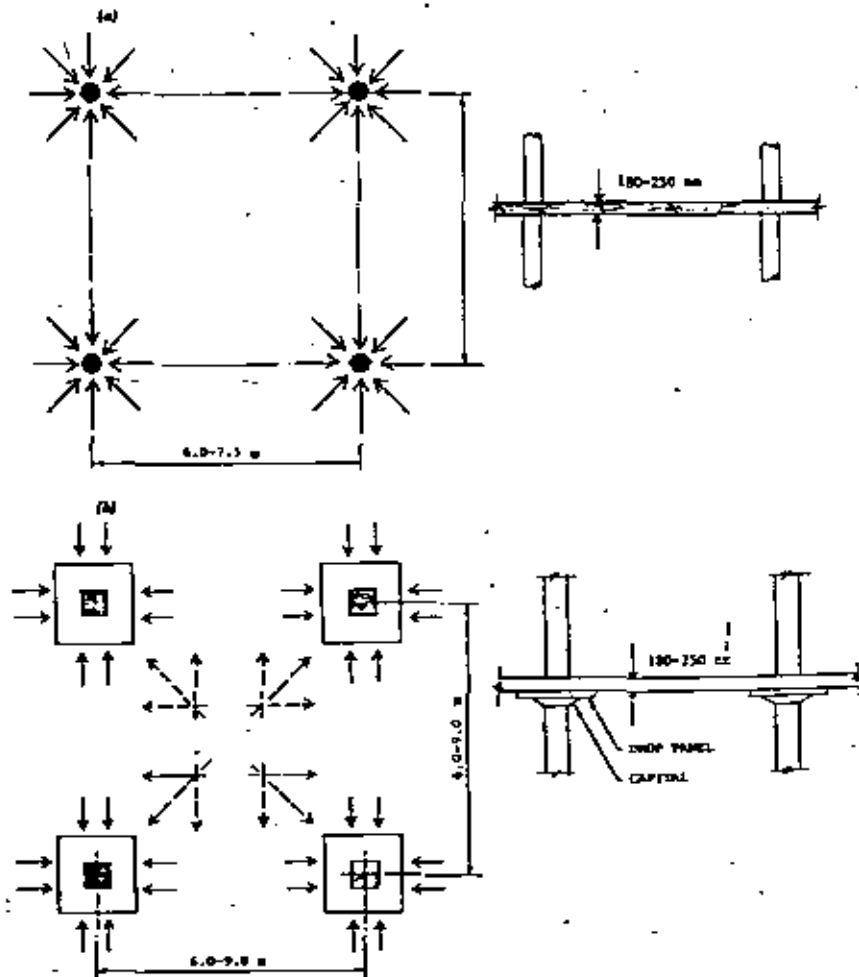


Fig. 1.3 Flat slab: (a) Point supports (columns); (b) Supported by columns with capital

with spans of 3 m to 8 m (10 ft to 25 ft). The support conditions vary from simple to continuous.

2. Closely spaced joists [Fig. 1.5(b)]. The joists have the capacity of transverse distribution of loads and are, from the statical point of view, similar to the one-way slab of constant thickness.

Beam and slab systems are shown in Fig. 1.6. This type of slab is supported by beams (or secondary beams) which are closely spaced at about 1 m to 4 m (3 ft to 14 ft). The slab can be simply supported or continuous, and may be composite with the joists. These systems are most typical with floor structures made of steel.

Integration of mechanical and electrical services often plays a significant role in

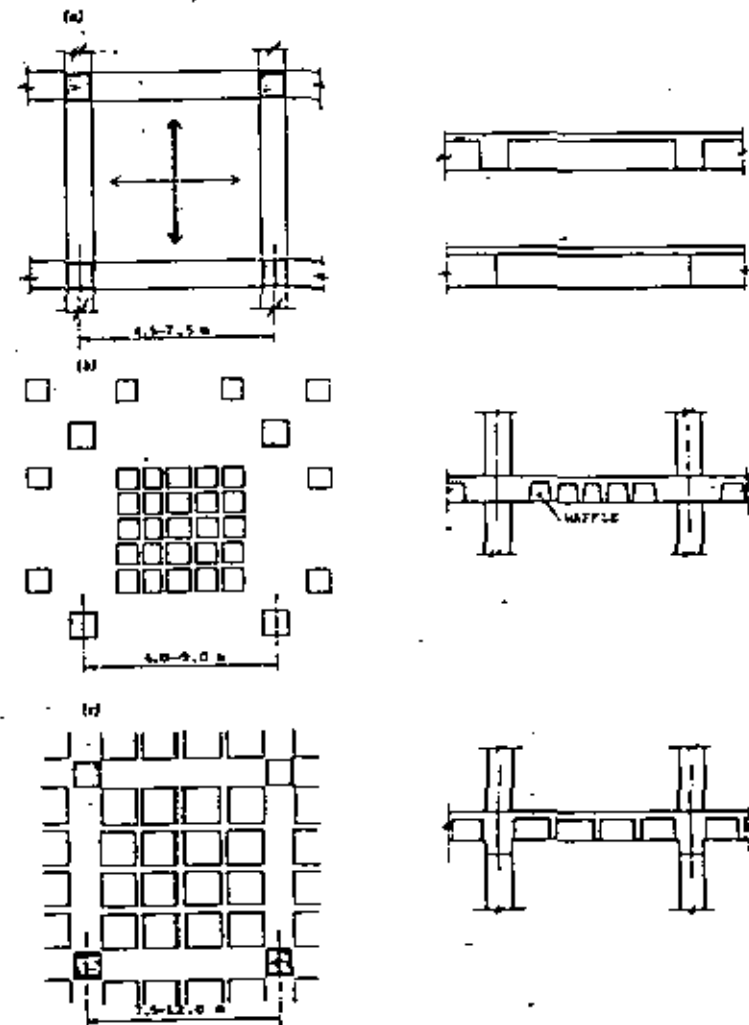


Fig. 1.4 Two-way systems: (a) Flat slab spanned between girders or bearing walls; (b) Waffle slab supported by columns; (c) Two-way joists (ribbed slab)

the choice of the proper floor system. The accommodation of ductwork, pipes, and wiring in the floor structure usually takes place in one of the following three ways (Fig. 1.7):

1. Lattice floor joists and girders. Piping and wiring pass through the latticed webs (typical for large spans and steel structures).
2. Floor joists of small depth spanning one-way or beam and slab system with a smaller spacing crossing the main direction of the piping and wiring. The deeper girders may eventually be pierced by openings.
3. Integral floor slab structures of minimum depth where the piping and wiring are suspended and covered by a soffit (typical for small spans and reinforced concrete structures).

Floor Structures in Concrete. The possibilities for the various uses of concrete in floor structures are summarized in Fig. 1.8. In determining the advantages and disadvantages of concrete, many factors must be considered. These include the dead load, heat and sound insulation, damping of vibrations, fire resistance, durability, modulus of elasticity, quality, production, economics, and speed of erection.

Slabs of uniform thickness. As previously stated, these slabs may be part of either a one-way or a two-way system. Characteristics are as follows.

Description. Thickness: 100 mm to 250 mm (4 in. to 10 in.). Span: 3 m to 8 m (10 ft to 25 ft).

Advantages. Minimum story heights; minimum structural depth; smooth soffit; adaptable to an irregular support layout; flexibility of installation; good heat and sound insulation; and good damping characteristics.

Disadvantages. Heavy system (requires larger foundation, vertical supports, etc.); relatively short span capability; relatively large deflection.

Applications. Hotels and apartments—less often in office buildings. Examples are:

1. The Lake Point Tower, 70-story apartment building in Chicago, USA.
2. The Concordia, high-rise 48-story apartment building in Cologne, Germany.
3. A multitude of 30-story to 50-story apartment buildings in Chicago and New York, USA.

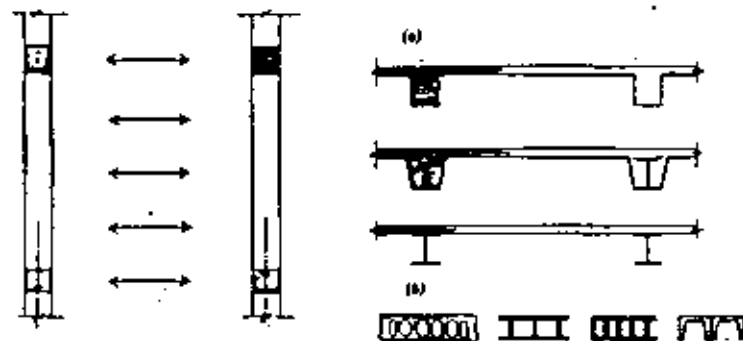


Fig. 1.5 One-way systems: (a) One-way slab of constant thickness; (b) Joists with transverse distribution capacity

4. Hotel in Hradec Králové, Czechoslovakia.
5. Apartment building in Puerto Cabello, Venezuela.
6. Office building Gebrüder Sulzer in Winterthur, Switzerland.

Concrete joist structure.

Description. This is a system of a thin slab cast integrally with relatively narrow and closely spaced ribs which may be arranged in a one-way pattern (commonly called pan joists when it is poured in place), or a two-way pattern (referred to as a waffle slab). The one-way system is suitable for prefabrication using precast elements. Waffle slabs are formed by pans (steel, wood, plastic, asbestocement, ferrocement, cardboard, etc.). Due to the forming costs, this system can be relatively expensive at times.

In Great Britain, 300-mm, 400-mm, and 500-mm (12-in., 16-in., and 20-in.) depth waffle slabs are used with spans varying from 6 m to 16 m (20 ft to 52 ft) (Fig. 1.9), and with 200-mm, 300-mm, 400-mm, and 500-mm depths for one-way construction with spans ranging from 4.5 m to 13.5 m (15 ft to 45 ft). In the United States, the depths range from 150 mm to 610 mm (6 in. to 24 in.) for poured-in-place systems, and from 510 mm to 1 m (20 in. to 40 in.) for precast systems, with spans in the range of 8 m to 14 m (26 ft to 46 ft) being common. Spans may be increased by as much as 50% if the joists are post-tensioned.

Advantages. It is a medium to long span system. It readily allows for small perforations to handle piping, ductwork, and other mechanical-electrical systems (Fig. 1.10). It is a relatively lightweight concrete system, yet it has stiffness and may be used as a component in the lateral load resistance system.

Disadvantages. It is not particularly suitable when layouts of supports are

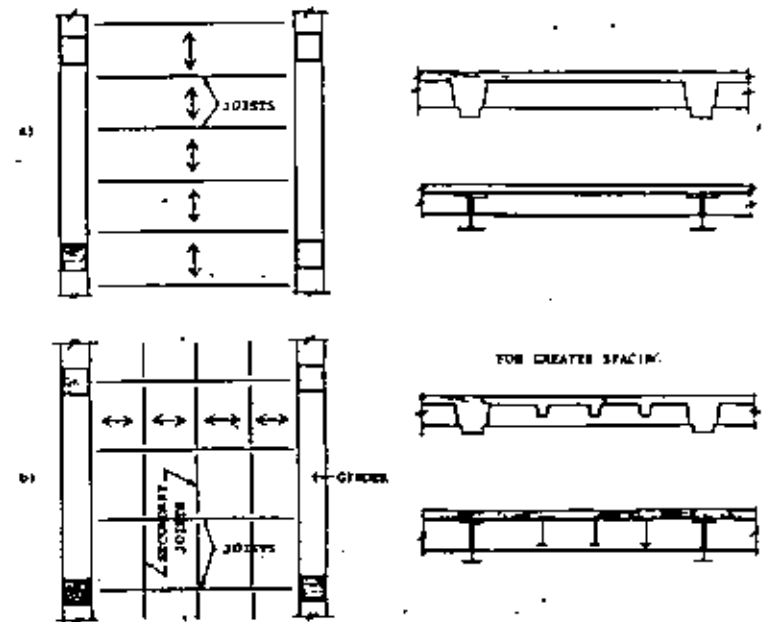
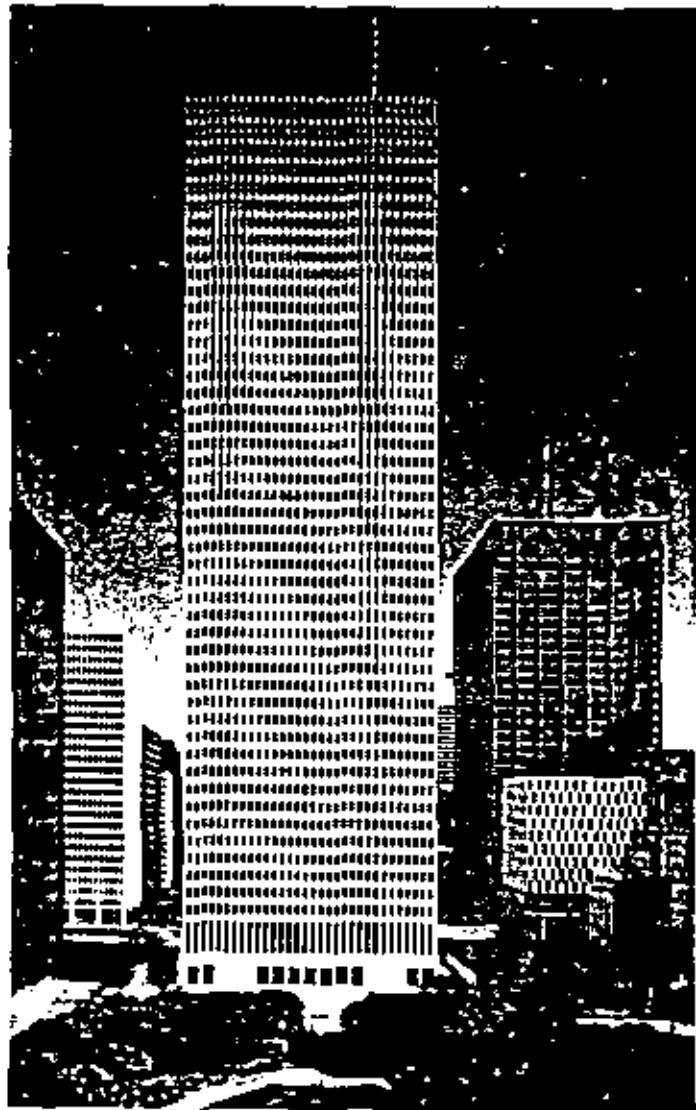


Fig. 1.6 Beam and slab systems

irregular. It is not readily adaptable to irregular bay sizes and shapes. The finished soffit is not usually suitable for exposed architectural application, and it is sometimes difficult to frame large openings.

Applications. Office buildings and commercial structures. Examples are:

1. Office building BASF in Ludwigshafen, Germany.
2. One Shell Plaza Building in Houston, USA.
3. The CBS Building, New York, USA.



One Shell Plaza, Houston, Texas (Courtesy: Ezra Stoller)

4. Canadian Stock Exchange Tower in Montreal, Canada.

5. Standard Bank Centre in Johannesburg, South Africa.

Beam and slab system.

Description. The beam and slab system in concrete consists of a 100-mm to 180-mm (4-in. to 7-in.) slab supported by beams spaced generally from 3 m to 8 m (10 ft to 25 ft) on center. It is desirable to have the beam depth not much less than 1/15 to 1/20 of the span. The problem of depth may be overcome in several ways. In apartment buildings, the beams may be placed along the partition lines and the beam soffits may be placed at the door lintels. The beam depth may be reduced by post-tensioning. The beam and slab may form a composite system with precast elements.

Advantages. It is a long span system. It is readily adapted to large openings, such as those required for stairs, elevators, and mechanical shafts. It is adaptable to any size and shape of building and any plan layout. It is a relatively lightweight concrete system. Precast elements may be used (pre- or post-tensioning).

Disadvantages. It is a deep structural system. Nonstandard wooden forms usually have to be used.

Applications. In office and commercial buildings and in apartment buildings. Examples are:

1. Lonza office building in Basel, Switzerland.
2. Telefunken office building in Berlin, Germany.
3. City Hall, Toronto, Canada.
4. Australia Square Tower Building, in Sydney, Australia.
5. RVHP office building in Moscow, USSR.

Floor Structures in Steel. The one characteristic element of the whole floor structure is the floor slab. The materials used for floor slabs are: (1) Ceramic; (2) reinforced concrete, either cast-in-place or precast; and (3) metal deck with a concrete cover layer.

Concrete is an important component in all floor systems. The concrete has a load-carrying function (at least a load-distribution function). Also, it is required for acoustical reasons and for fire separation between the stories.

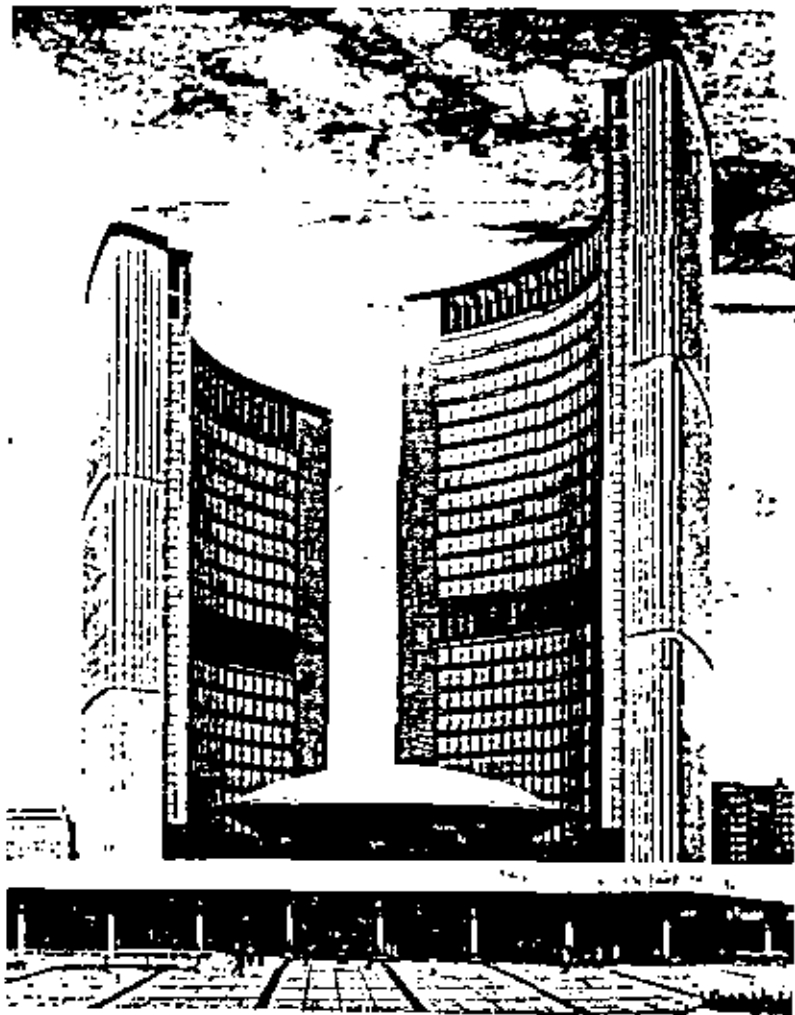
The composite structural behavior between the floor slab and the steel girders when achieved can improve the economy and stiffness of the structural system. A composite system is most effective for longer spans and for higher applied loads.

Ceramic slabs. The application of ceramic slabs is an older structural system used mainly in combination with masonry walls. There are many kinds of ceramic slabs in use. In Fig. 1.11, the bottom flange of the steel joist is covered with concrete to support lightweight concrete molded bricks. All elements are made monolithic by concrete cast in place. The spacing of joists is relatively small, amounting to about 610 mm (2 ft). In the final stage, this system is similar to the one-way system.

Fig. 1.12 represents a solution with hollow ceramic plates supported by means of ceramic heels on the bottom flanges of steel joists. The spacing of joists varies from 0.90 m to 1.20 m (3 ft to 4 ft). The ceramic plates support a lightweight fill, which is topped and stiffened by a concrete layer.

These systems are simple, and they do not require heavy construction equipment. Due to the large mass they are acoustically satisfactory. They are seldom used in tall buildings because of the larger dead load, the higher labor costs created by the necessity of plastering, and the impossibility of accommodating wiring, ductwork, and piping.

Reinforced concrete slabs cast in place. Concrete slabs are cast in place on the upper flanges of joists or girders by means of removable formwork. The thickness of the slab depends on the span and the loading, and varies from about 1/30 to 1/15 of the span. The slab usually has a constant thickness (Fig. 1.13), but it may be stiffened over the flanges (Fig. 1.14), or it may be taken to the bottom flanges to achieve a composite behavior as well as provide for corrosion and fire protection (Fig. 1.15). Various technologies of construction have been developed.



Toronto City Hall, Toronto, Canada (Joint Committee, 1973)

For example, the concrete can be transported by pump or it can be transported in containers around the site. Sometimes reinforcement can be a grid or mesh or in the form of permanent steel formwork. Also, the composite action between the steel and concrete can be achieved by means of studs or straps welded to the upper flange of the steel girders.

Advantages. Using these slabs, it is simple to take into account the various irregularities, such as horizontal openings, columns, irregular floor plans, and variable spacing of girders. It is easy to achieve composite behavior between the slab and girder. This results in a high stiffness for the floor structure in both the vertical and horizontal directions. Also, there is a lower percentage of reinforcement used due to the continuous spans.

Disadvantages. However, use of these slabs results in increased demand for labor



Australia Square, Sydney, Australia (Courtesy: Nees Abdullah, Civil and Civic Pty. Ltd.)

on the site for formwork, laying of reinforcement, casting of concrete, and formwork stripping. It is a wet process requiring long periods for setting and hardening of the concrete; it is dependent upon the weather; and it creates some problems in coordinating the steel erection with the concreting operation.

Precast concrete slabs. These slabs can be laid on steel floor beams. The spacing of the beams varies from 1.2 m to 9 m (4 ft to 30 ft), and must be chosen with regard to the type of precast slab being used. The longitudinal joints are usually placed above the steel girder so that the slab behaves like a simple beam. In principle, two kinds of precast slabs may be used.

One kind is the "catalog" precast slab. These slabs are mass produced and suitable for other applications. For instance, they can be laid on concrete beams or on masonry or concrete walls. It is difficult to achieve composite action with these slabs.

In contrast, the other kind, typical precast slabs, can be used for composite construction. The size of the slab is chosen especially for a particular job with regard to the necessity of reducing the number of joints, meeting the requirements of the manufacturer, and satisfying the transportation and erection conditions. The cross section of the special slabs can be solid, or they may be hollow or ribbed in order to reduce the dead weight.

The composite action may be achieved by means of shear connectors; that is, by studs welded on the steel girder flanges which transfer the horizontal shear when the concrete fill is hardened (Figs. 1.16, 1.17). It can also be achieved with high tensile bolts (Fig. 1.18).

Advantages. The prefabricated slabs correspond to the prefabricated steel structure, thus reducing the amount of labor on site enormously. The simultaneous erection of concrete elements and the steel skeleton reduces the total erection time, and dependence on the weather.

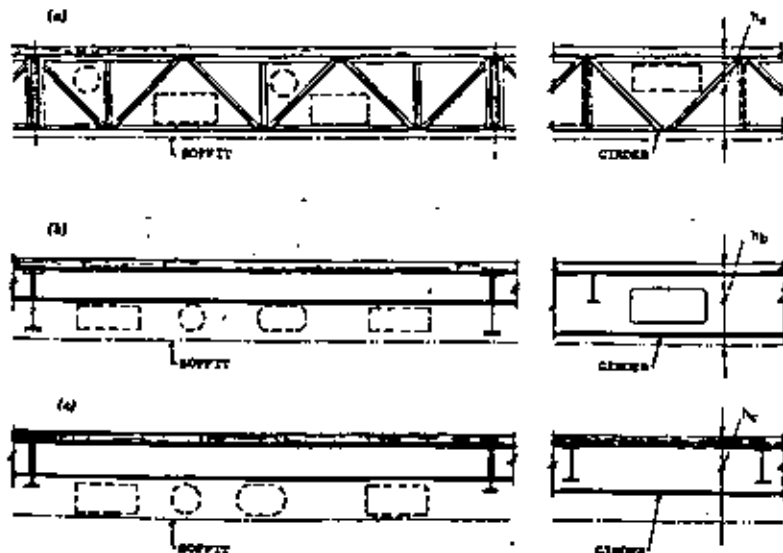


Fig. 1.7 Ductwork, piping, and wiring in floor structures: (a) Latticed structures; (b) Plate girders with holes; (c) Ductwork, piping, and wiring suspended under floor structure

Disadvantages. When floor plans are irregular, different spacing and many different kinds of slabs may be needed. It is usually impossible to achieve composite behavior between steel and concrete when "catalog" slabs are used. The precast slabs are suitable generally for regular column layout without many openings or mechanical installations. They have often been used in multistory parking garages.

Concrete on metal deck. There are three main groups of metal decks:

1. Folded sheet plate with rougher cross-sectional patterns, manufactured to meet particular structural needs [thickness 1 mm to 2.5 mm (1/25 in. to 1/10 in.), depth 40 mm to 80 mm (1-5/8 in. to 3-3/16 in.)]. This sheeting spans up to 6 m (20 ft) [Fig. 1.19(a)].
2. Corrugated steel sheets with finer cross sections, mostly manufactured by well-known companies [thickness 0.6 mm to 1.5 mm (2/100 in. to 6/100 in.), depth 40 mm to 80 mm (1-5/8 in. to 3-3/16 in.)]. These metal decks span from 1 m to 4 m (3 ft to 13 ft) [Figs. 1.19(b) through (g) and 1.20].
3. Flat sheets with reinforcing ribs in their span (Figs. 1.21, 1.22 and 1.23).

The load-carrying capacity of the corrugated sheets is influenced by the depth of the cross section, the thickness of the metal, and the continuity. The steel sheeting or decking can perform various functions. It can be the load-carrying element, or it can act in conjunction with the concrete topping to give a composite structure, or the steel sheet can be used as a nonrecoverable form. Some reinforcement is always needed to cover the negative moments above the supports and the effects of temperature and volume changes, and for fire safety reasons. The sheet is connected to the floor beams by means of tack welds, gunned pins, or welded studs. Welded studs permit composite behavior between steel and concrete.

Advantages. (1) Larger delivery range of steel structural elements and simplified coordination of erection; (2) instantaneous working platform and the protection of work beneath; and (3) lower labor use and a fast erection rate.

Disadvantages: (1) Higher costs associated with the materials; (2) surface finish is required; and (3) fireproofing on underside of metal deck is sometimes required to achieve fire rating. This type of construction is used in all types of tall buildings.

The type of floor joists used in a particular system is affected by many factors, such as load, span, stiffness requirements, structural height, piping and wiring, and

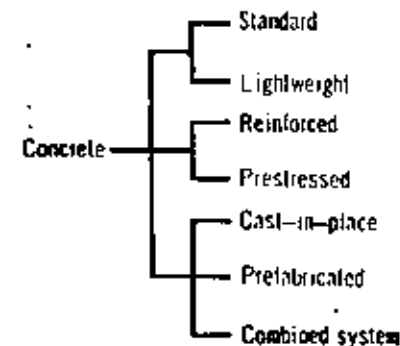


Fig. 1.8 Types of concrete used in floor systems

fire safety, as well as construction and erection problems. The following types of floor beams and joists are commonly used:

Rolled joists. These are rather simple from the point of view of production, and for this reason they often are preferred. However, larger apertures are not possible and larger spans require higher quality of steel.

Welded I section (plate girders). These are used where rolled sections are not sufficient and where higher floor depth is available. The size is usually chosen according to the statical requirements. Larger apertures in webs should be reinforced or thicker webs should be used (Fig. 1.24). Welded I sections manufactured on highly mechanized production lines are used with increasing frequency.

Latticed girders. These are preferred when joints do not require plates and the latticed bars are of simple cross section (tubes) (Fig. 1.25). These are suitable for large spans, with larger structural depth and numerous ducts.

Vierendeel girders with combined frame and latticed girders. These are used when rectangular openings are required and greater structural depths are



Fig. 1.8 Waffle slab, cross section

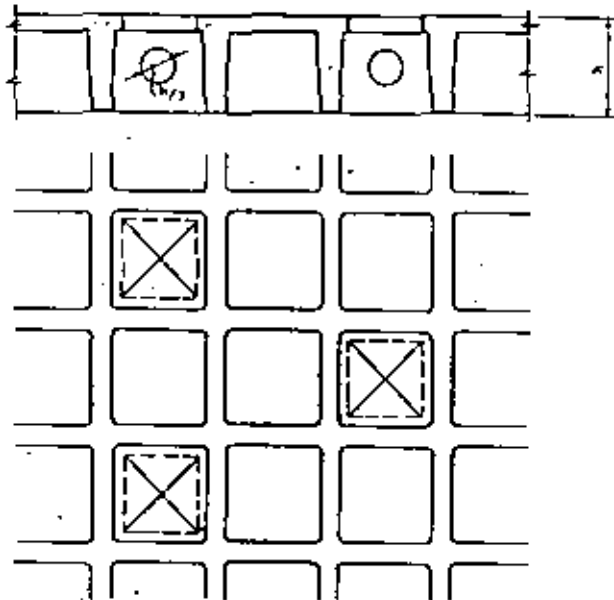


Fig. 1.10 Zones for holes

permitted. This is a more expensive floor joist because of the bending moments in the chords and verticals (Figs. 1.26 and 1.27).

Castellated beams. These are used when fabrication technology of the area is sufficiently advanced. In this system, the beam webs are cut in a hexagonal pattern and rewelded. The resulting beam is now deeper and left with holes to accommodate ducts and wiring. It is not necessary that the two pieces of beam which are rewelded to form the castellated girder be of the same size or material. This has a tremendous advantage when the beams are designed to be composite with the floor (Fig. 1.28).

Stub girder. This system is used in order to reduce material weight and

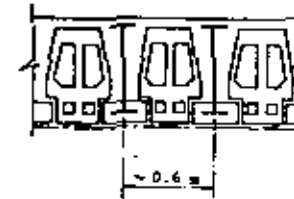


Fig. 1.11 Floor joists with lightweight concrete form pieces

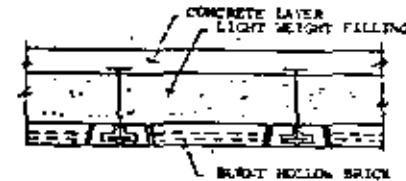


Fig. 1.12 Concrete slab with ceramic plates supported by steel beams

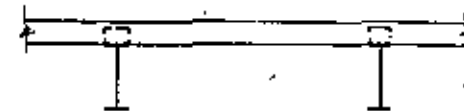


Fig. 1.13 Constant thickness slab on steel beams

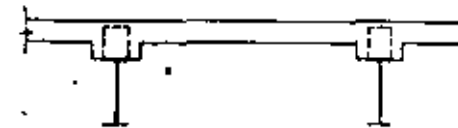


Fig. 1.14 Haunched slab on steel beams



Fig. 1.15 Encased slab-and-beam system

integrate the structural and mechanical systems. The system is fabricated by welding short pieces of floor beams on top of a shallow heavier girder. The length of the stub is on the order of 1.5 m to 2 m (5 ft to 7 ft), and the distance between stubs is about the same. The entire stub girder can be made composite with the concrete

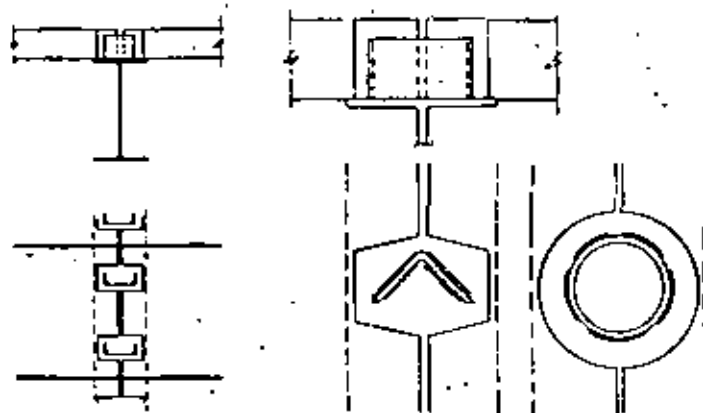


Fig. 1.16 Various kinds of welded shear connectors

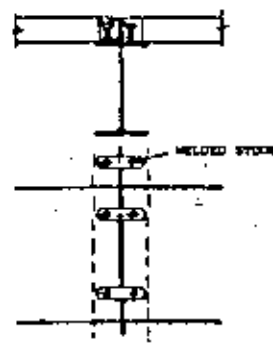


Fig. 1.17 Welded studs

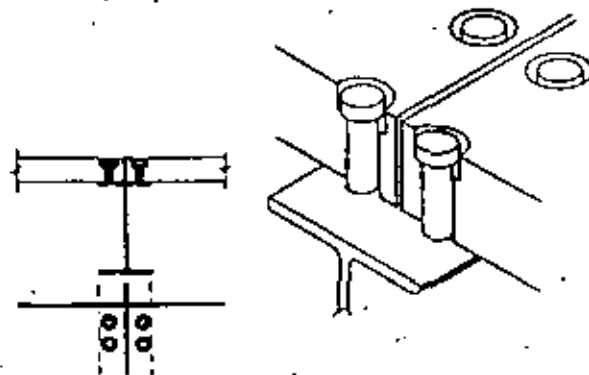


Fig. 1.18 High tensile friction bolts

floor slab. This results in a stiff girder, continuous secondary floor beams, and openings through which ducts can pass (Fig. 1.29).

Staggered truss. This system is used whenever fixed partitions are found, such as those in apartment houses and hotels. While this is really not a floor beam or joist but instead a full story height truss, it is still an important system used to support gravity loads in tall buildings. The truss allows for column-free space and longer spans, with floors spanning between both the top chords and the bottom chords of the staggered trusses.

2 Vertical Framing Systems

This part of this chapter will pertain only to those elements supporting floor structures. These elements function primarily when vertical loads are applied. However, buildings with central cores, shear-wall systems or rigid frame systems, are able to resist both vertical and horizontal loads with vertical framing systems. Resistance to horizontal loads is discussed elsewhere in this chapter.

Columns. Columns are linear, vertical elements arranged to carry the loads

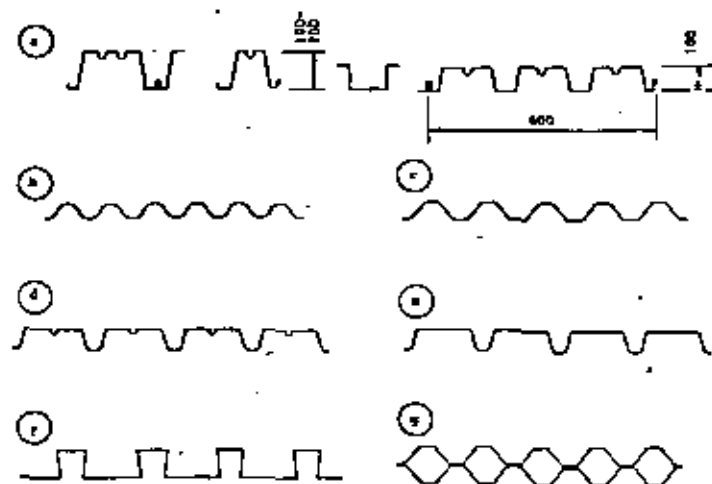


Fig. 1.19 Various types of corrugated sheet pines

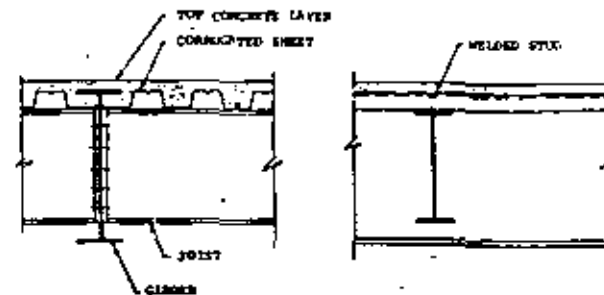


Fig. 1.20 Floor slab on corrugated sheeting

Sec. 1.2] Framing Systems to Resist Gravity Loads 21

imposed by the floor system. Their cross-sectional area is determined by the material used, the column spacing, the number of stories, and by the loads (both dead load and live load). The materials used for columns are: (1) Steel; (2) reinforced concrete (normally and spirally reinforced); (3) composite (steel and reinforced concrete); and (4) hollow steel cross sections filled with reinforced concrete.

Steel columns may vary in shape (Fig. 1.30) but the rolled wide flange shape is most frequently used. In high-rise buildings, the steel column sizes may be held relatively constant in size in order to achieve the maximum uniformity of layout and detail. Changes in loading can be handled by reducing the thickness of plates or by

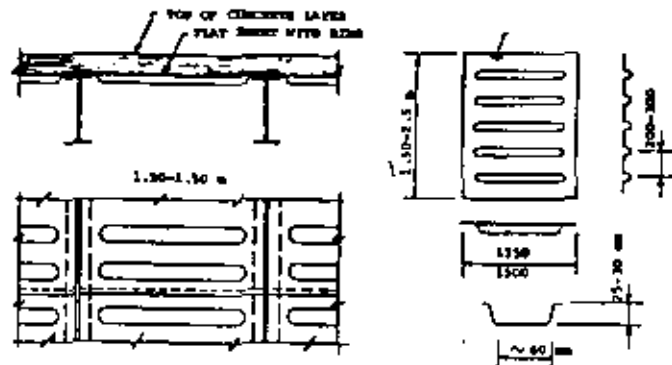


Fig. 1.21 Flat sheet with ribs

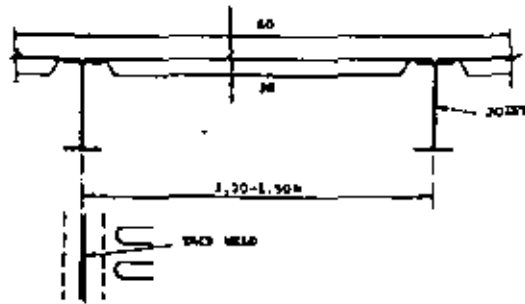


Fig. 1.22 Flat sheet laid on upper flanges of joists

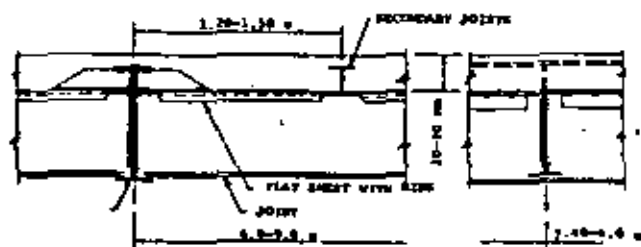


Fig. 1.23 Flat sheet supported on bottom flanges

changing the grade of steel. Joints are provided every two to three stories, accompanied by changes in cross-sectional areas.

Reinforced concrete columns may be of any reasonable shape (Fig. 1.31). They may be long and thin to fit within the partitions. In high-rise structures, the column sizes may be held constant in order to achieve uniformity in layout and maximum opportunity for reuse of forms, or they may be reduced in size in the upper stories to reduce dead load and material quantities. On the lower floors, concrete columns tend to become large in tall buildings, and there they may become cumbersome. To reduce the size of columns, spiral reinforcement of circular cross section may be used. This type of reinforcement greatly increases the ultimate bearing capacity and greatly improves the ductility of the columns. The size of columns must be chosen with great care, because high percentages of reinforcement cause severe problems in connections and joints. The alternative is the use of steel columns which can be used compositely with a reinforced concrete skin (Fig. 1.32). This solution is also suitable from the point of view of fire safety. The other structural possibility is to fill the closed steel cross section with reinforced concrete (Fig. 1.33).

Bearing Walls. Bearing walls are planar, vertical elements distinguished by their

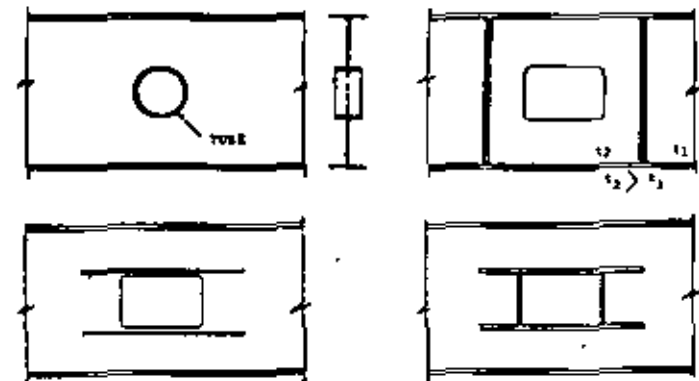


Fig. 1.24 Opening in full-web girder

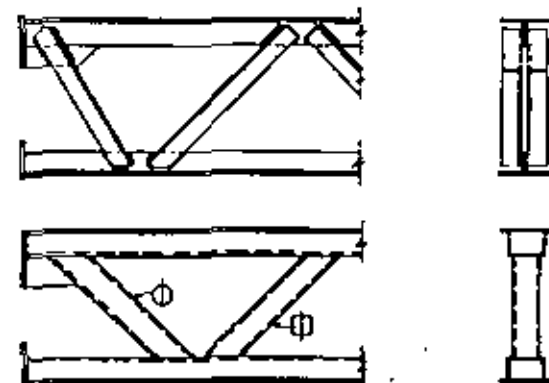


Fig. 1.25 Lattice girders

relative thinness and substantial length. They usually have few openings, and they develop relatively low compressive stresses, so that a nominal percentage of reinforcement is sufficient. If the stress level is large enough to require substantial vertical reinforcement, then the wall is called a wall column. Usually these bearing walls double as supports for floor slabs and as partitions. Sometimes the concrete walls can behave just like the staggered steel trusses discussed earlier. The materials used for bearing walls are as follows (Fig. 1.34): (1) steel; (2) reinforced concrete; and (3) masonry (brick or concrete masonry—both reinforced and nonreinforced).

Hangers (Tension Supports). Hangers are slender vertical members, stressed in tension, which carry the floor loads. They can be suspended from heavy cantilevers supported by one or more of the building cores. The hangers are almost always made of steel, and they may be of any appropriate shape, such as flat bars, pipes, I beams, or stranded steel cables. Attention should be paid to the elastic and plastic strains under constant axial forces (particularly in the case of cables). When choosing the size of steel hangers, attention must be paid to the construction technology. For example, the hanger may be placed in compression during erection.

However, the hangers might be prestressed concrete members. Tension supports are the ideal slender member. If the tension rods are embedded in concrete and the pretensioned steel is not extended too much by loads, then it is safe to assume that the concrete serves as protection against corrosion.

Transfer Girders. The transfer girder is a horizontal framing member commonly used in tall buildings. In many high-rise buildings it is desirable to change the arrangement of the columns in the lower floors. Hence, the transfer girder is used to pick up the typical floor columns and transfer the load to fewer but larger columns below. The transfer girder is usually very large, sometimes being a full story in depth.

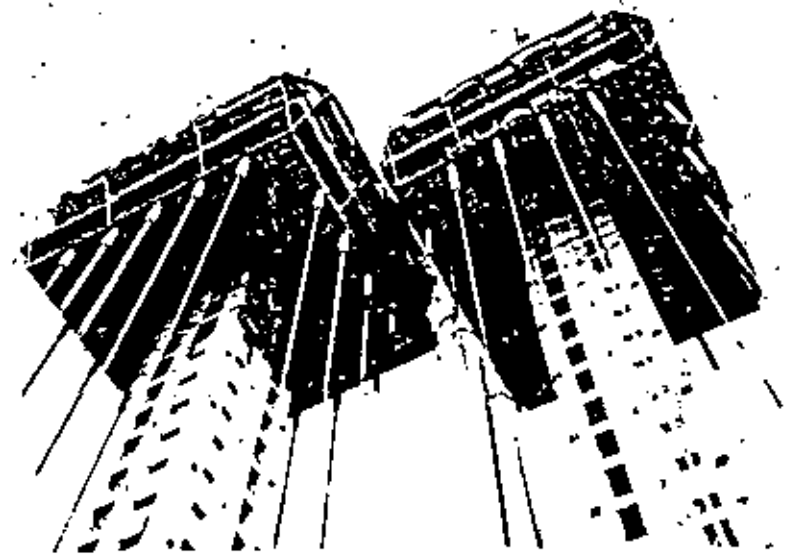
Suspended Systems. In suspended systems, the hangers are supported by a massive structure at the top of the building. The static system of the top structure can vary (a massive grid of one-story height, a system with oblique tension bars, etc.). However, there is a great advantage in the elimination of supports on the ground floor. This is helpful when tall buildings are located in the city centers occupying small sites where a harmonious joining with small buildings is desirable.

Summary. It is well to recall that this section has only attempted to discuss structural systems as they behave under vertical loads. The effect of horizontal loads naturally has an effect on the final choice of proper structural systems for tall buildings and the behavior of these structural systems under applied horizontal loads as well as combined loadings is discussed in the next section of this chapter.

1.3 FRAMING SYSTEMS TO RESIST HORIZONTAL LOADS

An important characteristic of tallness in a building is the relative importance of the lateral load-resisting and lateral stabilizing systems. The normal lateral loads are those due to wind and earthquake. The columns of tall buildings must be stabilized or laterally supported by a lateral bracing system, and the lateral bracing system must resist deformations associated with the out-of-straightness and plumb of structural members and the deformation associated with lateral forces ($P-\Delta$ effect).

For low-rise and medium-rise structures, the analysis and design with respect to lateral forces has generally been merely a process of checking the vertical load-resistant system for its ability to resist lateral forces. However, for tall



Torres Colon, Madrid, Spain—example of tension supported structure (Photo Lynn S. Beede)



Torres Colon, Madrid, Spain—completed structure (Courtesy: Antonio Lamela)



Fig. 1.26 Framed girder

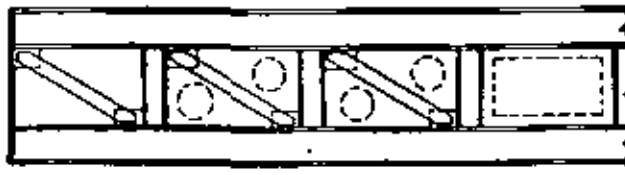


Fig. 1.27 Latticed-framed girder

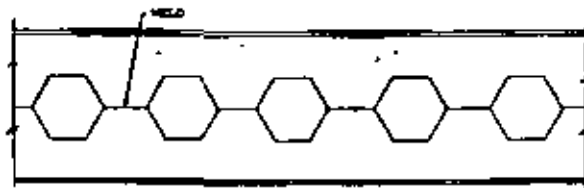
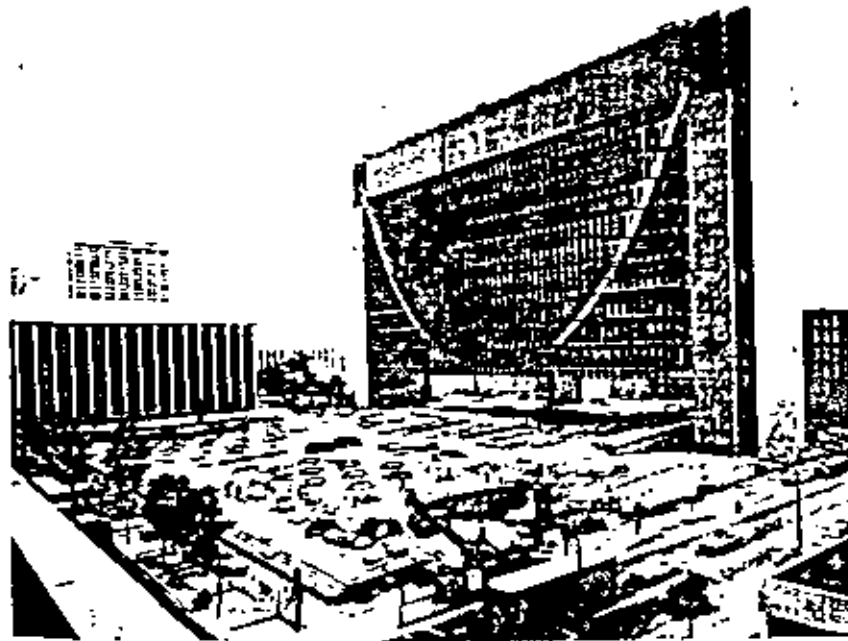


Fig. 1.28 Castellated beam



Federal Reserve Bank, Minneapolis, Minnesota. Architect: Dunbar Burkett & Associates (Courtesy: Leslie E. Robertson)

structures the vertical load-resisting system may not have the capacity to resist lateral forces, or even if it does, the design for lateral forces may add substantially to the structural cost.

Fig. 1.35 is a plot that has been used to illustrate the relative structural cost factors with respect to building height. Note that the floor cost increases only slightly with height, that the column cost increases linearly with the number of stories, and the cost of the lateral-resistant system tends to increase at an accelerating rate with height. For economic reasons and for considerations of structural strength and stiffness, it is essential that the lateral force resistant system be carefully considered in the design.

In a broad sense there are three fundamental types of lateral resisting elements:

1. Moment resistant frames.
2. Braced frames.
3. Shear walls.

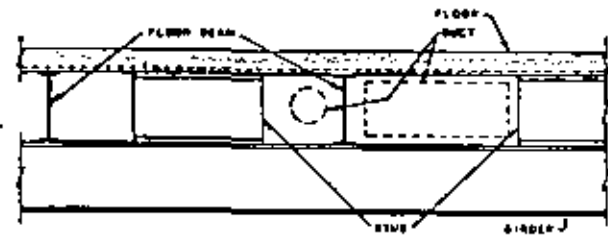


Fig. 1.29 Stub girder

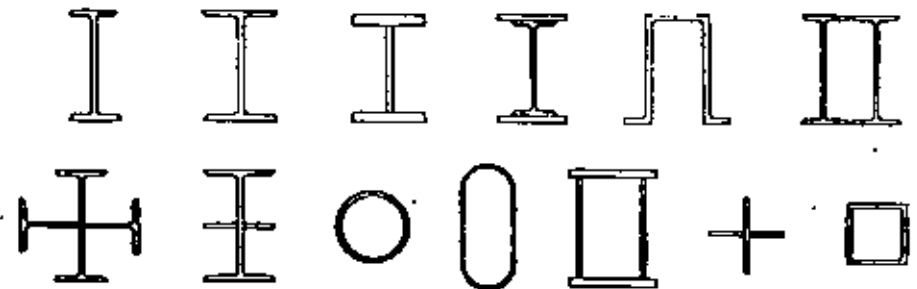


Fig. 1.30 Steel column shapes

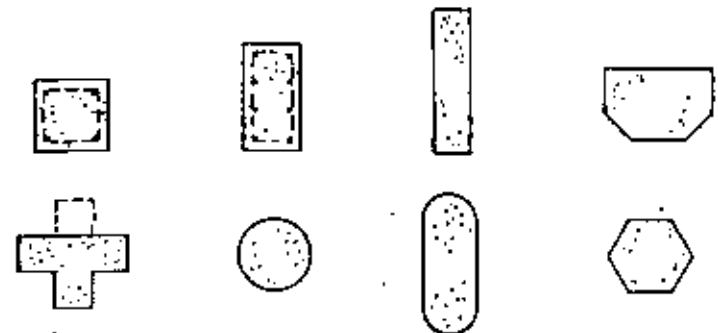


Fig. 1.31 Reinforced concrete column shapes

The three fundamental elements are generally in vertical planes and may be placed in one or more of three general locations: (1) Exterior (perimeter); (2) interior; and (3) core (see Fig. 1.36). Obviously, most building structures include several of these elements. However, for convenience of discussion, each one will be examined separately.

1 Moment Resistant Frames

Moment resistant frames consist of linear, horizontal members (beams) in plane with and connected to linear, vertical members (columns) with rigid or semirigid joints. A moment resistant frame is identified by the prominence of its flexibility due to the flexure of the individual beams and columns and the rotation at their joints. The strength and stiffness of the frame are proportional to the column and beam size, and inversely proportional to the story height and column spacing.



Fig. 1.32 Encased columns



Fig. 1.33 Steel (closed cross section) filled with reinforced concrete

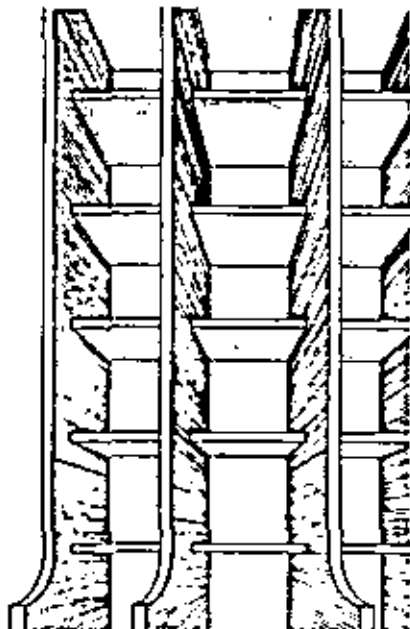


Fig. 1.34 Beam-column joint

Location. A moment resisting frame may be internal, that is, in planes within the building, or external, in the plane of the exterior walls or facade (Fig. 1.36). However, internally located frames have some disadvantages which limit their usefulness in tall buildings. The floor space requirements of most buildings limit the number of interior columns available for frames. Also, the floor beams are generally of long span and limited depth.

Exterior located frames do not necessarily have these disadvantages. It is often possible and even desirable to provide closely spaced columns and deep spandrel beams.

Concrete Moment Resistant Frames. Concrete moment resistant frames may be either cast-in-place or precast, or a combination of cast-in-place and precast.

Cast-in-place frames. Three types are in general use: (1) Beam and column frame; (2) flat slab and column frame; and (3) slab and bearing wall frame (Fig. 1.37).

Cast-in-place construction for moment resistant frames has the advantage of inherently providing monolithic joints. The column and beam reinforcement may be extended continuous through the joint, thus providing the necessary joint strength. A system often used in medium-rise to high-rise apartment buildings utilizes a portion of the flat slab floor as a shallow beam continuous with the columns.

Precast frames. Precast frames may be constructed of individual columns and beams. In this case it is necessary to make a strong moment resisting connection of beam to column. This has been done by welding or otherwise connecting the bars and casting or dry packing the joints. Beam and column units have also been cast together as a unit and connected at or near the midpoint of the beam span. This has the advantage of making the field connection at a point of minimum moment. In many cases, the midpoint of the beam span is a location of zero moment and the connection need only be made to develop shear. The problems of transportation on the highway and erecting panels usually limit the width of the panels (and the column spacing) to approximately 4 m (13 ft). Precast beams, columns, and column

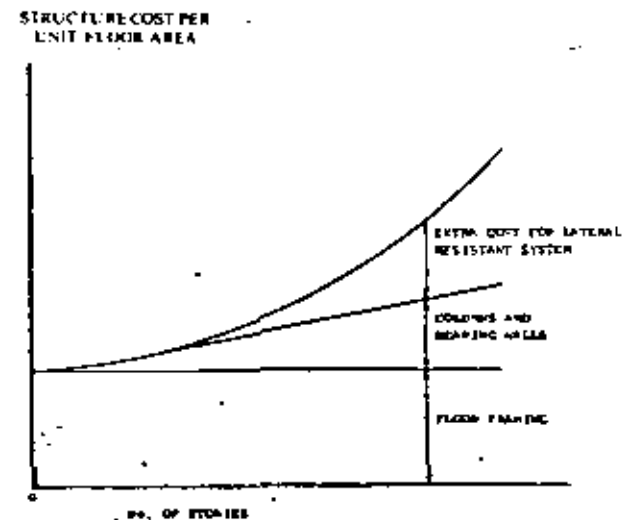


Fig. 1.35 Tall building cost relationships

beam units may be cast on the jobsite or manufactured in plants or factories and shipped to the jobsite. Maximum economic advantage is usually gained by using a large number of identical or standard components. Precast elements of the frame may be conventionally reinforced or they may be prestressed. If prestressed, the individual components are usually pretensioned. Post-tensioning of beams and columns may be provided continuous through the joint, thus eliminating or reducing the requirement for the welding of bars and the casting or dry packing of the joints.

Steel Moment Resistant Frames. Many rolled and fabricated steel shapes have been used for the columns and beams of steel moment resistant frames, although the wide flange shape has proved to be most common. Wide flange shapes, channel shapes, box shapes, plates, and trusses have all been used. In the past, the connections of beams to columns has been accomplished by the use of riveting, bolting, or welding, but today most connections are either high-tensile bolted or welded.

Steel moment resistant frames may be constructed of individual beams and columns with connections made at beam ends. These connections are required to



Latin American Tower, Mexico City, Mexico—example of steel moment-resistant frame (Courtesy W. E. Edwards, Bethlehem Steel Co.)

develop the full moment capacity of the beam. Fig. 1.38 shows how these connections have commonly been made.

Frames have been constructed of one or more columns of one or more stories in height with spandrel beam stubs welded to the column (Fig. 1.39). This allows the connection to be made at a point of minimum moment, and often these connections can be simple bolted shear connections, thus eliminating the requirement for field welding. The beam to column connection may be shop welded. Since shipping and erection requirements limit the width of a panel to approximately 4 m (13 ft), the use of this system is usually limited to a frame with closely spaced columns. The column with beam stubs system is self-bracing in its own plane, an advantage during erection.

Composite Moment Resistant Frames. Composite frames may consist of steel beams rigidly connected to concrete columns or concrete beams rigidly connected to steel columns. However, the term composite has normally been applied to frames where the beams or columns, or both, as individual members, are of composite concrete and steel construction.

Composite columns. Composite columns may consist of either: (1) concrete encased structural steel shapes; or (2) concrete filled tubular steel sections (Fig. 1.40).

Concrete encased steel columns are common. The concrete encasement has often been considered only fire and corrosion protection for the steel. However, in recent years, lateral and sometimes longitudinal reinforcement has been added to the concrete encasement, and the resultant strength of the steel and concrete interacting has been used for structural purposes. A steel shape encased in concrete may be thought of as reinforcement for the concrete.

Concrete filled tubular steel columns have enjoyed some popularity as single columns. The confined concrete fill increases the axial load capacity but has little effect on the flexural capacity. For that reason, it is unlikely that these columns would be a good choice for a moment resisting frame.

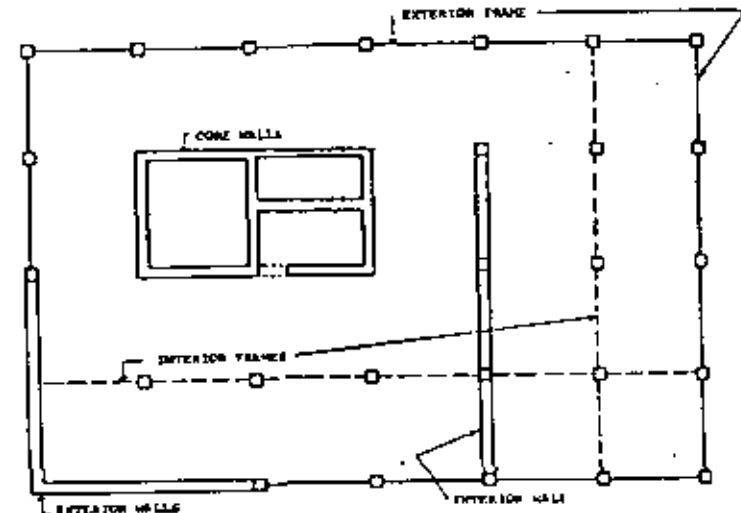


Fig. 1.38 Building plan—structural elements

Composite beams. Composite beams may be either: (1) Steel beams encased in concrete; or (2) steel beams connected to the floor slab with shear connectors (Fig. 1.41).

Concrete encasement has been used to provide fire and corrosion protection. The encased steel section may have a closed web or an open web. Where the steel section has a closed web, the concrete encasement contributes something to the strength of the beam. Where an open web steel section is used, the strength and stiffness of the beam may be calculated on the basis that it is a concrete beam reinforced with steel shapes. The primary disadvantage of the encased steel beam is that substantial weight is added to the beam without a comparable increase in strength or stiffness.

An often used type of composite beam is the steel beam with shear connectors embedded in the concrete floor slab. All buildings have some concrete cast on their floors. Therefore, with the addition of shear connectors fastened to the top flange.

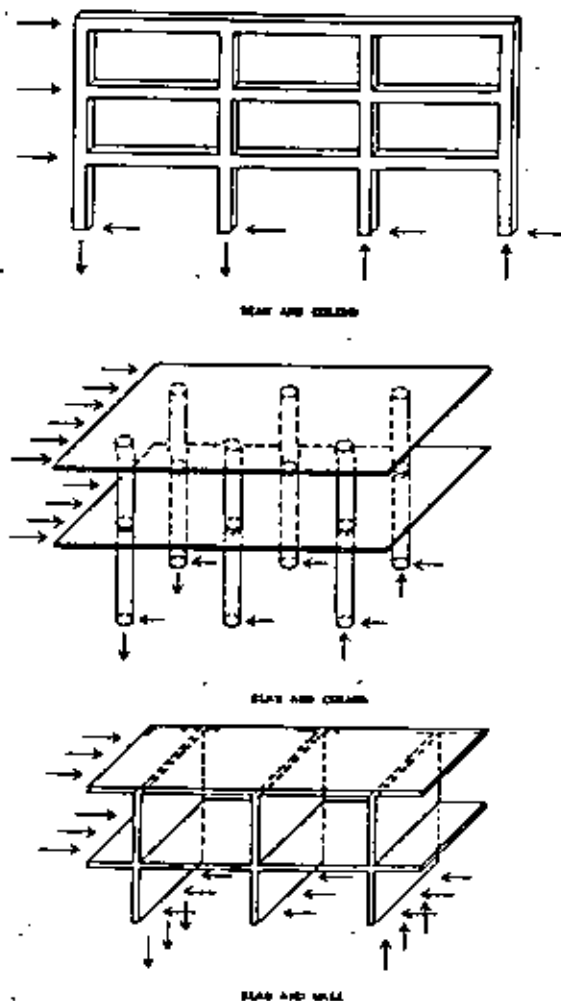


Fig. 1.37 Moment resistant frames

the strength and stiffness of the steel beam may be substantially increased. Concrete encasement of the beam-column joint connection, especially with the addition of hoop reinforcement, may substantially increase the joint strength and stiffness.

2 Braced Frames

A braced frame consists of a beam and column framework infilled with diagonal bracing. It is a system composed entirely of linear members, and is identified by its flexibility due to the shortening and lengthening of the horizontal floor members and the diagonal bracing members. This system has had wide application in structural steel buildings. The braced frame may be used internally in walls or partitions, where it creates a special problem in the fitting of the partition in and around the diagonal members. If used externally, it creates an unusual facade and unusually shaped windows, which are often not considered desirable. Its primary use has been in and around cores, where it can be placed in unseen and nonarchitectural spaces. The braced frame is a very stiff and efficient structural

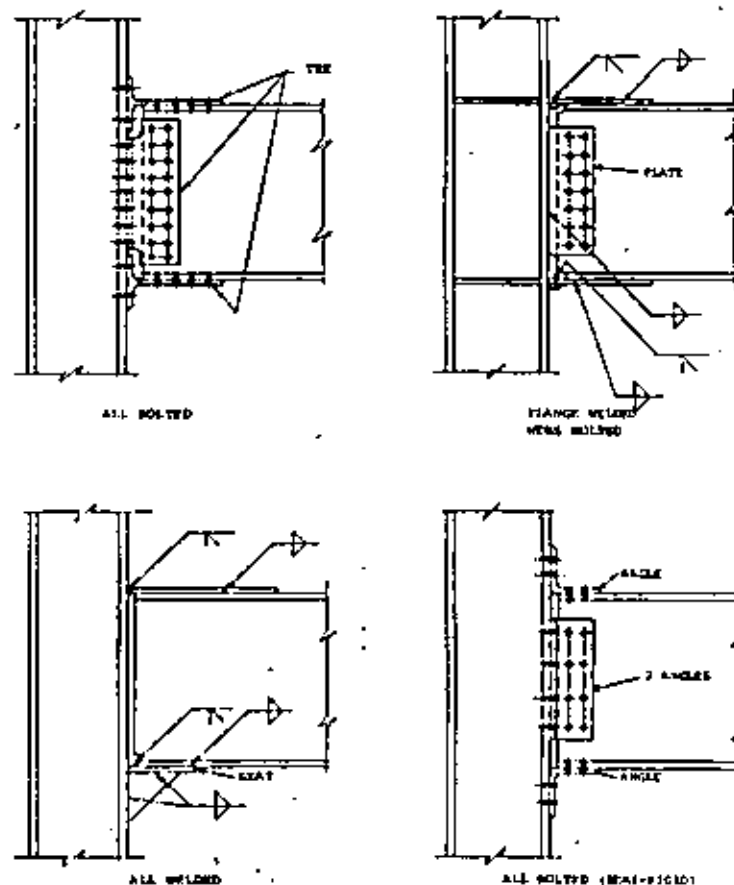


Fig. 1.38 Beam to column connection details

system, since it does not involve the flexural deformation of members. Fig. 1.42 shows a number of different types of bracing systems that have been used:

1. Single diagonal bracing.
2. Double diagonal bracing.
3. K bracing, either vertical or horizontal.
4. Lattice bracing.
5. Knee bracing.

Knee bracing produces a structure somewhere between a full braced frame and full moment resistant frame. The beams and columns of the knee-braced structure are flexurally deformed.

Concrete Braced Frames. Concrete braced frames have received little use in structures, because of the difficulty of making the end connections of the diagonal members, and the obvious superiority of the concrete shear wall. Braced frame construction in cast-in-place concrete has been used in several special applications.

Lattice bracing has been used in precast concrete exterior facade construction. If the lattice members are closely spaced, a precast panel of a sufficient number of members may be cast to minimize the number of field connections.

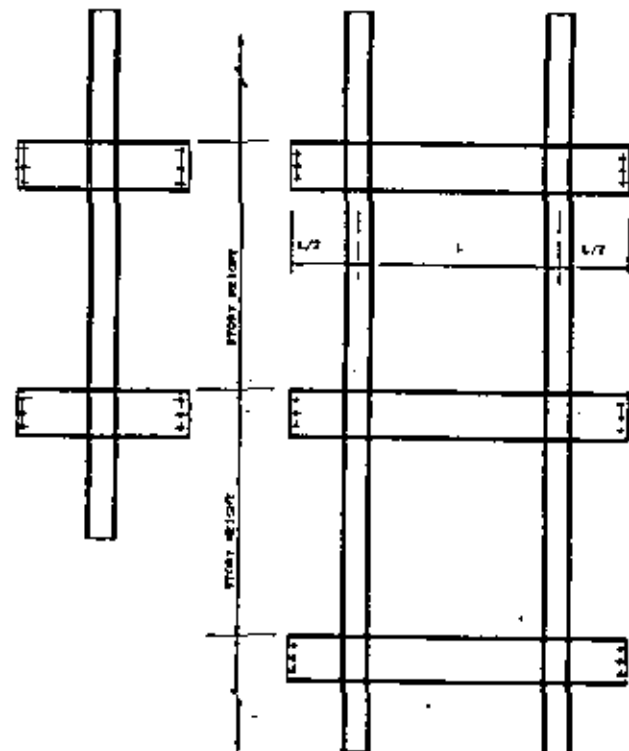


Fig. 1.39 Steel moment resistant frames—panel construction

Steel Braced Frames. Steel is especially advantageous for use in braced frame construction due to the ease with which end connections may be made. However, its use is limited to areas where there is an ample availability of steel sections. End connections may be of either a welded or bolted type. Steel diagonal framing members are generally slender and may be readily incorporated into partitions, walls, and mechanical spaces. While certain standard arrangements of diagonal bracing are commonly used, any configuration of triangulated bracing may be used to achieve an efficient braced frame. The bracing may be arranged to fit around

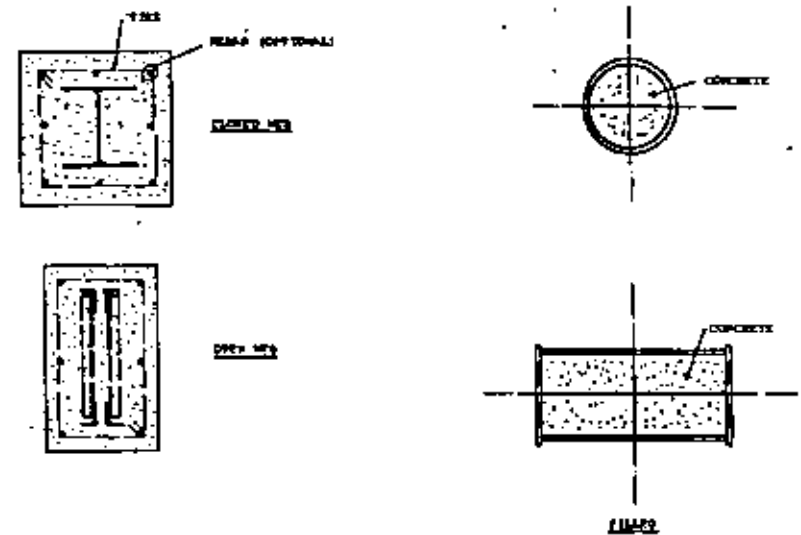


Fig. 1.40 Composite columns

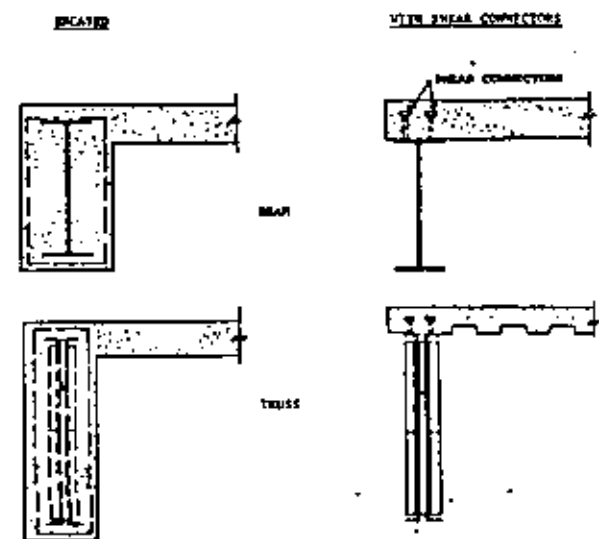


Fig. 1.41 Composite floor members

door and window openings, mechanical openings, and the like. Many complicated but efficient bracing systems have been worked out to brace the corners of high-rise buildings. The earliest steel skeleton high-rise buildings incorporated some kind of braced frame construction.

Composite Braced Frames. Composite braced frames may be of two general types: (1) Steel diagonal bracing may be added to a concrete frame or, much less likely, concrete diagonal bracing may be added to a steel frame; and (2) composite steel and concrete linear members may be used as elements of the frame. The flexibility of a braced frame includes the deformation of the columns and beams as well as diagonal braces that are a part of the frame. If a steel column is encased in concrete, a reduction in deflection of the braced frame may be achieved. If concrete is cast around the beam, or if the beam is made composite with the floor slab, the reduced deformation of the beam will reduce the deflection of the braced frame. Both the concrete encasement of columns and composite floor beams have been commonly used in recent years.

3 Shear Walls

Shear walls may be defined as planar vertical elements distinguished by their relative thinness and substantial length. Shear walls are further identified as having few openings or penetrations, such that they have little or no flexibility due to the

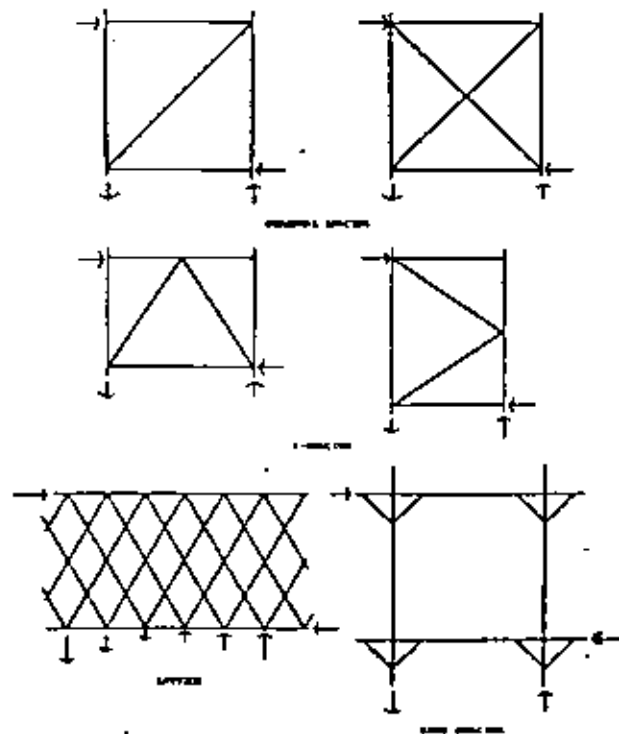


Fig. 1.42 Braced frame types

flexure of individual pieces of the wall. Their flexibility is generally limited to the sum of over-all shear deformation and overturning flexural deformation. If two or more shear wall elements are connected together with relatively rigid members they are called coupled shear walls. Shear walls may be solid or penetrated with a limited number of openings. The shear wall may or may not carry substantial gravity loads. The shear wall may be a single bearing wall, a wall connecting two or more columns, or a panel wall filling the openings of a beam column frame (Fig. 1.43).

Location. Shear walls may be incorporated into a tall building design in a number of locations. They may be internal walls, exterior or facade walls, or core walls. In office and commercial buildings, clear open spaces are required. Most partitions are temporary or movable, and it is difficult to provide internal shear walls. On the other hand, efficient building planning usually gathers together certain utilitarian functions of the building into a relatively compact core or cores. This core may

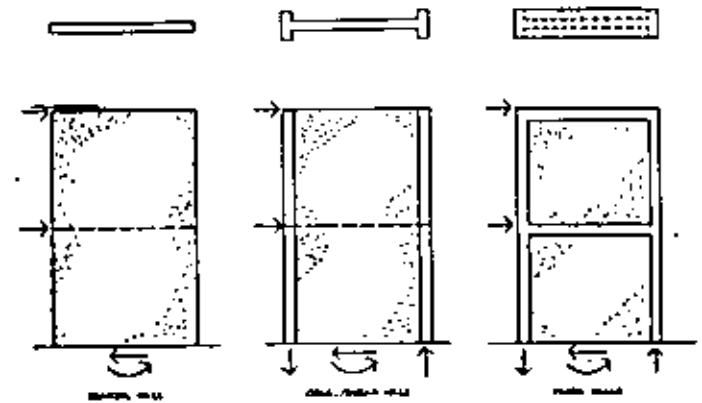


Fig. 1.43 Shear wall types

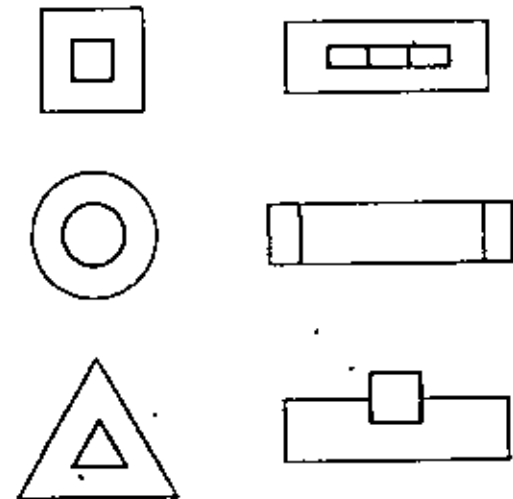


Fig. 1.44 Core shear wall layouts

include elevators, stairs, mechanical rooms and shafts, smoke shafts, toilets, janitor closets, and the necessary interior columns. An attempt is always made to minimize the core size in order to increase the floor efficiency. Nevertheless, in most buildings these cores cover 20% to 25% of the floor area, and they occur as a continuous vertical shaft for the full height of the building. This core, then, offers an excellent opportunity for providing shear walls. Care must be taken to account for the various door openings and for penetrations for mechanical work. Fig. 1.44 indicates schematically some core wall arrangements that have been successfully used.

While it is difficult to place interior shear walls in office buildings, it is often possible to develop locations for exterior or facade shear walls. These walls may be exterior walls of a core, or they may be walls located such that the requirements for window openings are minimal, so that the general integrity of the shear wall may be maintained. In some office and commercial structures the requirement for windows has been reduced to a point where a continuous exterior facade wall may be utilized as a shear wall. Often a bearing and shear wall will have regular penetrations such that its structural action is intermediate between a shear wall and a moment resisting frame. Some "tube" and "shell wall" systems fall in this category.

For high-rise housing projects, such as apartments and hotels, the utility core requirements are substantially less than those for office buildings. For this reason, it is often difficult to develop sufficient strength and stiffness in the core walls. However, the generally fixed arrangement of partitioning in such buildings often allows for the opportunity of providing internal shear walls. These walls serve as partition walls between apartments or rooms and help reduce sound transmission.

Concrete Shear Walls. Concrete as a material is particularly suitable for shear wall construction, because it is economical and has great shear strength. The necessary openings for doors, windows, and utilities may be provided. Concrete shear walls may also be bearing walls, thereby eliminating or minimizing the requirements for columns and piers. Concrete shear walls may be cast-in-place or precast.

Cast-in-place shear walls. By proper treatment of construction joints and doweling of reinforcing steel, it is possible to develop monolithic joints which may develop the full shear strength of the concrete. Where feasible, the use and reuse of panel forms and the use of the slip form techniques make possible economy of formwork.

Precast shear walls. Flat panels suitable for shear walls may be economically cast, transported, and erected. The connections of the panels may be achieved by lapping of reinforcing steel and casting in place pilasters or columns, or by welding reinforcing bars or inserts and grouting or dry packing the joints.

In large panel buildings, a widely used technique consists of achieving vertical castellated shear joints. The edges of the panels have trapezoidal-shaped keys. Reinforcement is provided by projecting steel loops between the keys and the steel bars at each floor level. The joints are then filled with concrete. This type of joint has been tested in many laboratories and seems to be quite efficient.

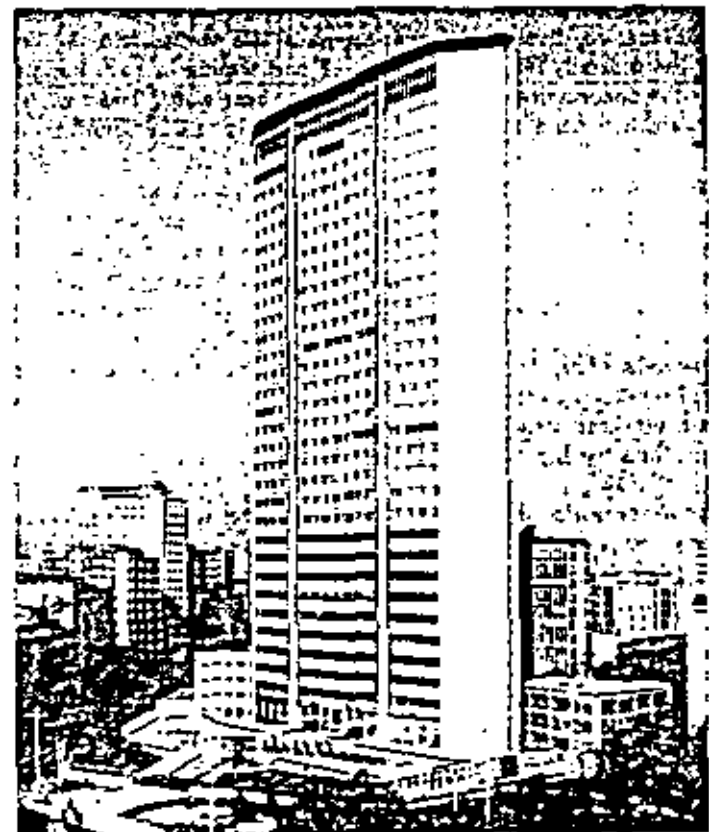
A ductile behavior was reported in several tests where the adhesion between precast panels and the cast-in-place concrete was destroyed. However, if the adhesion exists, the behavior at failure is rather brittle.

In some cases, precast walls are made of infilled panels within a concrete frame or steel frame structure. Where precast panels infill a steel frame, the panels may be

connected to the steel frame by welding steel inserts in the wall to the steel beams and columns of the frame.

The relative lack of ductility of reinforced concrete shear walls has limited their use in high-rise structures in earthquake zones. Several special techniques and wall details have been utilized to overcome this limitation. Since the nonductile failure mode of shear walls is generally that of shear or diagonal tension, or both, very conservative shear stress levels have been used for design purposes. Shear walls have been "slitted" as shown in Fig. 1.45. The initial rigidity of the slitted wall is comparable with a monolithic wall and thus is useful to resist frequent minor earthquakes and windstorms. At the time of the rare destructive earthquake, cracks in the wall are distributed finely with no major diagonal cracks, and the rebar yields in flexure. Thus a smooth deterioration of stiffness can be accomplished, and although there is a reduction of both strength and stiffness of the wall, there is a substantial increase in its ductility. This system has found application in a number of buildings in Japan.

Steel Shear Walls. Steel plate has been used as a shear wall, as a panel infill to a



Pirelli Building, Milan, Italy. Reinforced concrete building with two pairs of coupled internal shear walls and two end cores. Concrete floor framing concentrates as much load as possible on shear walls and end cores. (Courtesy: Pirelli S.P.A.—Press Department)

steel fr. The steel plate must be stiffened vertically and horizontally at regular intervals by added steel members to prevent diagonal compressive buckling of the plate under lateral load stress. Angles, split wide flange sections, and similar type members, bolted or welded to the plate, have been used as stiffeners. The steel plate panel may be either welded or bolted to the surrounding frame (Fig. 1.46). If properly stiffened and proportioned, the steel plate shear wall may be advantageous for seismic design. A wall can be proportioned so that the first yield is shear yield of the shear wall plate.

Masonry Shear Walls. Masonry is an ancient building material. The earliest shear walls were masonry and they generally served as both bearing and shear walls. Today, unit masonry is still the wall material most universally available throughout the world. Bearing and shear walls of masonry may be built without sophisticated equipment and materials, and with labor of limited skills. Masonry units are usually of clay or concrete and bonded together with a portland cement paste mortar. The masonry units suitable for use in high-rise buildings are generally manufactured under quality control conditions. Myriad sizes and shapes are available and have been used. Although remarkably tall buildings have been built of unreinforced masonry, most engineers believe that unit masonry structures of substantial height should be reinforced. Therefore, those masonry units most suitable for high-rise buildings are those which provide holes or cavities suitable for the passage and grouting in of reinforcement. Three general types of unit masonry walls are common: (1) solid masonry (generally unreinforced); (2) hollow unit masonry (reinforced); and (3) grouted cavity masonry (reinforced). They are shown in Fig. 1.47.

Solid masonry walls. Solid masonry walls have been used in structures for

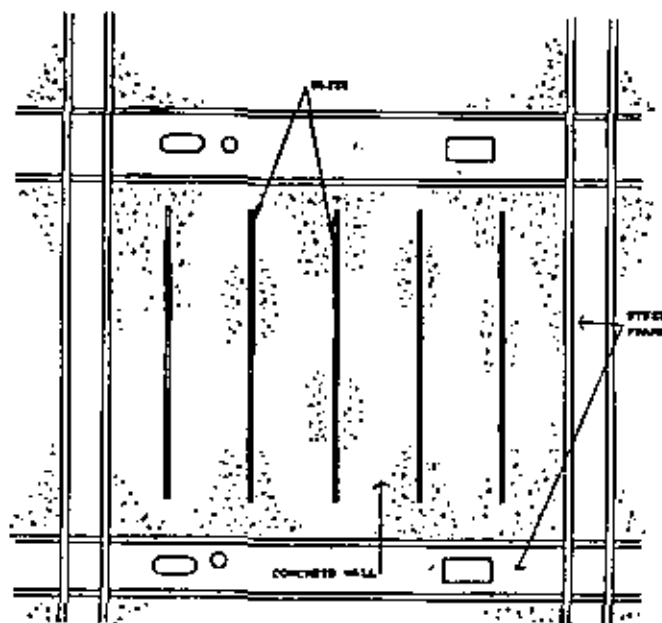
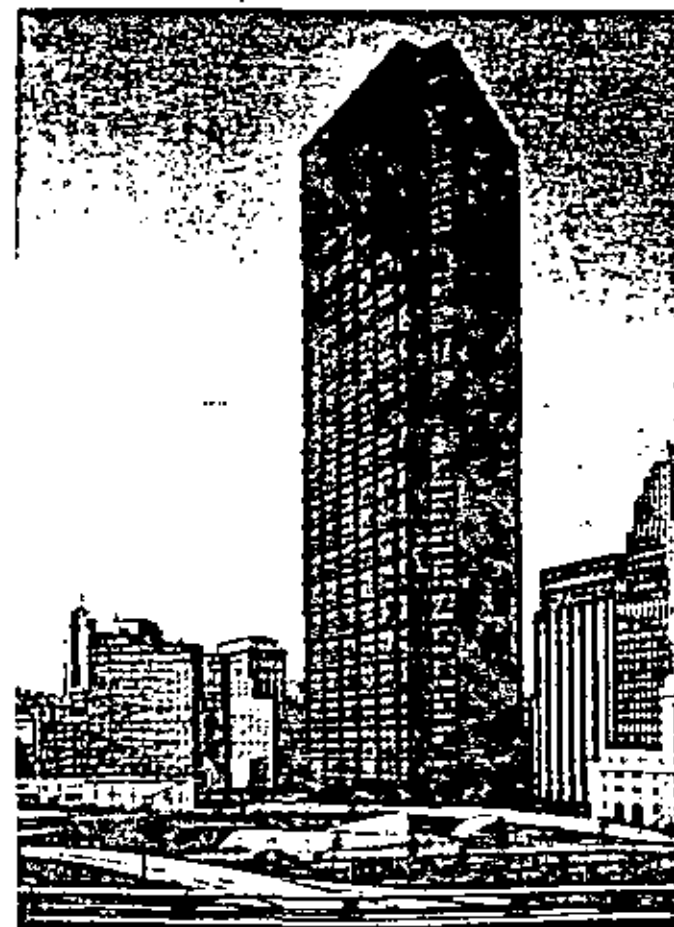


Fig. 1.45 Bilted concrete shear walls

many thousands of years. In ancient times walls of very great thickness were constructed, and, of course, these walls were unreinforced. These walls served both as bearing walls and shear walls and, being unreinforced, they depended entirely upon the stability resulting from the vertical axial stress caused by their own weight and the weight of the contributory floors and roofs. In modern times, it has been considered uneconomical and undesirable to build very thick and heavy walls. Therefore the use of solid unreinforced masonry has been limited to relatively low buildings. However, in certain areas not subject to seismic disturbance, unreinforced masonry walls up to 15 and 20 stories have been constructed.

Hollow unit masonry. Hollow unit masonry is generally laid up to provide for continuous vertical cells of sufficient size that vertical reinforcing bars may be placed and the surrounding space grouted. Horizontal reinforcement may be provided either by strip reinforcement in the horizontal mortar joints, or by using special hollow units (bond beam or lintel units) that provide an open top, horizontal,



U.S. Steel Building, Pittsburgh, Pennsylvania—triangular shape with braced core (Courtesy: Harrison & Abramowitz & Adde)

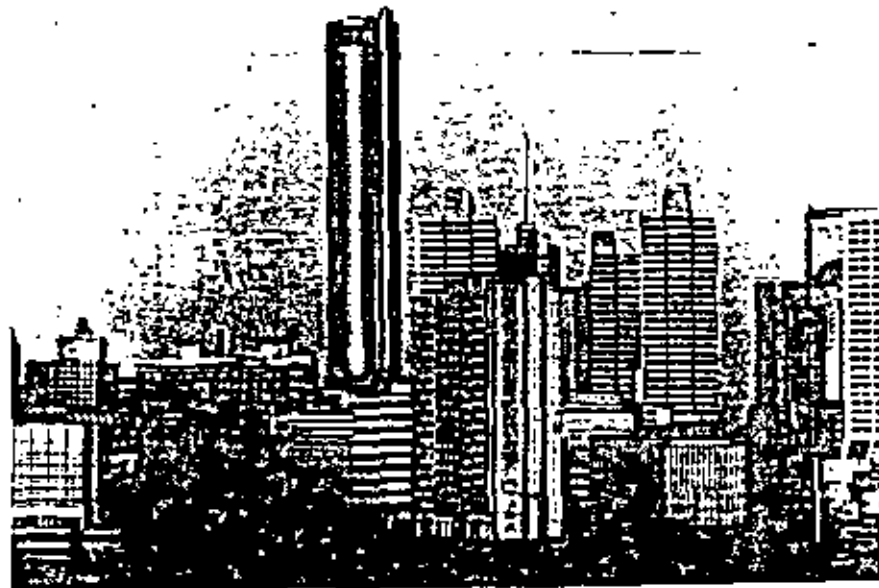
continuous channel which may be reinforced and grouted. With proper reinforcement and grouting, reinforced hollow unit masonry has been used in high-rise buildings.

Grouted cavity masonry. Grouted cavity masonry consists of two outer rows (wythes) of solid masonry units laid up to provide a cavity space between them. Horizontal and vertical bar reinforcement is placed in the cavity and the cavity is grouted solid. The grout in the cavity bonds to the reinforcing steel and bonds to the unit masonry, thus producing a monolithic, composite, full-thickness wall.

The major advantage of the use of masonry for shear and bearing walls is architectural. The various types of brick, tile, and concrete masonry units may be desirable as a final architectural finish. The structural wall can then serve as both the architectural and structural system. The masonry shear wall cannot be designed to develop the strength of a reinforced concrete or steel plate shear wall. Its use is generally limited to moderately tall and short-span buildings, such as apartments and other building types where the floor spans are short and a great number of walls may be provided.

4 Combination Systems

This section has discussed various horizontal load resistant elements as separate, distinct systems. This has perhaps been valuable for study purposes. However, in real practice, the structural design process is not necessarily one of selecting this or that system. Rather, like most design processes, it is a creative process where a design is developed in response to a wide range of imposed conditions and restraints. The structural designer must be responsive to practical (construction and cost), utilitarian (use), and esthetic considerations in addition to his normal

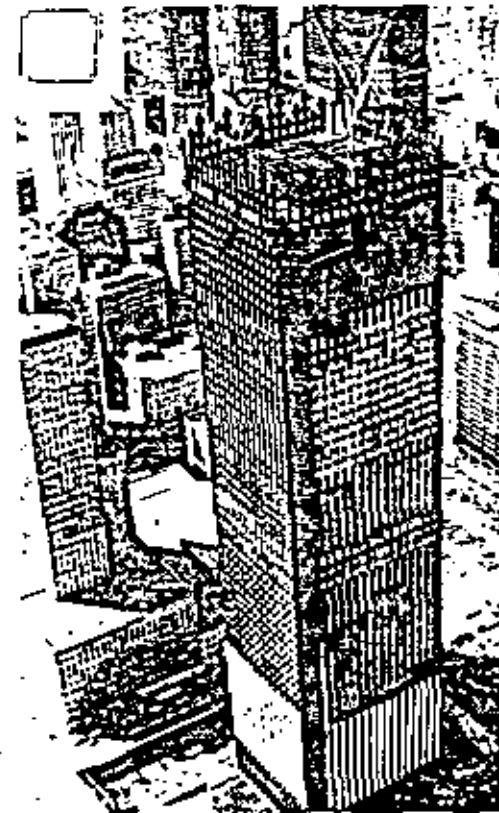


Peachtree Center Plaza Hotel, Atlanta, Georgia (Courtesy: John Portman)

structural engineering discipline. The best response to these conditions, as well as the best designs, can rarely be pigeonholed into rigid categories, such as those previously listed. Lateral load resistant systems often contain frames, walls, and bracing interacting together.

"Tube" Structures. A tube structure may be defined as a three-dimensional space structure composed of three, four, or possibly more frames, braced frames, or shear walls, joined at or near their edges to form a vertical tubelike structural system capable of resisting lateral forces in any direction by cantilevering from the foundation (Fig. 1.48). Tube structures usually have relatively small shear flexibility, so that the shear lag around the intersecting corners is minimized, and the entire tube participates in the overturning resistance.

Location. Tubes may be developed around internally located service cores containing elevators, stairs, mechanical rooms and shafts, smoke shafts, toilets, janitor closets, etc. Tubes may also be developed around the exterior perimeter or facade of a building. In both locations the tube structure may generally be extended from the foundations for the full height of the building.



Standard Oil (Indiana) Building, Chicago, Illinois—construction as of 4/5/72 (73 stories) (Courtesy: E. Alfred Picardi)

Configuration types.

1. **Framed tubes.** Tubes may consist of moment resistant frames, provided that the columns are closely spaced in order to reduce beam and column flexural deformation to a minimum. When the exterior columns are closely spaced [1 m to 3 m (3 ft to 10 ft) on center], it is possible to develop the entire perimeter of the tube structure as a lateral load resistant system. This system has been called the "boxed frame" or the "framed tube." It has been found that with closely spaced columns and deep spandrel beams, the shear lag around the corner is minimized, and the building walls at right angles to the direction of the applied lateral force contribute greatly to the over-all overturning strength and stiffness of the entire structure.
2. **Braced tube.** The braced tube is a three-dimensional diagonal braced or trussed system. It is inherently a very stiff system since it involves only axial deformation of members and no flexural deformation.
3. **Shear wall tubes.** Three, four, or more shear walls may be joined at their edges to form a true tubular structure. In order to be effective as a tube the shear walls must have minimum penetrations for doors, windows, and mechanical work. Shear wall tubes are generally stiffer than frames or braced tubes.

Range of applicability and use. The limitation on permissible openings usually rules out the use of the shear wall tube in the exterior perimeter wall. However, most high-rise buildings have service cores which may occupy as much as 20% to 25% of the building area and may have horizontal dimensions up to one-half of the building dimension. These cores may be suitable for the development of one or more shear wall tubes. However, because of the limited horizontal dimension, core shear wall tubes have generally not been used as the sole lateral force resisting system for buildings over 20 to 25 stories in height.

Since the tube is thought of as a box beam cantilevering from the foundation, the greater the plan dimension of the tube the greater the stiffness of the structural system with respect to lateral forces. For very tall buildings, say over 20 to 25 stories, the tube must be placed in the exterior wall to achieve sufficient stiffness. It is often possible in high-rise office or apartment buildings to develop a tube structure in the exterior wall, either by using the closely spaced columns or by diagonally bracing the exterior facade.

Multiple Tube Systems.

Tube in tube. For very tall slender buildings, it is necessary to develop as much lateral strength and stiffness as possible. For tall buildings, this has led to the use of core shear walls interacting together with exterior moment resisting frames. This has been called a "tube in tube" scheme. The excellent overturning resistant ability of



Sears Tower, Chicago, Illinois—example of bundled tube (Courtesy: Ezra Stoller)



Examples in Chicago of three structural systems: John Hancock (braced tube), Sears Tower (bundled tube), and Standard Oil (tubular system) (Courtesy: Ritz P. Kuder & Engineering News-Record)

the facade frame is combined with the shear resistant capacity of the core shear walls to achieve a highly efficient structural system (Fig. 1.49).

Bundled tube. The bundled tube system consists of a number of vertical tubular elements fitted together and sharing common side frames. By bundling tubes, the over-all building dimension is increased, and hence the lateral stiffness and stability (Fig. 1.50). Tubes may be terminated at various levels in the building, thus producing variable floor areas. The tube termination levels may correspond to elevator termination levels.

Core Interaction Structures. Quite often it is impossible, or considered undesirable, to have the exterior columns closely spaced. A structural system has been used on several projects that connects the core tube to the exterior columns at one or more locations in the building where beams or cross-bracing do not interfere, such as at the mechanical floors or at the roof level. The basic principle involved is that of utilizing the core to fully develop horizontal shears, but to provide for vertical shear transfer from the core to the exterior columns, thus developing the total overturning capacity of the full building dimension. Fig. 1.51 illustrates the principle in both steel and concrete.

In addition to increasing the lateral strength and stiffness of the building, the rigid connection of core to exterior columns also reduces problems associated with differential temperature expansion and contraction of the exterior exposed columns and the internal, temperature controlled core, as well as differential shortening.

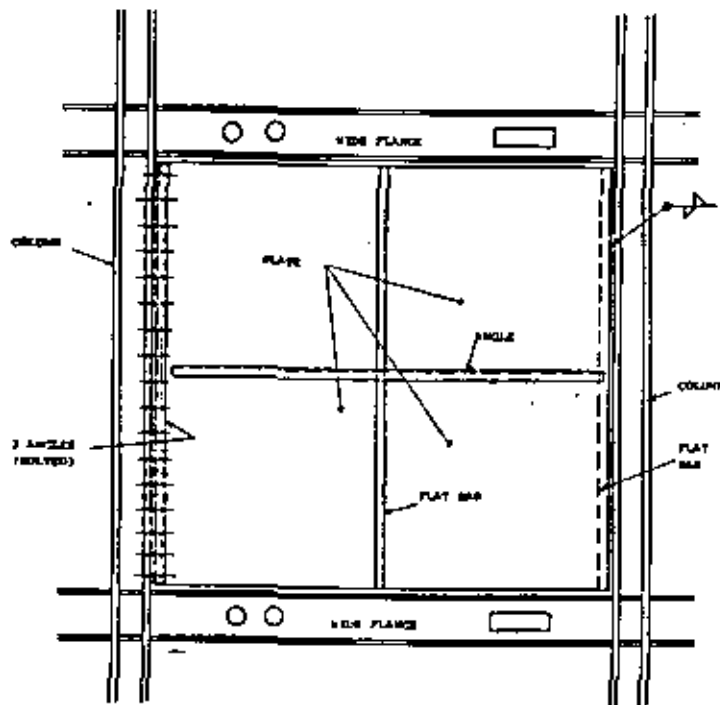


Fig. 1.46 Steel plate shear wall

5 New Structural Concepts

For high-rise buildings up to the height at which buildings have presently been constructed [460 m (1500 ft)], the structural systems now in use will most likely prove adequate and economical. However, the next generation of tall buildings may very well go over 460 m in height. With increasing height, the extraordinary forces of nature (wind, earthquake, fire, and blast), will tend more and more to dominate the structural system, and new structural and associated architectural, mechanical, and electrical concepts will be required. For the human occupants of these supertall buildings to be satisfied tenants, the movement of the building when subjected to the various environmental effects will have to be controlled within certain limits. The general strength and stiffness requirements of today will still have to be met.

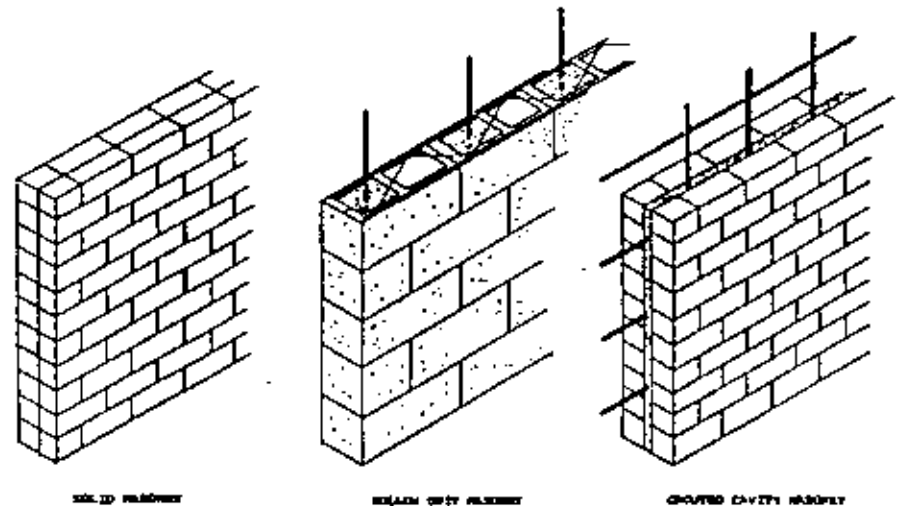


Fig. 1.47 Masonry shear wall types

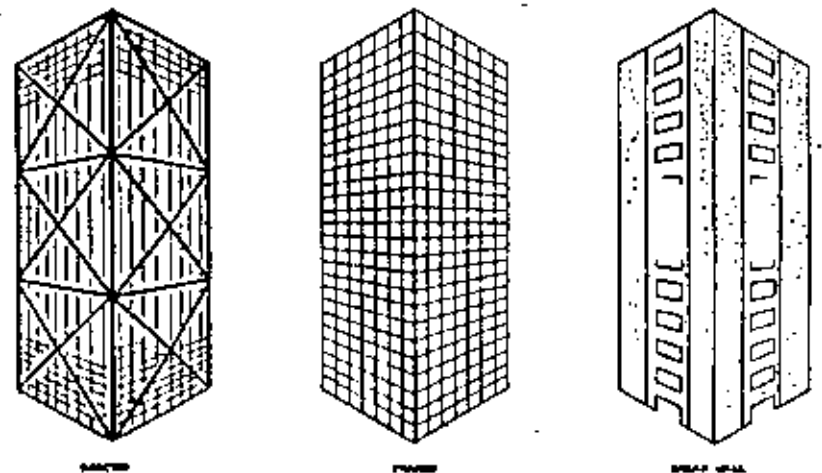
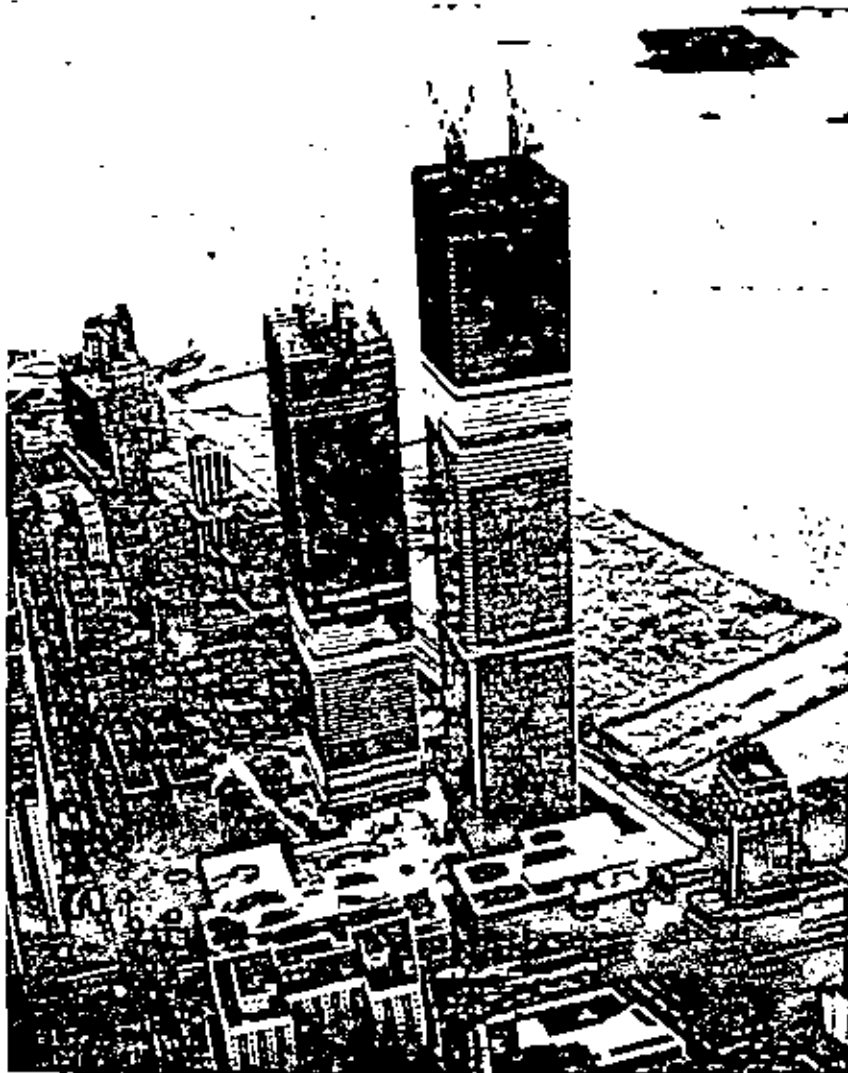


Fig. 1.48 Tube structural systems

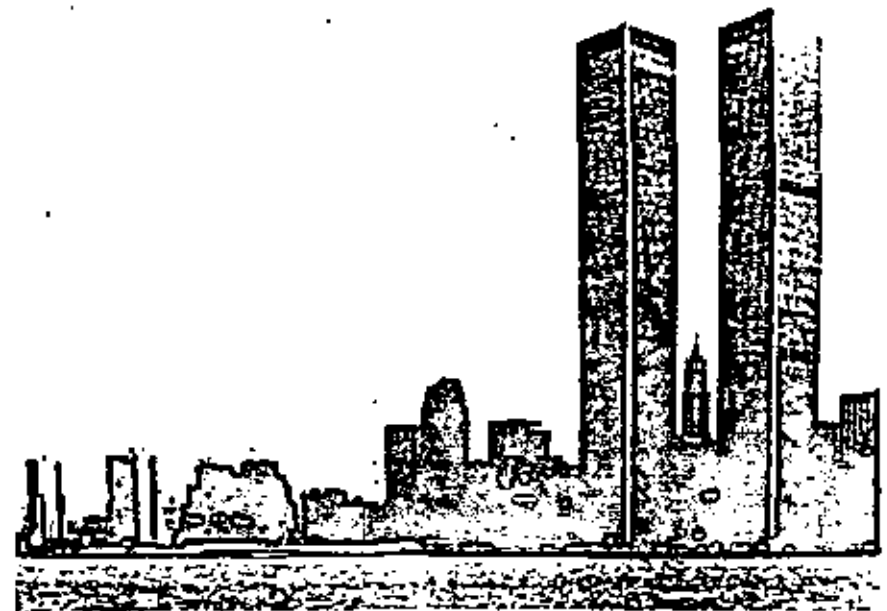
Also, in these super highrise buildings, the interior spaces will still have to be readily accessible to elevators, stairs, and utilities, and in most cases, to the outside world by access to windows. These human requirements have a tendency to reduce the plan dimension of a tall building to something like 60 m (200 ft). If plan dimensions are limited and the heights increase, it becomes apparent that, unless there is some dramatic increase in the damping or ductility that can be achieved to dissipate wind or earthquake-induced energy, it is unlikely that a tall building will be able to perform satisfactorily if the height-to-width ratio exceeds approximately 7 to 1. The World Trade Center in New York City, which has a height-to-width ratio of 7 to 1, was a borderline case from the standpoint of performance, and it was found



World Trade Center, New York (Courtesy: The Port Authority of New York and New Jersey)

necessary to use 20 000 viscoelastic dampers to reduce dynamic excitation from the wind to tolerable levels. Energy dissipation systems are discussed in more detail in the next section of this chapter. Without a substantial increase in energy dissipation, it would seem that the effective plan dimension (the vertical cantilever beam depth) will have to be increased if taller buildings are to be constructed. Three concepts which might be acceptable to our present space and human requirements can be discussed: (1) The single megastructure or multiuse structure; (2) the cellular structure; and (3) bridged structures.

Megastructures: With the increased urbanization of the world, it is probable that more types of human activities will be incorporated in the tall buildings of the future. To the present business and private living activities may well be added institutional, merchandising, manufacturing and storage, and parking activities. Since the latter activities require large areas with minimal perimeter facade for views and access, it may be possible to increase the over-all building dimension where structurally required at or near the base, while tapering the building up to a relatively slender top more suitable for living and office use (Fig. 1.52). A suggestion of the megastructure concept may be seen in the John Hancock Building in Chicago, a 100-story, braced, tubular frame building of tapered shape which houses several different human activities.



New York Harbor. "The tallest building in the world" was the description from 1913 to 1930 of the Woolworth Building—seen here in 1974 nestled between the towers of the World Trade Center (Courtesy: New York Convention & Visitors Bureau)

Cellular Structures. It is possible to increase the over-all building dimension and the exterior perimeter without increasing the floor area by planning the structure with a hollow, open center. Many potential plan shapes are possible (Fig. 1.53). The hollow center may be completely open, or it may contain some or all of the utility functions such as stairs, elevators, mechanical and electrical shafts, and toilet rooms. It is most desirable for the floor system to clear span from the outer to the inner wall. All the previously listed structural systems may be appropriate. Exterior wall tubular construction could be used. An exterior and interior wall tube (tube in tube) may be used with or without coupling between the two tubes. Bundled tube construction might be used. The interior tube may be coupled to the exterior wall tube, much in the same way as an interior core wall may interact with an exterior frame. A suggestion of this type of cellular structure is the Sumitomo Building in Tokyo, Japan.

Bridged Structures. The effective overturning resistance may be increased by using two or more slender shaft buildings linked together at one or more levels by bridges. The concept of bridging may fit in well with some concepts for the future

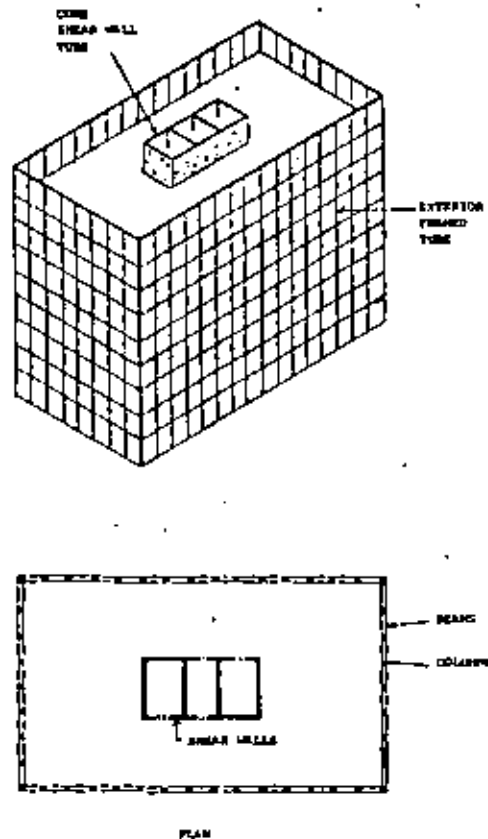
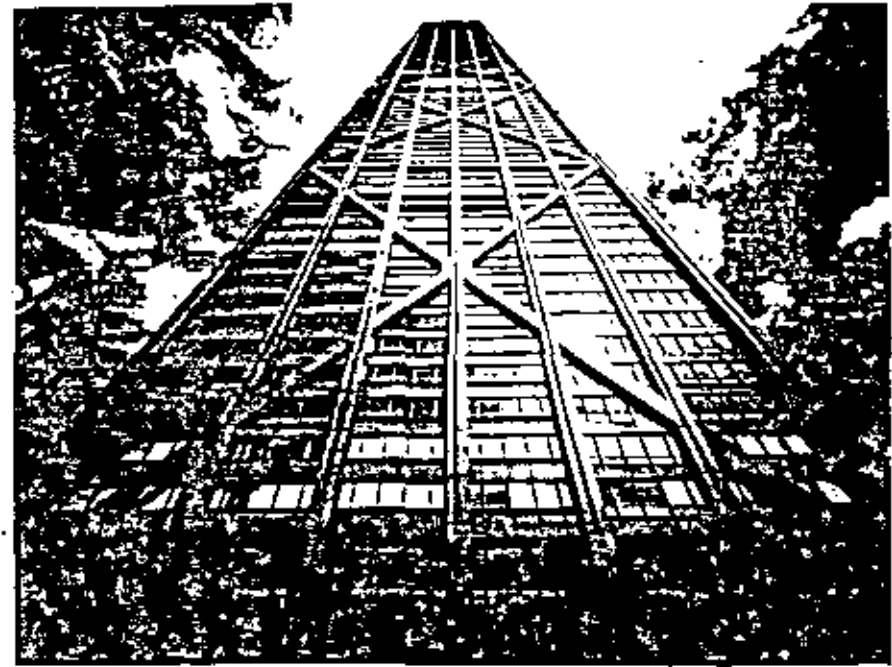
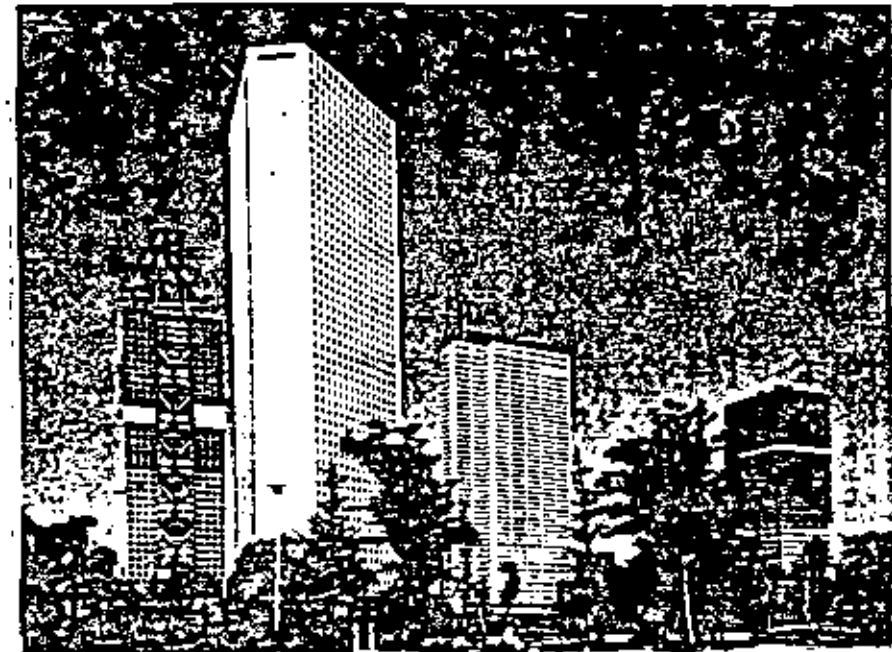


Fig. 1.49 Tube in tube system



John Hancock Center, Chicago, Illinois (Courtesy: Ezra Stoller)



Shinjuku Sumitomo Building (second from left), Tokyo, Japan (Courtesy: Kiyoshi Muto)

development of cities. Future cities may have several different levels for service access, vehicular circulation, pedestrian circulation, and public areas for park and recreation (Fig. 1.54). The links may be stiff, tubular structures, connected to the tubular structure of the vertical building shafts. If the towers have a core perimeter tube, the links could be dimensioned one or more stories high with a plan dimension equal to the core dimension. If the towers are of exterior tubular construction, then the width of the links could be equal to the full width of the buildings. The links may also be slender bridges suspended and laterally stayed by prestressed steel cables (Fig. 1.55). These bridges may be of very light weight although still suitable for pedestrian or light vehicle traffic. The actions of lateral forces are distributed to

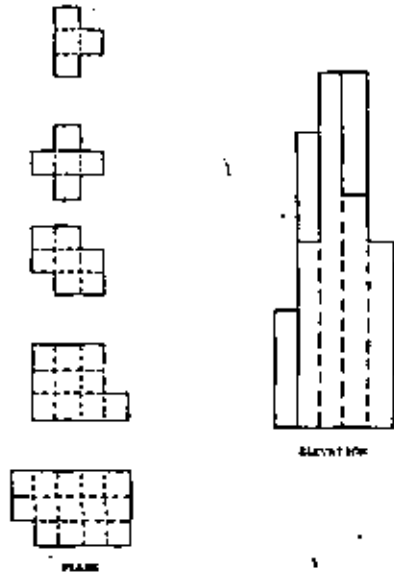


Fig. 1.50 Bundled multiple tube structure

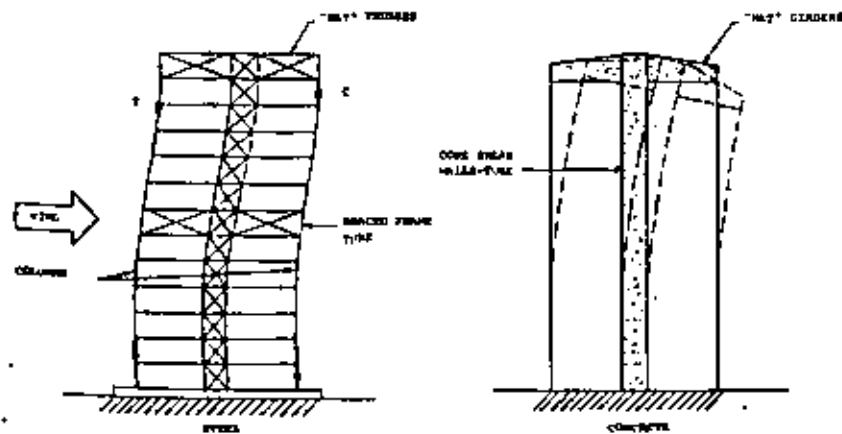


Fig. 1.51 Core interaction systems

all linked buildings proportional to their stiffnesses. The bridge structures may also act as energy dissipators. The vertical tower buildings could be constructed in either steel or concrete by conventional construction methods. The bridge links could be

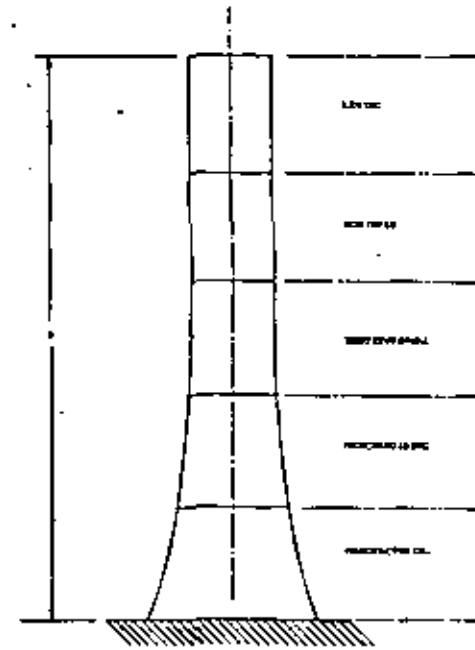


Fig. 1.52 Megastructure

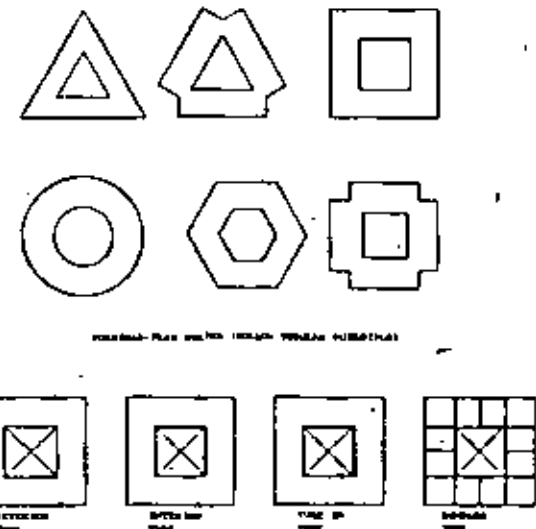


Fig. 1.53 Cellular structures

erected by any one of the methods now commonly used for bridge construction. The cantilever method now used in bridge construction would appear to be most promising.

1.4 ENERGY DISSIPATION SYSTEMS

All the energy that is induced in structures by wind, blast, earthquakes, or machinery is finally dissipated by damping forces. The damping limits and progressively reduces the deformations and accelerations of the induced vibrations. The natural energy dissipation of structural materials can be helped and essentially increased by artificial means. This opens new ways to design structures and make them more economical. In this section, various ways to achieve this are indicated.

1 Natural Damping of Structural Materials

Structural damping is caused by the internal friction within the particles of building materials. The damping forces are proportional to strain and deformations. A large amount of energy is also dissipated in a minute slippage at the connections of members, which is best illustrated by the relatively high damping of bolted structures compared to all welded steel structures. The increased friction of the particles in cracked concrete is also well known, and is preferable to crack-free post-tensioned concrete.

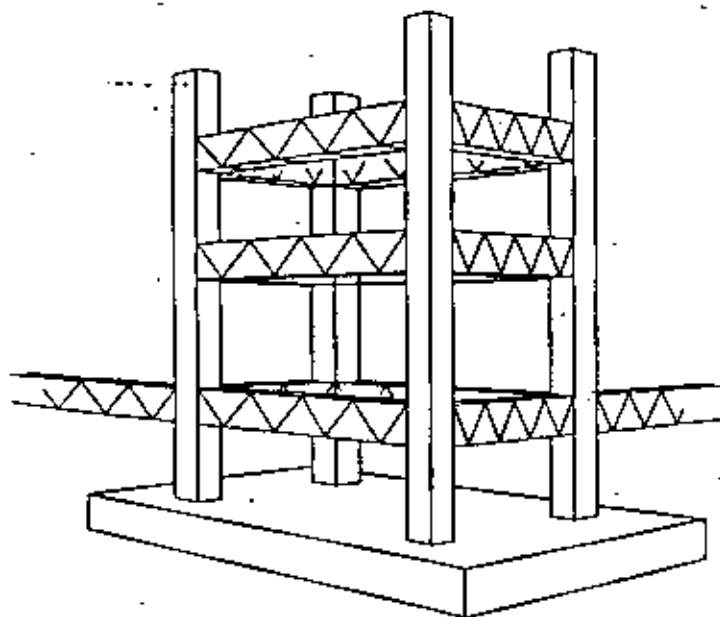


Fig. 1.54 Bridged structures

2 Plasticity of Structural Materials

Due to the plasticity of materials, especially steel, energy is absorbed inelastically. The energy absorption by ductility is not limited to steel alone, but also occurs in combined materials, like reinforced concrete. The confining of the concrete by reinforcement increases its ductility and capacity to absorb energy. Recognition of these facts has led to specific ductile detailing of structures in steel and concrete, especially in ranges of high moments at joint and connection points.

3 Highly Absorbent Structural Systems

Redundant Systems. The capacity of a total structural system to absorb energy is largely influenced by its redundancy. This means that many redundant members participate in resisting loads, and that overstressed portions of a structure can, after deformation, be relieved by neighboring members.

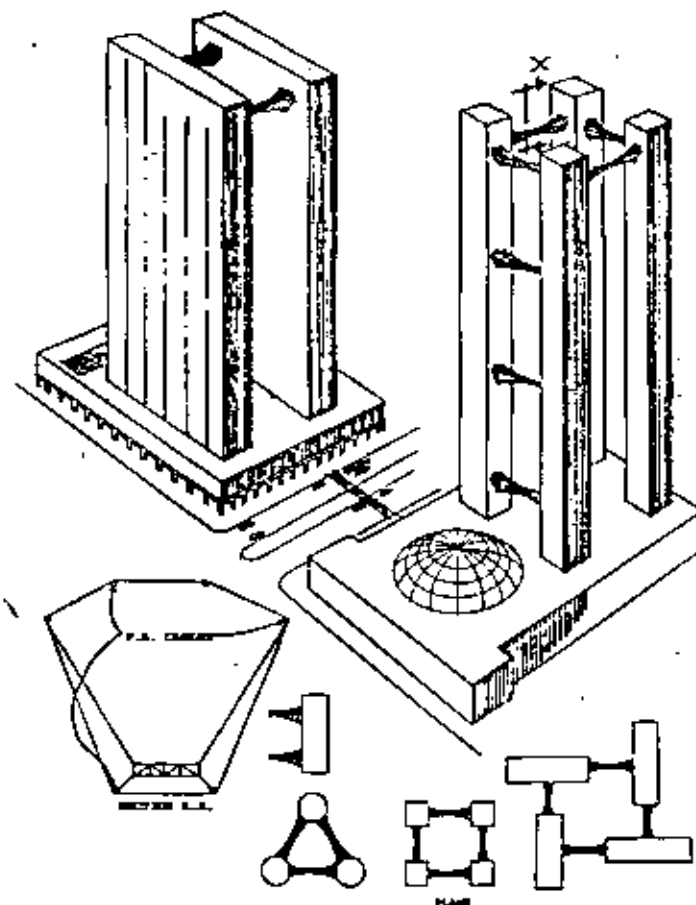


Fig. 1.55 Bridged structures

Combined Systems. In the case of the use of combined structural systems, for instance frames and shear walls, it is important for the total energy absorption that each system comes into action before any other experiences cause failure.

Bridged Systems. Increased energy dissipation (and thereby reduced deformations and accelerations) can be achieved by bridging structural systems such as tall buildings, as investigated by Sofronie (1974, 1976) (Fig. 1.56).

Besides compacting the stiffnesses of the various buildings to resist lateral forces, and possibly changing the free-standing cantilever of a tall building to a guided cantilever, the coupling of buildings restricts, orients, and filters vibrations. Special devices provided in their linkage to dissipate energy could be most effective.

4 Artificially Increased Damping

Provision of Viscous Damping by Coating, Joints, or Bearings. Artificial viscous damping can be effective in reducing the amplitude of vibrations in buildings and building elements, bridges, machines, and plates. This is realized by absorbing energy in viscous coating, joints, or bearing pads. Special design formulas are derived by Brothie et al. (1972).

Use of Dynamic Vibration Absorbers. Damped and undamped vibration absorbers are used to a large extent in any kind of machinery. However, the use of a large viscously damped vibration absorber has been, until now, considered for only a few tall buildings. During the design of the Jefferson Memorial Arch in St. Louis,

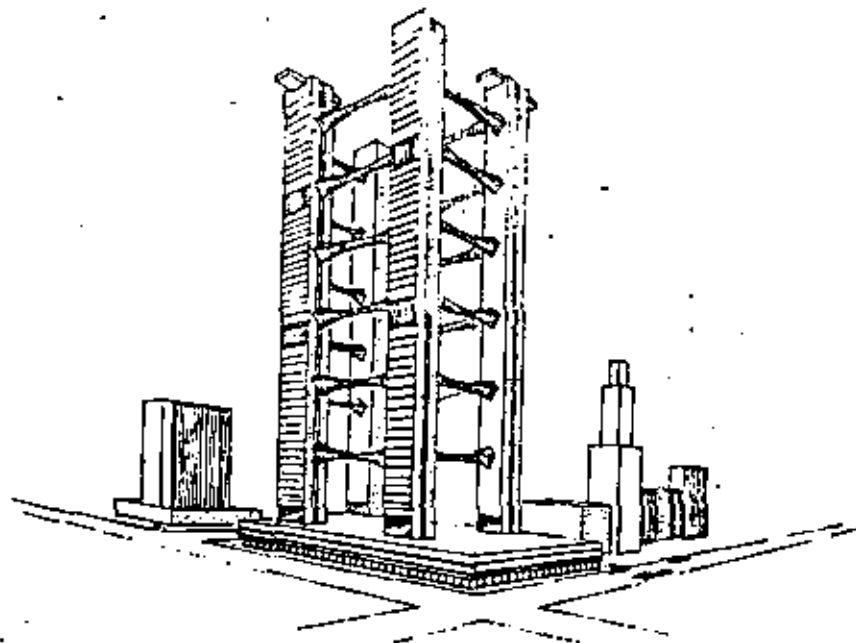


Fig. 1.56 Energy dissipating structure

such a device was considered. Finally, for the Centre Point Tower in Sydney, Australia, the mass of a pressurized water tank was used as a vibration absorber. The tank is cable-suspended and damped by radially arranged dashpots. Tower mass, water tank, suspension and damping are tuned for maximum effects (Fig. 1.57).

Use of Coulomb Friction Joints. The natural Coulomb friction between steel plates or between steel and asbestos braking materials can be effectively used in friction joints. Depending on movements and face pressure, large amounts of energy can be dissipated to heat in order again to damp the structure and reduce wind or earthquake-induced deformations and accelerations. The joints can be provided in wind trussing of tall buildings, in cable connections of guyed towers, or externally attached to existing buildings (Figs. 1.58 and 1.59).



Fig. 1.57 Pressurized water tank used as vibration absorber

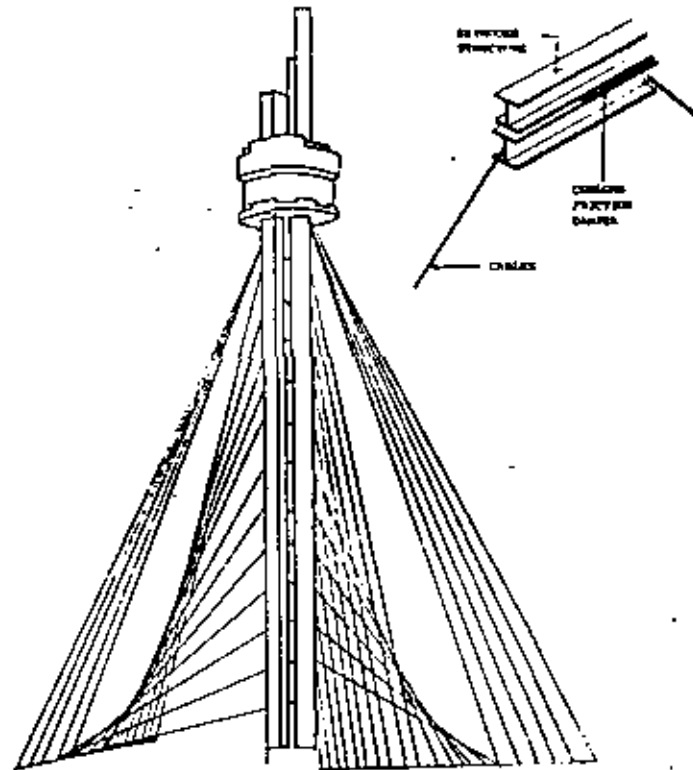


Fig. 1.58 Cable gayed structure

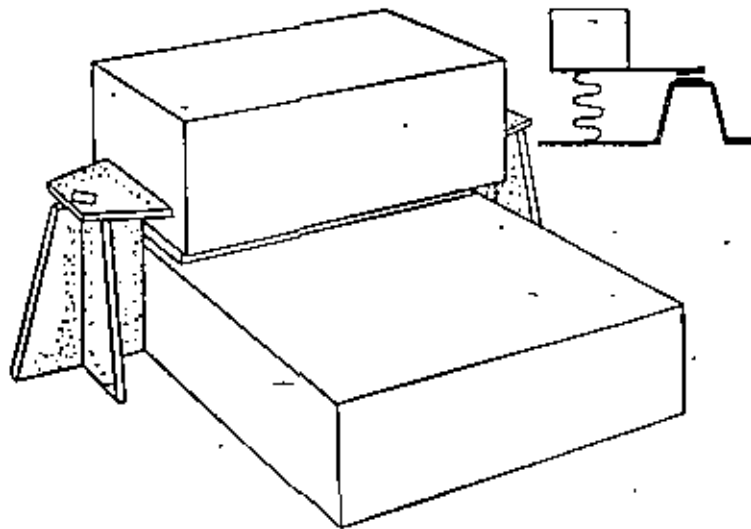


Fig. 1.59 Use of Coulomb friction damper

5 Advanced Foundation Design

The use of special foundations such as spring supports, shock absorbers, and vibration dampers is well known in the design of machine foundations. Similar advantages could certainly be achieved in the design of building foundations, and some attempts have been made to reduce the energy input caused by earthquake in the structure of buildings.

Reduction of Energy Input by Flexible or Sliding Foundations. The shock absorbing soft-story concept has been advanced by Caspe (1970) (Fig. 1.60). The isolation device prevents the foundation from transferring the full effects of the ground vibration in the substructure. The foundation, however, is able to resist all probable wind loading.

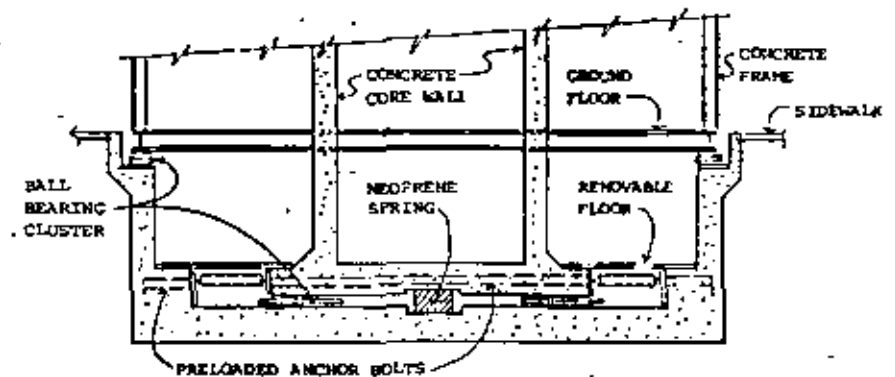
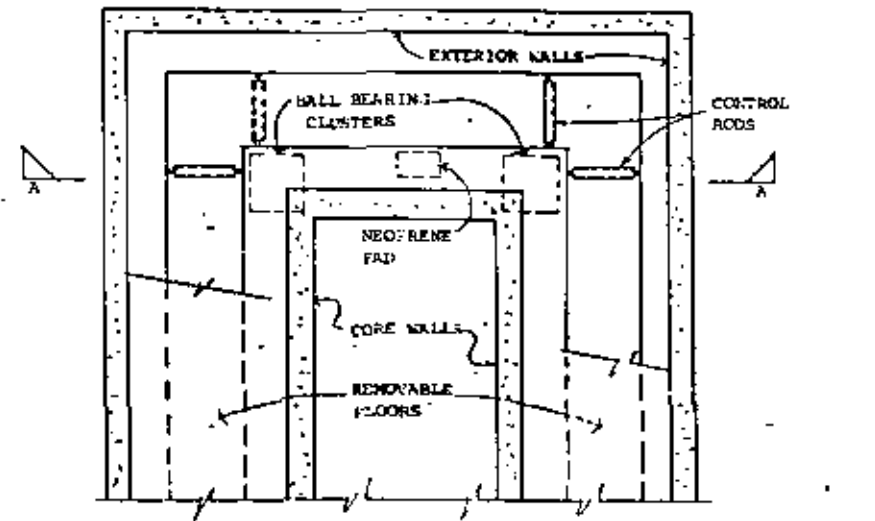


Fig. 1.60 Foundation isolation

6 Aerodynamic Provisions

It is obvious, but not frequently considered, that energy induced in structures can be dissipated by aerodynamic damping. It is also of importance that some aerodynamic shapes essentially reduce the energy induced in buildings by wind.

1.5 CONDENSED REFERENCES/BIBLIOGRAPHY

The following is a condensed bibliography for this chapter. Not only does it include all articles referred to or cited in the text, but it also contains bibliography for further reading. The full citations will be found at the end of the Volume. What is given here should be sufficient information to lead the reader to the correct article: the author, date, and title. In case of multiple authors, only the first named is listed.

- AIA 1970, *Building Systems—Why Concrete?*
 Abdallah 1973, *The MLC Center, Sydney*
 Acier Stahl Steel 1971, *New Hotels In Amsterdam*
 Acier Stahl Steel 1972, *Radison Hotel South, Minneapolis, Minnesota*
- Bandel 1973a, *Structural Systems for Very Tall Buildings*
 Bandel 1973b, *Composite Core and Columns*
 Brainov 1975, *The Problem Tall Buildings—Architecture, Structures, Industrialization*
 Brochie 1972, *An Optimization Approach to Viscous Damping of Structures*
 Bruna 1973, *Structures of Tall Buildings Using Precast Concrete Skeleton*
 Brungaber 1973, *The Use of Lightweight Alloys in Tall Buildings*
 Building Materials 1973, *Framing with Steel and Concrete Multibuild System*
 Building Materials 1974, *Diamond-Shaped Tower Dons a Special Cladding*
 Building Materials 1975, *New Type Sandwich Panels Make Up a Building's Face*
 Building Practice 1971, *Concrete Materials—What Does the Future Hold?*
 Building With Steel 1972, *Frames for Tall Buildings*
 Byrd 1973, *Woolwich Tower Blocks Begin to Suffer After Ten Years Stress*
- Caspe 1970, *Earthquake Isolation of Multistory Concrete Structures*
 Castellioni 1971, *Isolation of Multistory Buildings from Ground-Borne Vibrations*
 Christiansen 1973, *Cast in Place, Reinforced Concrete Systems*
 Colaco 1974, *Pennzill Place—A New Slant in Structural Systems*
 Concrete 1970, *Strengthening Tower Blocks of Large Panel Construction*
 Constructional Review 1973, No. 1, *York Street, Sydney*
 Constructional Review 1974a, *MLC Project, Sydney*
 Constructional Review 1974b, *T & G Building, Melbourne*
 Constructional Review 1974c, *444 St. Kilda Road, Melbourne*
 Constructional Review 1974d, *390 St. Kilda Road, Melbourne*
 Constructional Review 1975, *Town Hall House*
 Contract Journal 1971, *Highrise Hospital Goes Lightweight*
- Disque 1973, *Mass Produced Steel Systems*
 Dori 1962, *Structural Steelwork of Office Buildings, Rome*
 Dzewolski 1973, *Prestressed Composite Structures and Space Structures*
- Engineering 1965, *Building High*
- Fintel 1968, *Staggered Wall Beams for Multistory Buildings*
 Fintel 1971, *Response of Buildings to Lateral Forces*
 Finzi 1968, *Light-Gage Floor Systems Provided to Include Utilities, Proposals and Experiments*
 Finzi 1973, *The Structural Design of Tall Steel Buildings*
 Fleming 1974, *Lateral Truss Systems in Highrise Buildings*
 Fowler 1973, *BHP House, Melbourne*
- Garnet 1973, *The AMP Center, Sydney*
 Giangreco 1969, *Trends in Design of Steel Constructions in Seismic Area*
 Giangreco 1971, *Present Trends in the Assismic Design of Metal Constructions*

- Goschy 1975, *Structural Systems*
 Grainger 1971, *Whitgift Centre, Croydon*
 Gunnar Birkenis and Associates 1973, *Suspended Bank Building: Federal Reserve Bank*
- Hisatoku 1973, *Mixed and Composite Concrete and Steel Systems*
- Ito 1971, *Structural System Composed of Steel Frame and Shear Walls*
 Iyengar 1973, *Structural Systems for Two Ultra High-Rise Structures*
- Jendele 1971, *High Buildings with a Concrete Bearing System in Czechoslovakia*
 Jendele 1973, *Structural Systems of Tall Reinforced Concrete Buildings*
 Johnson 1975, *Composite Structures of Steel and Concrete*
 Jossa 1975, *Introduction to the Study of Tall Buildings*
- Kajitani 1973, *Nippon Steel Building at Urban Renewal of Tokiwabashi District*
 Kávrychine 1973, *Reinforced, Precast and Prestressed Concrete*
 Khan 1968, *Tall Steel Structures, The Latest Trends*
 Khan 1971, *Lightweight Concrete for Total Design of One Shell Plaza*
 Khan 1973, *Newer Structural Systems and Their Effect on the Changing Scale of Cities*
 Khan 1973, *Analysis and Design of Framed Tube Structures for Tall Concrete Buildings*
 Khan 1974, *A Crisis in Design—The New Role of the Structural Engineer*
 Khan 1975, *Tall Building—Recent Developments in Structural Systems and Architectural*
 König 1973, *Cast-in-Place Reinforced Concrete Systems*
 König 1975, *Tall Reinforced Concrete Buildings*
 Kostem 1970, *The Stresses in Folded Plate Roof Traverses*
 Kostem 1973, *Optimum Shaped Pneumatic Roofs*
 Kozak 1973a, *Structural Systems of Tall Buildings in Steel or Combined Steel and Concrete*
 Kozak 1973b, *Structural Systems of Tall Buildings with Core Structures*
- Lewicki 1972, *Structural Design of Tall Concrete Buildings*
 Lewicki 1975, *Analysis of Work of Secondary Structural System in Building Corner*
 Liauw 1974, *Evolution of New Structural Systems for Tall Buildings*
 Lubinski 1972, *Static and Structural Systems of Tall Steel Buildings*
- Manu 1975, *Reticular Tall Buildings in the Praha District*
 Mazzolani 1974, *Development of Structural Schemes in the Field of Tall Buildings*
 Mazzolani 1971, *Static of Framed Space Systems with Walls Variously Shaped*
 McMillan 1975, *African Eagle Life Centre—A High-Rise Precast Load Bearing Facade*
 Miller 1972, *Model Analysis of the Qantas Centre*
 Miller 1973, *Centas Center, Sydney, Design and Construction Planning*
 Moore 1973, *Summary—Part I: Structural Systems*
 Mukand 1973, *Economy in the Design of Tall Buildings—Structural*
 Mukherjee 1974, *Integrated Frame-Wall Systems in Tall Buildings*
 Munoz 1973, *Behavior of Tubular Structures*
 Murray 1975, *Design to Prevent Floor Vibrations*
 Muto 1971, *Fluttering Design of Keio Plaza Hotel*
- Naka 1973, *Steel Reinforced Concrete-Structural System and Design Specification*
 Nakagawa 1974, *Design and Experiment on Osaka Ohbayashi Building*
 Natta 1974, *The Structural Design of Keijo Building*
 Nasser 1973, *Use of Thin Shells for Tall Buildings*
 Nassetta 1973, *Structural Steel Tiered Building Frames*
 Nejman 1973, *Homeostase in Tall Buildings*
 Nelson 1968, *The Use of Viscoelastic Material to Damp Vibrations in Buildings*
 New Civil Engineer 1974a, *Half Flexible, Half Rigid Approach for Frankfurt's Giant New Building*
 New Civil Engineer 1974b, *Not West Banks on Clover-Leaf Cantilevers*
 Ng 1974, *Structural Systems of Some of the Tall Buildings in Singapore and Kuala Lumpur*
 Nisbet 1973, *Whickham Tower Block: The Design and Construction of a 30-Storey Block of Flats*
 Noggaret 1973, *Hewas Building at Newilly: A Sculptured Building in Exposed Steel*
- Ohla 1974, *Research and Development of a HPC Tall Building System*
 Orme 1970, *System Built Flats on a Deep Buried Quarry*
 Osborne 1975, *Precast Panels for Centre Rising Sixty Levels*
- Pagano 1963, *Structures*
 Pagano 1966a, *Experimental Full-Scale Investigation on Elastic-Plastic Instability*
 Pagano 1966b, *Experimental Full-Scale Investigation on Elastic-Plastic Instability*

- Pagano 1966c, *Experimental Full-Scale Investigation on Elastic-Plastic Instability*
Penczewicz 1972, *Review of Basic Problems in Tall Steel Buildings*
Paparoni 1973, *Central Park Towers, A System of Segmental Tubes*
Parrar 1974, *Tunas Building—Structural Design of a Slender Building*
Pawłowski 1976, *Trends in Suspended Building Construction*
Peyton 1973, *Collins Place Project, Melbourne*
Peyton 1974, *Collins-Wales Project—A 500 Ft. Tower in Simple Hybrid Construction*
Picardi 1973, *Structural System—Standard Oil of Indiana Building*
Pozzi 1975, *Planning of Structures and its Relationship with Construction Methods*
Pun 1974, *A Pre-Fabricated Building System Developed for Multi-Story Industrial Buildings*
- Ramesh 1973, *Tall Buildings with Shear-Wall Systems—A Status Report*
Reinitzhuber 1973, *Summary Report—Part 2: Structural Systems*
Robertson 1973, *Theme Report: Structural Systems*
Roret 1973, *Tall Buildings in Steel*
- Sabnis 1972, *Use of Paper Honeycombed Panels in Housing Construction*
Schmidt 1966, *High Rise Buildings of Reinforced Concrete—What are the Limitations?*
Skinner 1972, *The Connaught Centre, Hong Kong*
Smith 1973, *The Bank of New Zealand, Concept and Design*
Solronie 1973, *Tall Buildings Elastically Coupled*
Solronie 1974, *On the Bridging of Tall Buildings*
Solronie 1975, *On the Dynamics of Bridged Structures*
Solronie 1976, *On the Dynamics of Bridged Structures*
Sokolov 1973, *Weight Analysis of Braced Frames for Prismatic Tall Buildings*
Sontag 1970, *Steel Multi-Storey Garages*
Sontag 1973, *Precast Composite Flooring*
Steinmann 1973, *Tall Buildings in Concrete*
Sung 1974, *A Transfer Bowl for a 20-Storey Tower Block*
- Takenami 1974, *Hotel New Otani Tower Project*
Taranath 1975, *Optimum Belt Truss Locations for High-Rise Structures*
Taylor 1973, *Park Tower, Melbourne, 30 Story Apartment Building*
The Building Centre of Israel Quarterly 1971, *Systems Building—Methods, Materials, Management*
Thompson 1973, *OCBC Centre, Singapore*
Thompson 1971, *Head Office for Hearts of Oak Benefit Society (London)*
Tombazis 1975, *Kilissia—Apartment Project, Part II*
Tomé 1973, *Concrete Filled Steel Tube Structures*
- Vasiliev 1973, *Prefabricated Reinforced Concrete Multi-story Frame Buildings in the U.S.S.R.*
Vorlicek 1976, *Statistical Design of Tolerances of Assembled Structures*
- Wargon 1973, *Centerpoint, Sydney*
Wells 1974, *Structural Systems of Three Sydney High Rise Buildings*
Wiltman 1976, *On the Damping of Slender Reinforced Concrete Structures*
- Yano 1973, *Design of the Shinguku-Sumitomo Building*
Yano 1974, *Effect of Cyclic Loading on Buildings*
Yorkdale 1973, *Masonry Building Systems*
- Zakic 1965, *Results of the Lateral Load Test of the Prestressed Concrete Structure*
Zavelani 1974, *Space Frame Design with Optimal Choice of Standard Components*
Zunz 1971, *Standard Bank Centre, Johannesburg*



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

EDIFICIOS ALTOS

INSTALACIONES ELECTROMECANICAS Y INSTALACIONES HIDRAULICAS
Y SANITARIAS

Ing. Armande Aguilar R.
Ing. Raúl Montes C.
Ing. Raúl Ceballos M.

AGOSTO, 1983.

T E M A R I O

TEMA: Edificios Altos

SUBTEMA: Instalaciones Electromecánicas / Instalaciones Hidráulicas y Sanitarias.

- 1.- Sistemas de Abastecimiento de agua
 - 1.1 Toma Municipal - Servicios
 - 1.2 Toma Municipal - Tinacos - Servicios
 - 1.3 Toma Municipal - Cisterna - Tinacos - Servicios
 - 1.4 Toma Municipal - Cisterna - Servicios
 - 1.5 Bases de Diseño
- 2.- Sistemas de Evacuación de Aguas
 - 2.1 Aguas Negras
 - 2.2 Aguas Pluviales
- 3.- Instalaciones Especiales
 - 3.1 Sistema de Protección contra Incendio
 - 3.2 Aire Acondicionado
 - 3.3 Gas
- 4.- Conclusiones

ING. ARMANDO AGUILAR R.
ING. RAUL MONTES C.
ING. RAUL CEBALLOS M.

Agosto, 1985

1.- SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA .

Normalmente en los predios urbanos se cuenta con los servicios municipales que proporcionan el abastecimiento de agua mediante redes de distribución , de la que se deriva la toma domiciliaria que alimenta a cada lote .

En nuestra ciudad la red pública tiene fluctuaciones que solo permiten el suministro de agua en forma intermitente y más aún con grandes variaciones de una zona a otra . A continuación se mencionarán los diferentes tipos de instalación de acuerdo con su forma de alimentación :

1.1 Abastecimiento a presión directa de la red Municipal .

Este sistema se utiliza únicamente para satisfacer las necesidades de casa unifamiliares .

1.2 Sistema de abastecimiento por gravedad .

Se utiliza cuando la presión es suficiente para alimentar directamente a un tanque elevado, mismo que regulariza el servicio en el curso del día . El tanque elevado puede ser un simple tinaco en la azotea o bien una estructura especial .

1.3 Tanque de regularización y cisterna al almacenamiento .

Se utiliza cuando la presión de la toma no es suficiente para alimentar el tanque elevado y por lo tanto se hace necesario el empleo de un equipo de bombeo para tal objeto . La alimentación a servicios seguirá siendo por gravedad . La capacidad mínima requerida de la cisterna es de $2/3$ del consumo diario y para el almacenamiento del tinaco de $1/4$ del consumo diario .

1.4 Cisterna de almacenamiento y equipo de bombeo .

En este caso se tiene una cisterna de almacenamiento de la cual toman el agua los equipos de bombeo y ya con presión suficiente distribuyen el agua según los requerimientos de cada zona . Estos equipos reciben el nombre de " equipos hidroneumáticos " (simple , duplex , etc) ó de " bombeo programado " de acuerdo con el volumen de agua a manejar y las variaciones en la demanda . El rango de gastos en que se ha visto resulta económico emplear estas alternativas es el siguiente :

- | | | |
|----|-----------------------------|--------------------------|
| a) | Gastos menores de 10 L.P.S. | Hidroneumático duplex . |
| b) | Gastos entre 10 y 16 L.P.S. | Hidroneumático Triplex . |
| c) | Gastos mayores de 16 L.P.S. | Bombeo Programado . |

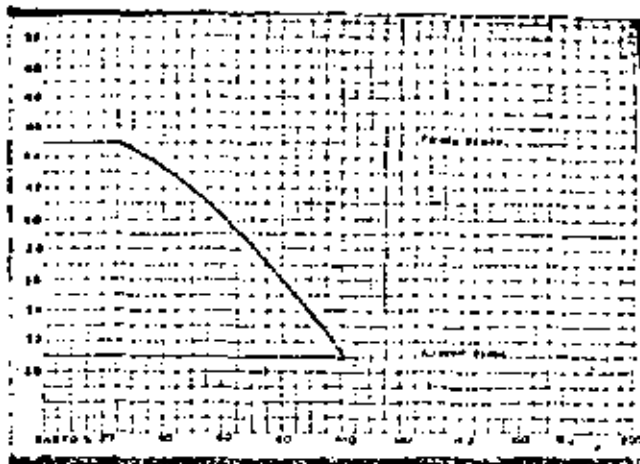
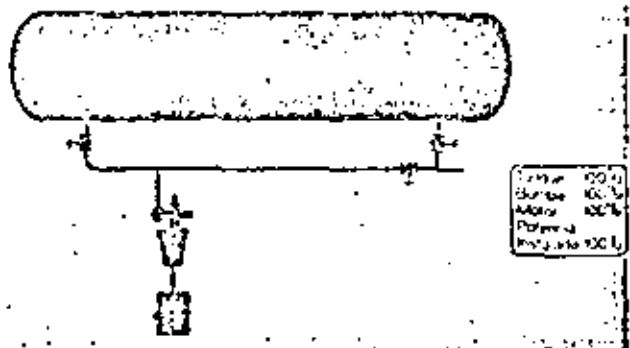
(VER FIGURA 1)

1.5 Bases para el diseño .

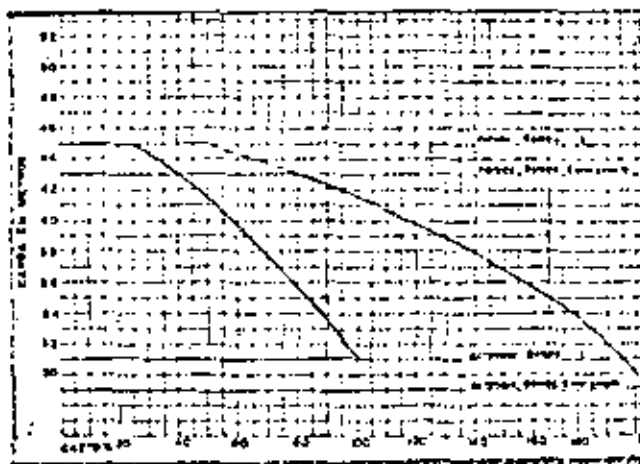
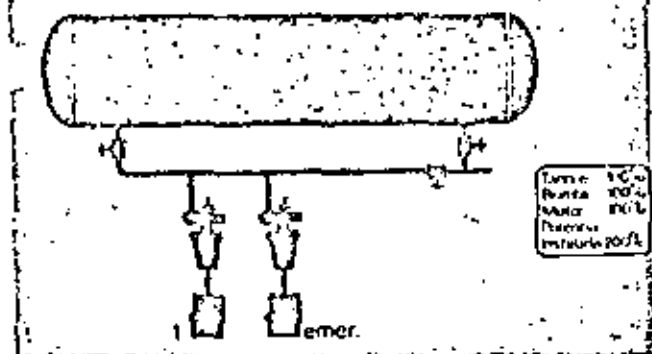
Para realizar el diseño adecuado de un sistema de distribución de agua es indispensable conocer el tipo de instalación por abastecer (residencial , hotel , condominio , oficinas , industrial , etc) para así poder determinar el rango del gasto probable . Asimismo , las características geométricas de la obra y del terreno en que esta se ubica , proporcionan ciertos parámetros que pueden ir definiendo la forma en que puede resultar económico proporcionar el servicio .

Cuando se toma como una sola unidad el suministro de agua de los edificios muy elevados , las capacidades necesarias para los tanques, bombas y tuberías resultan excesivas y dan lugar a presiones exageradas en la parte baja del sistema independientemente del sistema de abastecimiento empleado. Es costumbre en tales casos dividir la altura total del edificio en fajas horizontales ó zonas y proyectar los servicios de agua fría y de agua caliente separadamente para cada una .

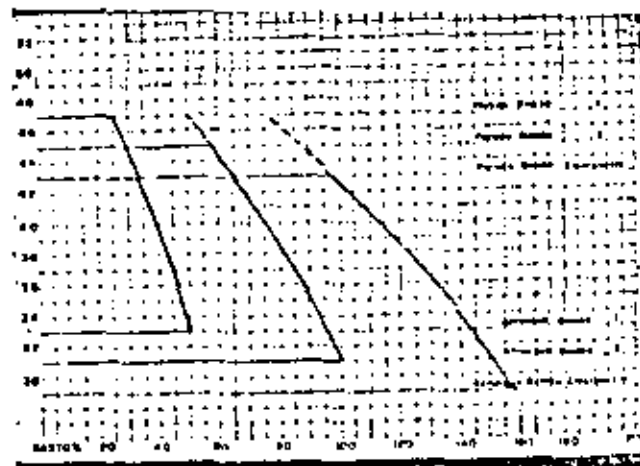
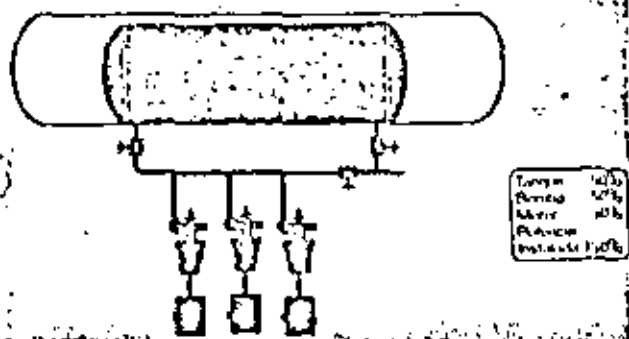
Abastecimiento de agua a presión variable
Hidroneumático simplex



Abastecimiento de agua a presión variable
Hidroneumático duplex



Abastecimiento de agua a presión variable
Hidroneumático triplex



Con excepción de las bombas , que pueden estar todas en la planta inferior , cada zona es abastecida por su propio sistema de tuberías de alimentación . La determinación del número de zonas se ha ce en base a consideraciones económicas y técnicas .

Es importante mencionar en este punto, que cada mueble sanitario o equipo requiere para poder operar correctamente de determinadas presiones ; por ejemplo , los muebles de fluxómetro necesitan de un mínimo de 0.7 Kg/cm^2 para operar mientras que los muebles ordinarios solo 0.2 Kg/cm^2 . Para el diseño es necesario tomar en cuenta también que la presión máxima admisible en cualquier mueble no debe ser mayor de 3.5 Kg/cm^2 , lo que nos lleva a dividir los edificios en zonas de no más de 9 a 10 pisos (30 m) independientemente del sistema utilizado .

No existe una forma única de resolver el sistema de distribución de agua para edificios de gran altura , por ejemplo para el caso del Hotel Presidente Chapultepec (38 pisos) la alimentación -- hidráulica se dividió en tres zonas : Baja presión (para los cuerpos bajos) , mediana presión (dividida al mismo tiempo en dos - subzonas : Media presión directa y media presión regulada) , y - alta presión (Dividida de igual forma que la anterior) . En el caso de la TORRE PEMEX (50 pisos) en cambio se utilizó un bombeo escalonado con sistemas en la planta baja y a cada 20 pisos .

(VER FIGURA 2)

2.- SISTEMAS DE EVACUACION DE AGUAS .

La función de una instalación sanitaria bien planeada en su ramo de saneamiento es retirar de los edificios las aguas negras y materias de desecho para que estas no representen un peligro para la salud al descomponerse .

Para este efecto una instalación sanitaria debe proyectarse de tal manera que se aprovechen las cualidades de los materiales que en ella se empleen de la manera más práctica y económica pero sin dejar de tomar en cuenta las exigencias y eficiencia que requiere la construcción moderna y los reglamentos y códigos sanitarios vigentes .

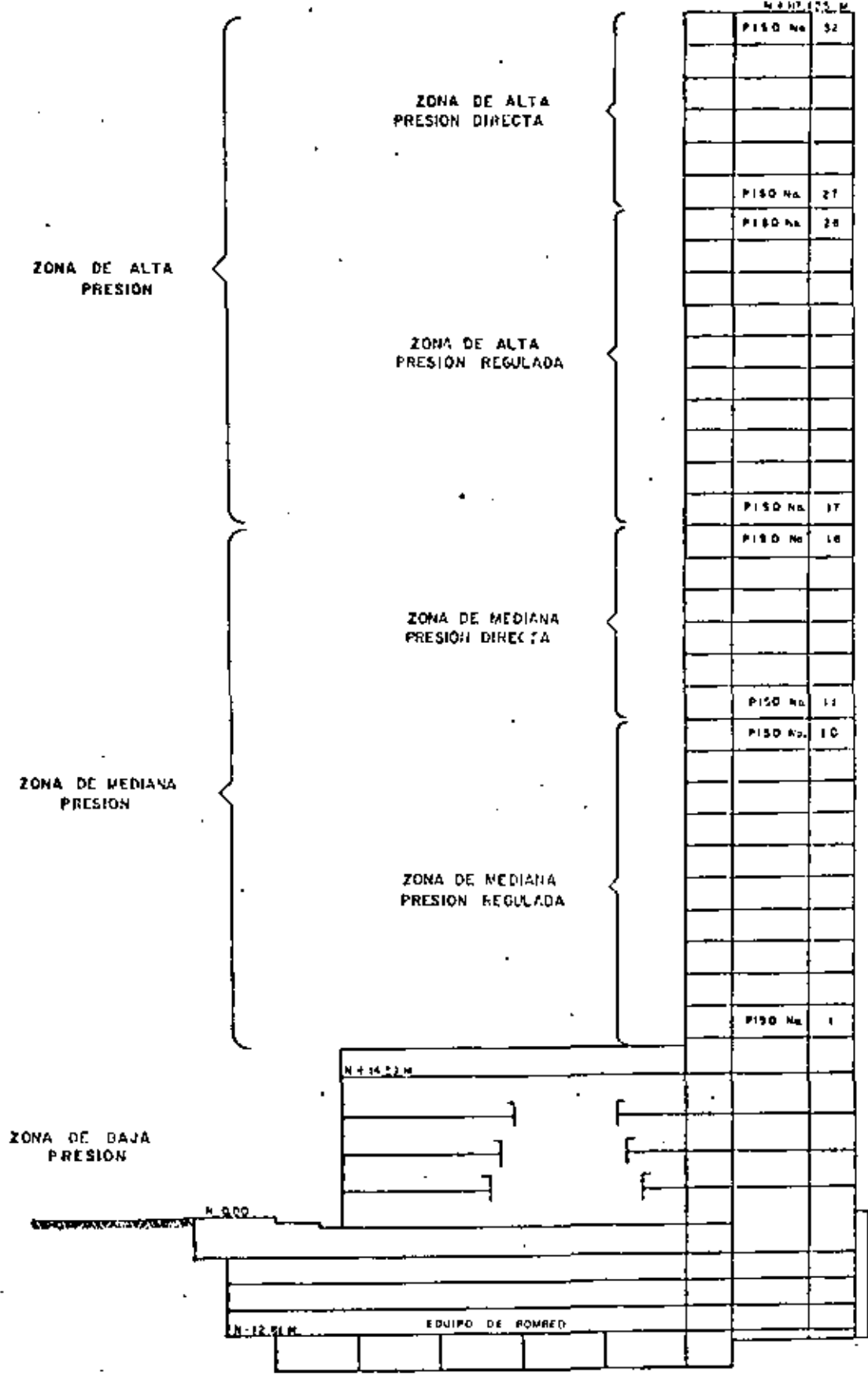


FIGURA No. 2

La instalación debe proyectarse de manera de conectar por medio de ramales , todos los aparatos sanitarios a un colector que descargará las --- aguas negras . (" Colector principal ") . En el caso de construcciones de varios pisos los aparatos sanitarios descargarán en colectores verticales o " bajantes " que a su vez descargan en el colector principal . Al proyectar la instalación debe calcularse el volumen de agua que desalojará cada colector para que sea de diámetro adecuado a ese volumen .

Debe tomarse en cuenta que las descargas de agua en las bajantes serán bastante rápidas y darán lugar a cambios de presión que anularan el -- efecto de las trampas (. Si los gases arrastran el agua retenida en ellas o bien si vencen la resistencia del agua de dichas trampas) . Para evitar esto, existe la necesidad de incluir tuberías de ventilación secundarias que harán el doble trabajo de equilibrar las presiones y -- evitar la corrosión al introducir aire fresco que diluya los gases de -- los ramales y colectores .

(VER FIGURA 3)

Cuando los reglamentos lo permiten , se acostumbra evacuar las aguas -- pluviales recibidas por los edificios hacia el colector municipal por el mismo , colector principal de la instalación sanitaria y su conexión de miciliaria. Este sistema se llama combinado .

También pueden hacerse bajadas especiales para las aguas pluviales que van a desembocar a registros conectados al colector principal .(estos -- mismos registros pueden también descargar las aguas pluviales recibidas en los patios) . Este sistema se llama separado .

2.1 Bajadas de aguas negras .

El agua en las columnas de aguas negras , baja adherida a las -- paredes de la tubería , dejando un nucleo central vacío por donde circula el aire desalojado por el agua al caer . Cabe hacer -- notar que no debe limitarse la altura de las columnas por temor -- al aumento de velocidad del agua . En los edificios altos, la máxima velocidad de caída es adquirida al llegar al tercer nivel ;-

pero posteriormente el rozamiento con las paredes de la tubería - que es una fuerza opuesta al peso del agua, impide que aumente la velocidad de caída. El poner un obstáculo o quiebre en la bajada perjudica la instalación por provocar presiones y depresiones en el aire de la propia columna.

Velocidad final de caída en desagües verticales.

Q (m^3/s) ; V (m/s) ; A (m^2) ; R (m) ; S (m/m)

$$Q = V \cdot A \quad A = \frac{Q}{V} \quad R = \frac{A}{\pi D} = \frac{Q}{\pi D V}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad \text{pero } S = 1 \quad \text{y } n = 0.010$$

$$V = \frac{1}{0.010} \frac{Q^{\frac{2}{3}}}{\pi^{\frac{2}{3}} D^{\frac{2}{3}} V^{\frac{2}{3}}} = \frac{100}{\pi^{\frac{2}{3}} D^{\frac{2}{3}} V^{\frac{2}{3}}}$$

$$V \frac{5}{3} = 100 \frac{Q^{\frac{2}{3}}}{\pi^{\frac{2}{3}} D^{\frac{2}{3}}}$$

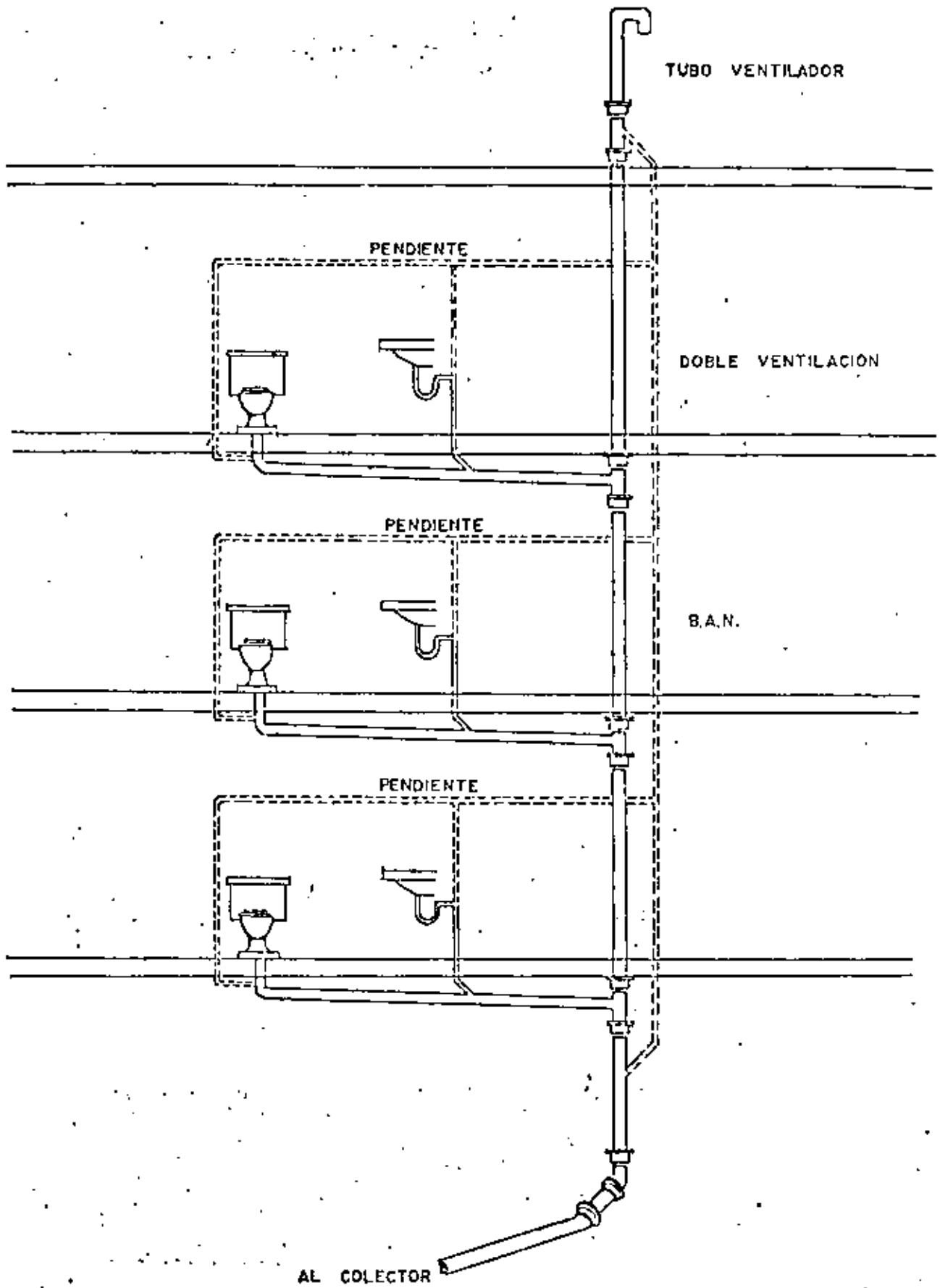
$$V = 100 \frac{3/5 Q^{\frac{2}{3}}}{\pi^{\frac{2}{3}} D^{\frac{2}{3}}} = 100 \left(\frac{Q}{D} \right)^{\frac{2}{5}}$$

$$V = 10 \left(\frac{Q}{D} \right)^{\frac{2}{5}}$$

(M/S)

$$\frac{(\frac{m^3}{s})}{(\cdot m)}$$

Los diámetros de las bajadas de aguas negras esta en función , tanto de las unidades de descarga que reciben , como del número de intervalos en que las reciben, siendo el punto crítico los edificios de 3 niveles por la razón expuesta anteriormente ; pero aumentando su capacidad receptora si hay más niveles que descarguen en las bajadas , ya que disminuye el factor de simultaneidad de descarga .



SISTEMA DE DOBLE VENTILACION

(FIGURA 3

2.2 Bajadas de aguas pluviales .

Los daños y molestias ocasionados por las aguas de lluvia incorrectamente canalizadas , todavía se presentan con cierta frecuencia aún en obras de importancia, y esto se debe , en gran parte a que se utilizan " reglas tradicionales " para distribuir y dimensionar las bajadas pluviales sin tomar en cuenta la intensidad de los aguaceros de la localidad ó a que los albañales tienen una capacidad de conducción insuficiente para esas precipitaciones .

Aunque por relaciones de esbeltez . los edificios altos normalmente no presentan una gran área de azotea, si hay que tomar en cuenta que sus exteriores de vidrio , metal ó de otros materiales impermeables aportarán por concepto de escurrimiento por fachada una cantidad de agua equivalente a la mitad de agua que captaría una azotea igual en superficie que la fachada . (Considerando -- que la inclinación de la lluvia es de 30° respecto a la vertical) Esto es particularmente importante cuando se tienen terrazas ya que se tendrán incrementos de mucha consideración .

3. - INSTALACIONES ESPECIALES .

3.1 Sistemas de protección contra incendio .

La protección contra incendios a base de mangueras, escaleras y bombas del servicio público (H. cuerpo de bomberos) generalmente se limita a los edificios que no tengan más de 9 niveles dado que las escaleras con que cuentan tienen 30.5m de longitud . Para inmuebles de mayor altura y para inmuebles de poca altura con locales inaccesibles que contengan objetos que puedan tener peligro de incendio es necesario prever una instalación propia en el mismo edificio . Los métodos más generalmente empleados son el de los hidrantes y el de rociadores , siendo estos últimos los que reducen más las primas de seguros .

Instalación de Hidrantes .

El sistema de hidrantes contra incendio consiste de una serie de tuberías verticales que se extienden desde la bomba de incendios hasta el último piso del edificio , con una toma a la altura de cada piso la cual esta conectada a uno o varios gabinetes que contienen mangueras y/o facilidades para que los bomberos acoplen -- sus mangueras . Las tuberías verticales tienen en su parte inferior ramales que llegan hasta los muros exteriores en donde rematan en una conexión para que los bomberos inyecten agua a la red y que se conoce como " toma siamesa " . De esta manera se tienen dos fuentes de abastecimiento posibles: las propias del edificio y la de los servicios municipales .

En los edificios de gran altura se precisa que el sistema se divida por zonas de manera que en ninguna de ellas se rebase la presión máxima permitida .

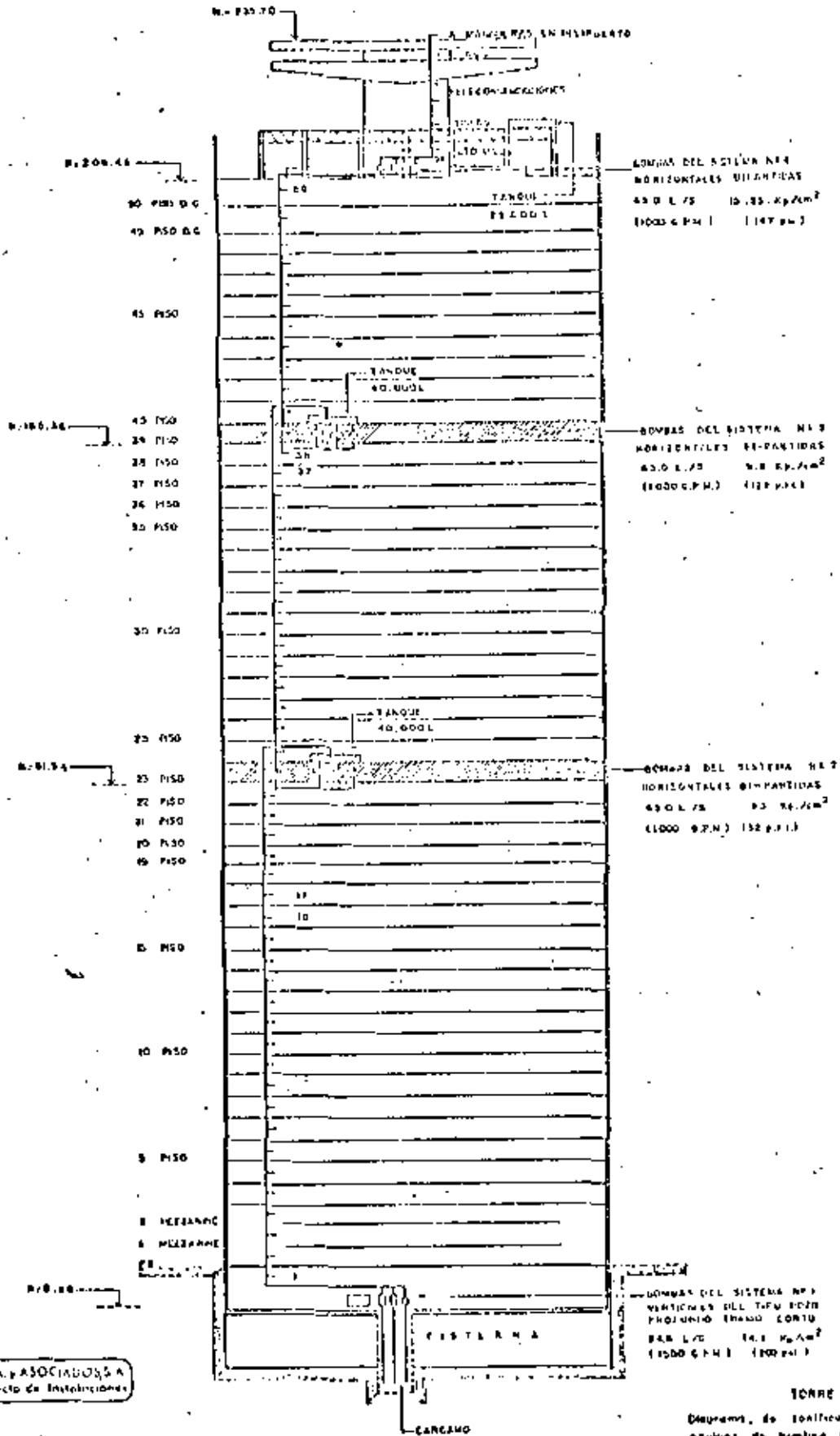
Instalación de rociadores .

El sistema automático de rociadores consiste de una red horizontal de tuberías formando mallas instalada en el techo de los edificios . Estas tuberías estan provistas con elementos "rociadores " que abren automáticamente cuando la temperatura asciende hasta 60 ó 70°C y proyectan una serie de chorros de agua a presión sobre las instalaciones y equipo . El sistema de rociadores puede ser " tuberías llenas", cuando el agua se encuentra permanentemente en las tuberías principales y secundarias ; y de " tuberías vacias " cuando es anterior no es posible dado el riesgo de que el agua se congele . El suministro de agua a los sistemas de rociadores se hace de manera semejante al de los sistemas de hidrantes .

(VER FIGURA 4)

El reglamento de construcciones para el Distrito Federal en su capítulo XIV señala las previsiones contra incendio con que deberán contar las edificaciones. A continuación se muestra un resumen de estas previsiones :

FIGURA 4



REGLAMENTO DE CONSTRUCCION .

Capítulo XIV .- Previsiones contra incendio .

Art. 87-1 Edificios Hasta de 15 Mts .

Edificios hasta de 15.00 Mts. de altura solo requieren extinguidores , debidamente señalizados y colocados a una distancia de no -- más de 30 Mts. y en cada piso .

Art. 87-11 Edificios de Más de 15 Mts .

Edificios con altura mayor de 15.00 Mts. o superficie mayor de --- 400 M² en un sólo cuerpo , requieren :

a) Pozos de incendio .

Pozos de incendio en la cantidad , dimensiones y ubicación que determine el cuerpo de bomberos .

b) Sistema .

Sistema con reserva exclusiva para incendio de 5 Lts/M² de superficie cubierta y un mínimo de 20000 Lts. .

c) Bombas ,

Dos bombas automáticas , una eléctrica y otra de gasolina, para el servicio exclusivo de la red de protección contra incendio y poder dar la presión necesaria a la red .

d) Tomas siamesas .

Red con tomas Siamesas de 64mm , con válvula de no retorno , colocando por lo menos una toma siamesa en cada fachada y en su caso -- una a cada 90 Mts. lineales de fachada .- Se ubicaran al paño del alineamiento y a 1.00 mts. de altura sobre el nivel de banqueta --

Deberá colocarse una válvula Check en la cisterna para que no entre a ésta el agua , inyectada por la toma siamesa .

e) Gabinetes .

En cada piso gabinetes con mangueras que cubran 30 Mts. de radio y su separación no sea mayor de 60 Mts. Uno de los Gabinetes estará lo más cercano a los cubos de escaleras .

f) Mangueras y Chiflones .

Las mangueras deberán ser de 38mm y con chiflón de neblina .

g) Reductoras de presión .

Deberán instalarse las reductoras de presión necesarias para evitar que en cualquier toma de salida para manguera de 38 mm , se exceda la presión de 4.2 Kg/cm^2

Art. 91.- Prueba de equipos .

Los equipos de bombeo se probarán semanalmente bajo las condiciones de presión normal por un mínimo de 3 minutos, utilizando para ello los dispositivos necesarios para no desperdiciar el agua .

Art. 92.- Presión de prueba .

La presión en la red debe mantenerse entre 2.5 y 4.2 Kg/cm^2 , probándose en primer término las dos tomas de mangueras más altas y a continuación las dos más alejadas a válvula totalmente abierta durante tres minutos .

Art. 105.- Ductos .

Los ductos para instalaciones se prolongarán y ventilarán sobre -- la azotea más alta a que tengan acceso .- Las puertas o registros serán a prueba de fuego y deberán cerrarse automáticamente .

Art. 110.- Chimeneas .

Las chimeneas se proyectarán de tal manera que los humos y los gases sean conducidos por un ducto directamente al exterior en la -- parte superior de la edificación . Se diseñarán para que puedan ser deshollinadas periódicamente .

3.2.- Sistema de acondicionamiento de aire .

El acondicionamiento de aire en los edificios es más interesante -- para el control y bienestar de sus habitantes que para el manteni -- miento de unas condiciones exactas . Se ha observado que las condi -- ciones conducentes a un mayor confort dependen de la temperatura , humedad , movimiento de aire y nitidez del mismo .

El acondicionamiento para hoteles .-

Se recomienda instalar un equipo central ubicado en la azotea ó en el sótano , dependiendo de la carga de calor total a disipar, este equipo puede ser : 1º tipo recíprocante (con condensador enfriado por aire ó con condensador enfriado por agua) .

2º Sistema de agua helada tipo centrífuga

3º Sistema de refrigeración tipo absorción .

Estos equipos centrales son los que enfrían el refrigerante que pasan por algún serpentín y éstos al contacto con el aire bajan su temperatura . .

Para distribuir el aire se puede emplear :

- 1.- Manejadoras de aire pequeñas llamadas (FAN-COIL) , que se componen de un ventilador centrífugo y serpentín de enfriamiento ; normalmente se coloca este equipo arriba del plafón a un lado del closet ó arriba de la puerta principal .

Este tiene la ventaja que no requiere ductos, únicamente tuberías de agua helada o refrigeración para interconectar el serpentín de la manejadora y un ramil del equipo central .

El control de esta manejadora se realiza por medio de un termostato para cada manejadora .

Este sistema es el más empleado debido a que se puede controlar cada equipo .

El accionamiento para oficinas .- Se puede utilizar el sistema empleado para hoteles .

Pero es más recomendable tener equipos divididos (unidades condensadoras y manejadoras de aire) . para cada piso si -- está es posible .

Cuando no es posible se considera un equipo central y manejadores de aire tipo " Multizonas " para cada piso .

La distribución del aire se realiza por medio de ductos , que deberán ir arriba del plafón , por lo tanto es necesario -- dejar un espacio entre el techo abajo de la losa y el techo alto del plafón de 0.60m como mínimo .

Es muy importante para el constructor dejar locales para alojar las manejadoras en cada piso ; en caso que no se pueda dejar estos locales ; para edificios de más de 10 pisos es necesario dejar locales en cada 4 pisos dejando huecos en la losa para pasar con los ductos .

" El estudio conceptual acerca de la necesidad de contar no con un sistema de aire acondicionado en los edificios " . Es necesario determinar si es necesario un sistema completo de aire acondicionado , refrigeración , calefacción y ventilación , ó solo necesitaremos parte de éstos , para mantener a los habitantes en condiciones de confort .

Los tipos de sistemas pueden ser : Aire lavado , uso de centrífugas , de expansión directa , de absorción , unidades de inducción , " FAL COIL " etc .

Para seleccionar el sistema adecuado, se deben considerar todas las ganancias o pérdidas de calor debidas a fuentes internas , externas o transitorias .

Otro punto importante , es la carga térmica del edificio ; - que es debido al sol, por tal motivo , es necesario un estudio minucioso de asoleamiento en edificios antes de iniciar su construcción , ya que puede dar indicadores sobre la orientación o la conveniencia de construir aleros en las ventanas.

3.3 Proyecto y diseño para uso de gas L.P. en edificios .

(Instalación de aprovechamiento doméstico múltiple para gas L.P.)

Generalidades

Se entiende por instalación de aprovechamiento doméstico múltiple para gas L.P. (licuado de petróleo) , la que consta de recipientes para almacenar gas licuado de petróleo portátiles o fijos , artefactos de control y seguridad y , redes de tuberías apropiadas para conducir gas a los aparatos de consumo .

Todos los conceptos que se describen en este capítulo tienen como base el reglamento de la distribución de gas , publicado en el diario oficial de la Federación el 29 de marzo de 1960 . Así como al instructivo , diseño y ejecución de instalaciones de aprovechamiento de gas licuado de petróleo , publicado por la Sría . de Industria y Comercio en el diario oficial de la federación el 30 de Julio de 1970 .

En la ejecución de instalaciones , solo se utilizarán recipientes , tuberías , conexiones y aparatos de control y seguridad que cumplan los requisitos señalados por la norma de calidad que corresponda . Si el equipo ó aparato es de fabricación nacional y no ha sido expedida la norma correspondiente , la dirección general de gas , autorizará su uso , si a su juicio guarda condiciones de seguridad aceptables .

Al proyectar o diseñar una instalación con recipientes portátiles , es necesario tomar en cuenta el riesgo que representa el movimiento de los recipientes en su maniobra de colocación ; ya que de preferencia al localizarlos en azoteas , estas no deben estar con más de dos niveles , si se encuentran en planta baja deben ser localizados en áreas suficientemente amplias con ventilación al exterior .

La mayoría de edificios , se proyectan con recipientes fijos y medidores .

De acuerdo a los artículos 41,42 y 53 del reglamento de la distribución de gas , toda instalación de aprovechamiento deberá ser diseñada por técnicos responsables que hayan sido autorizados por la Srta. de Industria y Comercio .

La ejecución material , sustitución ó modificación de las instalaciones de aprovechamiento , así como el retiro y conexión de los aparatos de consumo , podrán efectuarlas instaladores registrados, bajo la supervisión del técnico responsable . Se prohíbe a los usuarios y personas que no cuenten con la autorización como técnico responsable , ejecutar , substituir ó modificar instalaciones de gas L.P.

Clasificación de las instalaciones de aprovechamiento :

- Grupo No. 1.- Domésticas con recipiente portatil .
- Grupo No. 2.- Domésticas con recipiente fijo .
- Grupo No. 3.- Comerciales con recipiente portatil .
- Grupo No. 4.- Comerciales con recipiente fijo .
- Grupo No. 5.- Industriales con cualquier tipo de recipientes .

Reglas Generales .

- Los recipientes deberán estar a salvo de golpes .
- Los recipientes se colocarán a la intemperie , a salvo de riesgos que se puedan provocar por concentración de basura , combustible u otros materiales inflamables .
- No se instalarán a menos de 0.20 Mts. de distancia a paredes o dimensiones construidas con materiales combustibles .
- Los recipientes se colocarán sobre piso firme y nivelado, considerando su peso para el cálculo de la losa .
- El sitio para localizar los recipientes será tal que haya espacio suficiente que permita el movimiento de operarios con la mayor seguridad y evitar maniobras peligrosas .

- 12
- Los recipientes se colocarán a una distancia mínima de 3.00 mts. de :
 - a) Una flama .
 - b) La boca de salida de chimeneas .
 - c) Motores eléctricos ó de combustión interna .
 - d) Anuncios luminosos .
 - e) Ventanas .
 - f) Interruptores y conductores eléctricos .
 - g) Puertas o ventilas de casetas de elevador .
 - La capacidad del tanque fijo debe estar relacionada al conjunto que abastezca, para usos industriales, comerciales y domésticos debe calcularse para llenarse con la menor frecuencia posible en función del consumo del usuario por parte y de la capacidad de vaporización del tanque en las condiciones más desfavorables .
 - Los tanques tipo intemperie, quedarán debidamente sustentados y sujetos .
 - la instalación que conste de varios tanques fijos, deberá tener una distancia mínima de 1 Mto. entre tanques con capacidad hasta 5,000 lts. y 1.50 Mts. entre los de capacidad mayores .
 - Cuando la capacidad de tanques fijos concentrados en un sitio, exceda de 5,000 Lts. y ese sitio esta localizado en una área densamente poblada ó concurrida, la Sría. de Industria y Comercio señalará las medidas adicionales de protección que deban adaptarse (hidrantes, extintores, equipos de rocío, etc) .
 - Cuando por la localización del tanque fijo se manifieste un riesgo probable en determinada dirección, se construirán bardas u otros medios efectivos para encauzar la ventilación hacia zonas no peligrosas .

De las tuberías . . .

- Solamente se utilizarán tuberías y conexiones fabricadas con materiales , autorizados por la Dirección General de Normas para el uso del gas L.P. tratándose de tuberías de cobre serán las del tipo " L " y " K " .
- Las tuberías adosadas a la construcción se deberán sujetar con abrazaderas , soportes ó grapas adecuadas , que impidan movimientos accidentales .
- Queda prohibida la instalación de tuberías que atraviesen sótanos, huecos formados por plafones , cajas de alimentación , cisternas y entre suelos , por abajo de cimentaciones , de pisos de madera fósas , en cubos y casetas de elevadores , tiros de chimeneas , ductos de ventilación, cubos y casetas de elevadores , tiros de chimeneas , ductos de ventilación ó atrás de zoclos , lambrines de manera y de recubrimientos decorativos .
- Cuando recorran ductos, deberán ser adecuados para el proyecto y quedar ventilados permanentemente al exterior cuando menos en ambos extremos .
- Salvo que se les aisle adecuadamente , quedarán separadas 0.20 Mts. como mínimo de conductores eléctricos cuyo voltaje sea de 110 volts ó superior , y de tuberías que conduzcan fluidos corrosivos .
- Se dejará taponado todo extremo de tubería destinada a conectar aparatos , si estos no quedan conectados .

Tuberías ocultas en baja presión : (0.026 Kg/cm²)

- Únicamente las tuberías de fierro galvanizado ó cobre rígido tipo " L " o superiores podrán instalarse ocultas .

- No se considera oculto el tramo que se utilice para atravesar muros macizos siempre que su entrada y salidas sean visibles .
- Cuando se localicen sobre losas , se permitirá la instalación de tuberías en el firme ó bien ahogadas en la parte superior de la losa , siempre que no sea planta baja de edificio para departamentos .

Tuberías de llenado y retorno de vapores .

- Las tuberías de llenado y retorno de vapores para recipientes fijos , deberán ser de fierro negro ced. 40 .
- Deberán instalarse por el exterior de las construcciones y ser visibles en todo su recorrido .
- Las bocas de toma se situarán al exterior de las construcciones a una altura no menor de 2.50 Mts. la distancia mínima de la boca de toma a flama será 3.00 Mts .
- Se omitirán tuberías de llenado , siempre que la manguera , con toda su extensión quede a la vista de las dos personas , que lleven a cabo la maniobra , a la intemperie .

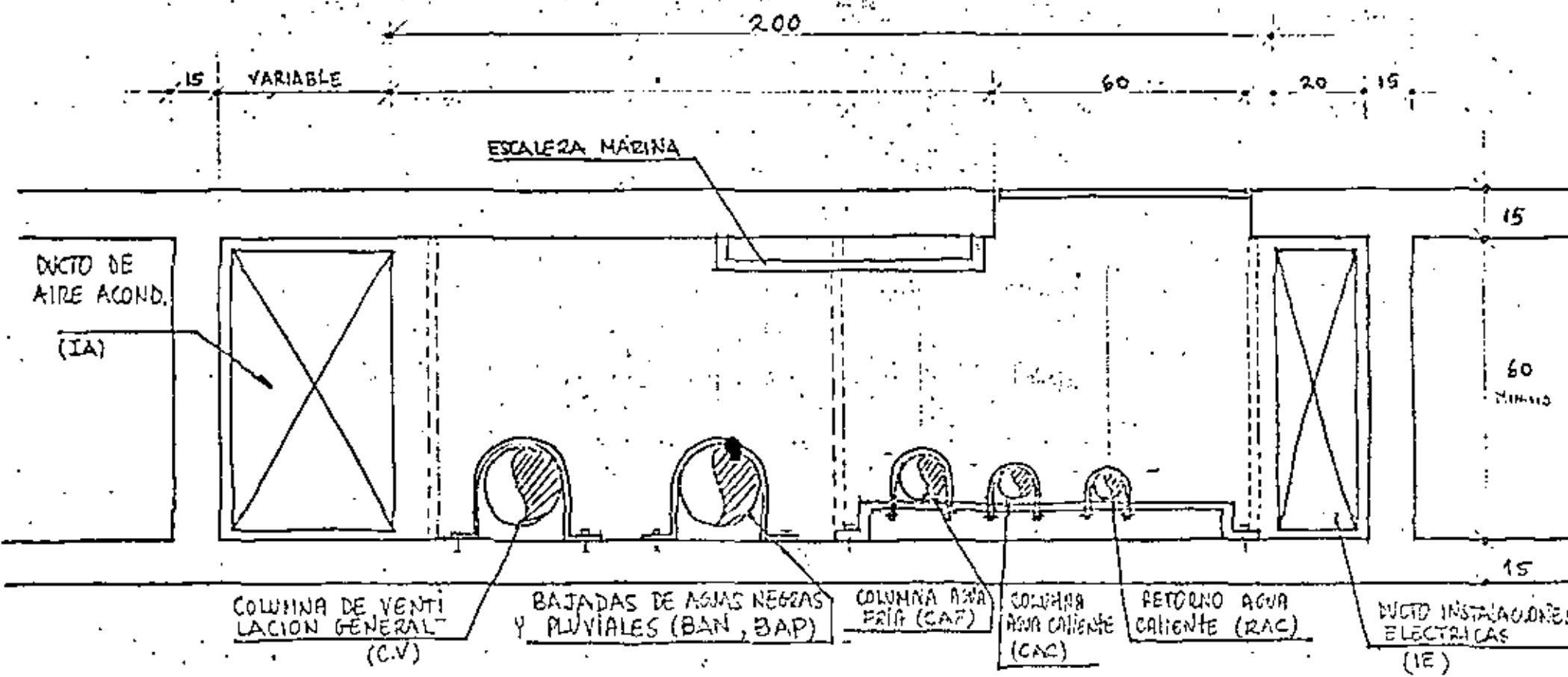
Pruebas de hermeticidad .

- Toda tubería que conduzca gas deberá ser objeto de prueba de hermeticidad antes de ponerla en servicio .
- Para efectuar las pruebas a baja presión , se utilizará exclusivamente Gas L.P. aire ó gas inerte . Para presiones mayores aire ó gas inerte , tales como anhídrido carbónico y nitrógeno .

4.-CONCLUSIONES ..

El mejor diseño que en un momento dado se pueda llegar a desarrollar para las instalaciones electromecánicas en un edificio puede verse truncado si en los proyectos arquitectónicos y estructurales no se contemplan las necesidades de espacio para cisternas , cárcamos , cuartos de máquinas , etc. desde un principio . Asimismo los ductos verticales y su correcta localización pueden evitar trayectorias innecesarias de tuberías haciendo más eficiente la instalación . Por otra parte , no deben olvidarse los espacios mínimos que requieren las instalaciones para ocultarse en el plafón.. así como los pasos y preparaciones en muros y losas . Es decir el proyecto de instalaciones deben de relacionarse de manera armónica con el proyecto arquitectónico y estructural y no como una parte o sistema independiente .

(VER FIGURA 5)



DUCTOS

FIGURA 5



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

EDIFICIOS ALTOS

ASPECTOS ORGANISTICOS

Ing. Jorge Garbza de Buen

AGOSTO, 1983.

INDICE

1. Introducción
2. Usos de los edificios altos
3. Los edificios altos y el funcionamiento de la ciudad.
4. Normatividad urbana.
5. Diseño urbano.
6. Los edificios altos en el Distrito Federal.

• EDIFICIOS ALTOS Y EL CONTEXTO URBANO.

1. INTRODUCCION.

Definición y desarrollo histórico de los edificios altos en relación a los cambios que generaron en las ciudades. Influencia de la tecnología de edificios altos en el Movimiento Moderno y el impacto de este último en la concepción de la ciudad contemporánea.

2. USOS DE LOS EDIFICIOS ALTOS.

Diferencias entre usos de vivienda, de oficina o mixtos en los edificios altos. Sus ventajas y sus principales problemas.

3. LOS EDIFICIOS ALTOS Y EL FUNCIONAMIENTO DE LA CIUDAD.

Impacto en la infraestructura hidráulica y vial así como en los servicios de abasto, salud, educación y recreación. Las emergencias y los edificios altos.

4. NORMATIVIDAD URBANA.

La zonificación y el control de densidades, intensidades y alturas.

5. DISEÑO URBANO.

El edificio y su relación integral con la ciudad. Imagen, orientación, fachadas, volumen, color y vistas.

6. LOS EDIFICIOS ALTOS EN EL DISTRITO FEDERAL.

El Plan General y los edificios altos, zonificación primaria centros y corredores urbanos. Los Planes Parciales, zonificación secundaria, densidad e intensidad.

1.. INTRODUCCION.

El uso cada vez mas intenso de edificios altos en las principales ciudades de México es el resultado de varios factores que conviene examinar:

- a) El acelerado proceso de urbanización que ha sufrido el país en los últimos 40 años ha provocado un rápido crecimiento de las ciudades, particularmente del Area Metropolitana de la Ciudad de México que concentra al 20% de la población total del país dentro de un pequeño territorio.
- b) El trasplante acrítico de soluciones y patrones europeos y estadounidenses. Vale la pena recordar que la Torre Latinoamericana fué concebida originalmente como un paralelepípedo y acabó construyéndose como una réplica del "Empire State" de Nueva York. Esta práctica se acentúa por la universalidad del llamado movimiento moderno de la arquitectura que partiendo de inovaciones tecnológicas que permiten resolver el problema físico de la construcción en altura, formula como uno de sus postulados el uso de los grandes bloques como solución a los problemas arquitectónicos y urbanos.
- c) Los patrones de funcionamiento de la economía terciaria que al implantarse, sobre todo en las grandes ciudades, exige de espacios adecuados para oficinas, hospitales, hoteles, además de la demanda de vivienda. En México, el crecimiento acelerado del sector servicios, tanto públicos como privados, se ha sumado a la relativa escasez de suelo, y a su alto costo, que empiezan a presentar las grandes ciudades.
- d) Esquemas de prestigio y rentabilidad que son buscados por las grandes corporaciones e instituciones sean estas públicas o privadas. Estos esquemas son mas facilmente logrados en

edificios altos que cuentan con una gran presencia urbana. Los primeros edificios altos en el país fueron construidos por las compañías aseguradoras que tenían la necesidad de bien invertir, de manera visible, los recursos de su clientela.

De manera clara, son estos los factores que han hecho proliferar en los últimos años edificios de más de 20 niveles en las principales ciudades del país, particularmente en el Distrito Federal. Los antecedentes de este fenómeno no van más allá de la segunda mitad del siglo XIX cuando una serie de cambios, sociales, económicos y tecnológicos modificaron la práctica de la arquitectura y la edificación y como consecuencia la imagen y funcionamiento de la ciudad contemporánea. A continuación se presentan brevemente los principales aspectos de dichos cambios como los analiza Leonardo Benévolo en su Historia de la Arquitectura Moderna¹. La ciudad de Chicago fue casi destruida por el fuego en 1871 cuando contaba con 300,000 habitantes. La reconstrucción que siguió a este desastre fue de una gran intensidad sobre todo en las dos décadas últimas del siglo XIX (1880-1900) Así, en lugar de la antigua villa creció un moderno centro de negocios conformado por edificios de oficinas, grandes bodegas y hoteles. Aquí fueron experimentados nuevos sistemas constructivos para responder a las nuevas necesidades que la pujante expansión norteamericana generaba.

Los protagonistas de estos eventos fueron conocidos colectivamente como la "Escuela de Chicago". El trabajo de estos arquitectos fue notablemente uniforme particularmente entre 1879, que fue cuando Le Baron Jenney construyó el primer edificio de varios pisos con estructura metálica, y 1983 que es la fecha de la exposición de Columbia.

Los edificios altos del centro de la Ciudad de Chicago, conocidos como el "Chicago Loop" fueron posibles gracias a la difusión de

(1) BENEVOLO L./History of Modern Architecture. The Mit Press, Cambridge, Mass. 1977.

ciertas innovaciones técnicas entre las que destaca la construcción de esqueletos metálicos, perfeccionada principalmente por Le Baron Jenney, que hizo posible aumentar la altura sin causar excesiva carga en la estructura de los niveles inferiores, permitiendo también mantener la superficie exterior del edificio como un continuo de cristal y así iluminar amplias superficies interiores. En 1872 F. Baumann concibió un nuevo sistema de pilas de piedra que permitían recibir el peso concentrado de las columnas metálicas. Estas pilas evolucionaron gradualmente hasta convertirse en el "Chicago Caisson" que apareció en 1894.

Adicionalmente, dentro de este patrón de acelerada innovación, apareció el elevador de vapor que en su primera versión segura vino a completar el esquema de los edificios altos en 1857 cuando fué instalado por E.G. Otis en Nueva York. En 1870, en Chicago, C.W. Baldwin inventó y construyó el primer elevador hidráulico mientras que en 1887 se empezó a usar el elevador eléctrico.

Elevadores, teléfonos y correos neumáticos hicieron posible la construcción y operación de hoteles, oficinas y bodegas de cualquier tamaño y de gran altura, apareciendo con esto los primeros e imponentes rascacielos como el edificio Manhattan de 16 pisos, construido en 1890.

El rascacielos fue desde entonces juzgado duramente desde el punto de vista de la composición total de la ciudad ya que es un mecanismo infinito al que le falta tanto proporción como unidad. Frank Lloyd Wright lo definió como un "artificio mecánico para multiplicar, tantas veces como sea posible vender, el área original del terreno"².

Pero dejando a un lado las distintas opiniones sobre los tradicionales hábitos visuales de las ciudades hasta esa época, es indudable que los edificios altos fueron la semilla de una transformación radical de la escena arquitectónica y urbana tradicional, ayudando a generar un nuevo paisaje urbano producto

(2) F.LLOYD WRIGHT. The Tyranny of the Skyscraper. Lectures held at the University of Princeton in 1930 in the "Future of Architecture". Horizon Press. N.Y. 1953.

de las necesidades de la sociedad industrial).

Todo ello vino a desembocar en la concepción que el llamado Movimiento Moderno generó de la ciudad contemporánea y que aunque de ninguna manera representó un giro de 180 grados a la manera en que las ciudades se desarrollaban, sí fue decisivo en los cambios que a partir de la posguerra sufrieron todas las ciudades, principalmente las europeas y norteamericanas.

Los principios del Movimiento Moderno con respecto a la planeación urbana pueden resumirse en las ideas de la Carta de Atenas publicada por Le Corbusier en 1941:

"Los puntos clave para la planeación urbana descansan en las cuatro funciones: vivir, trabajar, recrearse y circular.

Los planes deben determinar la estructura de cada uno de los sectores atribuidos a los cuatro principios clave y deben fijar sus posiciones relativas con respecto al total.

El ciclo de funciones diarias será regulado por la planeación urbana con la más rigurosa economía de tiempo, considerando a la vivienda como el centro de interés y como punto de partida y de juicio.

El núcleo básico es la célula de vivienda y su introducción en un grupo constituye una unidad de habitación de tamaño adecuado. A partir de esta unidad las relaciones entre el lugar de vivir, el lugar de trabajar y el lugar de recrearse pueden determinarse.

Para resolver este serio problema es vital utilizar los recursos del progreso técnico moderno el cual, apoyado en sus especialistas varios, dará soporte al arte de construir con todas las salvaguardas de la ciencia, enriquecida por sus invenciones y los recursos de la época"³.

(3) LE CORBUSIER, Carta de Atenas, 1941, París.

Ya en su proyecto de ciudad para tres millones de habitantes Le Corbusier apoyado en los principios descritos planteaba los siguientes objetivos: descongestión del centro de las ciudades, aumento de la densidad, aumento de los medios de transporte y de las zonas verdes. En el centro de esta ciudad está una estación con pista de aterrizaje para los taxis aéreos. Los rascacielos se destinan a los negocios, 24 de ellos pueden alojar de 10 a 50 mil empleados cada uno. Gracias a esta densidad de ocupación se reducen las distancias y se asegura la rapidéz de las comunicaciones⁴.

En resumen, el nacimiento y difusión del edificio alto como tipología arquitectónica respondió en primer término a las necesidades emanadas de la revolución industrial y económica y fue hecho posible por el progreso tecnológico. Finalmente fue la concepción vanguardista del Movimiento Moderno lo que le dió consistencia teórica y generó su aceptación entre arquitectos, constructores y políticos.

(4) BOESIGER. W. Le Corbusier. Gustavo Gili, Barcelona 1979.

2. USOS DE LOS EDIFICIOS ALTOS.

En la concepción del movimiento moderno de la Arquitectura, bien ejemplificada por la obra tanto escrita como construida de Le Corbusier, todos los usos imaginables podían ser albergados en edificios de considerable altura, dejando así libres grandes extensiones de terreno que podían ser utilizadas para la recreación o la agricultura.

En la realidad, los edificios altos han sido utilizados más frecuentemente para oficinas y habitación aun cuando existen también hoteles y hospitales, e incluso industria ligera como la del vestido o la electrónica albergados en ellos. A continuación se describen las características más importantes de cada uno de los principales usos de los edificios altos así como sus ventajas y desventajas desde el punto de vista urbano.

2.1 Oficinas en edificios altos.

Es en el caso del uso de oficinas cuando un edificio alto se manifiesta con mayor claridad. La planta tipo, es decir aquella que se repite, multiplicada tantas veces como sea necesario permite a las grandes corporaciones mantener concentraciones importantes en localizaciones urbanas altamente ventajosas. Este concepto ha generado los llamados distritos de negocios (Business Districts) que caracterizan a las ciudades contemporáneas. Ejemplos notorios son el Distrito Financiero de Manhattan, la "City" de Londres, el Paseo de la Reforma o el centro emergente en el cruce de la Av. Reforma y el anillo Periférico en la Ciudad de México. Estas aglomeraciones responden tanto a economías de escala y aglomeración como a esquemas de eficiencia en el uso de ciertos servicios públicos como el transporte. En ellas se concentran todos los servicios que caracterizan a las economías terciarizadas o en proceso de serlo.

2.2 Vivienda en edificios altos.

Fue también concepción del movimiento moderno la idea de la vivienda como "la máquina para vivir" que se expresaba con mayor amplitud en los edificios altos o en las llamadas unidades de habitación que no eran sino edificios que, concebidos como los grandes trasatlánticos aglutinaban no solo a la vivienda sino a los servicios básicos en calles interiores y cubiertas superiores.

Al terminar la segunda guerra mundial, los países europeos se ven en la apremiante necesidad de reconstruir sus ciudades destruidas durante la contienda y un porcentaje muy alto de ese esfuerzo se centra en la erección de grandes bloques para la habitación. Tanto a nivel teórico en la universidades y agrupaciones profesionales de arquitectos e ingenieros, como en la práctica de la construcción, se debate activamente el problema de la vivienda mínima con costo mínimo que permitirá dotar de una habitación contemporánea, con todas las comodidades que esto representa, a todos y cada uno de los ciudadanos. Este importante debate se consideró en ocasiones resuelto mediante el uso de la prefabricación en la construcción de grandes unidades de habitación.

En latinoamérica, aunque no se trata de reponer la vivienda perdida en una guerra, se adoptan las mismas soluciones europeas con el propósito de afrontar las consecuencias de la industrialización tardía: la emigración de millones hacia las grandes ciudades que ha caracterizado las últimas cuatro décadas. Aunque la magnitud de la solución es inconsecuente frente al tamaño de las demandas de habitación, sí se construyen incontables edificios altos para vivienda durante los 50's y los 60's. La unidad habitacional Presidente Adolfo López Mateos en Bonaereo Tlatelolco es un buen ejemplo de esta tendencia.

2.3 Otros usos de los edificios altos.

Aun cuando los usos mas comunes en edificios altos son los ya descritos, existen algunos otros que han encontrado eficiencia económica o de funcionamiento en tipologías derivadas de la repetición de pisos iguales. Las tipologías arquitectónicas mas destacadas en este aspecto son los hoteles y los hospitales que al requerir de la repetición de unidades básicas, cuartos en ambos casos, han sido resueltos de manera conveniente, económica y eficiente en torres de varias decenas de pisos y han configurado tipos arquitectónicos facilmente distinguibles por el ciudadano, común.

En algunos casos también se han desarrollado edificios altos para la industria ligera pero esto de ninguna manera puede considerarse como norma salvo en situaciones extremas de escasez de suelo como en los pequeños territorios de Hong Kong o Singapur. En estas modernas ciudades-estado se encuentran edificios de altura considerable, en ocasiones mas de treinta niveles, en donde se albergan, dentro de una misma edificación, usos de habitación, oficinas, comercio, industria y recreación.

2.4 Ventajas y desventajas de los edificios altos.

Las ventajas genéricas representadas por el uso de edificios altos en lugar de soluciones de menor intensidad, cualquiera que sea el uso al que se destinen, son las relacionadas con una utilización mas intensa del espacio. Esto en primer término responde al costo del suelo en economías de mercado y en grandes ciudades donde el suelo es un bien escaso, este alcanza altos costos unitarios que solo se pueden recuperar ventajosamente si se utilizan con usos muy productivos y con gran intensidad. Adicionalmente se obtiene mayor eficiencia en la prestación de servicios, transporte e infraestructura aunque conviene advertir que existen umbrales inferiores y superiores para esta eficiencia. Las altas densidades permiten una vida mas urbana al compartir de manera económica servicios y prestaciones culturales que en bajas densidades serían incosteables como los restaurantes, museos o salas de concierto.

Las principales desventajas de los edificios altos además de su costo, solo conveniente cuando el precio del suelo es elevado, y de la necesaria sofisticación del equipo y tecnología utilizados, lo que los aleja de la mayoría de la población, son las asociadas a las altas densidades. Parece haber consenso entre los científicos sociales que densidades muy elevadas son campo propicio para el desarrollo de problemas sociales como el vandalismo y la criminalidad, acentuados por graves dificultades para el mantenimiento físico de los edificios y para la organización de la comunidad.

Resulta mucho más difícil resolver un problema social en lugares como Honoalco Tlatelolco que en zonas que aunque presenten las mismas características socioeconómicas, sean de menor densidad. Por ejemplo en la mencionada unidad Honoalco Tlatelolco un 30% de los 90 edificios de habitación presenta problemas de cimentación que solo pueden resolverse a costos muy altos. Sin embargo esto debe realizarse pues no puede ni pensarse en soslayar un problema de esta magnitud.

3. LOS EDIFICIOS ALTOS Y EL FUNCIONAMIENTO DE LA CIUDAD.

Las ventajas nominales y teóricas de las altas densidades están representadas, como ya se ha mencionado, por la mayor eficiencia en el funcionamiento de las redes, el transporte y los servicios. Es decir, a mayor número de usuarios por metro lineal de tubería o de sistema masivo de transporte, menor costo para cada uno de ellos, o mayor capacidad de inversión y por lo tanto mayor eficiencia.

Como resulta imposible por razones físicas, económicas y sociales, mantener una alta densidad pareja en un área urbana, la zonificación ha tratado de resolver este problema equilibrando las distintas áreas.

Por ejemplo, en el caso de la infraestructura hidráulica, es evidente que en zonas mas densas se requiere que la red sea de mayor diámetro pero también es posible pagarla por el gran número de habitantes entre los que se divide el gasto tanto de inversión como de mantenimiento. Existirán umbrales económicos definidos por el tipo de tecnología utilizada y por la demanda del líquido y habrá un punto óptimo en el que se equilibren el costo y la oferta produciendo el menor costo posible por unidad de medida.

En la práctica la situación tiende a ser diferente pues rara vez se construyen edificios altos en zonas de nuevo desarrollo sino mas bien, en el proceso de evolución de las ciudades, edificios y usos de mayor intensidad van sustituyendo a otros usos de mas baja intensidad. Así por ejemplo se construyen edificios altos de oficinas o vivienda sobre predios que antes alojaban una vivienda unifamiliar, como es el caso de la colonia Polanco en el Distrito Federal, con lo cual se sobrecargan las redes. Una zonificación adecuada y un gasto público racional junto con una política tarifaria adecuada son la única respuesta a este problema.

En el caso del transporte resulta clara la relación entre

densidad y eficiencia. La diferencia con otros servicios públicos es que aquí se puede optar por una amplia gama de medios y tecnologías distintos. Por ejemplo, la densidad que es eficiente para el transporte individual por automóvil es distinta a la densidad eficiente para un transporte colectivo por autobús y esta a su vez es diferente a la densidad eficiente para un sistema masivo como el Metro.

Así, el altísimo costo de inversión del Metro requiere para ser pagado de una densidad considerable que extraiga el máximo beneficio de su construcción.

En relación a la energía, también existen distintos puntos de equilibrio dependiendo de las tecnologías utilizadas. En ciudades como la de México donde no se requiere de sistemas de calefacción o refrigeración en los edificios y sí el transporte es importante consumidor de energía, los edificios altos pueden contribuir a una ciudad mas eficiente en el uso de este vital y costoso recurso.

Para el resto de los servicios como abasto, salud, educación y recreación resulta también evidente que más usuarios dentro de un mismo radio de acción pueden pagar mejores mercados, hospitales, escuelas y parques. Obviamente existen controles y servicios como la seguridad contra incendios que deben ser mejorados si la densidad aumenta. Cambios en la altura, densidad y tecnología con que se construyen los edificios requieren de unas normas y mejores sistemas que en general resultan mucho más caros.

En el desarrollo futuro de una ciudad como la de México, donde las densidades son todavía relativamente bajas, resultaría mas conveniente utilizar todo el capital de inversión disponible en mejorar lo existente en materia de infraestructura, transporte y servicios, en lugar de tener que estar dotando de estos a las áreas de expansión. Piénsese si no en los siguientes términos:

Existen en el Distrito Federal alrededor de 40,000 manzanas y se

sabe que su población aumentará de 9 millones que tenía en 1980 a por lo menos 14 millones en el año 2000. Estos 5 millones de nuevos habitantes podrán asentarse en áreas hasta ahora vírgenes, como si se creara en 20 años una ciudad del tamaño de Guadalajara, o podrán, alternativamente, asentarse dentro de los límites de la mancha urbana existente. En la primera opción, crecimiento, habrá que construir la vialidad, la infraestructura y los mercados, hospitales, escuelas y parques para esta extensión que abarcará por lo menos 25,000 hectáreas.

En otra opción, que se basara en la densificación, estos cinco millones de nuevos pobladores tendrían que ser absorbidos en la mancha urbana existente, y no se construiría ni un metro cuadrado más de vialidad ni infraestructura y así todo el capital quedaría disponible para el mejoramiento de lo ya existente con lo cual se podrían aumentar considerablemente la calidad de vida de la ciudad. Unos cálculos rápidos permiten demostrar que esta última proposición resulta viable. 5 millones de habitantes requieren 1 millón de viviendas. Si se considera que en prácticamente todas las 40,000 manzanas del D.F. hay por lo menos un lote baldío, habría que construir un edificio de 25 departamentos. Las pocas manzanas que no cuentan con lotes libres serían sustituidas por las innumerables manzanas con bajísima densidad que existen en la ciudad. Entonces la carga de toda esta nueva población se distribuiría de manera totalmente uniforme sobre la ciudad existente no generándose crisis en ninguna parte de ella y si mejorándose gradualmente la calidad de la infraestructura y los servicios al poderse dedicar toda la nueva inversión a estos propósitos.

Mención aparte requiere el problema de las emergencias urbanas, fundamentalmente los peligros de sismo e incendio. Obviamente un aumento importante en las densidades o inclusive la existencia de un número considerable de edificios altos aumentan las posibilidades de que un siniestro que de otra manera tendría proporciones controlables pudiera convertirse en un serio problema. La única prevención posible consiste en mejorar las normas y

reglamentos relacionados con la seguridad estructural y contra incendio, así como mejorar los equipos de bomberos y policía para que estén en posibilidades de atender un problema mayor.

En el caso específico de nuestro país, el problema de la seguridad estructural está aparentemente bien resuelto, no pudiendo decirse lo mismo de lo relacionado con incendios. Sobre todo la Ciudad de México ha visto aumentar sus densidades en ciertas zonas y en los últimos años se ha observado un cambio en los procedimientos de construcción de edificios altos utilizándose cada vez más estructuras metálicas y fachadas y particiones interiores de materiales ligeros. Desafortunadamente ni las normas y códigos ni la organización y equipo de los encargados de la seguridad pública han evolucionado en consecuencia.

4. NORMATIVIDAD URBANA.

De todos los aspectos que forman la normatividad urbana y que en prácticamente cualquier ciudad del mundo, en economías de mercado o planificadas centralmente, se encuentran en planes, códigos y leyes, las que mas afectan la localización, concepción y diseño específico de los edificios altos desde el punto de vista urbano son las leyes u ordenanzas de zonificación.

La zonificación no es mas que un instrumento para lograr los objetivos particulares de una sociedad o un gobierno en relación a la ciudad. Puede ser utilizada para promover cuestiones de eficiencia de servicios y transporte, justicia social, protección del medio ambiente o de zonas históricas, imagen urbana, fomentar o inhibir el desarrollo de ciertas áreas o controlar la especulación inmobiliaria.

En general la aplicación de leyes de zonificación pretende resolver varios de los aspectos mencionados tratando de establecer un balance en el desarrollo de la ciudad que fundamentalmente estriba en lograr patrones de eficiencia y equidad además de la adecuada preservación del medio ambiente tanto natural como construido.

La mayoría de las leyes de zonificación establecen para las distintas áreas o sectores de la ciudad criterios obligatorios de usos del suelo, densidad o intensidad, altura, volumen, forma y en ocasiones características especiales como pueden ser estilos arquitectónicos ó materiales específicos. A continuación se presentan dos ejemplos de prácticas de zonificación en ciudades donde estas se encuentran altamente desarrolladas, curiosamente ambas ciudades Manhattan y Yokohama se encuentran en países radicalmente capitalistas contrario a lo que algunos podrían pensar.

4.1 Zonificación en Manhattan⁵

Las leyes de zonificación de Manhattan fueron redactadas por vez

(5) GOLDBERGER P. The Limits of Urban Growth. The New York Times Magazine. Noviembre 14, 1982.

primera en 1916 y revisadas sucesivamente en 1961 y en 1981 para adecuarlas a la increíble expansión de la ciudad. Estas leyes tienen como propósito definir la envolvente máxima que la construcción de un edificio puede alcanzar. Fueron creadas en 1916 como reacción al enorme volumen de el "Equitable Building" en el 120 de Broadway no tanto para proteger el interés público como para proteger a las poseedores de edificios comerciales que temían que si cada predio se desarrollaba de esa manera todos los edificios quedarían unos en la sombra de otros y su valor comercial bajaría.

Así la primera ley de zonificación promovió los remetiimientos y escalonamientos como medio para preservar la luz generándose así las esbeltas torres escalonadas de los años 20's que dan a la ciudad su ya famosa imagen

En 1961 a partir de la enorme popularidad que adquirió el edificio Seagrams de Mies Van der Rohe, que es un paralelepípedo perfecto sin remetiimientos ni escalonamientos, sino con una gran plaza abierta al frente, las leyes fueron cambiadas para promover mas torres como esta. La ordenanza de 1961 dió paso así a la gran cantidad de cajas de cristal que ahora llenan la parte media de la isla.

Adicionalmente los planificadores de la época estaban preocupados por la escasa actividad constructora prevaleciente y por el hecho de que la ciudad no contaba con los servicios y facilidades públicas como plazas y parques que una ciudad de ese tamaño merecía. La ordenanza de 1961 enfatizó entonces lo que se conoce como zonificación con incentivos o "incentive zoning" que no es mas que la concesión de permisos para espacio adicional en altura y volumen, a cambio de plazas, teatros, pasajes y otros servicios abiertos al uso público al nivel de la banqueta.

Sin embargo, con el transcurso del tiempo los resultados para la ciudad empezaron a parecer menos favorables de lo esperado a pesar de ser las propias autoridades de la ciudad quienes imponían los términos de la concesión. Solamente a cambio de plazas, se

concedieron 8 millones extra de pies cuadrados, poco menos de un millón de metros cuadrados, de espacio de oficinas entre 1963 y 1975, el equivalente al volumen de 3.5 veces el edificio de Pan Am. Los constructores estaban ganando el derecho de hacer increíbles negocios a cambio del costo inicial del servicio o facilidad donados. Muchas veces las mismas facilidades públicas no eran tan buenas como se había pensado, muchas plazas, por ejemplo, estaban mal diseñadas, mal construídas y peor mantenidas. Estando así las cosas, edificios mas pequeños hubieran sido la mayor de las ventajas para la ciudad en su conjunto.

Los oficiales públicos siempre han favorecido el crecimiento. No es políticamente sano oponerse. Nuevos edificios después de todo representan ganancias, empleos e impuestos para la ciudad.

La nueva ley de zonificación para la parte media de Manhattan trata de estabilizar el crecimiento en la congestionada parte este de la ciudad para transferirlo a las manzanas oeste. Esto se pretende lograr reduciendo el volúmen permitido en la parte este y aumentándolo en la oeste.

El altísimo ritmo de construcción visto en los últimos años pone particular presión sobre los edificios públicos o históricos que suelen ser no grandes monolitos sino mas pequeños de lo que legalmente las leyes de zonificación permiten en sus predios. Esto los sujeta a fuertes presiones económicas que en ocasiones logran imponerse. Un ejemplo es la Lever House, de Skidmore Owens and Merrill que construída al inicio de los 50's es un monumento del movimiento moderno. Sin embargo, teniendo tres o cuatro veces menos volúmen del permitido legalmente se encuentra actualmente en peligro de demolición.

Una manera de prevenir este problema, idea que actualmente cobra impulso entre los planificadores neoyorquinos es a través de un complejo proceso conocido como transferencia de derechos de desarrollo o derechos de aire. La idea es que como los edificios públicos o históricos tienden a ser mas pequeños que los edificios

que la ley permite en esos predios, el aire no usado sobre ellos constituye un recurso financiero que puede ser vendido y transferido a otro lugar preservando el edificio y permitiendo a sus dueños alguna ganancia adicional.

Aunque aparentemente sencillo, esto puede traer problemas, por ejemplo, ¿Quién valga estos derechos? ¿Puedan los derechos ser vendidos en el mercado libre al mas alto competidor?

Hay que pensar que no existe todavía respuesta al problema de la zonificación que es ¿Que debe hacerse cuando cada quien quiere desarrollar su predio al máximo? Esto presenta una paradoja legal puesto que para que una ley de zonificación sea constitucional y justa debe tratar de igual manera a todas las propiedades dentro de cierta área. Pero, es precisamente este tratamiento de igualdad lo que esta causando problemas. Una torre de 50 pisos cada 6 ó 8' cuabras con edificios medianos y bajos entre ellas constituirían no solo una densidad placentera y fácil de controlar sino que presentarían un aspecto muy atractivo desde el punto de vista de la imagen urbana. Pero, ¿Quién debe determinar cual manzana puede construir la torre y cuales se deben mantener bajas? y de que manera se podrá prevenir o controlar la enorme suma que el afortunado dueño de lote beneficiado obtendría.

El plan mas atractivo es desafortunadamente el mas radical. Requiere disminuir drásticamente la densidad en toda la parte media de Manhattan y luego declarar que los "derechos de aire" son propiedad de la ciudad. Ella los venderá a los promotores cuidando que no se excedan ciertos límites y que cada zona se desarrolle armónicamente.

El ayuntamiento de Yokohama⁶ considera que la ciudad crece día a día mediante actividades de desarrollo como ensamble de suelo y construcción de edificios. El objetivo del control es regular indirectamente las actividades urbanas con el fin de lograr una ciudad orgánicamente armónica a través de:

(6) CITY OF YOKOHAMA. Yokohama. Portrait of a city from its port opening to the 21st century. Yokohama 1932.

- Control de la calidad, cantidad, localización y temporalidad del desarrollo y la construcción y.

--induciendo el uso del suelo en la dirección deseada.

El mecanismo de control funciona como sigue:

- a. asegurando una distribución de población óptima al controlar el desarrollo desordenado.
- b. conservación del medio ambiente natural de la ciudad.
- c. promoción de la distribución óptima de la vivienda, comercio, industria y otras funciones urbanas.
- d. promoción planeada del desarrollo de infraestructura y servicios públicos como calles, parques y escuelas.
- e. disminución de las presiones financieras, que frecuentemente acompañan al desarrollo, sobre el presupuesto de la ciudad.
- f. disminución de los problemas causados a la ciudad y sus habitantes por los programas de desarrollo y construcción.

La zonificación es una forma básica de legislación para regular el uso del suelo. Yokohama ha establecido varios tipos de guías y normas aplicándolas en distintas áreas de la ciudad.

Zonificación de Areas de Promoción de Urbanización y Areas de Control de Urbanización. Actualmente una cuarta parte de la ciudad pertenece al área de control y los restantes tres cuartos al área de promoción.

Zonas de Usos del Suelo. En 1973 la ciudad designó estas zonas dentro de las áreas de promoción con el objeto de asegurar un arreglo adecuado de la promoción del desarrollo comercial e industrial

así como al designar áreas residenciales prevenir el crecimiento suburbano incontenido y la disminución de el índice de construcción por unidad de superficie para asegurar un buen medio ambiente urbano.

Zonas de control de altura de edificios. En estas zonas la altura de los edificios es controlada de acuerdo con el plan de usos del suelo y con el fin de contribuir a la preservación del medio ambiente en esas zonas. Existen dos regulaciones, la primera limita la altura total de los edificios y la segunda limita también la altura al especificar la distancia requerida al parámetro norte del predio con el fin de asegurar la luz para el edificio vecino.

Existen también otras zonas para ayudar a dirigir el patrón de usos del suelo, estas zonas intentan preservar el paisaje urbano, o ciertas vistas o fomentar la construcción de edificios a prueba de fuego o promover ciertas funciones como las propias del puerto.

Existen también, como en Manhattan regulaciones que permiten a la ciudad otorgar permisos para aumentar el índice de ocupación del suelo a cambio de la donación de espacio público en los lugares de construcción.

5. DISEÑO URBANO

Los edificios son probablemente los elementos más importantes en la imagen general de la ciudad tanto si se presentan de manera aislada como en conjuntos o corredores de alta intensidad. De una o otra manera afectan el perfil de la ciudad, sus vistas, la escala y el asoleamiento de otras construcciones. Probablemente la ciudad más reconocida por sus edificios altos es Nueva York pero existen en casi todas las ciudades contemporáneas con excepción de aquellas donde están expresamente prohibidos como en ciudades históricas como Jerusalem antigua. También prácticamente todas las ciudades del mundo han reglamentado rigurosamente los edificios altos desde el punto de vista de la ciudad. Probablemente los lugares donde más estrictamente se controlan sean en la ciudad de Berlín en Alemania del Oeste donde el Conservador Oficial ó "Landes Konservator" tiene el poder de veto sobre cualquier edificio que afecte el perfil del paisaje urbano o el campo de visión de cualquiera de los monumentos bajo su protección y en Suiza donde una ley federal requiere de la erección de un andamio marcando el perfil de cualquier edificio que se vaya a construir no importando cuan alto sea, antes de otorgarse su licencia de construcción.

Como ejemplos, a continuación se presentan los casos de reacción en contra y posterior control de edificios altos en dos ciudades que por sus características han sido siempre sensitivas a estos problemas: Londres y San Francisco.

En 1957, el año en que el Consejo del Condado de Londres ó London County Council (LCC) aprobó la construcción del edificio de la compañía petrolera Shell, el más alto hasta entonces, la Real Comisión de las Bellas Artes, advirtió que la aprobación del propuesto Hotel Hilton en Park Lane sentaría el precedente que arruinaría el carácter pastoral de los parques de Londres.⁷

Hasta 1956, el perfil de la ciudad había estado controlado por el

(7) KUTCHER A. Looking at London. Thames and Hudson, London 1978.

Acta de Construcción de Londres que el parlamento había promovido en 1988, la cual limitaba la altura de los edificios al ancho de la calle o a un máximo de 80 pies (9 o 10 niveles) mas un techo de dos niveles. Así no era el mal subsuelo como algunos han dicho lo que previno la construcción de edificios altos en Londres sino dicha acta del parlamento.

fué solo 68 años después que dicha acta fué removida y que el consejo anuncio que consideraría cada caso individualmente. En 1962 se definieron cinco principios de evaluación: densidad, existencia de transporte, función, viento y estética. Bajo estos principios, entre 1965 y 1978 el consejo ha revisado solicitudes para 2 839 edificios altos y de ese número, 451 fueron posteriormente retiradas, 393 denegadas y 2 089 aprobadas.

En 1970 la política del Consejo para edificios altos fué publicada como parte del Plan de Desarrollo del Gran Londres. Se indicaron en un mapa las áreas sensitivas para edificios altos y se designaron vistas para ser protegidas de la intromisión de estos edificios. Recientemente las protestas de grupos de vecinos y asociaciones de protección al medio ambiente han logrado la no aprobación de algunos edificios altos con lo que su diseño y localización se han convertido en un problema político de magnitud considerable.

En San Francisco, al final de los años 60's existía una creciente lista de conflictos sobre edificios individuales que representaban, según algunos, peligro para las valiosas tradiciones físicas de la ciudad⁸.

Las Fontana Towers, un complejo de altos edificios de departamentos en una localización muy visible habían roto una larga tradición de construir solo edificios bajos a lo largo de la costa. La posibilidad de que otro proyecto, el "Internacional Market Center"

(8) JACOBS A.B. Making City Planning Work. American Planning Association, Chicago 1980.

empequeñeciera el famoso monumento de Coit Tower en Telegraph Hill y bloqueara vistas de bahía, levanto una enorme controversia. Los ciudadanos de San Francisco tenían ya para entonces una larga experiencia en este tipo de luchas, la "revuelta de las vías rápidas" en 1966 había sido una reacción contra su fealdad, la disrupción que causaban y su cuestionable valor funcional en áreas urbanas intensamente desarrolladas.

La mala calidad visual de la mayoría de los nuevos desarrollos propuestos levanto en su contra a la opinión pública y como lo habían hecho las vías rápidas y los pasos a desnivel. En los vecindarios se escucharon quejas acerca de los "departamentos de plástico" que estaban reemplazando las características edificios victorianos, así como la manera en que los nuevos edificios ignoraban las viejas tradiciones en el alineamiento.

Los conflictos eran el resultado de fuertes presiones para el desarrollo y el cambio, presiones que indudablemente se acelerarían al estar ya construido la mayor parte del suelo de la ciudad por lo que el nuevo desarrollo invariablemente demandaba reemplazar pequeños edificios por otros mayores que seguramente alterarían el carácter de las áreas existentes.

En resumen, la imagen física de la ciudad cambiaba rápidamente y el cambio producía conflictos públicos sobre propuestas individuales de desarrollo.

A partir de esta problemática y durante esa misma década de los 60's se establecieron zonas y guías de altura y volumen que relacionaban el tamaño de los edificios a la forma topográfica, los centros de actividad, la protección de las vistas y la escala establecida por las estructuras existentes en cada parte de la ciudad. De manera clara, el plan limitaba la altura de edificios a través de la ciudad a 40 pies, alrededor de 5 pisos, reflejando el patrón existente. Sin embargo había excepciones, las guías permitían edificios altos, de altura ilimitada en la zona de y

alrededor del centro, en una forma de colina para reflejar, pero al mismo tiempo separarse de la topografía. También se permitían edificios altos en la cima de las colinas para enfatizar la forma de estas al tiempo que se salvaguardaban las vistas. Edificios de hasta 240 pies o alrededor de 25 pisos, se permitían en unos cuantos sitios accesibles de actividad como las estaciones del BART en zonas comerciales. Las guías asociaban altura con eficiencia de la actividad comercial, predominantemente en el centro y con un deseo de impedir la expansión comercial en otras áreas.

Las guías de altura se expresan en rangos apropiados para cada área. Las guías de volumen se relacionaban con la escala prevaleciente de desarrollo para evitar una presencia dominante de nueva construcción. Cuando se permitía mayor altura, las guías claramente requerían edificios más esbeltos.

Un aspecto muy importante fué el que se cuidó que las propuestas, aunque no en todos los casos maximizaran las ganancias de los constructores, si permitieran edificios económicos.

En las palabras del entonces director de planeación de la Ciudad de San Francisco, Allan B. Jacobs. "El plan de diseño urbano y la ordenanza de altura y volumen derivaron de la preocupación tanto de los planificadores como de los ciudadanos acerca de la calidad del ambiente físico." Ambos buscan retener algunas de las cualidades del espacio urbano. Ambos se preocupan tanto por la preservación como por el desarrollo con una definición de calidad ambiental urbana basada en las necesidades humanas⁹.

En México, la construcción y diseño de edificios altos están solo restringidos por las disposiciones de uso del suelo que se verán más adelante y que además de que muchas veces se evaden, no son lo suficientemente completas como para evitar serios problemas de imagen urbana derivados de su disposición, estilo y construcción. Solo la conciencia, en algunos casos de clientes y arquitectos ha hecho que nuestras ciudades cuenten con algunos edificios altos que

(9) JACOBS A.B. Op. Cit.

presentan características adecuadas. Un problema serio es el de las colindancias descubiertas pues, el tamaño de lotes que antes fueron casas unifamiliares, la avaricia de los propietarios y la irresponsabilidad de diseñadores, además de que no se cuenta con la legislación correspondiente, han hecho que existan extremos absurdos como torres de más de 20 pisos donde uno o dos lados son tratados como colindancia. Adicionalmente tampoco hay un esquema de diseño urbano que permita decidir como y donde colocar torres, de que características y que vistas preservar.

6. LOS EDIFICIOS ALTOS EN EL DISTRITO FEDERAL.

28

NORMAS DE PLANIFICACION PARA ZONAS PRIMARIAS

CUADRO 1

ZONAS PRIMARIAS		USOS PERMITIDOS	DENSIDAD O INTENSIDAD	VIALIDAD	SERVICIOS PERMITIDOS	CONDICIONES	RESTRICCIONES
1. AREA DE DESARROLLO URBANO	1.1 ZONA URBANIZADA	TOCOS MENOS AGRICOLA, PECUARIO, FORESTAL, ACUICOLA Y INDUSTRIA AISLADA.	DENSIDAD H 25 HABITA. O MAY. INTENSIDAD = MAS DE 8 VECES EL AREA DEL TERRENO DE CONSTRUCCION TOTAL.	TOCOS LOS TIPOS	TOCOS LOS TIPOS	TOCOS LOS TIPOS	PROHIBICION DE USOS EN LAS ZONAS DE RESERVA Y ACUICOLA
	1.2 ZONA DE RESERVA	TOCOS CONDICIONADOS A LAS ETAPAS DE DESARROLLO MARCADAS POR EL PLAN DIRECTOR DE DESARROLLO URBANO DEL D.F.	AFERA DE LA ZONA URBANIZADA, CONDICIONADA A LAS ETAPAS DE DESARROLLO MARCADAS POR EL PLAN DIRECTOR DE DESARROLLO URBANO DEL D.F.	TOCOS CONDICIONADOS A LAS ETAPAS DE DESARROLLO MARCADAS POR EL PLAN DIRECTOR DE DESARROLLO URBANO DEL D.F.	TOCOS CONDICIONADOS A LAS ETAPAS DE DESARROLLO MARCADAS POR EL PLAN DIRECTOR DE DESARROLLO URBANO DEL D.F.	TOCOS CONDICIONADOS A LAS ETAPAS DE DESARROLLO MARCADAS POR EL PLAN DIRECTOR DE DESARROLLO URBANO DEL D.F.	PROHIBICION DE USOS EN LAS ZONAS DE RESERVA
	1.3 ZONA DE AMORTIGUAMIENTO	ESPACIOS ABIERTOS, AGRICOLA, PECUARIO, FORESTAL, ACUICOLA, HABITACION Y SERVICIOS INDUSTRIA AISLADA CONDICIONADA	DENSIDAD MAXIMA, 10 HABITA O 1 FAMILIA POR HA. INTENSIDAD, HASTA 8 VECES EL AREA DEL TERRENO DE CONSTRUCCION TOTAL	AUTOPISTA, CARRETERA, VIA SECUNDARIA, CAMINO RURAL Y SENDERO SINO LA AUTOPISTA Y CARRETERA PODRAN TENER CONTINUIDAD	ELECTRICIDAD Y TELEFONO, AGUA Y ALUMBRADO CONDICIONADOS A LA AUTOSUFICIENCIA	SIEMPRE PARA LA SALUD, EDUCACION Y CULTURA Y RECREACION PERMITIDOS, TOCOS 100% DE MAS CONDICIONADOS	PROHIBICION DE USOS EN LAS ZONAS DE RESERVA Y ACUICOLA
2. AREA DE CONSERVACION ECOLOGICA		ESPACIOS ABIERTOS, AGRICOLA, PECUARIO, FORESTAL Y ACUICOLA INDUSTRIA EXTRACTIVA FORESTAL Y AGRICOLA CONDICIONADA.	DENSIDAD 0 HABITA EDIFICIOS NO HABITABLES PARA USOS AGRICOLAS, PECUARIO FORESTAL O INDUSTRIAL CONDICIONADOS	AUTOPISTA, CARRETERA, CAMINO RURAL Y SENDERO.	ELECTRICIDAD Y AGUA CONDICIONADAS	NINGUNO	PROHIBICION DE USOS EN LAS ZONAS DE RESERVA Y ACUICOLA

CUADRO 1.A.

OCUPACION DEL TERRITORIO AL AÑO 2000

ZONAS PRIMARIAS		DESEMPLAZAMIENTO	PUEBLAS FUNCIONALES	USOS	SUPERFICIE (HA)	INDICADORES (HA)
1. AREA DE DESARROLLO URBANO	1.1 ZONA URBANIZADA + 1.2 ZONA DE RESERVA	458	44	HABITACION	344.84	27.4
				SERVICIOS	48.85	2.3
	1.3 ZONA DE AMORTIGUAMIENTO	163	11	INDUSTRIA	31.86	2.8
				ESPACIOS PERMITIDOS	54.71	8.8
				VARIAS	127.66	22.7
2. AREA DE CONSERVACION ECOLOGICA		480	45			
TOTAL DEL TERRITORIO DEL D.F.		1303	109		678	100

ZONAS CONSERVADAS EN LAS ZONAS DE RESERVA Y ACUICOLA DEL CUADRO 1.

1. ZONA DE CONSERVACION URBANA

1.1 ZONA URBANIZADA

1.2 ZONA DE RESERVA

1.3 ZONA DE AMORTIGUAMIENTO

2. ZONA DE CONSERVACION ECOLOGICA

2.1 ZONA DE CONSERVACION ECOLOGICA

2.2 ZONA DE CONSERVACION ECOLOGICA

2.3 ZONA DE CONSERVACION ECOLOGICA

2.4 ZONA DE CONSERVACION ECOLOGICA

2.5 ZONA DE CONSERVACION ECOLOGICA

2.6 ZONA DE CONSERVACION ECOLOGICA

2.7 ZONA DE CONSERVACION ECOLOGICA

ZONAS PRIMARIAS		USO DE TERRENO	USOS COMPLEMENTARIOS				
HABITACION	1 ZONAS DE ALTA VIVIENDA COSTO ALTO	HABITACION	COMERCIO, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	2 ZONAS DE MEDIA VIVIENDA COSTO MEDIO	HABITACION	EDUCACION, CULTURA, COMERCIO, RECREACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	3 ZONAS DE BAJA VIVIENDA COSTO BAJA	HABITACION	EDUCACION, CULTURA, COMERCIO, RECREACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	4 ZONAS DE MUY BAJA VIVIENDA COSTO ALTO	HABITACION	EDUCACION, CULTURA, COMERCIO, RECREACION, ESPACIOS ABIERTOS				
	5 ZONAS DE ALTA VIVIENDA COSTO MEDIO	HABITACION	COMERCIO, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	6 ZONAS DE MEDIA VIVIENDA COSTO MEDIO	HABITACION	EDUCACION, CULTURA, COMERCIO, RECREACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	7 ZONAS DE BAJA VIVIENDA COSTO BAJA	HABITACION	EDUCACION, CULTURA, COMERCIO, RECREACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	8 ZONAS DE MUY BAJA VIVIENDA COSTO MEDIO	HABITACION	EDUCACION, CULTURA, COMERCIO, RECREACION, ESPACIOS ABIERTOS				
	9 ZONAS DE ALTA VIVIENDA COSTO BAJA	HABITACION	COMERCIO, RECREACION, MUSEO, INDUSTRIAS, ESPACIOS ABIERTOS				
	10 ZONAS DE MEDIA VIVIENDA COSTO BAJA	HABITACION	COMERCIO, RECREACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	11 ZONAS DE BAJA VIVIENDA COSTO BAJA	HABITACION	EDUCACION, CULTURA, COMERCIO, RECREACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	12 ZONAS DE MUY BAJA VIVIENDA COSTO BAJA	HABITACION	EDUCACION, CULTURA, COMERCIO, RECREACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
ZONAS SECUNDARIAS		USO COMPLEMENTARIO	USOS COMPLEMENTARIOS BASICOS				
SERVICIOS	13 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	14 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	15 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	16 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	17 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	18 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	19 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	20 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	21 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	22 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	23 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	24 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
ZONAS TERCERIAS		USO COMPLEMENTARIO	USOS COMPLEMENTARIOS BASICOS				
INDUSTRIA	25 INDUSTRIA A ESCALA	INDUSTRIA	COMUNICACIONES, TRANSPORTES, INFRAESTRUCTURA, ADMINISTRACION, SEGURIDAD				
	26 INDUSTRIA MEDIANA	INDUSTRIA	COMUNICACIONES, TRANSPORTES, INFRAESTRUCTURA, ADMINISTRACION, SEGURIDAD, COMERCIO				
	27 INDUSTRIA PEQUENA	INDUSTRIA	COMUNICACIONES, TRANSPORTES, INFRAESTRUCTURA, ADMINISTRACION, SEGURIDAD, COMERCIO				
	28 INDUSTRIA MUY PEQUENA	INDUSTRIA	COMUNICACIONES, TRANSPORTES, INFRAESTRUCTURA, ADMINISTRACION, SEGURIDAD, COMERCIO				
ZONAS CUARTAS		USO COMPLEMENTARIO	USOS COMPLEMENTARIOS BASICOS				
USOS ALTERNOS	29 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	30 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	31 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	32 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	33 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	34 ZONAS DE SERVICIOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
ZONAS QUINTAS		USO COMPLEMENTARIO	USOS COMPLEMENTARIOS BASICOS				
SERVICIOS ALTERNOS	35 SERVICIOS ALTERNOS	SERVICIOS	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
	36 INFRAESTRUCTURA	INFRAESTRUCTURA	SERVICIOS, EDUCACION, MUSEO, ESPACIOS ABIERTOS				
ZONAS SEXTAS		USO COMPLEMENTARIO	USOS COMPLEMENTARIOS BASICOS				
AGROPECUARIO, FORESTAL Y ACUICOLA	37 AGROPECUARIO	AGROPECUARIO	HABITACION, RECREACION				
	38 AGROPECUARIO	AGROPECUARIO	HABITACION, RECREACION				
	39 AGROPECUARIO	AGROPECUARIO	HABITACION, RECREACION				
	40 AGROPECUARIO	AGROPECUARIO	HABITACION, RECREACION				
	41 AGROPECUARIO	AGROPECUARIO	HABITACION, RECREACION				
	42 AGROPECUARIO	AGROPECUARIO	HABITACION, RECREACION				
	43 AGROPECUARIO	AGROPECUARIO	HABITACION, RECREACION				
	44 AGROPECUARIO	AGROPECUARIO	HABITACION, RECREACION				

C.1. INTENSIDAD DE USO HABITACIONAL

AREA DEL PREDIO	DENSIDAD						AREA DEL PREDIO	DENSIDAD					
	BAJA		MEDIA		ALTA			BAJA		MEDIA		ALTA	
	20 A 200 HAB/HA	201 A 450 HAB/HA	451 A 800 HAB/HA	20 A 200 HAB/HA	201 A 450 HAB/HA	451 A 800 HAB/HA		20 A 200 HAB/HA	201 A 450 HAB/HA	451 A 800 HAB/HA	20 A 200 HAB/HA	201 A 450 HAB/HA	451 A 800 HAB/HA
CADA 50 M ²	NUMERO DE VIVIENDAS						CADA 50 M ²	NUMERO DE VIVIENDAS					
	DESDE	HASTA	DESDE	HASTA	DESDE	HASTA		DESDE	HASTA	DESDE	HASTA	DESDE	HASTA
1	200	1	1	1	1	2	3000	2	19	41	71		
		1	1	2	3								
		1	1	3	4								
		1	1	4	6								
		1	2	4	7								
		1	2	5	9								
		1	3	6	10								
		1	3	7	12								
		1	3	8	15								
		1	4	9	18								
2	1000	1	4	10	16	3500	3	23	48	84			
		1	4	11	18								
		1	5	12	19								
		1	5	13	21								
		1	6	13	22								
		1	6	14	24								
		1	6	15	25								
		1	7	16	26								
		1	7	17	29								
		1	7	18	29								
3 A 24	2000	1	7	18	29	4000	3	25	54	95			
		1	8	19	30								
		1	9	20	32								
		1	9	21	33								
		1	9	22	35								
		1	9	22	36								
		1	10	23	37								
		1	10	24	39								
		1	10	24	40								
		1	11	24	42								
25 A 50	3000	1	11	25	42	4500	4	29	62	108			
		1	12	25	44								
		2	12	26	45								
		2	12	27	47								
		2	13	28	48								
		2	13	28	50								
		2	13	29	51								
		2	14	30	52								
		2	14	31	54								
		2	14	32	55								
51 A 250	4000	2	15	32	56	5000	4	32	67	116			
		2	15	32	56								
		2	16	34	59								
		2	16	35	60								
		2	16	35	62								
		2	17	36	63								
		2	17	37	64								
		2	18	38	66								
		2	18	38	67								
		2	18	39	68								
250	5000	2	18	39	68	6000	4	33	69	121			
		2	18	39	68								
		2	18	39	68								
		2	18	39	68								
		2	18	39	68								
		2	18	39	68								
		2	18	39	68								
		2	18	39	68								
		2	18	39	68								
		2	18	39	68								

- HABITACION UNIFAMILIAR 1
- HABITACION BIFAMILIAR 2
- HABITACION PLURIFAMILIAR 3 A 24
- CONJUNTO HABITACIONAL 25 A 50
- CONJUNTO HABITACIONAL VECINAL 51 A 250
- CONJUNTO HABITACIONAL DE BARRIO 250

PARA TERRENOS DE MAS DE 20.000 M² HA USE UTILIZALA LA SIGUIENTE FORMULA PARA OBTENER EL NUMERO DE VIVIENDAS PERMISIDAS:

DENSIDAD REQUERIDA x SUPERFICIE DEL PREDIO = 10.000

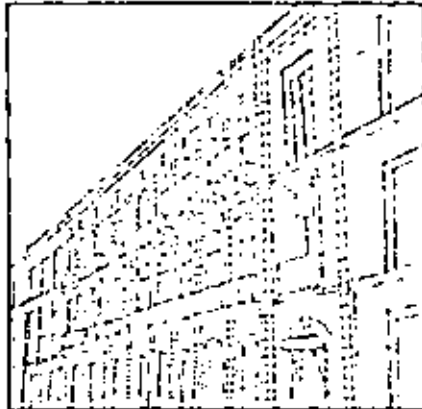
CARACTERÍSTICAS EXTERNAS DE LOS EDIFICIOS.

Las características externas de los edificios, es decir, sus fachadas y colindancias, su volumen, su altura y los materiales de que están contruidos son especialmente importantes en cualquier intento de regular y mejorar el espacio público y la imagen de la ciudad, ya que constituyen aproximadamente el 70 por ciento básicos para el mejoramiento de dichas características externas de las edificaciones se refieren a su alineamiento, altura y volumen y tratamiento de colindancias.

A. Alineamiento de los Edificios.

A.1 Los paramentos exteriores de las construcciones, cuando estos ven hacia la calle, deben seguir el alineamiento de las construcciones vecinas. Las edificaciones que no se erijan en el límite entre el predio y la calle deberán proporcionar una solución de los elementos que limitan el predio de acuerdo al tipo de alineamiento de las construcciones vecinas.

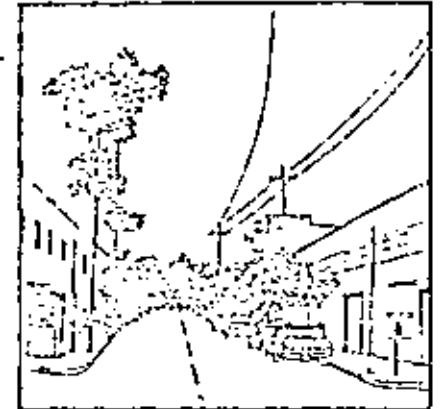
NORMAS PARA ELEMENTOS DEL ESPACIO PÚBLICO



LAS LINEAS DE LAS FACHADAS DEBEN SER COINCIDENTES EN EDIFICIOS ADYACENTES.



LOS ESPACIOS ENTRE LOS NIVELES DEBEN COINCIDIR CON LA GRILLA EN CADA SU PERÍMETRO.



LA PROYECCIÓN DE ALTOS DE EDIFICIOS SIN TRATAMIENTO ES UNO DE LOS PRIORIDADES DE LA IMAGEN URBANA.

- A.2 Todos los predios baldíos deberán tener bardas por lo menos en los límites que den hacia las calles. Los materiales y colores utilizados en ellas estarán en relación con las construcciones vecinas.
- A.3 Las edificaciones de más de dos niveles, las líneas en fachadas que marquen la división de los entrepisos deberán ser colineales con las de las construcciones adyacentes. Cuando esto no sea posible deberán buscarse otras relaciones que se puedan mantener.

B. Altura y Volumen de los Edificios.

Las relaciones de altura o volumen de los edificios en el Distrito Federal están reguladas en principio por las normas de densidad e intensidad de uso del suelo descritas en los Planes Parciales. Sin embargo desde el punto de vista del espacio público y la imagen de la ciudad conviene hacer otras precisiones.

- B.1 El cuadro 2.1.3 establece las relaciones entre ancho de vía y altura de las construcciones. Adicionalmente deberá considerarse la altura de las edificaciones existentes.
- B.2 Los espacios públicos como explanadas y plazas deberán mantener en lo general una altura uniforme en las construcciones que los circundan.
- B.3 Las vías primarias deberán mantener en lo general una altura uniforme en las construcciones que las conforman.
- B.4 La estructura urbana propuesta por la estrategia del Plan General indica áreas de mayor intensidad en los corredores urbanos y en los centros urbanos. En estas zonas los puntos de mayor altura deberán ser los ejes del corredor o los centroides de los centros urbanos y la altura deberá decrecer hacia afuera de estos puntos.

B.5 Los edificios de más de tres pisos deberán siempre contar como volúmenes completos y no como fachadas planas superpuestas solo en el frente hacia la calle.

B.6 Los volúmenes de edificios de más de veinte niveles deberán ser convenientemente estudiados desde los distintos puntos del espacio público en que sean percibidos pues su impacto en la ciudad va más allá de los predios circunvecinos.

C. Tratamiento de Colindancias en los Edificios.

Es importante considerar que la expresión exterior de un edificio se compone no solo de las fachadas a calles sino también de aquellas caras que dan a colindancias. El tratamiento adecuado de estas es necesario si se quiere mejorar la imagen urbana al lograr que los edificios sean percibidos como unidades completas.

C.1 Los paramentos exteriores que den hacia colindancias en edificios de más de dos niveles de altura deberán estar terminados con el mismo material y acabados de la parte sólida de las fachadas y deberán recibir el mismo mantenimiento que éstas.

C.2 En edificios de más de cinco niveles será obligatorio abrir ventanas en los muros de colindancia siempre que éstas queden cinco niveles por arriba de la azotea del edificio contiguo. Para los edificios destinados a la habitación, los espacios que tengan ventana hacia la colindancia serán los no-habitables.

C.3 Los edificios de más de doce niveles de altura en terrenos de más de 30 metros de frente, deberán contar con fachadas de los mismos materiales y calidad en todo su perímetro después del cuarto nivel. Podrá conservarse ciego un 30% de este perímetro aunque terminado con materiales de la misma calidad que el resto de la fachada. Se eximirá de este requerimiento cuando el lote contiguo esté ya construido con un edificio de la misma altura.

La separación de las colindancias para iluminar y ventilar estas fachadas, será de la misma de lo exigido para un cubo de luz en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Por último, cuando un edificio se haya separado de la colindancia y tenga fachada hacia ésta, el edificio contiguo estará obligado a separarse la misma distancia.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

EDIFICIOS ALTOS

INSTALACIONES ELECTROMECANICAS/INSTALACIONES ELECTRICAS

Ing. Carlos González Carpio

AGOSTO, 1983.

I N D I C E

TEMA : EDIFICIOS ALTOS .

SUBTEMA: INSTALACIONES ELECTROMECAÑICAS/INSTALACIONES ELECTRICAS .

CAPITULO I .- Instalaciones de Alumbrado .

CAPITULO II .- Instalaciones de contactos .

CAPITULO III .- Sistema de Fuerza .

CAPITULO IV.- Edificios de régimen de condominio .

CAPITULO V.- Edificios con subestación propia

CAPITULO VI.- Instalaciones Especiales .

CAPITULO VII.- Recomendación y trámites para contratación .

INTRODUCCION

En todo tipo de edificios aún durante las horas del día se ha hecho necesario el tener niveles de iluminación que nos permitan ver con la mayor comodidad posible .

El ojo humano trabaja como una cámara fotográfica y es sumamente adaptable a la cantidad de luz ya que alcanza a persivir imagenes desde niveles tan bajos como la luz de la luna que proporciona un nivel máxima de 5 luxes , hasta niveles de iluminación tan altos como los que se obtienen con el reflejo de la nieve o en las playas , donde la luz del sol alcanza niveles de más de 10,000 luxes .

Sin lugar a dudas el ojo humano trabaja con mayor comodidad con la luz natural y todos los sistemas de iluminación deben estar diseñados de tal forma que nos proporcionen un tipo de luz similar a la luz del sol de manera de obtener la máxima fidelidad de las imagenes sin distorsión de los colores y obviamente existe una estrecha relación entre la cantidad de luz y el tipo de trabajo a desarrollar .

Este fenómeno ha sido estudiado por diferentes instituciones y sociedades de ingenieros sin que ha la fecha exista un estandar universal . Sobre los niveles de iluminación para cada uno de los diferentes áreas o servicio .

De esta forma tenemos los niveles de iluminación proporcionados por la Illuminating Engineering Society (IES) y por la Sociedad Mexicana de Ingenieros en iluminación (SMII) .

Tablas de niveles .

Método de lumen .

El método de cálculo más sencillo para los sistemas de alumbrado es el llamado método de lumen :

$$N.L = \frac{\text{No. lámparas} \times \text{lumene} \times \text{No.Luminarias} \times \text{C.U.} \times \text{C.M.} \times \text{C.D.}}{\text{Area}}$$

Por economía la tendencia es la de reducir el número de lámparas utilizando luminarios con lámparas que nos proporcione la mayor cantidad de luz posible .

De allí la creciente utilización de sistemas de iluminación a base la lámpara fluorescentes o de aditivos metálicos , que nos proporcionan las mejores condiciones para alturas de montaje de 3 metros y niveles de iluminación entre 200 y 700 luxes .

Para niveles inferiores a los ya mencionados la lámpara incandescente es insustituible por su economía y fácil mantenimiento .

El sistema de iluminación debe de contemplar además del nivel luminoso adecuado los siguientes factores :

- Arquitectura del edificio .
- Decoración y tipo de amueblado .
- Selección de la fuente luminosa .
- Selección del luminario .
- Tipo de instalación del luminario .
- Circuito alimentador .

Como una característica especial de los sistemas de iluminación para EDIFICIOS ALTOS debemos destacar los servicios de las áreas comunes como escaleras , pasillos, accesos, cuartos de máquinas , subestación eléctrica etc. donde debemos tener sistemas sumamente confiables que nos permitan

la circulación de personas a pesar de la falla de una lámpara ó la falla de un circuito eléctrico que alimente varias lámparas , sin olvidar un alumbrado de emergencia del tipo autónomo .

Por tipo autónomo debemos entender un sistema con fuente propia es decir un sistema que nos asegure luz a pesar de una falla general en el suministro de energía eléctrica .

Para ejemplificar lo antes descrito haremos uso de un descanso de una escalera cualquiera .

Este descanso debe tener un mínimo de tres lámparas (ver figura No. 1)

- Una para servicio normal .
- Una para servicio normal - emergencia .
- Una para servicio autónomo de emergencia .

Las canalizaciones de estos 3 circuitos deben ser totalmente independientes (ver figura No. 2) .

CANALIZACIONES

El tipo de canalización recomendada para los sistemas de alumbrado , lo podremos dividir en dos partes .

CANALIZACION

Plástica
Metálica pared delgada
Metálica pared gruesa .

UTILIZACION

Embebida en concreto .
Muros falsos o cancelas .
Aparentes y donde existan materiales combustibles .

CONDUCTORES ELÉCTRICOS .

Por tratarse de edificios altos , los conductores eléctricos a emplearse deberán tener aislamientos del tipo retardador de la flama o del nuevo tipo resistente a fuego .

Otro tipo de aislamiento no sería recomendable ya que sumado a la mala selección de las canalizaciones , mala mano de obra y materiales combustible aumenta la posibilidad de un siniestro .

CAPITULO II.- INSTALACION DE CONTACTOS

La instalación de contactos para Edificios Altos ofrece exactamente los mismas características que la instalación de contactos en edificios convencionales cuya problemática esta representada por la ubicación de los contactos y el servicio que estos prestarán .

Canalizaciones y conductores eléctricos .

Las canalizaciones y los conductores eléctricos deberán cumplir con los requeridos ya mencionados en la parte correspondiente a sistemas de alumbrado.

CAPITULO III .- SISTEMA DE FUERZA .

En muchos casos los edificios altos requieren de instalaciones especiales para los sistema de fuerza debido a la gran cantidad de energía eléctrica que se necesita y a las grandes distancias entre los puntos de aplicación y la subestación como pueden ser el caso de elevadores o sistema de aire acondicionado cuyos cuartos de máquinas se encuentran en las azoteas de los edificios .

Podemos suponer por un momento un edificio imaginario de 20 niveles con un núcleo de 8 elevadores y que cada elevador tiene un motor eléctrico y servicios por un total de 25 KVA.

Este núcleo de servicio tendrá una carga instalada de aproximadamente -- 200 KVA .

Por tratarse de un edificio de aproximadamente 80 metros de altura donde el servicio de elevadores es de gran importancia el esquema de distribución puede quedar como sigue :

- 4 Elevadores para servicio normal .
- 4 Elevadores para servicio normal - emergencia .

Este esquema se puede ver en la figura No. 3 donde podemos apreciar 2 -- subestaciones y una planta de emergencia .

Vale la pena mencionar que la selección de los transformadores debe tomar en cuenta las constantes corriente de arranque de los motores y la simultaneidad con que estas pueden ocurrir .

Cuando algunos otros servicios tales como el aire acondicionado alcanzan valores considerables o son vitales por la integridad del edificio y la de ocupantes ; se pueden tener esquemas con subestaciones estratégicamente localizados en el sótano , primer piso, azotea o en algún nivel intermedio como se muestra en la figura No. 4 , y en la fig. 5

Los sistemas de seguridad como el sistema de protección contra incendio - ó algún otro sistema similar deben de estar conectados siempre a un sistema de doble fuente de energía eléctrica a no ser que el proyecto correspondiente contemple una seguridad adicional como pueden ser bombas con motores de combustión interna ó sistemas de tanque elevado , etc . , como se muestra en la - fig. No. 3

Las instalaciones eléctricas para edificios altos en condominio presentan particularidades que deben resolverse desde el proyecto arquitectónico, tales como el número de propietarios por piso , que puede ser desde 1 hasta un máximo de 8 a 10 , como se puede ver en la Fig. No. 4

En el edificio de 20 niveles ya mencionado podemos tener entre 20 y 200 servicios eléctricos todos ellos con cargas eléctricas pequeñas que tendrán contratos ante la compañía suministradora en baja tensión , mas los servicios propios del edificio.

Vamos a suponer por un momento que la carga promedio de cada nivel del edificio alcanza un valor de 20 KVA con 4 servicios de 5 KVA c/u y que cada uno de ellos deberá hacer su contrato ante la compañía suministradora .

Para la compañía suministradora no existirá ningún problema en dar los servicios para uno de los niveles pero por tratarse de 20 niveles más los servicios podemos esperar una carga total que será la suma de los sistemas de alumbrado y contactos , elevadores , aire acondicionado y sistema de protección contra incendio .

$$\begin{aligned} \text{KVA TOTALES} &= 20 \times 20 + 8 \times 25 + 400 + 100 \\ &= 1100 \text{ KVA} \end{aligned}$$

Para resolver el esquema mostrado con anterioridad el proyectista del edificio deberá considerar un espacio para alojar una subestación cuyo equipo eléctrico será propiedad de la compañía suministradora (3 transformadores) : más un equipo de medición y un equipo de protección por cada servicio eléctrico (20 a 200 servicios) .

Por otro lado los espacios verticales requeridos para llegar a cada uno de los niveles se ven afectados por la cantidad de servicios que contempla el edificio , cantidad que puede llegar hasta los 200 contactos como ya mencionamos y que considerando que cada uno de ellos debe tener una canalización totalmente independiente desde su medidor localizado en la planta baja o en el primer sótano hasta el tablero de distribución localizado en su área correspon

diente requerimos de ductos verticales de considerable magnitud .

CAPITULO IV .- EDIFICIOS CON SUBESTACION PROPIA

Quando la propiedad del edificio recae en una sola persona o razón social única, el propietario esta obligado a comprar una ó varias subestaciones y la compañía suministradora esta obligada a dar el servicio en alta tensión (15 ó 23 KV) .

Suponiendo que siguen siendo validos los mismos 20 KVA por nivel y los mismos 20 niveles podemos tener un considerable ahorro en conductores , canalizaciones y espacios verticales si podemos instalar una subestación de 112.5 KVA por cada 5 niveles alimentados desde un tablero de alta tensión localizado en el sótano (punto de acometida) .

El esquema de distribución se puede ver en las figuras 5 y 6 donde mostramos el diagrama unifilar típico y la localización recomendada para cada una de las subestaciones .

No hay que olvidar que cada subestación debe de ir conectada a un sistema general de tierras por condiciones de seguridad .

CAPITULO VI .- INSTALACIONES ESPECIALES PARA EDIFICIOS ALTOS .

Las instalaciones que podemos mencionar como exclusivas para edificios altos son las siguientes :

- Alumbrado de obstrucción .
- Protección contra descargas atmosféricas .

El alumbrado de obstrucción son luces de color rojo que se localizan en las azoteas , para que los edificios puedan ser vistos e identificados por los pilotos de los aviones .

Como característica especial de este sistema diremos que deben estar conectados a circuitos confiables y controlados : por celdas fotoeléctricas .

El sistema de protección contra descargas atmosféricas o sistema de pararrayos , consiste en una serie de varillas o puntas instaladas en la azotea conforme a la configuración de los puntos altos y conectados solidamente a un sistema especial de tierras .

En la mayoría de los casos se prefiere que los pararrayos estén conectados a un sistema diferente del sistema general de tierras aunque de hecho está permitido interconectarlos .

Instalaciones convencionales para edificios altos .

Ante los problemas de espacio que ofrecen las ciudades los edificios altos no son la excepción y este problema se agudiza en los ductos verticales donde un edificio alta que tenga servicios de antena de TV , cablevisión , intercomunicación , sonido , teléfonos , telex , sistema de seguridad , alarmas detectores contra incendio , distribución en baja y alta tensión etc. , donde de cada servicio requiere de un ducto especial el problema de espacio se vuelve un problema grave .

El problema de espacio debe considerar las dimensiones de los registros , espacio para la instalación , espacio para mantenimiento ; espacio para modificaciones y espacio para servicios futuros . En fin es todo un problema de espacio .

CAPITULO VII .- TRAMITES PARA CONTRATACION .

El problema que representa el suministro de energía eléctrica para los edificios altos es que estos pueden nacer en cualquier parte de la ciudad , incluso casas - habitación son demolidas para dar paso a este tipo de cons

trucciones y por ende la compañía suministradora no tiene siempre disponibi--
lidad en sus líneas para la energía necesaria para este tipo de construcciones
por lo que recomendamos inicie sus trámites de contratación con la mayor anti-
cipación posible para que la compañía suministradora haga sus estudios y obras
necesarias y pueda dar el servicio cuando se necesite .

	Nivel luminoso recomendado en Lux (mínimo en cualquier momento)		Nivel luminoso recomendado en Lux (mínimo en cualquier momento)
Auditorios, Reunión o asamblea	150	Sala de reconocimiento de ojos, oído, nariz y garganta	500
Exposición y exhibiciones	300	Sala de fracturas:	
Bancos.		General	500
Vestibulos:		Mesa de operaciones	2000
General	500	Laboratorios:	
Áreas de trabajo	700	Salas de ensayo	300
Correspondencia, claves, etc.	1500	Mesas de trabajo	500
Bomberos (ver Servicios del Municipio).		Trabajos delicados	1000
Correos (Oficinas de).		Bibliotecas	700
Mesas del vestíbulo	300	Salas de armarios	200
Clasificación, fichero, etc.	1000	Vestibulos y pasillos	300
Escuelas.		Archivo de protocolos médicos	1000
Lectura de textos impresos	300	Salas de enfermeras:	
Lectura de textos a lápiz	700	General	700
Lectura de textos en papel de copias:		Pupitres y diagramas	500
Buenas	300	Despacho de medicinas	1000
Malas	1000	Salas de trabajo de enfermeras	300
Salas de dibujo y bancos de trabajo	1000	Casas-cunas:	
Pizarras	1500	General	100
Salón de costura	1500	Mesa de reconocimiento	700
Estaciones, cocheras y terminales.		Podiatría y sala de juegos	300
Salas de espera y salas para fumadores	300	Obstetricias:	
Despacho de billetes: general, ventanilla, mostradores	1000	Salas de esterilización	200
Facturación de equipajes	500	Salas de consulta	200
Andenes y almacenes	200	Sala de partos, general	1000
Servicios y lavabos	300	Mesa de partos	25000
Galerías de arte.		Farmacias:	
General	300	General	200
Sobre los cuadros (alumbrado suplementario)	300*	Mesas de trabajo	1000
Para esculturas y demás objetos de arte	1000*	Almacén de productos	300
Hospitales		Habitaciones y salas*	
Cuartos de anestesia y preparación	300	General	100
Autopsia y depósito de cadáveres:		Lectura	300
Sala de autopsias	1000	Locales para pacientes mentales	100
Mesa de autopsias	25000	Trabajo con radioisótopos:	
Depósito general	200	Laboratorio radioquímico	300
Central esterilizadora:		Salón de medidas	200
General	300	Mesas de trabajo	500
Afilado de agujas	1500	Solariums	200
Departamento odontológico:		Almacenes:	
General	700	General	150
Vitrina de instrumental	1500	Oficinas	700
Salón dental	10000	Cirugía:	
Laboratorio, bancos	1000	Salas de instrumentos y esterilización	300
Sala de recuperación	50	Salas de limpieza (instrumentos)	1000
Sala de emergencia:		Salas de operaciones, general	1000
General	1000	Mesas de operaciones	25000
Local	20000	Salas de recuperación	300
Sala de reconocimiento y tratamiento:		Radioterapia:	
General	500	Física	200
Mesa de reconocimiento	1000	Aplicada	300
Sillas (nivel luminoso en el suelo)	50	Lavabos	100
Ojos, nariz, oído y garganta:		Otros locales	200
Sala oscura	100	Salas de espera:	
		General	150
		Lectura	300
		Rayos X:	
		Radiografías, fluoroscopias y cámara oscura	100
		Radioterapia profunda y superficial	100
		Examen de películas	300
		Archivos, películas reveladas	300
		Almacén, películas sin revelar	100

* Los cambios necesarios en los detalles o parámetros de cada uno deberán hacerse en el momento de la construcción.

* De enfermas u heridas.

Hotels:	
y cafeterías (ver Restaurantes).	
de baños:	
General	100
En el espejo	300 †
Dormitorios:	
General	100
Tocador	300 †
Lectura y escritura	300
Comedores (ver Restaurantes).	
Vestíbulo	300
Recepción	500
Servicio de lavado de ropas:	
Lavado	300
Planchado	500
Planchado mecánico	700
Lencería y ropa blanca:	
General	200
Costura	1000
Salas de espera:	
General	100
Zonas de lectura y trabajo	300
Marquesina:	
Alrededores oscuros	300
Alrededores claros	500
Dispensas	100
Municipio (Servicios del): Bomberos y Policía.	
Policía:	
Ficheros de identificación	1500
Celdas y cuartos para interrogatorios	300
Bomberos:	
cuartillo	200
almacenamiento de coches y sala de motor	300
Museos (ver Galerías de arte).	
Oficinas.	
Lectura de alto contraste de textos bien impresos; tareas y zonas que no exigen una atención exagerada o prolongada, tales como lavabos, archivos no necesitados a diario, salones de conferencia, salas de visita, etc.	300
Lectura o transcripción de manuscritos a tinta o lápiz tinta, sobre buen papel; archivos usados con frecuencia	700
Trabajo normal burocrático; lectura de buenas reproducciones; lectura o transcripción de escritura a mano con lápiz duro o sobre mal papel, archivos de uso continuo, clasificación de correspondencia, índice de asuntos	1000
Contabilidad, audición, máquinas de escribir, teneduría de libros, máquinas calculadoras, lectura de malas reproducciones, dibujo a mano alzada	1500
Cartografía, estudios, dibujo detallado	2000
Corredores, escaleras, ascensores y escaleras mecánicas	200
Policía (ver Servicios del Municipio).	
Residencias.	
Tareas visuales concretas:	
Mesas de mesa	300
Pantallas:	
de cine, fogaderos	700
Hornillos y superficies de trabajo	500
Lavadoras, cestos de ropa, planchas y tablas de planchar	500
Salones de lectura, escritura y estudio:	
Libros, revistas, periódicos	300

† Para exámenes medicinales 500 lux

Escritura a mano, reproducciones, copias malas	700
Papieres de estudio	700
Lectura de partituras musicales:	
Partituras sencillas	300
Partituras completas	700
Cuartos de costura:	
Trabajos intermitentes, elevados contrastes con tela, telas listas, puntadas grandes	300
Trabajos intermitentes, telas finas	500
Trabajo continuo, hilos ligeros o medios	1000
Telas oscuras, detalles finos, bajo contraste	2000
Tocadores, maquinillas, afeitados (emplazado sobre los espejos y rostros)	500
Taller, bancos de trabajo	700
Alumbrado general:	
Vestibulos, halls, escaleras, descansillos	100
Cuartos de estar, comedores, dormitorios, bibliotecas y salas de juegos	100
Cocina, lavandería, cuartos de baño	300
Restaurantes, cafeterías y bares.	
Comedores:	
De tipo íntimo:	
Con alrededores oscuros	30
Con alrededores claros	100
Para realizar el trabajo de limpieza	200
De tipo general:	
Con alrededores oscuros	150
Con alrededores claros	300
De autoservicio:	
Alrededores normales	500
Alrededores muy iluminados	1000
Cafés	500
Exposición de comida; dos veces el nivel general pero nunca menor de	500
Cocinas:	
Inspección, verificación, precios	700
Otras áreas	300
Tiendas.	
Escaparates:	
Alumbrado de día:	
General	2000
Detalle o portanar	10000
Alumbrado de noche:	
Distritos poco concurridos o pequeñas ciudades:	
General	1000
Detalle	5000
Distritos principales o de mucha competencia:	
General	2000
Detalle	10000
Interior de las tiendas:	
Zonas de circulación	300
Zonas de estanterías y almacenamiento de productos:	
Con servicio normal	1000
Con autoservicio	2000
Vitrinas y estanterías:	
Con servicio normal	2000
Con autoservicio	5000
Exposición de detalles:	
Con servicio normal	5000
Con autoservicio	10000

* O no menor de 1/2 del nivel luminoso en las zonas mostradas.
 ** Cuando las pantallas son de tamaño inferior a los hornillos y las pantallas sobre las líneas se necesitan 1500 lux o más.

Nivel luminoso
recomendado en
Lux mínimo en
cualquier
momento

Bodegas (ver Almacenes y bodegas).	
Carbon (Valquetes automáticos y lavaderos de).	
Triturado y lavaderos	100
Selección	3000
Cartón (Fábricas de cajas de): Area general	500

Caucho (ver Goma).	
Cementos y derivados de la arcilla.	
Molido, prensas de filtro	300
Molteado, lavado y prensado	300
Cofor y vidrioado trabajo duro; esmaltado	1000
Cofor y vidrioado, trabajo fino	3000

Centrales eléctricas y subestaciones. Interiores.	
Auxiliares, habitaciones de baterías, bombas de alimentación de calderas, tanques, compresores y cuadros de instrumentos	200
Plataforma de calderas; habitación de cables y áreas de circulación o de bombas	100
Plataforma de quemadores	200
Condensadores: áreas de desaceadoras, evaporadores y calentadores	100

Habitaciones de control:	
Panel de interruptores (frente vertical):	
Secciones sencillas o dobles frente al operador:	
Tipo A. Habitación de control, centralizado, de gran tamaño. Nivel a 1.70 metros sobre el suelo	500
Tipo B. Habitación de control normal. Nivel a 1.70 metros sobre el suelo	300
Sección de "duplex" frente al operador	300
Pupitres de trabajo (nivel horizontal)	500
Áreas interiores de los paneles de interruptores para "duplex"	100
Parte trasera de los paneles de interruptores (nivel vertical)	100
Alumbrado de emergencia para todas las áreas.	50
Laboratorio de química	500
Casetas de filtros, aparatos de control de fuerza y equipos telefónicos	200
Túneles o galerías, tuberías.	100
Zona de turbinas bajo el pavimento	200
Habitación de turbinas	300

Conservas (Fábricas de).	
Clasificación inicial de materias crudas	500
Tomates	1000
Selección de color (cortado)	2000
Preparación:	
Selección preliminar:	
Albaricoques y melocotones	500
Tomates	1000
Aceitunas	1500
Cortado y selección final	1000
Conservado:	
Enlatado continuo en cadena	1000
Empaquetado a mano	500
Aceitunas	1000
Examen de envases	2000

Corte y confección.	
Inspección de paños	20000
Cortado y prensado	3000
Cosido	5000

Electricidad (ver Centrales eléctricas).	
Electricidad (Fabricación de equipos, eléctricos).	
Impregnación	500
Aislado, pintado de conductores	1000
Limayos	1000

Acero (ver Hierro y acero).	
Ajuste (Talleres de).	
Trabajo hasta de fácil visión	300
Trabajo hasta de difícil visión	500
Trabajo medio	1000
Trabajo fino	5000
Trabajo extra fino	10000

Almacenes y bodegas:	
De poco movimiento	50
Activos de mucho movimiento:	
Embalaje tosco	100
Embalaje medio	200
Embalaje fino	500

Arcilla (ver Cementos).	
Automóviles (Fábricas de).	
Ajuste del bastidor	500
Línea de montaje y ajuste de chasis	1000
Montaje final e inspección de línea	2000

Fabricación de la carrocería:	
Piezas	700
Acabado e inspección	2000

Aviación, Fábricas de aviones.

Naves:	
De producción	1000
De inspección	2000
Fabricación de piezas:	
Remachar, soldar y taladrar	700
Cabinas de pintura	1000
Preparación planchas de aluminio y trabajo de temple; formación y pulido de las partes pequeñas del fuselaje, secciones de alas y carcasis de motores	1000
Montajes secundarios: Trenes de aterrizaje, fuselaje, secciones de ala, carcasis y otras piezas grandes	1000
Montaje final e inspección	1000
Reparación de herramientas	1000

Aviación, Hangares (solamente servicio de reparaciones)	1000
--	------

Azúcar (Industrias de).	
Departamento de chocolates:	
Descascarillar, aventar, extracción de grasas, trituar, refinar	500
Limpieza y selección de granos, inmersión, envase, enpaquetado, etc	500
Molienda	1000
Elaboración de la crema, mezclado, cocido y moldeado	500
Gelatina y jalea	500
Decoración a mano	1000
Departamento de caramelos:	
Mezclar, cocer, moldear	500
Cortar y seleccionar	1000
Envasar y empaquetar	1000

Azúcar (Refinerías de).	
Dosificación	500
Inspección del color	2000

Encuadernación.	
Doblar, montar, circular, etc	700
tar, perforar y coser	700
ajuar e inspección	2000
Forja (Talleres del)	500
Fundiciones.	
Templedo, limpieza, batido	300
Moldeo o fabricación de machos, trabajo medio	500
Moldeo o fabricación de machos, trabajo fino	1000
Destastado y cepillado	1000
Inspección media	1000
Inspección fina	5000
Moldes, grandes; rellenado y vaciado	500
Moldes medianos	1000
Horno de cúpula	200
Galvanizado	300
Garajes: Automóviles y camiones.	
Servicio de garajes:	
Reparaciones	1000
Zonas de tráfico activo	200
Garajes de aparcamiento:	
Entrada	500
Pistas y rampas	100
Aparcamiento	50
Goma (Mecanizado de artículos de).	
Preparación de la materia prima:	
Alambrado, emplastecido y fresado	300
paración del tejido, corte y telares	500
Selección y selección de productos, calibre	500
Inspección	2000
Guantes (Fábricas del).	
Prensado y cortado	3000
Máquinas de hacer punto y selección	1000
Cosido e inspección	5000
Harina (Fábricas del).	
Molida, cernida, refinada	500
Enpaquetado	300
Control de productos	1000
Cribas, limpiadoras, ascensores, pasillos, recipientes de control	300
Hierro y acero (Industria del).	
Interiores abiertos:	
Piso de carga (fundición)	200
Vagonetas de colada:	
Pozos de escoria	200
Plataformas de control	300
Zona superior	300
Pasarelas elevadas de inspección	100
Mezcladores	300
Calcinado y sangrado	100
Trenes de laminación:	
Lingotes, pletinas, barras calientes y planchas calientes	300
laminación en frío, barras y planchas	300
ros, barras, varillas redondas, alambres	500
Estampado de hojalata: estañado, galvanizado, laminado de flejes en frío	500

* Los materiales especiales o las superficies de trabajo pueden necesitar consideraciones especiales en la selección y colocación de los equipos de alambrado o en su orientación respecto al trabajo.

Sala de máquinas y motores	300
Inspección:	
Chapas oscuras, chingote, cascabeo	1000
Hojalata y otras superficies brillantes	1000
Imprentas.	
Fundición de tipos:	
Máquinas y moldes de mano; fundición de conjuntos, clasificación	500
Fabricación de matrices, rectificado de tipos	1000
Plantas de impresión:	
Inspección de color y valoración	2000
Composición a máquina, salas de composición	1000
Prensas	700
Lectura de pruebas y revisión de planchas	1500
Electrotipio:	
Moldes, acabado, nivelación de moldes, recorrido y rectificación	1000
Montura de planchas, estañado, electroplataado, limpieza	500
Fotografado:	
Grabado al aguafuerte, planchas	500
Manipulación, acabado, lectura de pruebas, entintado y enmascaramiento	1000
Inspección (Trabajos del).	
Ordinario	500
Difícil	1000
Bastante difícil	2000
Muy difícil	5000
Lo más difícil	10000
Lavanderías.	
Lavado	300
Planchado, clasificación y marcado	500
Acabado a máquina y con plancha. Clasificación	700
Planchado fino a mano	1000
Madera.	
Trabajos bastos y de banco	300
Medidas, cepillado, lijado basto, trabajos medios de banco y máquina encolado barnizado y tonificado	500
Trabajos finos de banco y máquina, pulido fino acabado	1000
Manipulado de materiales.	
Empaquetado, embalaje y etiqueta	500
Clasificación y distribución	300
Carga y colocación en camiones	200
Interior de camiones y coches de transporte	100
Metal. Trabajo en metales laminados.	
Prensado, cortado, estampado, taladrado, maquinaciones diversas, trabajo medio de banco	500
Inspección de estañado y galvanizado; trozado	2000
Pneumáticos y tubos de goma (Fabricación del).	
Preparación de la materia prima:	
Alambrado, emplastecido y fresado	300
Preparación de productos: cortado, construcción de bordes	500
Máquinas de hacer tubo	500
Fábricas de neumáticos:	
Bandajes sólidos	300

* La superficie a inspeccionar debe ser cubierta con un chorro de spray a la vez que fuentes luminosas de gran tamaño y para la suficiente iluminación para proporcionar más conclusiones de control favorables.

Neumáticos y tubos de (continuación)	
Neumáticos	500
Departamento de revisiones: flexión de tubos, revisión de neumáticos	700
Inspección final: Tubos, neumáticos	2000
Papel (Fábricas de).	
Triturado, molido y prensado	300
Acabado, corte, aparejado y máquinas de hacer papel	500
Cortado a mano, máquinas de cortar e igualar	700
Bolinas de papel, inspección y laboratorios	1000
Rebobinado	1500
Piel (Fabricación de artículos de).	
Prensado, enrollado y glaseado	2000
Clasificación, cortado, acoplado y cosido	3000
Piel (Industrias de la). Cueros.	
Depósitos de limpieza, curtillo y estirado	300
Cortado, descaudado y estopado	500
Acabado y cosido	1000
Piedras. Triturado y cribado.	
Correas transportadoras espacios para canalizaciones, habitaciones de tolboques e interior de receptáculos	100
Salas de primera trituración, trituradoras auxiliares bajo los receptáculos	100
Cribas	200
Pinturas (Fabricación de).	
General	300
Mezclas cooperativas y normales	2000
Pintura (Talleres de).	
Por inmersión, a pistola, a manual, fuego, pintura ordinaria a mano y perfilado de liado a mano	500
Trabajos finos de pintura a mano y acabado	1000
Trabajos extrafinos de pintura a mano y acabado (carrocerías de automóviles, pianos, etc.)	3000
Planchado y limpiado en seco (ver Tintorerías).	
Productos lácteos: Industrias de la leche.	
Habitación de bebida y almácén de botellas	300
Clasificación de botellas	500
Limpiado de botellas	•
Levado de nidones y equipos de frío	300
Rellenado, inspección	1000
Indicadores, aneles y termómetros (parte vista)	500
Laboratorios	1000
Pasteurizadores, clasificadores y refrigeradores	300
Tanques depósitos:	
Interiores claros	200
Interiores oscuros	1000
Pulido y bruñido	
Química (Trabajos de).	
Desecadores, alambiques, evaporadores, blanqueadores, filtros	300
Tanques, cristalizadores, extractores, coladores	300
Servicio (Áreas de).	
Lavabos, pasillos, asientos	200
Lavabos y Lavadores	300

* La superficie a representar debe ser cubierta con un abstracto especial a base de fuentes luminosas de gran tamaño y bien distribuidamente para proporcionar unas condiciones de contraste favorables.

Soldadura (Talleres de) (continuación)	
Iluminación general	500
Soldadura manual de arco, Gran precisión	10000
Sombreros (Fábricas de).	
Tinte, enderezado, acordonado, limpieza y refinado	1000
Dar forma, tamaño, perforado, rebordado, acabado y planchado	2000
Cosido e inspección	5000
Tabaco (Manipulada de).	
Secado, limpieza general	300
Clasificación y apartado	2000
Tahonas.	
Cuarto de mezclas	500
Estanterías (iluminación vertical)	300
Interior del horno (mezcladores verticales)	150
Cuarto de fermentación	300
Locales restantes:	
Pan	300
Dulces y productos de confitería	500
Horno, pruebas y empaquetado	300
Rellenado y otros ingredientes	500
Decorado y azucarado:	
Mecánico	500
A mano	1000
Talleres de forja (ver Forja).	
Talleres mecánicos.	
Trabajos bastos de banco y máquina	500
Trabajos medios de banco y máquina, máquinas automáticas preliminares, cepillado basto, pulido y bruñido medio	1000
Trabajo fino de banco y máquina, máquinas automáticas de precisión, cepillado medio, pulido y bruñido fino	5000
Trabajos de banco y máquina muy finos, cepillado fino	10000
Telas (sus derivados) (ver Corte y confección).	
Telas y tejidos (ver Textiles (Fábricas)).	
Textiles (Fábricas). Algodón.	
Abrir, mezclar y picar	300
Cardar, estirar, torcer, encañifar, hilar, urdir	500
Confección de piezas de telas:	
Artículos grises	500
Mezclilla	1500
Inspección:	
Artículos grises (trabajo a mano)	1000
Mezclilla (movimiento rápido)	5000
Estirado automático	1500
Hilado a mano	2000
Tejido	1000
Textiles (Fábricas). Lana y estambre.	
Clasificación	1000
Hilado (en batidor o máquina): blanco	1500
Hilado (en batidor o a máquina): coloreado	1000
Trenzado o urdido: blanco	500
Urdido en primer: blanco	1000
Urdido: color	1000
Urdido en primer: color	3000
Trenzado: blanco	300
Trenzado: color	500
Tejido: blanco	1000
Tejido: color	2000

Textiles (Fábricas) (continuación).

Tejidos para géneros grises:

Tejidos	1500
Tejidos	3000
Tejidos	700
Acabado, completado, pegado, tratado y secado	500
Tintes	1000
Acabado en seco:	
Preparado, acondicionado, prensado y tejido	700
Corte	1000
Inspección	20000

Textiles (Fábricas). Seda y rayón.

Fabricación: empacado coloreado y acondicionamiento o colocación de líneas 300

Devorado, tintado, rebobinado, encabillado y en-derezado:

Materiales claros	500
Materiales oscuros	2000
Sala de hilos (en sus diversas modalidades)	1000
Hilado en paños o sobre alambres en los telares	1000
Tejido	1000

Tintorerías. Planchado y lavado en seco.

Reconocimiento y clasificación	500
Limpieza en seco, húmeda y al vapor	500

Inspección y localización de manchas	5000
Planchado a mano y máquinas	1500
Reparaciones y modificaciones	2000

Vidrio (Fábricas de).

Sala de mezclas y horno, hornos de prensado, máquinas de soplar vidrio	300
Molido, cortado del vidrio a medida, esmerilado	500
Molido fino, pulido y biselado	1000
Inspección, grabado y decorado	2000

Zapaterías. Trabajo en goma.

Lavado, bañado, mezclado y preparación del caucho	300
Barrizado, vulcanizado, sulfonado y cortado de suelas	500
Laminado de suelas, forrado y 207, proceso de fabricación y acabado	1000

Zapaterías. Trabajo en material.

Mesas de corte, marcado, piques, repur, clasificar y control en materiales oscuros	3000
Fabricación y acabado, lavado, revestimiento, barnizado, vulcanizado, corte de las suelas y patas, repujado, forrado, laminado, limpiado, teñido, alisado, pulido y estampado	2000

Fuentes Luminosas



Características de las Lámparas Incandescentes de Alumbrado General para una Tensión de Operación Normal.

Watts	Bulbo	Acabado	Base	Longitud máxima total (mm)	Filamento	Vida normal media (horas)	Flujo luminoso inicial (lúmenes)	Flujo luminoso medio (lúmenes)
25	A-19	Mat. int.	Media	100	C-9	1000	265	—
40	T-19	Blanco	Media	112	C-9	1350	430	—
60	T-19	Blanco	Media	112	CC-6	1350	785	—
75	T-19	Blanco	Media	112	CC-8	1350	1095	—
100	T-19	Blanco	Media	112	CC-8	1350	1535	—
50	T-21	Blanco	Media de 3 contac.	150	2CC-6	1350	595	—
100							1435	—
150							2030	—
100	PS-25	Blanco	Mogul de 3 contac.	173	2CC-6	1000	1500	—
200							3500	—
300							5000	—
150	T-21	Blanco	Media	160	CC-6	1350	2380	—
200	A-25	Mat. int. Claro	Media	176	CC-6	750	3800	3500
300	PS-30	Mat. int. o Claro	Media	201	C-8	750	6300	5550
500	PS-40		Mogul	247	C-8	1000	10750	9550
750	PS-52		Mogul	332	2CC-8	1000	16700	15000
1000	PS-52		Mogul	332	2CC-8	1000	23000	21000
1500	PS-52		Mogul	332	C-7A	1000	33300	27000

⊗ Características de las Lámparas Incandescentes Reflectoras y Proyectoras

(Lámparas de 2000 horas de Vida)

Watts	Bulbo	Base	longitud máxima total (mm.)	(1) Apertura aproximada del haz (grados)	(2) Flujo luminoso inicial del haz (lúmenes)	Flujo luminoso inicial total (lúmenes)	(3) Máxima intensidad luminosa inicial (candelas)	Distribución
Proyectoras (3)								
75	PAR-38	M. Ens. (5)	135	30	455	750	4800	Intensiva
75	PAR-38	M. Ens. (5)	135	60	600	750	1500	Extensiva
150	PAR-38	M. Ens. (5)	135	30	1100	1730	10500	Intensiva
150	PAR-38	M. Ens. (5)	135	60	1350	1730	3400	Extensiva
200	PAR-46	M. Contac.	102	17x23	1200	2350	33000	Estrecha
200	PAR-46	A. Lat. (6)	102	20x30	1300	2350	12000	Media
300	PAR-56	Mogul con	127	15x25	1900	3720	70000	Estrecha
300	PAR-56	lato ame.	127	20x35	2000	3720	22000	Media
300	PAR-56	final (7)	127	30x60	2100	3720	10000	Ancha
Reflectoras								
30	R-20	Media	100	90	160	210	245	Extensiva
75	R-30	Media	132	50	410	820	1640	Intensiva
75	R-30	Media	132	130	700	1120	430	Extensiva
150	R-40	Media	165	40	860	1690	7000	Intensiva
150	(4)R-40	Media	165	110	1600	1690	1300	Extensiva
300	(4)R-40	Media	165	35	1800	3700	13500	Intensiva
300	(4)R-40	Media	165	115	2800	3700	2500	Extensiva
500	(3)R-40	Mogul	181	35	3100	6500	22000	Intensiva
500	(3)R-40	Mogul	181	115	5100	6500	4800	Extensiva
500	R-57	Mogul	305	70	—	7850	—	Estrecha
500	R-57	Mogul	298	120	—	7850	—	Ancha
750	R-57	Mogul	305	70	—	12700	—	Estrecha
750	R-57	Mogul	298	120	—	12700	—	Ancha
1000	R-57	Mogul	305	70	—	17500	—	Estrecha

(1) En la apertura del haz se incluyen todos los rayos de intensidad luminosa de valor superior al 10 por 100 del valor del rayo de intensidad máxima que parte del foco luminoso.

(2) Valor en el cono central de 10° (apertura total) para todas las lámparas, excepto las lámparas de haz estrecho y las PAR de tipo intensivo. Para las lámparas de haz estrecho y las PAR de tipo intensivo, el cono central es de 5°.

(3) Bulbo de vidrio resistente al calor.

(4) También pueden adquirirse con bulbo de vidrio resistente al calor.

(5) Media rosca y con ensanchamiento para fijación el bulbo de vidrio de diámetro superior al de la base media.

(6) Media con contactos laterales tipo americano.

(7) Mogul con contactos de enchufe tipo americano.

Designación y Datos Referentes a las Lámparas Fluorescentes.

(1) Tipo de Lámpara	Base	Características de Servicio		Tensión Máxima de Arranque (Volts) (2)	Flujo Luminoso Inicial (Lúmenes) (3)		Flujo Luminoso medio (Lúmenes) (4)	
		Intensidad (Amperes)	Tensión (Volts)		Blanca Fría	Blanca y Blanca Fría	Blanca Fría	Blanca y Blanca Fría
Calentamiento								
4-W T-5 6"	Miniat. Biclav.	0.135	32	110	115	125	80	90
6-W T-5 9"	Miniat. Biclav.	0.145	47	110	250	260	195	200
8-W T-5 12"	Miniat. Biclav.	0.170	56	110	340	395	285	290
13-W T-5 21"	Miniat. Biclav.	0.160	95	176	740	765	530	610
14-W T-12 15"	Media Biclav.	0.385	39	110	550	600	475	490
15-W T-8 10"	Media Biclav.	0.300	55	110	760	785	640	665
15-W T-12 18"	Media Biclav.	0.330	46	110	650	705	520	615
20-W T-12 24"	Media Biclav.	0.290	56	110	1030	1120	940	990
25-W T-12 33"	Media Biclav.	0.490	57	110	1650	1700	1420	1470
30-W T-8 36"	Media Biclav.	0.355	98	176	1930	2030	1600	1650
30-W T-12 60" (5)	Mogul Biclav.	1.550	63	132	5550	5640	4600	4740
Precal. - Arranque Rápido								
40-W T-12 42" (5) (6)	Media Biclav.	0.430	101	3100	3250	2800	2600	2930
Arranque Rápido								
30-W T-13 36"	Media Biclav.	0.430	75	250	1900	1970	1670	1730
Alta Emisión (7)								
24" T-12 30-W	Retr. D.C. (11)	0.800	41	225	1500	1550	1270	1310
48" T-12 60-W	Retr. D.C.	0.800	75	250	3850	3950	3160	3340
72" T-12 85-W	Retr. D.C.	0.800	113	395	6100	6200	5150	5320
96" T-12 110-W	Retr. D.C.	0.800	150	465	8500	8600	7180	7440
Muy Alta Emisión (Super II) (7) (8)								
48" T-12 110-W	Retr. D.C.	1.500	86	250	6500	—	5900	—
72" T-12 160-W	Retr. D.C.	1.500	128	350	10900	—	9100	—
96" T-12 215-W	Retr. D.C.	1.500	172	470	15000	—	13000	—
Circulas (7)								
8-W T-9 8 1/2" OD	Cuatro Clav.	0.380	60	185	1020	1060	765	795
32-W T-10 12" OD	Cuatro Clav.	0.430	80	205	1750	1830	1450	1500
40-W T-10 16" OD	Cuatro Clav.	0.415	103	205	2450	2530	2070	2120
Arranque Instantáneo (9)								
40-W T-12 48"	Media Biclav.	0.425	101	385	2760	2750	2400	2450
40-W T-17 60"	Mogul Biclav.	0.425	107	385	2700	2750	2430	2480
"Slimline" (10)								
42" T-6 25-W	Monoclavillo.	0.200	150	405	1625	1675	1370	1410
64" T-6 37-W	Monoclavillo.	0.200	233	540	2600	2700	2160	2240
72" T-8 37.5-W	Monoclavillo.	0.200	218	540	2650	2740	2180	2250
96" T-8 50-W	Monoclavillo.	0.200	290	675	3700	3800	3250	3300
48" T-12 38.5-W (5)	Monoclavillo.	0.425	100	385	2600	2700	2320	2410
72" T-12 56-W	Monoclavillo.	0.425	145	475	4100	4200	3670	3761
96" T-12 73.5-W (5)	Monoclavillo.	0.425	197	565	5800	5950	5200	5320

(12)

(1) Potencia nominal en watts, designación del bulbo (T indica lámparas tubulares y el número que le sigue determina el diámetro en octavas de pulgada), longitud total nominal (la lámpara con dos postulámparas normales).

(2) Para un arranque asegurado a 100°C, o más de temperatura ambiente o valores aplicables a las lámparas de precalentamiento, arranque instantáneo y "Slimline" conectadas a reactancias sencillas o dobles del tipo "Lead-Lag"; a las lámparas de arranque rápido, alta emisión y muy alta emisión conectadas a reactancias dobles del tipo serie; y a las lámparas circulares conectadas a reactancias sencillas del tipo "que rápido". Para las lámparas de muy alta emisión los valores son aplicables a un factor de pico de la tensión mínima, de 1.6.

(3) Medida después de cien horas de servicio a 25°C, y en condiciones de ensayo especificadas. Los valores aproximados para los otros tonos pueden determinarse multiplicando el flujo luminoso de las lámparas "blanca fría" por los siguientes factores: alta eficacia, 1.15; blanca de lujo, 0.73; blanca

suave, 0.70; luz día, 0.84; rosa y azul, 0.45; verde, 1.40; verde frío, 0.92; oro, 0.60; rojo 0.03.

(4) Valor aproximado al 60 por 100 de la vida media.

(5) Solamente en el tono "blanca fría" pueden adquirirse también lámparas de tipo reflector. La emisión luminosa aproximada es el 56 por 100 de la de las lámparas ordinarias.

(6) Valores eléctricos, aplicables únicamente al dar servicio con reactancias de arranque rápido.

(7) Lámparas con funcionamiento basado en el principio del arranque rápido.

(8) El valor de la emisión luminosa (lúmenes) se obtiene con los nuevos modelos de reactancias. Los valores que se consiguen con las reactancias actuales es aproximadamente el 93 por 100 de los valores citados.

(9) Los clavillos de la base están cortocircuitados.








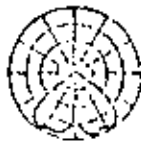










(10) Las lámparas "Slimline" T-6 y T-8 pueden trabajar de 100 a 300 mA, y las T-12 de 200 a 600 mA.


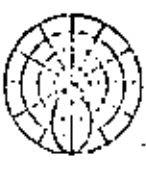
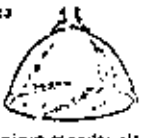
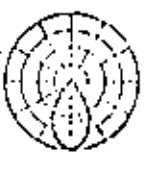



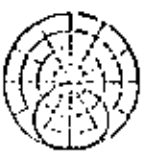
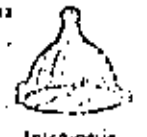
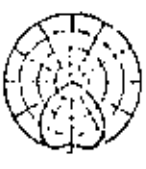








(11) Alrevesturas de "Retractil de doble contacto".




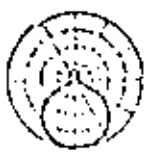
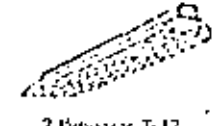

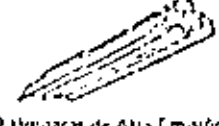
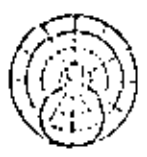








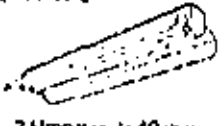

Ancho del local (m.)	Largo del local (m.)	Altura de techos en metros													
		Para alumbrado Semi-indirecto e indirecto													
		2,75	3,20	3,65	4,10	4,55	5,00	5,50	6,00	7,20	8,25	10,05	11,90	14,65	19,20
		Altura de montaje sobre el suelo en metros													
		Para alumbrado Directo, Semi-indirecto, Directo-Indirecto y General Difuso													
		2,15	2,45	2,75	3,05	3,35	3,65	3,95	4,25	5,20	5,60	7,00	8,25	10,05	13,10
2,45	3,05	H	I	J	J	J	J	J							
	3,65	H	I	I	J	J	J	J							
	4,20	G	H	I	J	J	J	J							
	4,87	G	H	I	I	J	J	J							
	5,43	G	H	I	I	J	J	J	J						
	6,10	G	H	I	I	J	J	J	J						
	7,30	G	H	H	I	J	J	J	J	J					
	9,15	I	G	H	I	I	J	J	J	J	J				
	10,65	I	G	H	I	I	J	J	J	J	J	J			
	12,20	F	G	H	I	I	J	J	J	J	J	J	J		
15,25	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J	J	J		
3,05	3,05	H	H	I	J	J	J	J							
	3,65	G	H	I	J	J	J	J							
	4,20	G	H	I	J	J	J	J	J						
	4,87	F	H	H	I	I	J	J	J						
	5,43	F	G	H	I	I	J	J	J	J					
	6,10	F	G	H	I	I	J	J	J	J					
	7,30	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J				
	9,15	F	G	G	H	I	I	I	J	J	J	J			
	10,65	F	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J		
	12,20	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J	J	
15,25	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J	J		
18,30	E	F	G	G	H	I	I	J	J	J	J	J	J		
21,35	E	F	G	G	H	I	I	J	J	J	J	J	J		
3,65	3,05	G	H	H	I	J	J	J							
	4,20	F	G	H	I	J	J	J							
	4,87	F	G	H	H	I	I	J	J						
	5,43	F	G	H	H	I	I	J	J	J					
	6,10	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J				
	7,30	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J			
	9,15	E	F	G	G	H	H	I	I	J	J	J	J		
	10,65	E	F	G	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J	
	12,20	E	F	G	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J	
	15,25	C	E	F	G	G	H	H	I	I	J	J	J	J	J
18,30	C	E	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J	J	J	
21,35	D	E	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J	J	J	
24,40	D	E	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J	J	J	
27,45	D	E	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J	J	J	
4,25	4,20	F	G	H	H	I	J	J	J						
	4,87	F	G	H	H	I	I	J	J	J					
	5,43	F	F	G	H	H	I	I	J	J	J				
	6,10	E	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J			
	7,30	E	F	G	G	H	H	I	I	J	J	J	J		
	9,15	E	F	F	G	H	H	H	I	I	J	J	J	J	
	10,65	E	F	F	G	H	H	H	H	I	I	J	J	J	J
	12,20	D	E	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J	J	J
	15,25	D	E	F	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J	J
	18,30	D	L	E	F	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J
21,35	D	L	E	F	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J	
24,40	D	E	F	F	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J	
27,45	D	E	F	F	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J	
4,85	4,87	L	F	G	H	H	I	J	J	J					
	5,43	L	F	G	H	H	I	I	J	J	J				
	6,10	L	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J			
	7,30	E	F	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J		
	9,15	O	E	F	F	G	H	H	I	I	J	J	J	J	
	10,65	O	E	F	F	G	H	H	H	I	I	J	J	J	J
	12,20	O	E	F	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J	J
	15,25	O	E	E	F	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J
	18,30	C	O	D	E	F	F	G	G	H	H	I	I	J	J
	21,35	C	O	D	E	F	F	G	G	H	H	I	I	J	J
24,40	C	O	D	E	F	F	G	G	H	H	I	I	J	J	
27,45	C	O	D	E	F	F	G	G	H	H	I	I	J	J	
5,60	5,43	I	F	F	G	H	H	I	J	J	J				
	6,10	L	F	F	G	H	H	I	I	J	J	J			
	7,30	O	E	F	F	G	H	H	I	I	J	J	J		
	9,15	O	E	F	F	G	H	H	H	I	I	J	J	J	
	10,65	O	E	F	F	G	H	H	H	H	I	I	J	J	J
	12,20	C	D	E	F	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J
	15,25	C	D	E	F	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J
	18,30	C	D	E	F	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J
	21,35	C	D	E	F	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J
	24,40	C	D	E	F	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J
27,45	C	D	E	F	F	G	G	H	H	H	I	I	J	J	

Ancho del local (m.)	Largo del local (m.)	Altura de techo en metros															
		Para alumbrado Semi-Indirecto e Indirecto															
		2,25	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	11,00	12,00	13,00	15,00
		Para alumbrado Directo, Semi-Directo, Directo-Indirecto y General Directo															
		2,15	2,40	2,70	3,00	3,30	3,60	3,90	4,20	5,00	5,50	6,00	6,75	7,50	8,25	10,00	
6,10	6,10	E	E	F	G	G	H	H	I	J	J	J					
	7,30	D	E	F	F	G	G	H	I	J	J	J					
	8,15	D	E	F	F	F	G	G	H	I	I	J					
	10,05	C	D	E	E	E	F	F	G	H	H	J					
	12,20	C	D	E	E	E	E	F	F	G	H	J					
	15,25	C	D	E	E	E	E	F	F	G	H	J	J				
	18,30	C	D	E	E	E	E	F	F	G	H	J	J	J			
	21,35	C	D	E	E	E	E	F	F	G	H	J	J	J	J		
	24,40	U	C	C	E	E	E	F	F	G	H	H	J	J	J	J	J
	30,50	U	B	B	D	E	E	E	F	F	G	H	J	J	J	J	J
36,60	U	B	B	C	E	E	E	F	F	G	H	J	J	J	J	J	
42,70	U	B	B	C	E	E	E	F	F	G	H	J	J	J	J	J	
7,30	7,30	U	C	D	E	F	G	H	I	I	J	J					
	9,15	U	C	D	E	F	G	H	H	I	I	J					
	10,05	C	D	E	E	F	F	G	H	H	I	J					
	12,20	C	D	E	E	F	F	F	G	H	H	J					
	15,25	C	D	E	E	E	F	F	G	H	H	J	J				
	18,30	B	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	J			
	21,35	B	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	J	J		
	24,40	B	B	C	D	E	E	F	F	G	H	J	J	J	J	J	
	30,50	B	B	B	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	J	J	J
	36,60	B	B	B	C	D	E	E	F	F	G	H	J	J	J	J	J
42,70	A	C	D	E	E	F	F	F	G	H	H	J	J	J	J	J	
9,15	9,15	U	U	D	E	E	F	F	F	G	H	J	J				
	10,05	C	C	D	E	E	F	F	F	G	H	J	J				
	12,20	B	C	D	E	E	F	F	F	G	H	J	J				
	15,25	B	C	C	D	E	E	F	F	F	G	H	J	J			
	18,30	B	H	H	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	J		
	21,35	A	H	N	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J	J	
	24,40	A	A	B	B	D	D	E	E	F	F	H	J	J	J	J	
	30,50	A	A	B	B	C	D	E	E	F	F	H	J	J	J	J	
	36,60	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	J	J	J	
	42,70	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	J	J	J	
10,05	10,05	A	C	D	D	E	E	F	F	F	G	H	J	J			
	12,20	B	B	C	C	D	E	E	F	F	G	H	J	J			
	15,25	B	A	B	C	D	D	E	E	F	F	H	J	J			
	18,30	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	J	J		
	21,35	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	J	J	J	
	24,40	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	J	J	J	
	30,50	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	J	
	36,60	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	J	
	42,70	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	J	
	12,20	12,20	B	B	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J		
15,25		B	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	J	J		
18,30		A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	J	J	J	
21,35		A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	J	J	
24,40		A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	J	
30,50		A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	
36,60		A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	
42,70		A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	H	J	
15,25		15,25	A	A	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H	J	J
		18,30	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	G	H	J	J
	21,35	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	G	H	J	J	
	24,40	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	G	H	J	
	30,50	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	G	H	
	36,60	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	G	
	42,70	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	G	
	51,00	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	
	59,05	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	
	18,30	18,30	A	A	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F	F	G	H
21,35		A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	G	H	J	
24,40		A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	G	H	
30,50		A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	G	
36,60		A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	
42,70		A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F	
51,00		A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	
59,05		A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	
24,40		24,40	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F	F
		30,50	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	F
	36,60	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	
	42,70	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	E	
	51,00	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	
	59,05	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	E	
	67,10	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	
	75,15	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	
	83,20	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	
	91,25	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	
30,50	30,50	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	
	36,60	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	
	42,70	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	
	51,00	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	
	59,05	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	
	67,10	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	
	75,15	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	
	83,20	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	
	91,25	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	
	99,30	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	
36,60	36,60	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	

Tipo	Unidad de alumbrado Directa	Distribución	Distancia entre lámparas interiores	Factor de intensidad en el centro	Reflexiones									
					Techo	70%			50%			30%		
						10%	30%	50%	60%	70%	80%	90%	100%	
					Coeficiente de utilización									
					Indice local									
Incandescentes	Directa  Reflector de cúpula RLM		1.3 x Altura de montaje	Bueno 0.70 Medio 0.75 Mala 0.55	J	0.33	0.28	0.25	0.32	0.27	0.25	0.30	0.25	0.25
					I	0.40	0.35	0.33	0.40	0.35	0.33	0.35	0.30	0.30
					H	0.47	0.43	0.39	0.47	0.42	0.37	0.42	0.37	0.37
					G	0.54	0.49	0.45	0.53	0.48	0.43	0.48	0.43	0.43
					F	0.59	0.54	0.50	0.61	0.53	0.49	0.53	0.49	0.49
	Directa  Interruptor duro Haz ancho		1.2 x Altura de montaje	Bueno 0.60 Medio 0.77 Mala 0.73	J	0.20	0.15	0.15	0.20	0.15	0.15	0.20	0.15	0.15
					I	0.25	0.20	0.20	0.25	0.20	0.20	0.25	0.20	0.20
					H	0.30	0.25	0.25	0.30	0.25	0.25	0.30	0.25	0.25
					G	0.35	0.30	0.30	0.35	0.30	0.30	0.35	0.30	0.30
					F	0.40	0.35	0.35	0.40	0.35	0.35	0.40	0.35	0.35
	Directa  Interruptor duro Haz estrecho		0.9 x Altura de montaje	300-750 W Bueno 0.80 Medio 0.77 Mala 0.73	J	0.20	0.15	0.15	0.20	0.15	0.15	0.20	0.15	0.15
					I	0.25	0.20	0.20	0.25	0.20	0.20	0.25	0.20	0.20
					H	0.30	0.25	0.25	0.30	0.25	0.25	0.30	0.25	0.25
					G	0.35	0.30	0.30	0.35	0.30	0.30	0.35	0.30	0.30
					F	0.40	0.35	0.35	0.40	0.35	0.35	0.40	0.35	0.35
Directa  Lámpara reflectora R-52 Haz ancho 540 y 750 w		1.8 x Altura de montaje	Bueno 0.60 Medio 0.70 Mala 0.75	J	0.20	0.15	0.15	0.20	0.15	0.15	0.20	0.15	0.15	
				I	0.25	0.20	0.20	0.25	0.20	0.20	0.25	0.20	0.20	
				H	0.30	0.25	0.25	0.30	0.25	0.25	0.30	0.25	0.25	
				G	0.35	0.30	0.30	0.35	0.30	0.30	0.35	0.30	0.30	
				F	0.40	0.35	0.35	0.40	0.35	0.35	0.40	0.35	0.35	
Directa  Lámpara reflectora R-57 Haz estrecho 540 y 750 w		0.7 x Altura de montaje	Bueno 0.60 Medio 0.70 Mala 0.75	J	0.20	0.15	0.15	0.20	0.15	0.15	0.20	0.15	0.15	
				I	0.25	0.20	0.20	0.25	0.20	0.20	0.25	0.20	0.20	
				H	0.30	0.25	0.25	0.30	0.25	0.25	0.30	0.25	0.25	
				G	0.35	0.30	0.30	0.35	0.30	0.30	0.35	0.30	0.30	
				F	0.40	0.35	0.35	0.40	0.35	0.35	0.40	0.35	0.35	
Valor de mercurio	Directa  Ventilador de aluminio para grandes alturas Haz ancho, 400 W, H33-1-CU		1.5 x Altura de montaje	Bueno 0.75 Medio 0.70 Mala 0.65	J	0.27	0.23	0.22	0.28	0.24	0.22	0.31	0.23	
					I	0.47	0.43	0.40	0.46	0.43	0.40	0.43	0.40	
	Directa  Ventilador de aluminio para grandes alturas Haz ancho, 400 W, H33-1-CU		0.7 x Altura de montaje	Bueno 0.75 Medio 0.70 Mala 0.65	J	0.43	0.43	0.41	0.46	0.43	0.41	0.43	0.41	
					I	0.54	0.51	0.49	0.53	0.51	0.48	0.50	0.48	
	Directa  Ventilador de aluminio grandes alturas Haz estrecho, 400 W, H33-1-CU		0.8 x Altura de montaje	Bueno 0.77 Medio 0.63 Mala 0.63	J	0.27	0.23	0.22	0.28	0.24	0.22	0.31	0.23	
I					0.47	0.43	0.40	0.46	0.43	0.40	0.43	0.40		
H					0.54	0.51	0.49	0.53	0.51	0.48	0.50	0.48		
Directa  Ventilador de aluminio grandes alturas Haz estrecho, 400 W, H33-1-CU		1.1 x Altura de montaje	Bueno 0.61 Medio 0.63 Mala 0.53	J	0.27	0.23	0.22	0.28	0.24	0.22	0.31	0.23		
				I	0.47	0.43	0.40	0.46	0.43	0.40	0.43	0.40		
				H	0.54	0.51	0.49	0.53	0.51	0.48	0.50	0.48		

Tipo	Unidad de alumbrado	Distribución	Distancia entre lámparas (altura de montaje)	Factor de resistencia (montaje)	Reflección								
					70%		50%		30%				
					60°	30°	60°	30°	60°	30°			
Vapor de mercurio	Directa  Ventilada de aluminio con fondo opaco. Haz estrecho. 20 x 60 w. Volt. mercurio, 6-8 argón.		0.9 x Altura de montaje	Bueno 0.60 Medio 0.53 Malo 0.51	J I H G F E D C B A	0.43	0.47	0.49	0.50	0.47	0.45	0.37	0.43
	0.51					0.54	0.57	0.57	0.51	0.47	0.34	0.41	
	0.62					0.63	0.67	0.67	0.59	0.57	0.43	0.51	
	0.75					0.73	0.81	0.77	0.61	0.61	0.49	0.61	
	0.81					0.87	0.94	0.87	0.68	0.68	0.54	0.64	
	0.73					0.71	0.76	0.72	0.70	0.70	0.60	0.60	
	0.75					0.73	0.73	0.74	0.72	0.70	0.71	0.70	
	0.77					0.75	0.73	0.76	0.74	0.72	0.73	0.72	
	0.78					0.77	0.76	0.77	0.76	0.75	0.75	0.74	
	0.80					0.78	0.77	0.71	0.77	0.75	0.76	0.75	
Directa  Aluminio grande alfaras con cristal, 200 & 150 w. Vapor mercurio, tubo descarga.		0.9 x Altura de montaje	Bueno 0.75 Medio 0.77 Malo 0.68	J I H G F E D C B A	0.75	0.47	0.49	0.54	0.47	0.45	0.47	0.45	
0.51					0.48	0.47	0.53	0.40	0.40	0.31	0.40		
0.59					0.53	0.51	0.55	0.52	0.51	0.42	0.51		
0.51					0.56	0.54	0.51	0.46	0.51	0.42	0.51		
0.61					0.50	0.50	0.61	0.55	0.51	0.41	0.51		
0.64					0.62	0.60	0.63	0.60	0.60	0.54	0.60		
0.66					0.64	0.63	0.65	0.64	0.62	0.61	0.62		
0.67					0.65	0.64	0.66	0.65	0.63	0.64	0.63		
0.63					0.63	0.63	0.68	0.63	0.66	0.62	0.66		
0.70					0.68	0.67	0.69	0.68	0.67	0.67	0.68		
Directa  Ventilada para bombas altas 400 w H23 1-4-8C		1.2 x Altura de montaje	Bueno 0.73 Medio 0.62 Malo 0.61	J I H G F E D C B A	0.35	0.39	0.39	0.35	0.31	0.29	0.31	0.29	
0.43					0.39	0.37	0.37	0.30	0.27	0.29	0.29		
0.39					0.41	0.42	0.41	0.35	0.31	0.31	0.31		
0.55					0.51	0.48	0.54	0.40	0.39	0.31	0.31		
0.51					0.52	0.43	0.58	0.51	0.37	0.34	0.34		
0.64					0.60	0.56	0.61	0.40	0.37	0.37	0.37		
0.67					0.64	0.61	0.68	0.61	0.61	0.54	0.61		
0.69					0.66	0.64	0.71	0.66	0.63	0.54	0.63		
0.73					0.70	0.68	0.71	0.69	0.67	0.56	0.67		
0.74					0.72	0.70	0.73	0.71	0.69	0.60	0.69		
Directa  Ventilada de porcelana con cristal para bombas altas 400 w H23 1-4-8C		1.5 x Altura de montaje	Bueno 0.73 Medio 0.60 Malo 0.67	J I H G F E D C B A	0.34	0.39	0.37	0.34	0.30	0.27	0.30	0.27	
0.44					0.39	0.35	0.41	0.30	0.26	0.26	0.26		
0.50					0.46	0.42	0.49	0.45	0.42	0.26	0.42		
0.57					0.52	0.45	0.54	0.37	0.35	0.31	0.35		
0.62					0.57	0.51	0.61	0.47	0.45	0.35	0.45		
0.68					0.64	0.61	0.67	0.63	0.60	0.44	0.60		
0.73					0.69	0.65	0.71	0.68	0.65	0.47	0.65		
0.76					0.72	0.68	0.74	0.72	0.69	0.47	0.69		
0.79					0.75	0.71	0.78	0.75	0.73	0.47	0.73		
0.81					0.78	0.74	0.80	0.77	0.75	0.46	0.75		
Directa  Intemperie dura. Haz ancho. 400 w H23 1-6-8C		1.5 x Altura de montaje	Bueno 0.75 Medio 0.72 Malo 0.63	J I H G F E D C B A	0.37	0.41	0.37	0.32	0.29	0.27	0.29	0.27	
0.43					0.37	0.34	0.39	0.36	0.34	0.26	0.34		
0.45					0.37	0.33	0.44	0.37	0.33	0.31	0.33		
0.49					0.45	0.41	0.48	0.45	0.41	0.26	0.41		
0.52					0.49	0.45	0.52	0.40	0.40	0.31	0.40		
0.56					0.54	0.52	0.58	0.53	0.51	0.29	0.51		
0.58					0.56	0.55	0.57	0.56	0.54	0.26	0.54		
0.58					0.57	0.55	0.60	0.58	0.56	0.27	0.56		
0.61					0.59	0.56	0.60	0.58	0.56	0.27	0.56		
0.63					0.61	0.59	0.67	0.63	0.61	0.29	0.61		
0.64	0.62	0.61	0.63	0.61	0.60	0.24	0.61						
Directa  Intemperie dura. Haz estrecho. 400 w H23 1-6-8C		0.5 x Altura de montaje	Bueno 0.75 Medio 0.77 Malo 0.69	J I H G F E D C B A	0.37	0.43	0.39	0.47	0.40	0.37	0.40	0.37	
0.44					0.39	0.36	0.47	0.43	0.41	0.33	0.41		
0.51					0.43	0.41	0.50	0.43	0.41	0.29	0.41		
0.54					0.52	0.50	0.53	0.51	0.50	0.31	0.50		
0.56					0.55	0.52	0.55	0.53	0.52	0.29	0.52		
0.59					0.56	0.55	0.57	0.56	0.54	0.26	0.54		
0.60					0.58	0.57	0.59	0.58	0.56	0.27	0.56		
0.61					0.58	0.56	0.60	0.59	0.58	0.27	0.58		
0.67					0.61	0.60	0.61	0.60	0.59	0.29	0.59		
0.65					0.62	0.61	0.62	0.61	0.60	0.27	0.61		
Directa  Intemperie dura. Haz medio 1000 w H24 1-2GV, H26 1-5GV		0.7 x Altura de montaje	Bueno 0.73 Medio 0.67 Malo 0.63	J I H G F E D C B A	0.31	0.31	0.29	0.34	0.31	0.29	0.31	0.29	
0.43					0.39	0.36	0.40	0.37	0.35	0.27	0.35		
0.45					0.42	0.40	0.44	0.42	0.40	0.27	0.40		
0.49					0.45	0.44	0.48	0.46	0.44	0.26	0.44		
0.50					0.49	0.47	0.51	0.49	0.47	0.27	0.47		
0.54					0.54	0.51	0.54	0.52	0.50	0.29	0.50		
0.57					0.56	0.54	0.56	0.54	0.51	0.26	0.51		
0.57					0.57	0.55	0.57	0.56	0.54	0.26	0.54		
0.61					0.59	0.58	0.59	0.58	0.57	0.27	0.57		
0.62					0.60	0.58	0.60	0.59	0.58	0.24	0.58		
Directa  Lámpara reflectora R 57. Haz medio. 400 w H23 1-7 Y		1.3 x Altura de montaje	Bueno 0.80 Medio 0.70 Malo 0.73	J I H G F E D C B A	0.33	0.33	0.31	0.31	0.33	0.29	0.32	0.29	
0.47					0.47	0.36	0.47	0.47	0.35	0.41	0.35		
0.51					0.49	0.45	0.54	0.49	0.45	0.29	0.45		
0.55					0.51	0.48	0.61	0.56	0.51	0.25	0.51		
0.56					0.62	0.57	0.63	0.61	0.57	0.24	0.56		
0.57					0.71	0.69	0.75	0.69	0.65	0.26	0.65		
0.61					0.70	0.71	0.74	0.71	0.70	0.27	0.70		
0.64					0.63	0.61	0.67	0.66	0.65	0.27	0.65		
0.66					0.66	0.64	0.67	0.64	0.61	0.29	0.61		
0.73					0.71	0.69	0.70	0.67	0.64	0.29	0.64		
Directa  Lámpara reflectora R 57. Haz medio. 400 w H24 1-2 Y		0.8 x Altura de montaje	Bueno 0.80 Medio 0.75 Malo 0.73	J I H G F E D C B A	0.37	0.44	0.41	0.48	0.44	0.41	0.44	0.41	
0.44					0.57	0.50	0.57	0.53	0.50	0.30	0.50		
0.48					0.60	0.56	0.64	0.59	0.56	0.28	0.56		
0.51					0.66	0.62	0.70	0.65	0.62	0.24	0.62		
0.52					0.71	0.67	0.71	0.70	0.65	0.24	0.65		
0.54					0.72	0.70	0.68	0.76	0.71	0.27	0.71		
0.55					0.81	0.79	0.69	0.74	0.72	0.28	0.72		
0.57					0.85	0.80	0.68	0.74	0.69	0.24	0.69		
0.60					0.86	0.81	0.69	0.75	0.69	0.24	0.69		
0.66					0.92	0.88	0.68	0.74	0.69	0.24	0.69		

Tipo	Unidad de alumbrado	Distribución	Distancia entre lámparas inferior a	Factor de mantenimiento	Reflexiones									
					Techo	50%			60%			70%		
					Paredes	50%	30%	10%	50%	30%	10%	50%	30%	10%
					Índice local	Coeficiente de utilización								
Fluorescentes	Semi-recta  2 Lámparas T-12	12 75		1.4 x Altura de montaje	Buena 0.70 Media 0.60 Mala 0.50	J I H G F E D C B A	0.50 0.25 0.25 0.29 0.31 0.39 0.46 0.41 0.31 0.54 0.48 0.44 0.55 0.53 0.43 0.65 0.60 0.55 0.70 0.65 0.65 0.73 0.69 0.65 0.77 0.73 0.70 0.80 0.77 0.74	0.20 0.20 0.27 0.23 0.23 0.31 0.25 0.25 0.30 0.27 0.27 0.31 0.27 0.27 0.31 0.27 0.27 0.31 0.27 0.27 0.31 0.27 0.27 0.31 0.27 0.27 0.31 0.27 0.27 0.31	0.25 0.25 0.27 0.25 0.25 0.31 0.25 0.25 0.30 0.25 0.25 0.31 0.25 0.25 0.31 0.25 0.25 0.31 0.25 0.25 0.31 0.25 0.25 0.31 0.25 0.25 0.31 0.25 0.25 0.31	0.25 0.25 0.33 0.33 0.39 0.39 0.45 0.45 0.51 0.51 0.56 0.56 0.61 0.61 0.67 0.67 0.73 0.73				
	Semi-recta  3 Lámparas 40 w y "Slimline"	13 74		1.3 x Altura de montaje	Buena 0.70 Media 0.60 Mala 0.50	J I H G F E D C B A	0.50 0.25 0.27 0.29 0.31 0.34 0.46 0.41 0.37 0.53 0.48 0.44 0.53 0.53 0.43 0.65 0.60 0.56 0.69 0.64 0.61 0.72 0.68 0.65 0.76 0.72 0.70 0.78 0.76 0.73	0.21 0.25 0.27 0.23 0.24 0.29 0.24 0.25 0.29 0.24 0.24 0.33 0.24 0.24 0.33 0.24 0.24 0.33 0.24 0.24 0.33 0.24 0.24 0.33 0.24 0.24 0.33 0.24 0.24 0.33	0.25 0.25 0.33 0.33 0.39 0.39 0.45 0.45 0.51 0.51 0.56 0.56 0.61 0.61 0.67 0.67 0.73 0.73					
	Semi-recta  2 Lámparas T-17 con rejilla difusora de 23"	10 60		1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Media 0.65 Mala 0.50	J I H G F E D C B A	0.27 0.23 0.20 0.26 0.20 0.27 0.41 0.35 0.33 0.47 0.42 0.37 0.51 0.46 0.43 0.57 0.53 0.43 0.60 0.57 0.50 0.63 0.60 0.51 0.67 0.64 0.61 0.69 0.66 0.64	0.26 0.27 0.27 0.23 0.23 0.29 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32	0.23 0.23 0.29 0.29 0.34 0.34 0.40 0.40 0.46 0.46 0.52 0.52 0.58 0.58 0.64 0.64 0.70 0.70					
	Semi-recta  2 Lámparas de Alta Emisión de 1.5 amper.	18 64		1.3 x Altura de montaje	Buena 0.70 Media 0.60 Mala 0.50	J I H G F E D C B A	0.23 0.23 0.20 0.26 0.27 0.29 0.43 0.38 0.35 0.49 0.44 0.41 0.54 0.49 0.45 0.60 0.55 0.51 0.64 0.60 0.56 0.67 0.64 0.60 0.70 0.67 0.64 0.73 0.70 0.68	0.27 0.23 0.24 0.23 0.23 0.29 0.23 0.23 0.29 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32	0.23 0.23 0.29 0.29 0.34 0.34 0.40 0.40 0.46 0.46 0.52 0.52 0.58 0.58 0.64 0.64 0.70 0.70					
	Semi-recta  1 Lámpara Baja Temper. de 100 w con plást. difusor	10 62		1.4 x Altura de montaje	Buena 0.75 Media 0.70 Mala 0.65	J I H G F E D C B A	0.24 0.19 0.15 0.31 0.26 0.21 0.36 0.31 0.25 0.42 0.36 0.32 0.45 0.40 0.36 0.51 0.45 0.41 0.54 0.48 0.46 0.57 0.51 0.49 0.60 0.57 0.53 0.63 0.60 0.57	0.23 0.23 0.15 0.23 0.23 0.21 0.23 0.23 0.26 0.23 0.23 0.29 0.23 0.23 0.29 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32 0.23 0.23 0.32	0.15 0.15 0.21 0.21 0.26 0.26 0.32 0.32 0.38 0.38 0.44 0.44 0.50 0.50 0.56 0.56 0.62 0.62 0.68 0.68					

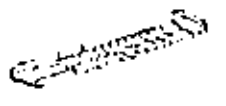

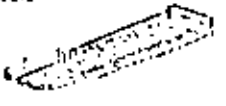

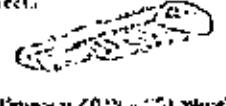



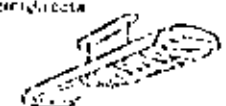

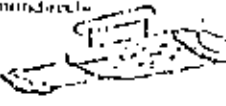

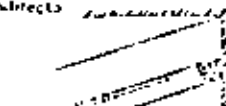
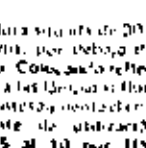
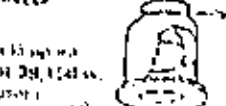



Tipo	Unidad de alumbrado	Distribución	Distancia entre lámparas inferior a	Factor de mantenimiento	Reflexiones									
					Techo	60%			70%			80%		
					Paredes	60%	30%	10%	60%	30%	10%	60%	30%	10%
					Índice local	Coeficiente de utilización								
Incandescente	Buena  Envolvente con lente prismática	9 63		1.5 x Altura de montaje	Buena 0.70 Media 0.60 Mala 0.50	J I H G F E D C B A	0.33 0.20 0.27 0.41 0.27 0.31 0.45 0.41 0.37 0.50 0.45 0.43 0.51 0.47 0.45 0.56 0.53 0.51 0.59 0.56 0.54 0.60 0.57 0.56 0.62 0.60 0.58 0.63 0.62 0.60	0.33 0.29 0.27 0.31 0.27 0.29 0.29 0.27 0.31 0.29 0.27 0.31 0.29 0.27 0.31 0.29 0.27 0.31 0.29 0.27 0.31 0.29 0.27 0.31 0.29 0.27 0.31 0.29 0.27 0.31	0.29 0.29 0.33 0.33 0.37 0.37 0.41 0.41 0.45 0.45 0.50 0.50 0.54 0.54 0.58 0.58 0.62 0.62 0.66 0.66					
	Semi-recta  2 Lámparas de 40 w y "Slimline" Sin careta	18 68		1.3 x Altura de montaje	Buena 0.70 Media 0.60 Mala 0.50	J I H G F E D C B A	0.24 0.24 0.21 0.31 0.27 0.26 0.35 0.31 0.31 0.42 0.35 0.31 0.47 0.40 0.36 0.51 0.45 0.41 0.54 0.48 0.46 0.57 0.51 0.49 0.60 0.57 0.53 0.63 0.62 0.60	0.24 0.24 0.24 0.24 0.24 0.29 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31	0.24 0.24 0.29 0.29 0.34 0.34 0.40 0.40 0.46 0.46 0.52 0.52 0.58 0.58 0.64 0.64 0.70 0.70					
Fluorescentes	Semi-recta  2 Lámparas de 40 w y "Slimline" Con careta	18 63		1.3 x Altura de montaje	Buena 0.70 Media 0.60 Mala 0.50	J I H G F E D C B A	0.24 0.24 0.21 0.31 0.27 0.26 0.35 0.31 0.31 0.42 0.35 0.31 0.47 0.40 0.36 0.51 0.45 0.41 0.54 0.48 0.46 0.57 0.51 0.49 0.60 0.57 0.53 0.63 0.62 0.60	0.24 0.24 0.24 0.24 0.24 0.29 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31 0.24 0.24 0.31	0.24 0.24 0.29 0.29 0.34 0.34 0.40 0.40 0.46 0.46 0.52 0.52 0.58 0.58 0.64 0.64 0.70 0.70					

Tipo	Unidad de Aluminado	Distribución	Distancia entre lámparas inferiores	Factor de empuje montaña	Utilización									
					Teoría			Práctica			Índice local			
					10%			70%			50%			
					10%	30%	10%	10%	30%	10%	10%	30%	10%	
Directa		70 70	1.4 x Altura de montaje	Buena 0.75 Medio 0.65 Mala 0.55	J	0.77	0.21	0.17	0.77	0.21	0.17	0.75	0.20	0.17
					I	0.72	0.30	0.24	0.72	0.30	0.24	0.72	0.30	0.24
Indirecta		0 50	1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.70	0.27	0.20	0.70	0.27	0.20	0.75	0.25	0.20
					I	0.72	0.20	0.16	0.72	0.20	0.16	0.72	0.20	0.16
Mixta		0 50	1.0 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.70	0.21	0.16	0.70	0.21	0.16	0.72	0.21	0.16
					I	0.70	0.27	0.24	0.70	0.27	0.24	0.70	0.27	0.24
Directa		0 50	1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20
					I	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26
Directa		0 50	1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20
					I	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26
Directa		0 50	1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20
					I	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26
Lámparas con difusores		0 50	1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20
					I	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26
Lámparas con difusores		0 50	1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20
					I	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26
Lámparas con difusores		0 50	1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20
					I	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26
Lámparas con difusores		0 50	1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20
					I	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26
Lámparas con reflectores		0 50	1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20
					I	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26
Lámparas con reflectores		0 50	1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20
					I	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26
Lámparas con reflectores		0 50	1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20
					I	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26
Lámparas con reflectores		0 50	1.2 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.50	J	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20	0.70	0.23	0.20
					I	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26	0.72	0.33	0.26

Luz sobre una superficie plana
con un coeficiente de reflexión
de 10% y 30% de la luz
de la fuente incidente

Luz sobre una superficie
plana con un coeficiente de reflexión
de 70% y 90% de la luz
de la fuente incidente

Luz sobre una superficie
plana con un coeficiente de reflexión
de 10% y 30% de la luz
de la fuente incidente

Tipo	Unidad de Alumbrado	Distribución	Distancia entre Lámparas inferior a	Factor de Mantenimiento	Hilos de luz								
					Techo			Paredes			Índice local		
					10%	30%	50%	10%	30%	50%	10%	30%	50%
Fluorescente	Directa  2 Lámparas 40 W y "Slimline" montaje de superficie		1.7 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.65 Mala 0.60	J I H G F E D C B A	0.31 0.23 0.21 0.37 0.33 0.30 0.47 0.37 0.34 0.60 0.43 0.33 0.54 0.45 0.47 0.51 0.40 0.42 0.58 0.45 0.52 0.61 0.50 0.54 0.62 0.48 0.55	0.20 0.26 0.21 0.27 0.31 0.24 0.44 0.37 0.34 0.45 0.41 0.31 0.51 0.45 0.46 0.57 0.52 0.52 0.57 0.51 0.51 0.59 0.57 0.55 0.61 0.53 0.57	0.21 0.28 0.23 0.26 0.32 0.27 0.41 0.37 0.34 0.43 0.40 0.37 0.47 0.41 0.41 0.51 0.44 0.42 0.54 0.48 0.46 0.57 0.57 0.55 0.61 0.53 0.57	0.21 0.28 0.23 0.26 0.32 0.27 0.41 0.37 0.34 0.43 0.40 0.37 0.47 0.41 0.41 0.51 0.44 0.42 0.54 0.48 0.46 0.57 0.57 0.55 0.61 0.53 0.57	0.21 0.28 0.23 0.26 0.32 0.27 0.41 0.37 0.34 0.43 0.40 0.37 0.47 0.41 0.41 0.51 0.44 0.42 0.54 0.48 0.46 0.57 0.57 0.55 0.61 0.53 0.57			
	Directa  4 Lámparas 40 W y "Slimline" montaje de superficie		1.1 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.65 Mala 0.60	J I H G F E D C B A	0.23 0.21 0.22 0.31 0.30 0.27 0.31 0.34 0.31 0.41 0.37 0.34 0.44 0.40 0.35 0.47 0.41 0.42 0.50 0.47 0.44 0.51 0.49 0.46 0.53 0.51 0.48 0.55 0.53 0.51	0.20 0.24 0.23 0.27 0.30 0.27 0.37 0.34 0.31 0.49 0.37 0.35 0.49 0.40 0.37 0.51 0.44 0.41 0.54 0.50 0.44 0.54 0.48 0.46 0.56 0.50 0.48 0.58 0.52 0.50	0.21 0.28 0.23 0.26 0.32 0.27 0.41 0.37 0.34 0.43 0.40 0.37 0.47 0.41 0.41 0.51 0.44 0.42 0.54 0.48 0.46 0.57 0.57 0.55 0.61 0.53 0.57	0.21 0.28 0.23 0.26 0.32 0.27 0.41 0.37 0.34 0.43 0.40 0.37 0.47 0.41 0.41 0.51 0.44 0.42 0.54 0.48 0.46 0.57 0.57 0.55 0.61 0.53 0.57				
	Directa  2 Lámparas 40 W y "Slimline" con rejilla difusora de 45° y fondo de reflexión montaje de superficie		1.7 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.65 Mala 0.60	J I H G F E D C B A	0.27 0.23 0.20 0.33 0.29 0.26 0.37 0.33 0.29 0.41 0.40 0.39 0.43 0.44 0.41 0.51 0.47 0.44 0.53 0.50 0.47 0.55 0.53 0.50 0.57 0.55 0.52	0.27 0.23 0.20 0.33 0.29 0.26 0.37 0.33 0.29 0.41 0.40 0.39 0.43 0.44 0.41 0.51 0.47 0.44 0.53 0.50 0.47 0.55 0.53 0.50 0.57 0.55 0.52	0.20 0.24 0.23 0.27 0.30 0.27 0.37 0.34 0.31 0.49 0.37 0.35 0.49 0.40 0.37 0.51 0.44 0.41 0.54 0.50 0.44 0.54 0.48 0.46 0.56 0.50 0.48 0.58 0.52 0.50	0.21 0.28 0.23 0.26 0.32 0.27 0.41 0.37 0.34 0.43 0.40 0.37 0.47 0.41 0.41 0.51 0.44 0.42 0.54 0.48 0.46 0.57 0.57 0.55 0.61 0.53 0.57				
	General Difusa  2 Lámparas 40 W "Slimline" con rejilla difusora de 25° x 45° suspendida y con fondo de reflexión		1.5 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.65 Mala 0.60	J I H G F E D C B A	0.24 0.17 0.16 0.32 0.26 0.22 0.33 0.22 0.20 0.44 0.28 0.23 0.51 0.42 0.33 0.55 0.40 0.45 0.60 0.54 0.51 0.64 0.58 0.54 0.68 0.64 0.59 0.71 0.67 0.63	0.24 0.17 0.16 0.32 0.26 0.22 0.33 0.22 0.20 0.44 0.28 0.23 0.51 0.42 0.33 0.55 0.40 0.45 0.60 0.54 0.51 0.64 0.58 0.54 0.68 0.64 0.59 0.71 0.67 0.63	0.20 0.24 0.23 0.27 0.30 0.27 0.37 0.34 0.31 0.49 0.37 0.35 0.49 0.40 0.37 0.51 0.44 0.41 0.54 0.50 0.44 0.54 0.48 0.46 0.56 0.50 0.48 0.58 0.52 0.50	0.21 0.28 0.23 0.26 0.32 0.27 0.41 0.37 0.34 0.43 0.40 0.37 0.47 0.41 0.41 0.51 0.44 0.42 0.54 0.48 0.46 0.57 0.57 0.55 0.61 0.53 0.57				
	Semi-directa  4 Lámparas 40 W "Slimline" con rejilla difusora de 45° suspendida y con fondo de reflexión		1.4 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.65 Mala 0.60	J I H G F E D C B A	0.21 0.15 0.16 0.30 0.25 0.21 0.36 0.29 0.26 0.41 0.45 0.31 0.49 0.43 0.39 0.52 0.45 0.47 0.57 0.51 0.47 0.60 0.55 0.50 0.64 0.60 0.55 0.67 0.63 0.59	0.21 0.15 0.16 0.30 0.25 0.21 0.36 0.29 0.26 0.41 0.45 0.31 0.49 0.43 0.39 0.52 0.45 0.47 0.57 0.51 0.47 0.60 0.55 0.50 0.64 0.60 0.55 0.67 0.63 0.59	0.20 0.24 0.23 0.27 0.30 0.27 0.37 0.34 0.31 0.49 0.37 0.35 0.49 0.40 0.37 0.51 0.44 0.41 0.54 0.50 0.44 0.54 0.48 0.46 0.56 0.50 0.48 0.58 0.52 0.50	0.21 0.28 0.23 0.26 0.32 0.27 0.41 0.37 0.34 0.43 0.40 0.37 0.47 0.41 0.41 0.51 0.44 0.42 0.54 0.48 0.46 0.57 0.57 0.55 0.61 0.53 0.57				
	Semi-directa  4 Lámparas 40 W "Slimline" suspendida y con fondo de reflexión		1.5 x Altura de montaje	Buena 0.70 Medio 0.65 Mala 0.60	J I H G F E D C B A	0.15 0.11 0.07 0.21 0.15 0.17 0.26 0.29 0.16 0.32 0.25 0.20 0.39 0.30 0.24 0.42 0.35 0.31 0.46 0.45 0.34 0.50 0.44 0.40 0.51 0.40 0.45 0.57 0.53 0.50	0.15 0.11 0.07 0.21 0.15 0.17 0.26 0.29 0.16 0.32 0.25 0.20 0.39 0.30 0.24 0.42 0.35 0.31 0.46 0.45 0.34 0.50 0.44 0.40 0.51 0.40 0.45 0.57 0.53 0.50	0.20 0.24 0.23 0.27 0.30 0.27 0.37 0.34 0.31 0.49 0.37 0.35 0.49 0.40 0.37 0.51 0.44 0.41 0.54 0.50 0.44 0.54 0.48 0.46 0.56 0.50 0.48 0.58 0.52 0.50	0.21 0.28 0.23 0.26 0.32 0.27 0.41 0.37 0.34 0.43 0.40 0.37 0.47 0.41 0.41 0.51 0.44 0.42 0.54 0.48 0.46 0.57 0.57 0.55 0.61 0.53 0.57				
	Indirecta  Moldura sin reflejos		Moldura situada de 20 a 45 cm. por debajo del techo. Con fondo reflector a las lámparas fluorescentes montaje de superficie de utilización del 5 al 10 por 100.	Buena 0.60 Medio 0.50 Mala 0.40	J I H G F E D C B A	0.11 0.09 0.09 0.15 0.12 0.10 0.18 0.15 0.12 0.22 0.18 0.16 0.25 0.21 0.19 0.29 0.26 0.22 0.31 0.30 0.28 0.35 0.32 0.30 0.36 0.34 0.32 0.37 0.33 0.36	0.11 0.09 0.09 0.15 0.12 0.10 0.18 0.15 0.12 0.22 0.18 0.16 0.25 0.21 0.19 0.29 0.26 0.22 0.31 0.30 0.28 0.35 0.32 0.30 0.36 0.34 0.32 0.37 0.33 0.36	0.20 0.24 0.23 0.27 0.30 0.27 0.37 0.34 0.31 0.49 0.37 0.35 0.49 0.40 0.37 0.51 0.44 0.41 0.54 0.50 0.44 0.54 0.48 0.46 0.56 0.50 0.48 0.58 0.52 0.50	0.21 0.28 0.23 0.26 0.32 0.27 0.41 0.37 0.34 0.43 0.40 0.37 0.47 0.41 0.41 0.51 0.44 0.42 0.54 0.48 0.46 0.57 0.57 0.55 0.61 0.53 0.57				
	Directa  Con lámpara PAR 38, 154 W. difusora. Vidrio de 15° empuja luminaria total. 1730 lúmenes		0.7 x Altura de montaje	En todas las condiciones 0.75	J I H G F E D C B A	0.53 0.51 0.44 0.56 0.51 0.54 0.59 0.56 0.59 0.60 0.58 0.57 0.62 0.60 0.59 0.63 0.67 0.64 0.61 0.64 0.61 0.65 0.64 0.63 0.66 0.65 0.64 0.66 0.65 0.64	0.53 0.51 0.44 0.56 0.51 0.54 0.59 0.56 0.59 0.60 0.58 0.57 0.62 0.60 0.59 0.63 0.67 0.64 0.61 0.64 0.61 0.65 0.64 0.63 0.66 0.65 0.64 0.66 0.65 0.64	0.20 0.24 0.23 0.27 0.30 0.27 0.37 0.34 0.31 0.49 0.37 0.35 0.49 0.40 0.37 0.51 0.44 0.41 0.54 0.50 0.44 0.54 0.48 0.46 0.56 0.50 0.48 0.58 0.52 0.50	0.21 0.28 0.23 0.26 0.32 0.27 0.41 0.37 0.34 0.43 0.40 0.37 0.47 0.41 0.41 0.51 0.44 0.42 0.54 0.48 0.46 0.57 0.57 0.55 0.61 0.53 0.57				
	Indirecta  Vidrio 160 mm x 200 (5.91 x 7.87) 250 (14.17) Aprox. 1000 lúmenes y con sistema de ampolla plástica		1.5 x Altura de montaje	300 W/10W Buena 0.70 Medio 0.60 Mala 0.55	J I H G F E D C B A	0.11 0.07 0.04 0.10 0.11 0.07 0.23 0.15 0.10 0.28 0.20 0.15 0.33 0.25 0.19 0.43 0.32 0.21 0.45 0.38 0.32 0.49 0.42 0.37 0.51 0.48 0.44 0.53 0.51 0.48	0.11 0.07 0.04 0.10 0.11 0.07 0.23 0.15 0.10 0.28 0.20 0.15 0.33 0.25 0.19 0.43 0.32 0.21 0.45 0.38 0.32 0.49 0.42 0.37 0.51 0.48 0.44 0.53 0.51 0.48	0.20 0.24 0.23 0.27 0.30 0.27 0.37 0.34 0.31 0.49 0.37 0.35 0.49 0.40 0.37 0.51 0.44 0.41 0.54 0.50 0.44 0.54 0.48 0.46 0.56 0.50 0.48 0.58 0.52 0.50	0.21 0.28 0.23 0.26 0.32 0.27 0.41 0.37 0.34 0.43 0.40 0.37 0.47 0.41 0.41 0.51 0.44 0.42 0.54 0.48 0.46 0.57 0.57 0.55 0.61 0.53 0.57				

1. EDIFICIOS INDUSTRIALES

	LUXES E.E.S. 99%	LUXES S.M.I.I. 95%	E.E.S. 99%	S.M.I.I. 95%
ACERO (Vase Hierro y Acero)				
ACUMULADORES, MANUFACTURA DE				
Moldado crudo	500	300		
ARCILLA Y CEMENTOS, PRODUCTOS DE				
Molienda, prensa filtrado, hornos de secado, lavado y desmenuado	300	200		
Fumado, pintura y vidrioado (Trabajo duro)	1000	600		
Pintura y vidrioado (Trabajo fino)	3000a	1700a		
AUTOMOVILES, MANUFACTURA DE				
Ensamblado bruto	500	300		
Ensamblado Chasis	1000	600		
Ensamblado final e inspección	2000a	1100a		
MANUFACTURA CARROTERIA:				
Ensamblado	1000	600		
Ferros	700	400		
Análisis e Inspección	2000a	1100a		
AVIONES, MANUFACTURA DE				
Partes:				
Producción	1000	600		
Inspección	2000a	1100a		
Acabado de piezas:				
Teñido, remachado y apretado de tornillos	700	400		
CUARTO PINTURA				
Trabajo sobre aluminio, formado partes pequeñas del fuselaje y alas	1000	600		
Soldadura:				
Illuminación general	500	300		
LUMINACION LOCALIZADA				
Subensamblado:				
Item de aterrizaje, fuselaje, secciones, alas y otras partes grandes	1000	600		
ENSAMBLADO FINAL				
Colocación de motores, hélices, secciones ala y Item de aterrizaje	1000	600		
Inspección de la nave ensamblada y su equipo	1000	600		
Reparación con máquinas herramientas	1000	600		
ASERRADEROS				
Clasificación de la madera	2000	1700		
AZUCAR, FERRERIAS DE				
Clasificación	500	300		
Inspección color	2000	1100		
CAJAS DE CARTON, MANUFACTURA DE				
Area general de manufactura	500	300		
CARBON, VERMICULOS DE				
Quebradoras, corticos y limpieza	300	200		
Selección	3500a	1700a		
CARPINTERIAS				
Trabajo duro de banco y sierra	300	200		
Encolado, cepillado, liado, trabajo de mediana calidad en máquinas y banco	500	300		
Trabajo fino en máquina y banco, lijado y acabado fino	1000	600		
CERVECERIAS, INDUSTRIAS				
Elaboración y lavado de barriles	300	200		
Limado (de barriles, litas, barriles)	500	300		
CUARLOS DE CANTON (Vase Plantas Generadoras)				
DULCES INDUSTRIAS				
Departamento de Chocolate:				
Desmenuado, selección, extracción de aceite, quebrado y refinación alimentación	500	300		
Limpieza del grano, selección molienda, empacado y envoltura	500	300		
Molendo	1000	600		
Elaboración de crema:				
Molado, cocción y moldado	500	300		
Pastillas de goma y jellas	500	300		
Decoración a mano	1000	600		
Caramelos:				
Molado, cocción y moldado	500	300		
Corte y selección	1000	600		
Elaboración de pavos y envoltura	1000	600		
EMPACADORAS DE CARNE				
Molado (bruto)	300	200		
Limpieza, desmenuado, lavado, moliendas, enlatado y empacado	1000	600		
ENCUADERNACION				
Doblado, ensamblado, empaste, cortado, punzonado y cocido	700	400		
Grabado en malte e inspección	2000a	1100a		
ENLATADORAS DE CONSERVAS				
Clasificación inicial:				
Jitomates	1000	600		
Otros muestras	500	300		
Clasificación por color (suavos de colorado)	2000a	1100a		
Preparación:				
Selección preliminar:				
Clavacombos y durazos	500	300		
Jitomates	1000	600		
Aceitunas	1500	800		
Cortado y picado	1000	600		
Selección final:	1000	600		
Enlatados:				
Enlatado en bandas, sin fin	1000	600		
Enlatado estacionario	1000	600		
Empacado a mano	500	300		
Aceitunas	1000	600		
Inspección de muestras enlatadas	2000a	1100a		
Manejo de envases:				
Inspección	2000a	1100a		
Etiquetado y empacado	300	200		
ENSAMBLADO				
Tasca, fácil de ver	300	200		
Tasca, difícil de ver	500	300		
Medio	1000	600		
Fino	2000	1000		
Lustrado	10000	4000		
ENSAYOS O PRUEBAS				
General	500	300		
Instrumentos, extrafinos, escalas, etc.	2000a	1100a		
EQUIPO ELECTRICO, MANUFACTURA DE:				
Impregnado	500	300		
Aislado, embobinado	1000	600		
Pruebas	1000	600		
EXTRACTURAS DE ACEITE, MANUFACTURA				
500	300			
EXPLOSIVOS, MANUFACTURA DE				
300	200			
FORJADO, MACHES DE				
500	300			
FUNDICIONES				
Templado (Hornos)	300	200		
Limpieza	300	200		
Hechura de coraciones:				
Finos	1000	600		
Medianos	500	300		
Inspección:				
Fina	2000a	1000a		
Mediana	1000	600		
Moldeo:				
Mediano	1000	600		
Grande	500	300		
Colado	500	300		
Selección	500	300		
Cubilero	200	100		
Desmoldo	300	200		
GALVANOPLASTIA				
300	200			
GARAGES AUTOMOVILES Y CAMIONES				
Taller de Servicio:				
Reparaciones	1000	600		
Areas activas de trafico	200	100		
Garages para estacionamiento:				
Entrada	500	300		
Espacio para circulación	100	100		
Espacio para estacionamiento	50	50		
GRANJAS				
Establo y Gallinero	100	100		
GRABADO (CIRA)				
2000a	1100a			

	1955 99%	1954 93%
QUINTAS, MANUFACTURA DE		
Planchado y cortado	3000a	2000a
Tafidos y clasificada	1000	600
Cerido e inspección	5000a	3000a
HABIGATES		
Servicio de reparación únicamente	1000	600
HIELO, FABRICAS DE		
Cuarto de compresores y máquinas	200	100
HIERRO Y ACERO, MANUFACTURA DE		
Morero de hogar abiertos		
Patio de almacenaje	100	60
Piso de carga	200	100
Resbaladero de vaciados		
Fajas de sacarla	200	100
Plataformas de control	300	200
Patio de molida	50	30
Colado	300	200
Almacenamiento de coladas	100	60
Bodega de pastido	100	60
Reparaciones	300	200
Patio de desmolde	200	100
Patio de Chistera	100	60
Edificio de mezcla	300	200
Edificio de Calibración	100	60
Cols compesora	100	60
Molinos de laminación de:		
Lingotes, planchas, soleras y laminas en caliente	300	200
Laminación en frío de placas	300	200
Tubo, varilla alambrón	500	300
Hierro estructural y planchas	300	200
Molinos de laminación de hojalata:		
Estañado y galvanizado	500	300
Laminación en frío	500	300
Cuarto de motores y máquinas	300	200
Inspección:		
Rebabeo de lámina negra, lingotes y bl- beros	1000	600
Hojalata y otros superficies brillantes	1000	600
HULE, PRODUCTO DE		
Preparación de la materia prima:		
Plasticación, molinda y Danbury	300	200
Plastado en coladas	500	300
Preparación de la lata:		
Cortado y tubos flexibles	500	300
Productos por extrusión	500	300
Productos moldeados y vulcanización	500	300
Inspección	2000a	1100a
JASONES, MANUFACTURA DE		
Palla, corita, sistemas de jabón y detergentes en polvo	300	200
Troquelados, envoltura y empaque, llenado y detergentes en polvo	500	300
LACTEOS, PRODUCTOS		
Industria líquida		
Cuarto marmitas y empaque botellas	300	200
Botellas	500	300
Lavadores botellas	1	1
Lavadores later	300	200
Equipo refrigeración	300	200
Plantas: Inspección	1000	600
Medidores y tableros de medidores (sobre cartulas)	500	300
Laboratorios	1000	600
Pasteurizadores	300	200
Separadores y cuartos refrigerados	300	200
Tanques, cubas	500	300
Termómetro (sobre cartula)	500	300
Cuarto para pasar (iluminación gris)	300	200
Eficacias	700	400
LAMINA DE HIERRO Y ACERO, TRABAJOS EN:		
Presas, gal botones, troqueladoras trabajo me- diano de banco	300	200
Puntadoras y rechazada	500	300
Inspección estañado y galvanizado	2000	1100
Trazado	2000	1100

	1955 99%	1954 93%
LAVADO Y PLANCHADO, INDUSTRIAS DE:		
Checado y selección	500	300
Lavado en arco, húmedo y vaporizado	300	200
Inspección y desmanchado	5000a	3000a
Composturas y modificaciones	2000a	1100a
Planchado	1500	900
LAVANDERIAS		
Lavado	300	200
Planchado de blancos, pasada, hacer listas, marcado	500	300
Planchado a máquina y selección	700	400
Planchado fino a mano	1000	600
LLANTAS DE HULE Y CAJARRAS		
MANUFACTURA DE		
Preparación materia prima:		
Plasticación, molinda y Danbury	300	200
Plastado en coladas	500	300
Preparación de la lata:		
Cortado y construcción de cajas	500	300
Máquinas para las cámaras y recubrimiento	500	300
Construcción de llantas:		
Llantas sólidas	300	200
Llantas neumáticas	500	300
Daportamiento de vulcanización:		
Cámaras y llantas	700	400
Inspección final	2000a	1100a
Embalaje	500	300
MOQUES DE MARINA		
Redes, esalderas, purificadores	500	300
Empaques	500	300
Control de producción	1000	600
Hojado, empacados, endones, solvas	300	200
PANES, INDUSTRIAS DE		
Cuarto de moldeado	500	300
Cuarto de fermentado	500	300
Formado:		
Pañ blanco	300	200
Pastillinos y pan dulce	500	300
Cuartos de hornos	200	100
Kalleno y otros ingredientes	500	300
Decorado:		
Mecánico	500	300
Manual	1000	600
Disculas y terminados	500	300
Envoltura	300	200
PAPI, MANUFACTURA DE		
Desfibras, molinos, coladas	300	200
Acabado, cortado, escorte y máquinas para hacer el papel	500	300
Cortado a mano, ledo húmedo de el máquina de papel	700	400
Carrera máquinas de papel, inspección y labo- ratorio	1000	600
Enrollado	1500	900
PIEL, MANUFACTURA DE (CINERIAS)		
Limpiado, curtido y eschado, pelias	300	200
Cortado, descarnado y secado	500	300
Acabado	1000	600
PIEL, TRABAJO ECORE		
Planchado, tranzada y barnizado	2000	1100
Clasificación, lavado, cortado y curido	3000	1700
PIURA, TRIVANADO Y CARNIDO DE		
Transportadores de bandas, equipos de car- gaje del tira, cuerto de solvas, interior de los depósitos	100	60
Cuarto de quebradores primarios, quebradoras auxiliares debajo de los depósitos	100	60
Carnidores	500	300
PINTURAS, MANUFACTURA DE		
Iluminación general	300	200
Comparación de las mezclas con las muestras o patrones	2000	1100
PINTURAS, TALLERES DE		
Pintura por inmersión o baño con pistola de aire, esmalte a fuego	500	300

	U.S. 97%	S.M.I.L. 95%
Pulido, pintura ordinaria a mano y decorado, incluido especial y con plantilla	500	300
abaja de pinturas a mano:		
abajo fino	1000	600
abajo extra-fino (trasmeterias, pines)	3000a	1700a
PLANTAS GENERADORAS		
Equipo de acondicionamiento de aire, precalentadores y piso de ventiladores, exclusión de cenizas	100	60
Auxiliares, sala de acumuladores, bombas alimentadoras de calderas, tanques, compresores y área de mandómetros	200	100
Plataformas calderas	100	60
Plataformas quemador	200	100
Cuarto de cables, nave de bombas o circuladores	100	60
Transportador carbón, quebradores, alimentadores, básculas, pulverizador, área de ventiladores, torre de tratamiento	100	60
Condensadores, piso de aradores, piso evaporador y piso calentadores	100	60
Cuartos de control		
Superficie vertical de los tableros "Simplex" o sección del "Duplex" viendo hacia el operador:		
Tipo A.—Cuarto de control largo, 178 cms. sobre el piso	500	300
Tipo B.—Control de cuarto ordinario, 170 cms. sobre el piso	300	200
Sección de "Duplex" viéndose desde cualquier ángulo	300	200
Pupitre de distribución (nivel horizontal)	500	300
Áreas dentro de los tableros "Duplex"	100	60
Parte posterior de cualquiera de los tableros (vertical)	100	60
Alumbrado de emergencia en cualquier área	30	20
Tableros despachadores:		
Plano horizontal (nivel de la mesa)	500	300
Superficie vertical del tablero (1.75 M. sobre el piso viendo hacia el operador):		
Cuarto despachador sistema de carga	500	300
Cuarto despachador secundario	300	200
Área para tanques de hidrógeno y líquido de carbono	200	100
Laboratorio químico	500	300
Precipitadores	100	60
Casa de rejillas	200	100
Plataforma, arpladores de hollín o escoria	100	60
Cabezas para vapor y válvulas	100	60
Cuarto de interruptores de potencia	200	100
Cuarto para equipo telefónico	200	100
Túneles o galerías para tubería	100	60
Subsótano (parte inferior turbinas)	200	100
Cuarto de turbinas	300	200
Área para tratamiento de agua	200	100
Plataforma para visitantes	200	100
PULIDAS Y BRUNIDAS QUIMICA, INDUSTRIA		
Hornos manuales, tanques de hervido, secadores estacionarios, cristalizadores por gravedad y estacionarios	300	200
Hornos mecánicos, generadores y destiladores, secadores mecánicos, evaporadores, filtrado, cristalizadores mecánicos, decolorado	300	200
Tanques para coacción, extractores, coladores, nitradores, celdas electrolíticas	300	200
SOMBREROS, MANUFACTURA DE		
Teñido, lavado, galonado, lavado y terminado	1000	600
Formado, calibrado, realzado, terminado y planchado	2000a	1100a
Cosido	5000a	3000a
SOLDADURA		
Iluminación general	500	300
Soldadura Manual de precisión con arco	10000a	6000a

	U.S. 97%	S.M.I.L. 95%
TABACO, PRODUCTOS DE		
Secado, acondicionamiento (iluminación general) Clasificación y selección	300	200
2000a	1100a	
TALLERES MECANICOS		
Trabajo burdo de maquinaria y banco	500	300
Trabajo mediano de maquinaria y banco, máquinas automáticas ordinarias, esmerilado burdo, pulido mediano	100	600
Trabajo fino de maquinaria y banco, máquinas automáticas finas, esmerilado mediano, pulido fino	6000a	2000a
Trabajo extra fino de maquinaria y esmerilado fino	10000a	6000a
TALLERES TEXTILES, ALGODON		
Abridoras, mezcladoras, balentes	300	200
Cardas y estridoras	500	300
Pabiladoras, velores, trésciles y cañoneras	500	300
Enrolladores y Engomadores:		
Telas crudas	300	300
Mezclillas	1500	900
Inspección:		
Telas crudas (valteadas a mano)	1000	600
Atado automático	1500a	900a
Telares	1000	600
Repaso y atado a mano	2000a	1100a
TALLERES TEXTILES LANA Y ESTAMBE		
Abridoras, mezcladoras y balentes	300	200
Clasificación	1000a	600a
Cardado, peinado y repelido	500	300
Estirado:		
Hilo blanco	500	300
Hilo de color	1000	600
Trésciles:		
Hilo blanco	500	300
Hilo de color	1000	600
Torzales	500	300
Devanado:		
Hilo blanco	300	200
Hilo de color	500	300
Urdidores:		
Hilo blanco	300	200
Hilo blanco (en el peine)	1000	600
Hilo de color	1000	600
Hilo de color (en el peine)	3000a	1700a
Teñido:		
Telas blancas	1000	600
Telas de color	2000	1100
Cuarto de telas crudas:		
Quitar nudos de la tela	1500a	900a
Cosido	3000a	1700a
Doblado	700	400
Acabado húmedo	500	300
Teñido	1000a	600a
Acabado en seco:		
Despeluzado, acondicionamiento y planchado	700	400
Cortado	1000	600
Inspección	2000a	1100a
Doblado	700	400
TALLERES TEXTILES SEDA Y SINTETICOS.		
Manufactura:		
Remojado, teñido luz y preparación de torcidos	300	200
Doblando, torcido, redoblando y conetes, torcido de fantasía, engomado:		
Hilo claro	500	300
Hilo oscuro	2000	1100
Urdidores (seda)		
En estirala, finales de carrera, devanadores, lanzadera y plegadora	1000	600
Repaso en lios y en el peine	2000a	1100a
Tejido	1000	600
TAPICERIA DE AUTOMOVILES, MUEBLES, ETC.	1000	600

	I.E.S. 99%	S.M.I.I. 95%
TELA, PRODUCTOS DE		
Inspección tela	2000a	1000a
Cortado	300a	200a
Cosura	500a	300a
Planchado	300a	200a
TIPOGRAFICAS, INDUSTRIAS		
Fundición de tipo:		
Manufactura matrices, armado de tipos	1000	600
Preparación de tipos, selección	500	300
Fundición	500	300
Impresión:		
Inspección de colores	200a	1100a
Líminas y cajetas	1000a	600
Presas	700	400
Mesa de formación	1500	900
Corrección de pruebas	1500	900
Electrografía:		
Moldeado, ruteado, acabado, nivelado,		
moldes y recortado	1000	600
Galvanoplastia	500	300
Fotograbado:		
Grabado al ácido y montado	500	300
Ruteado, acabado, pruebas, entintado	1000	600
VIDRIO, FABRICAS DE		
Cuadro de Hornos y mezcladoras, prensado,		
máquinas sepladoras y templeo	300	200
Esmerilado, cortado, plisado	500	300
Esmerilado fino, biselado, pulido	1000	600
Inspección, grabado y decoración	2000a	1100a
ZAPATOS DE HULE,		
MANUFACTURA DE		
Lavado, recubrimiento, molinos de ingredien-		
tes	300	200
Barnizado, vulcanizado, calandras, cortado		
parte superior y suelas	500	300
kodillos de suelas, procesos de hechura y		
acabado	1000	600
ZAPATOS DE PIEL,		
MANUFACTURA DE		
Cortado y cosura:		
Tablas de conado	3000a	1700a
Marrado, oplado, adelgazado, selección,		
remendado y contadores	3000a	1700a
Covido:		
Materiales claros	300	300
Materiales oscuros	3500a	2000a
Hechura y acabado	2000	1100

OFICINAS, ESCUELAS Y EDIFICIOS PUBLICOS		
AUDITORIOS		
Para exhibiciones	300	200
Para asambleas	150	100
Para actividades sociales	50	30
BANCOS		
Vestibulo (iluminación general)	500	300
Pagadores, contadores y recibidores	1200	600
Gerencia y Correspondencia	1500	900
BIBLIOTECAS		
Sala de lectura	700	400
Antiquas	300	200
Reparación de libros	500	300
Archiveros y catalogos	700	400
Mesa chequeadora de salidas y entradas de		
libros	700	400
CENTRAL DE BOMBEROS		
(Véase Edificios Municipales)		
CLUBES		
Salas de descanso y de lectura	300	200
CORREOS		
Vestibulos, sobre mesas	300	200
Correspondencia, selección, etc.	1000	600
CORTEJES DE JUSTICIA		
ID TRIBUNALES)		
Teas de audiencias (público)	300	200
Teas de actividades propias de la corte	700	400

	I.E.S. 99%	S.M.I.I. 95%
EDIFICIOS MUNICIPALES,		
BOMBEROS Y POLICIA		
Policia:		
Archivos de identificación	1500	900
Celdas y cuartos para interrogatorios	300	200
Bomberos:		
Dormitorios	200	100
Sala recreativa	300	200
Garage carros bomba	300	200
ESCUELAS		
Salones de clase	700	400
Salones de dibujo (sobre ventilador)	1000a	600a
Lectura de movimientos de fabricas		
(sordo-mudos), pizarrones, costura	1500a	900a
GALERIAS DE ARTE		
Iluminación general	300	200
Sobre pinturas (localizado)	300b	200b
Sobre estatuas y otras exhibiciones	1000c	600c
IGLESIAS		
Altar, cables	1000a	600a
Coro (D) y presbiterio	300a	200a
Púlpito (iluminación adicional)	300a	200a
Nave principal de la iglesia (iluminación ge-		
neral)	150a	100a
Ventanales-emplomados:		
Color blanco	500	300
Color mediano	1000	600
Color oscuro	5000	3000
Ventanal muy denso	10000	6000
MERCADOS		
Edeyes y Cuartos de Almacenamiento:		
Activos	200	100
Inactivos	50	50
Carnicerías, Barbacoa, Pescaderías	500	300
Cocinas (Áreas de trabajo)	500	300
Comedores	300	200
Cuartos de máquinas	300	200
Ferretorias y Accesorios eléctricos	500	300
Lavadoras para verduras y varios	500	300
Mercerías, vestidos y zapaterías	500	300
Mueblerías y artículos para el hogar	500	300
Papeleterías, libros y juguetes	500	300
Plataformas de descarga	200	100
Sanitarios y baños	100	100
Verduras, frutas, flores y plantas	500	300
MUSEOS (Véase Galerías de Arte)		
OFICINAS		
Proyectos y diseños	2000	1100
Contabilidad, auditoria, máquinas de contabi-		
lidad	1500	900
Trabajos ordinarios de oficina, selección de		
correspondencia, archivado activo o continuo	1000	600
Archivado intermitente o descontinuado	700	400
Sala de conferencias, entrevistas, salas de re-		
ceso, archivos de poco uso o sean las áreas		
en las cuales no se exige la fijación de la		
vista en forma prolongada	300	200
PELUQUERIAS Y SALONES DE BELLEZA		
TEATROS Y CINES		
Sala de espectáculos:		
Durante intermedios	50	50
Durante exhibición	1	1
Vestibulo	200	100
Sala de descanso (foyer)	50	30
TERMINALES Y ESTACIONES		
Salas de espera	300	200
Oficina de boletas	1000	600
Oficina de chequear equipaje	500	300
Vestibulo	100	60
Andenes y Plataformas	200	100
3. HOSPITALES		
Sala de preparación y anestesia	300	200
Autopsia y Anfitraro:		
Mesa de autopsia	25000	14000
Sala de autopsia (iluminación general)	1000	600

	L.E.S. 99%	\$ M.I.L. 95%
Anfiteatro (iluminación gral.)	200	100
Central de instrumentos esterilizados:		
Iluminación general	300	200
Afilado aguas	1500	900
Sala de Cistoscópica:		
Iluminación general	1000	600
Mesa Cistoscópica	25000	14000
Sala dental:		
Cuarto de espera	300	200
Cirugía dental (iluminación gral.)	700	400
Silla dental	10000	6000
Laboratorio (banco de trabajo)	1000	600
Sala de recuperación	50	30
Sala de electroencefalogramas:		
Oficina	1000	600
Cuarto de trabajo	300	200
Sala de espera	300	200
Sala de emergencia:		
Iluminación general	1000	600
Iluminación localizada	20000	9000
Sala de electrocardiogramas, de metabolismo y de muestras:		
Iluminación general	200	100
Mesa de muestras	500	300
Salas de reconocimiento y tratamiento:		
Iluminación general	500	300
Mesas de reconocimiento	1000	600
Sala para ojos, oídos, nariz y garganta:		
Cuarto oscuro	100	60
Cuarto de reconocimiento y tratamiento	500	300
Sala de Fracturas:		
Iluminación general	500	300
Mesa de fracturas	2000	1100
Laboratorio:		
Cuartos de ensayo	300	200
Mesas de trabajo	500	300
Trabajos más precisos	1000	600
Vestíbulo	300	200
Salas de reposo	300	200
Cuartos para archivar historias clínicas	1000	600
Sala de Rayos X:		
Radiografía y fluoroscopia	100	60
Terapia superficial y profunda	100	60
Cuarto oscuro	100	60
Sala para ver placas	300	200
Archivos, revelado	300	200
Closet de blancos	100	60
Guardería infantil:		
Iluminación general	100	60
Mesa de reconocimiento	700	400
Cuarto de juego, pediátrico	300	200
Obstetricia:		
Cuarto de limpieza (instrumentos)	300	200
Sala de preparación	200	100
Sala de partos (iluminación gral.)	1000	600
Mesa para partos	25000	14000
Farmacia:		
Iluminación general	300	200
Mesa de trabajo	1000	600
Almacén activo	300	200
Cuartos privados y salas comunes:		
Iluminación general	100	60
Iluminación localizada (lectura)	300	200
Área para desequilibrados mentales	100	60
Tratamiento con isótopos radioactivos:		
Laboratorio radioquímico	300	200
Mesa de reconocimiento	500	300
Cirujía:		
Cuarto de limpieza (instrumentos)	1000	600
Sala de operaciones, iluminación general	1000	600
Lavabo de cirujano	300	200
Mesa de operaciones	25000	14000
Sala de restablecimiento	300	200
Terapia:		
Física	200	100
Ocupacional	300	200

4. HOTELES, RESTAURANTES, TIENDAS Y RESIDENCIAS

	L.E.S. 99%	\$ M.I.L. 95%
Salas de espera	300	200
Cuarto utilidad	200	100
Puesto de enfermeras:		
Iluminación general	200	100
Escritorio	500	300
Mostrador para medicinas	1000	600
AUTOMOVILES, SALAS DE EXHIBICION (Véase tiendas)		
CASAS (Véase residencias)		
Alumbrado nocturno:		
Zonas comerciales principales:		
General	2000	1100
Atracciones principales	10000	6000
Zonas comerciales secundarias:		
General	2000	1100
Atracciones principales	10000	6000
COCINAS (Véase restaurantes o residencias)		
ESCAPARILLOS (o)		
Alumbrado diurno:		
General	1000	600
Atracciones principales	5000	3000
GASOLINERAS:		
Área de servicio	300	200
Cuarto de ventas	500	300
Estantes	1000	600
HOTELES		
Recámaras:		
Iluminación general	100	60
Para lectura y escritura	300m	200m
Administración	500	300
Vestíbulo:		
Áreas de trabajo y lectura	300	200
Iluminación general	100	200
Marqueting	500	300
JOYERIA Y RELOJES, MANUFACTURA DE	5000m	3000m
RESIDENCIAS		
Tareas visuales específicas (1):		
Juegos de mesa	300	200
Cocina (sobre fregadero u otra superficie de trabajo)	500	300
Lavadero, mesa de planchado	500	300
Cuarto de estudio (sobre escritorio)	700	400
Costura	1000	600
Iluminación general:		
Entradas, halls, escaleras y descanso de escaleras	100m	60m
Salas, comedores, recámaras, cuartos de estudio, biblioteca, y cuartos de recreo o juego.	100m	60m
Cocina, lavandería, cuarto de baño	300	200
RESTAURANTES Y CAFETERIAS		
Área de comedores:		
Cajera	500	300
Del tipo íntimo:		
Con ambiente ligero	100	60
Con ambiente acogedor	30	30
Del tipo ordinario:		
Con ambiente ligero	300	200
Con ambiente acogedor	150	100
Del tipo servicio rápido		
Cocina:		
Inspección, etiquetado y precio	700	400
Otras áreas	300	200
SALONES DE BAILES	50	30
TIENDAS (o)		
Áreas de circulación	300	200
Áreas de mercancías:		
Con servicio de vendedoras	1000	600
Autoservicio	2000	1100
Mostradores y vitrinas en muro:		
Con servicio de vendedoras	2000	1100
Autoservicio	5000	3000

Atracciones principales:
 Con servicio de vendedoras 5000 3000
 Autoservicio 10000 6000

5. AREAS COMUNES

BODEGAS O CUARTOS DE ALMACENAMIENTO
 Inactivas 50 30
 Activas:
 Piezas toscas 100 60
 Piezas medianas 200 100
 Piezas finas 500 300
 ELEVADORES DE CARGA Y PASAJEROS 200 100
 ESCALERAS 200 100
 PASILLOS Y CORREDORES 200 100
 BAÑOS Y TOCADORES
 Iluminación general 100 60
 Espejo 300g 200g

Dado que en el curso de 10 años, los niveles de Iluminación recomendados por el I.E.S., para Alumbrado Exterior, Areas Deportivas y transportes, prácticamente no han variado habiendo demostrado durante ese lapso buenos resultados en su aplicación, la Sociedad Mexicana de Ingeniería de Iluminación, A. C. — Illuminating Engineering Society — México Chapter, aprobó recomendar los mismos niveles de Iluminación, teniendo presente que los lugares en que se aplican, son servicios públicos y en el caso de los espectáculos deportivos, son de paga y susceptibles de televisarse.

6. ALUMBRADO EXTERIOR

ALUMBRADO DE PROTECCION
 Alrededores de áreas activas de embarque 50
 Alrededores de edificios 10
 Areas de almacenamiento activas 200
 Areas de almacenamiento inactivas 10
 Entradas:
 Activas (peatones y/o transportes) 50
 Inactivas (normalmente cerradas, no usadas con frecuencia) 10
 Límites de propiedad:
 Desalumbramiento por medio de la técnica de protección (Reflectores de dentro hacia afuera) 1.5
 Técnica de Iluminación general 2
 Iluminación general áreas inactivas 2
 Plataformas de carga y descarga 200
 Ubicaciones y estructuras de importancia 50
 ASTILLEROS
 Iluminación general 50
 Caminos, sendas 100
 Areas de construcción 300
 BANDERAS, ILLUMINACION CON PROYECTORES (Véase Tableros para Boletines y Carteles)
 CALLES 4
 CAMINOS 4
 CANTERAS 50
 CARSON, PATIOS PARA (de protección) 2
 CARPENTERAS 4
 DRAGADO 20
 EDIFICIOS
 Construcción general 100
 Trabajos de excavación 20
 ESTACIONAMIENTOS 50
 FACHADAS DE EDIFICIOS Y MONUMENTOS
 Iluminación con proyectores:
 Alrededores brillantes:
 Superficies claras 150
 Superficies medio claras 200
 Superficies medio oscuras 300
 Superficies oscuras 500
 Alrededores oscuros:
 Superficies claras 50
 Superficies medio claras 100
 Superficies medio oscuras 150
 Superficies oscuras 200

FERROCARRIL, PATIOS DE
 De recepción 2
 Clasificación 3

GASOLINERAS:
 Alrededores brillantes:
 Acceso 30
 Calzada para coches 50
 Areas bombas de gasolina 300
 Fachadas edificios (de vidrio) 300
 Area de servicio 70
 Alrededores oscuros:
 Acceso 15
 Calzadas para coches 15
 Areas bombas de gasolina 300
 Fachadas edificio (de vidrio) 1000
 Area de Servicio 30
 JARDINES (p)
 Iluminación general 5
 Senderos, escalones, tejados de la casa 30
 Parte posterior de la casa, bardas, paredes, árboles, arbustos 20
 Flores, jardines entre rocas 50
 Árboles y arbustos, cuando se quieren hacer destacar 50
 MADERAS PARA CONSTRUCCION, PATIOS DE 10
 MUELLES 200

PATIOS DE ALMACENAMIENTO (Activos)
 PLANTAS GENERADORAS 200

Pasarelas 20
 Tiradero de ceniza 1
 Descarga de carbon:
 Rampa (Zona de carga y descarga) 50
 Area almacenamiento chalana 5
 Vaciedor de carros 5
 Volcader 50
 Area de almacenamiento de carbón 1
 Transportadores 20
 Entradas:
 Edificio de servicio o generación:
 Principal 100
 Secundaria 20
 Caseta de compuertas:
 Entrada de peatones 100
 Entrada transportadores 50
 Cerca o alambrado 2
 Colectores de entrega del aceite combustible 50
 Tanque de almacenamiento aceite 10
 Patio descubierta 2
 Plataformas-Caldera, cubierta de turbinas 50
 Caminos:
 Entre o a lo largo de los edificios 10
 Que no estén bordeados por edificios 5
 Subestación:
 Iluminación general horizontal 20
 Iluminación vertical especifica (sobre desconectores) 20

PLATAFORMA DE CARGA Y DESCARGA 200
 Interior de los furgones 100
 PRESIDIO, PATIOS DE 50
 TABLEROS PARA BOLETINES, CARTELES O LETREROS
 Alrededores brillantes:
 Superficies claras 500
 Superficies oscuras 1000
 Alrededores Oscuros:
 Superficies claras 200
 Superficies oscuras 500

7. ALUMBRADO AREAS DEPORTIVAS

ALBERCA
 Iluminación general desde la planta alta 100
 Bajo el agua:
 Exterior 1
 Interior 1

U.S.
S.M.T.
LUXES

U.S.
S.M.T.
LUXES

ARQUERIA	
Bleuco	
Torneo	100
Recreativo	50
Línea de tiro:	
Torneo	100
Recreativo	50
BADMINTON	
Torneo	300
Club	200
Recreativo	100
BASIBALL	
Jardines	Cuadro
Ligas mayores	1000 1500
Ligas AA y AAA	500 750
Ligas A y B	350 500
Ligas C y D	200 300
Ligas semi-profesionales y regionales	150 200
Liga menor (Clase I y Clase II)	300 400
Sobre asientos, durante juego	20
Sobre asientos antes y después jgo.	50
BASKETBALL	
Jardines	Cuadro
Universitario y profesional	500
Dentro de Colegios y Secundarias, con es-	
pectadores	300
Sin espectadores	200
Recreativo (exterior)	100
BILIARES (sobre mesa)	
Torneo	500
Recreativo	300
Area general	100
BOLICHES	
Mesas.	
Torneo	200
Recreativo	100
Pinos:	
Torneo	500
Recreativo	300
BOX O LUCHA (ring)	
Campeonato	5000
Profesional	2000
Amateur	1000
En asientos durante el encuentro	20
En asientos antes y después del encuentro	50
CAZEPAS	
De motor (autos ensos o motocicletas)	200
Bicicletas	200
Caballos	200
Perros	300
CROQUET	
Torneo	100
Recreativo	50
FRONTONIS	
Profesional	1000
Aficionados	750
Sobre asientos	50
FRONTON O CESTA	
Profesional	1500
Aficionados	1000
Sobre asientos	100
FRONTON A MANO	
Torneo	300
Club	200
Recreativo	100
FOOTBALL SOCCER Y AMERICANO	
Indice: Distancia de la línea de banda a fila	
más alejada de espectadores)	
Clase I más de 30 Mts.	1000
Clase II entre 15 y 30 Mts.	500
Clase III entre 9 y 15 Mts.	300
Clase IV menos de 9 Mts.	200
La distancia que hay entre los espectadores y	
el campo de juego, es la primera considera-	
ción para determinar la clase y cantidad de	
alumbrado requerido, sin embargo en espec-	
táculos de paga y televisados, la capacidad	
potencial de asientos de las gradas, es el	

factor determinante que debe tomarse en	
cuenta para, lo cual se da la siguiente cla-	
sificación: Clase I para mas de 30,000 espec-	
tadores. Clase II de 10,000 a 30,000 espec-	
tadores. Clase III de 5,000 a 10,000	
espectadores y Clase IV para menos de 5,000	
espectadores	
GUINASIOS (Reférase a deportes específicos	
enumerados en forma separada)	
Lilabiciones, encuentros	
Para recreación y ejercicio general	
Asambleas	
Bailes	
Vagaderas y vestidores	
GOLF, CAMPOS DE PRACTICA	
Iluminación general sobre los "tees"	
A 185 Mts.	
Práctica en los "greens"	
HOCKEY SOBRE HIELO	
Universitario o profesional	
Liga amateur	
Recreativo	
PATINAJE	
Pista para patines de ruedas	
Pistas para patinar sobre hielo (interior y	
exterior)	
Leguna, estanque o área inundada	
PING-PONG	
Torneo	
Club	
Recreativo	
PLAYAS	
En tierra	
A 50 Mts. de la orilla (en mar)	
PLAZA DE TOROS	
En el fondo	
Pasillos, túneles, palcos, gradas	
SHUTTLE BOARD	
Torneo	
Recreativo	
SKIS, RAMPA DE PRACTICA	
SOFTBALL	
Profesional y de campeonato	
Semi-profesional	
Ligas Industriales	
Recreativo	
TENIS	
Torneo	
Club	
Recreativo	

8. ALUMBRADO DE TRASPORTES.

AEROPUERTOS	
Plataforma frente hangares	10
Plataforma frente edificio de la terminal.	
Area de estacionamiento	5
Area de carga	20
AUTOBUSLS	
Urbanos	300
Torñeos	150
AUTOMOVILES	
Sobre plazas	5
AVIONES	
Compartimientos pasajeros:	
Iluminación general	50
Lectura (en asientos)	200
BAREOS	
Camarotes	500
Literas, sobre plano de lectura	150
Espejo, sobre cara	500
Baños	50
Pasillos y corredores	50
Escaleras:	

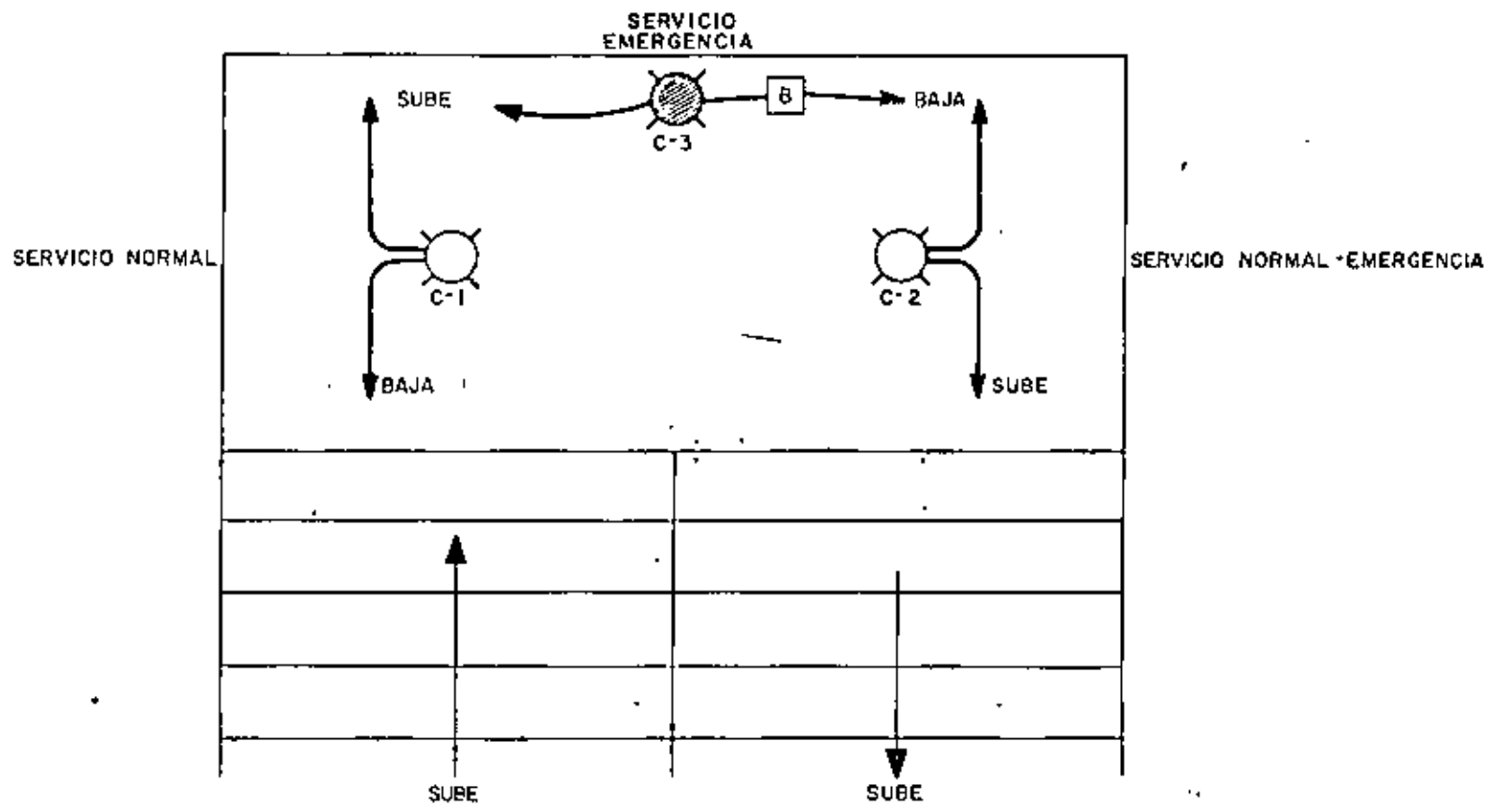
	I.E.S. LUXES S.M.I.I.		I.E.S. S.M.I.I. LUXES
Pasajeros	100	Imprenta	300v
Tripulación	50	Sastrería	500u
Entrada pasajeros	100v	Oficinas postales	200u
Tas de descanso, pasajeros y oficiales	100x	Ventiladores	30
Artos de esparcimiento tripulación	200	Central telefónica	100u
Sobre mesas	300	Cuarto para almacén	50
Comedor pasajeros	100w	Áreas de operación:	
Salón comedor, oficiales y tripulación	100	Cuarto máquinas (áreas de trabajo)	100u
Sobre mesas	150	Cuarto calderas (áreas de trabajo)	100u
Bibliotecas	100	Cuarto ventiladores	50
Para lectura	300	Cuartos grupos Motor-Generador	50
Salones fumadores	5x	Cuartos de generación y tablero de control	100
Cubiertas cerradas	100	Cuarto de montacargas	50
Palquería y salón de bellera	200	Tableros de control, iluminación vertical:	
Sobre la persona	500	Parte alta	300
Salones de Cocktail y Cantina	50w	A 90 cms. desde el piso	100
Salón de baile	50w	Cuarto del mecanismo del timón	50
Piscinas, playas interiores	100y	Cuarto de bombas	10
Tiendas	200v	Tablero de medición y control (iluminación vertical):	
Teatros:		Sobre medidores	300
Durante el espectáculo	1	Túnel del eje	50
Intermedio	50	Bodega teca para cargamento (Unidad de iluminación permanente)	10v
Gimnasios	200	Carga y descarga de cargamento refrigerado	30v
Hospital:		Talleres	200
Sala de operaciones	500v	Solve trabajo	500
Sala dental	300v	Escotillas de la bodega:	
Dispensario	300v	Área sobre escotilla	50
Sala de enfermos	50v	Área adyacente a la cubierta	30
Oficina doctor	200v	CARROS DE F.F.C.C. PARA CORREO	
Sala de espera	100x	Bultos de correo y cajas para cartas	300
TIRO AL BLANCO		Almacenaje correo	150
Sobre el blanco	500v	CARROS DE F.F.C.C. PARA PASAJEROS	
Línea de tiro	100	Escritura y lectura:	
Área intermedia	50	General	200
Cabina de radio, vestíbulo pasajeros	100x	Sobre escritorio	500
Mostrador para pasajeros oficina sobrecargo	200	Sección de baños:	
Áreas de navegación		General	150
Timonera (sobre puente de mando)	50	Espelo	300
Cuarto de mapas	100	Sanitario	50
Sobre mesa de mapas y cartas de navegación	500	Carró comedor	150
Cuarto del radar	50	Cantina	100
Cuarto de giroscopios	50	Áreas sociales	200
Cabina de radio	100v	Fiscalones y puertas	100
Oficina del barco	200	TRANVIAS Y TROLEBUSES	300
Sobre escritorios y mesas de trabajo	500	TIRO AL PICHÓN	
Para teneduría de libros y auditoría	500	Blanco, a 50 Mts.	300v
Cuarto de registro (cuaderno bitácora)	100	Línea de tiro, general	100
Sobre escritorio	500	VOLEYBALL	
Áreas de servicio:		Torneo	200
Galera	200v	Recreativo	100
Lavandería	150v	WATER POLO	
Despensa	150v	Torneo	300
Fregaderos	150v	Club	200
Preparación comida	200v	Recreativo	100
Almacén comida (sin y con refrigerador)	50		
Carnicería	150v		

NOTAS

a. Se puede obtener con la combinación de alumbrado general y alumbrado suplementario especializado, manteniendo las relaciones de brillantez recomendadas. Estas tareas visuales generalmente hacen intervenir la discriminación de los detalles delicados por largos períodos de tiempo y bajo condiciones de contraste reducido. Para dar la iluminación requerida, es necesario usar una combinación del alumbrado general antes indicado más el alumbrado suplementario especializado. El diseño e instalación de estos sistemas combinados no deberá únicamente proveer una cantidad suficiente de luz, sino que también deberá dar la dirección apropiada a la luz, difusión y además protección al ojo humano. Deberá también, tanto como sea posible, eliminar el deslumbramiento directo o reflejado como sombras desagradables.

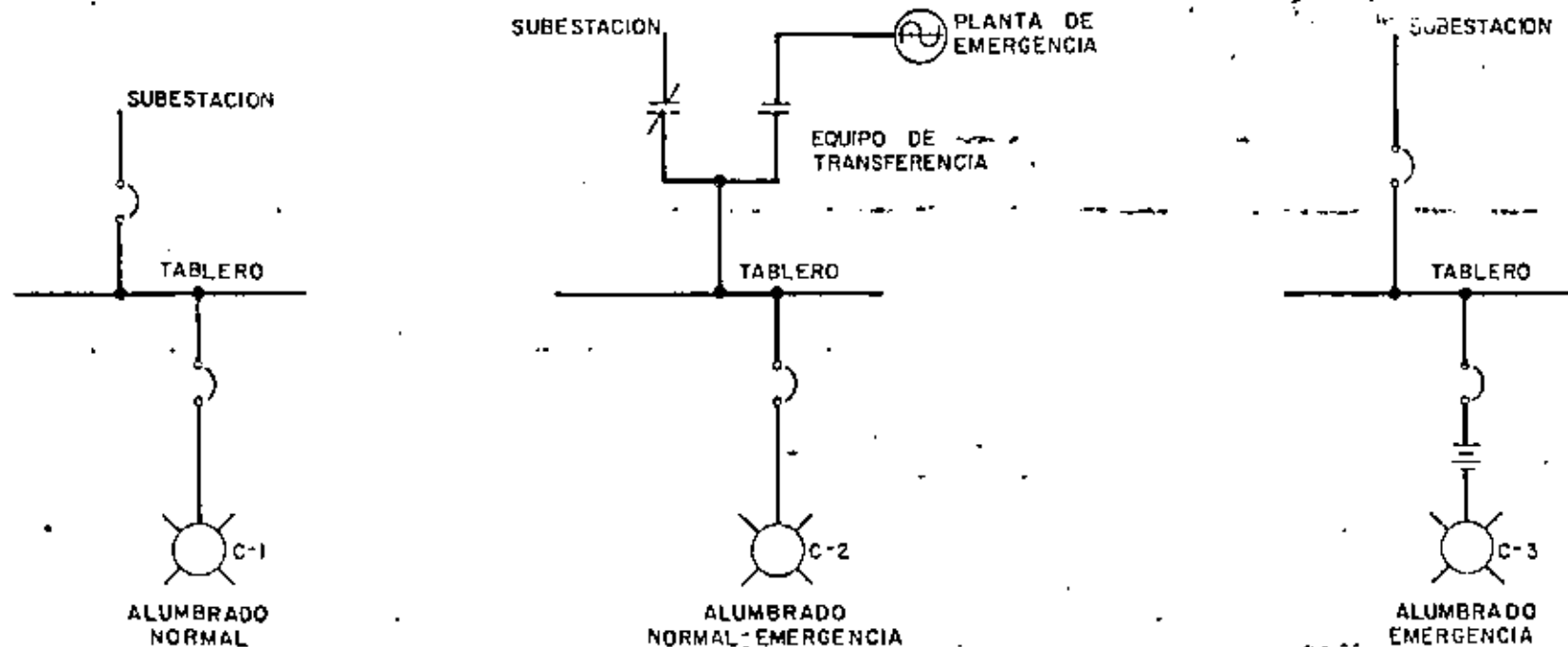
- b. Las pinturas o cuadros con colores oscuros y con detalles delicados o finos, deberán tener una iluminación de 2 a 3 veces mayor.
- c. En algunos casos, una iluminación mayor de los 1000 Luxes, es necesaria para hacer resaltar la belleza de los estatuas.
- d. La iluminación se puede reducir o disminuir durante el sermón, la introducción o la meditación.

e. Los acabados interiores son oscuros (menos de 10% de reflexión), la iluminación será de 2/3 partes del nivel recomendado para evitar altos niveles en brillantez, como en el caso de las páginas de los libros de salmos o cantos y el medio semiobscuro que lo rodea. Es esencial un diseño cuidadoso para evitar brillantes desagradables.



DESCANSO DE ESCALERA
 INSTALACION DE ALUMBRADO

FIGURA 1



DIAGRAMAS UNIFILARES TIPICOS
 FIGURA 2

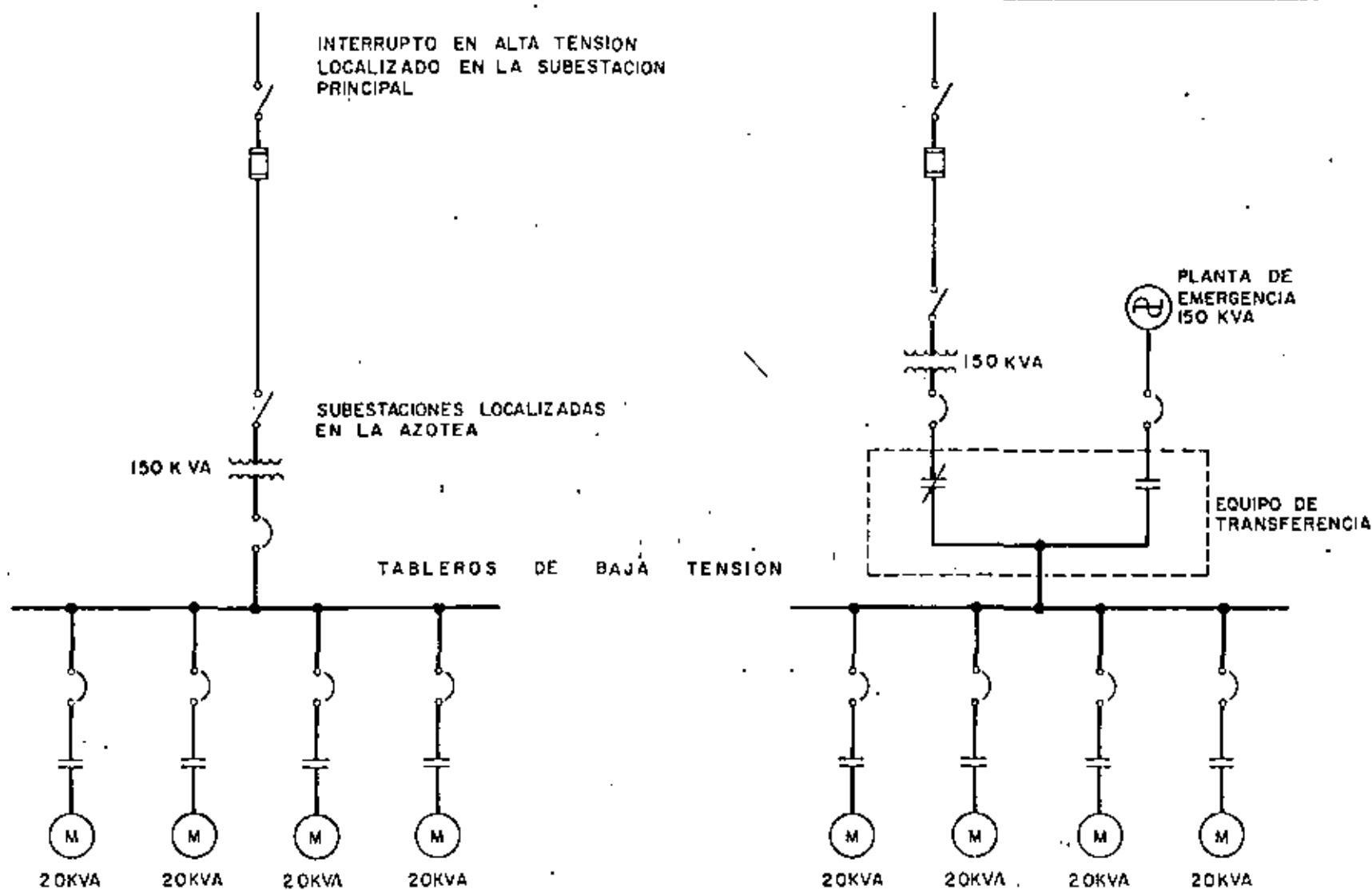


FIGURA 3

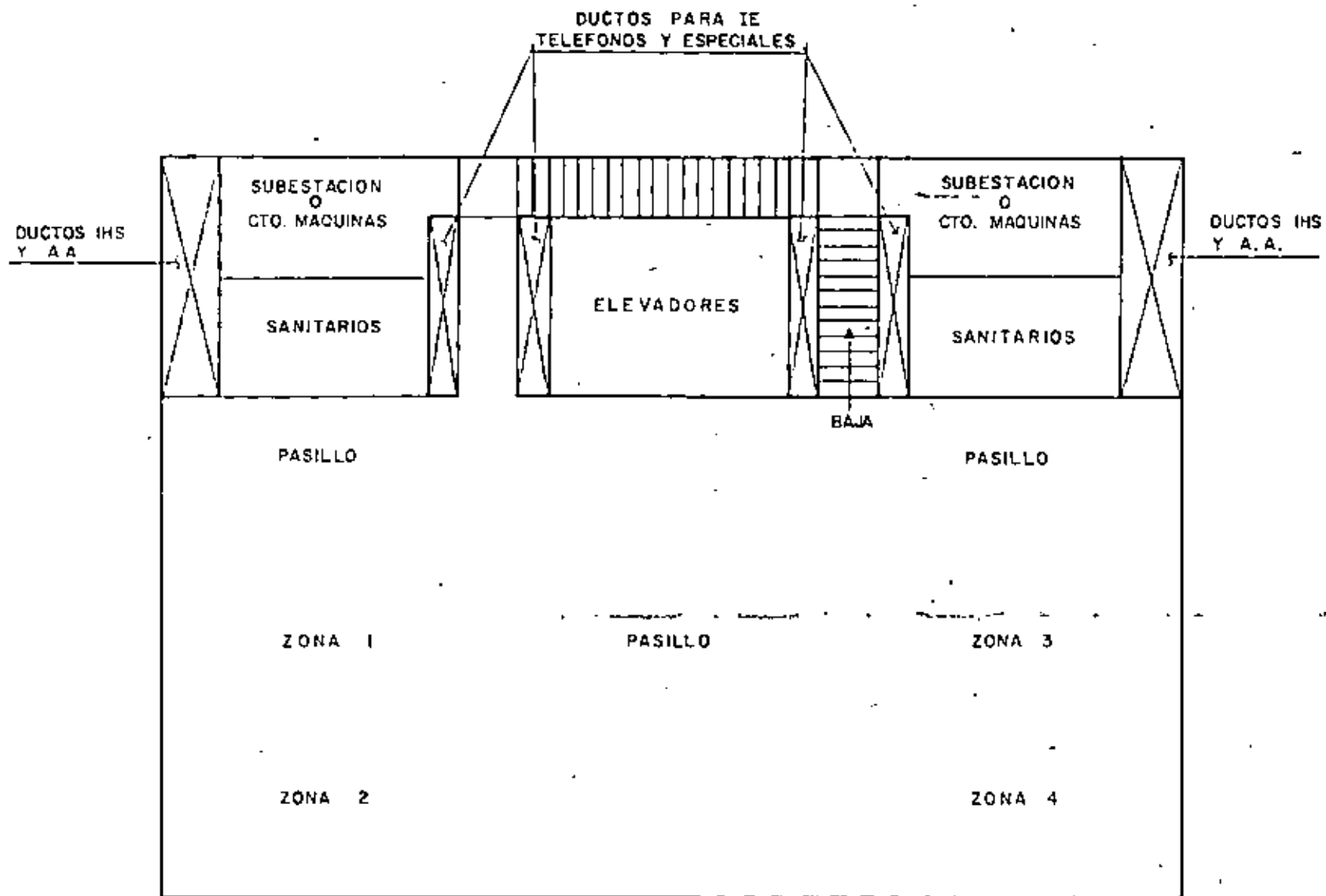


FIGURA 4

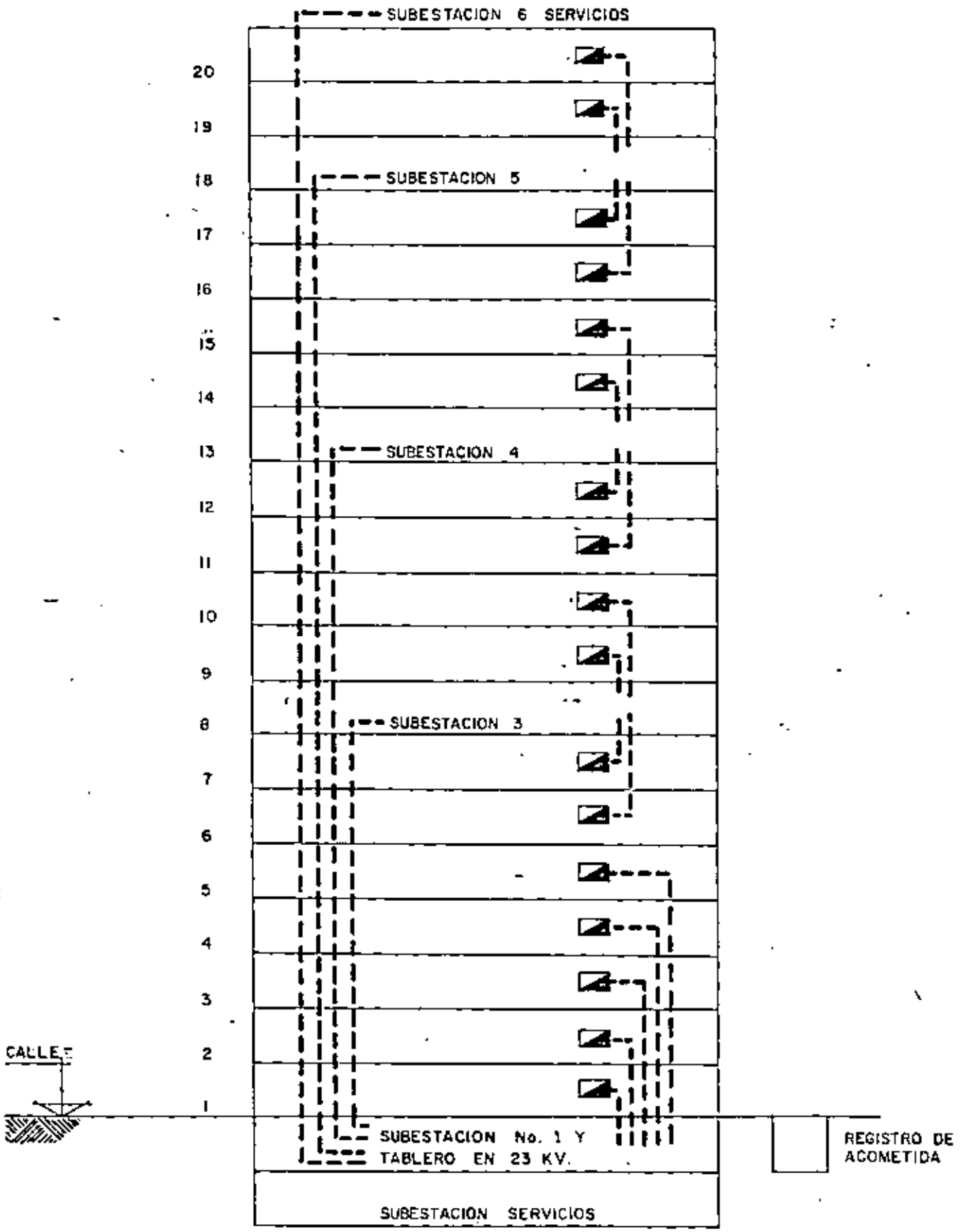


FIGURA 5

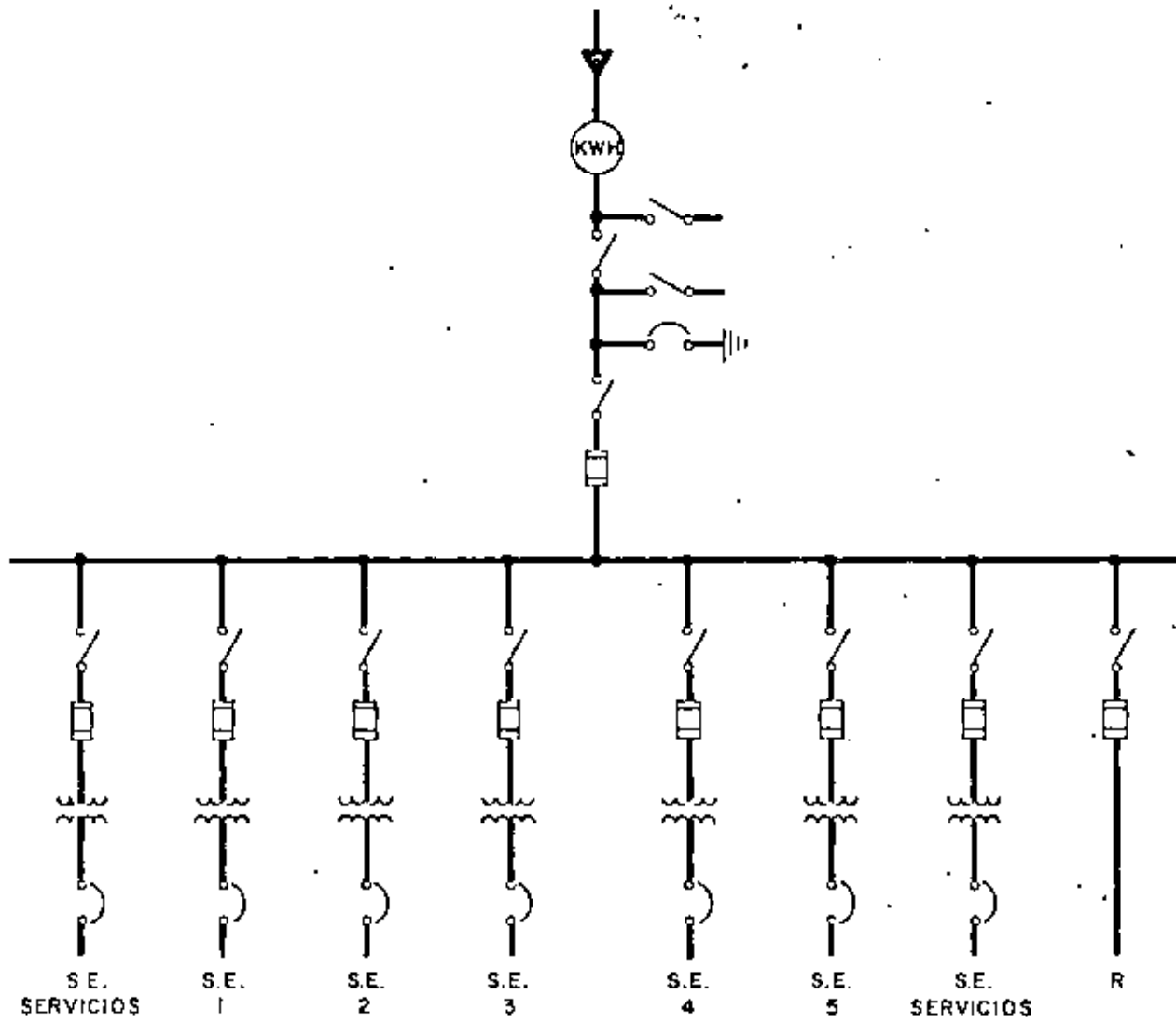
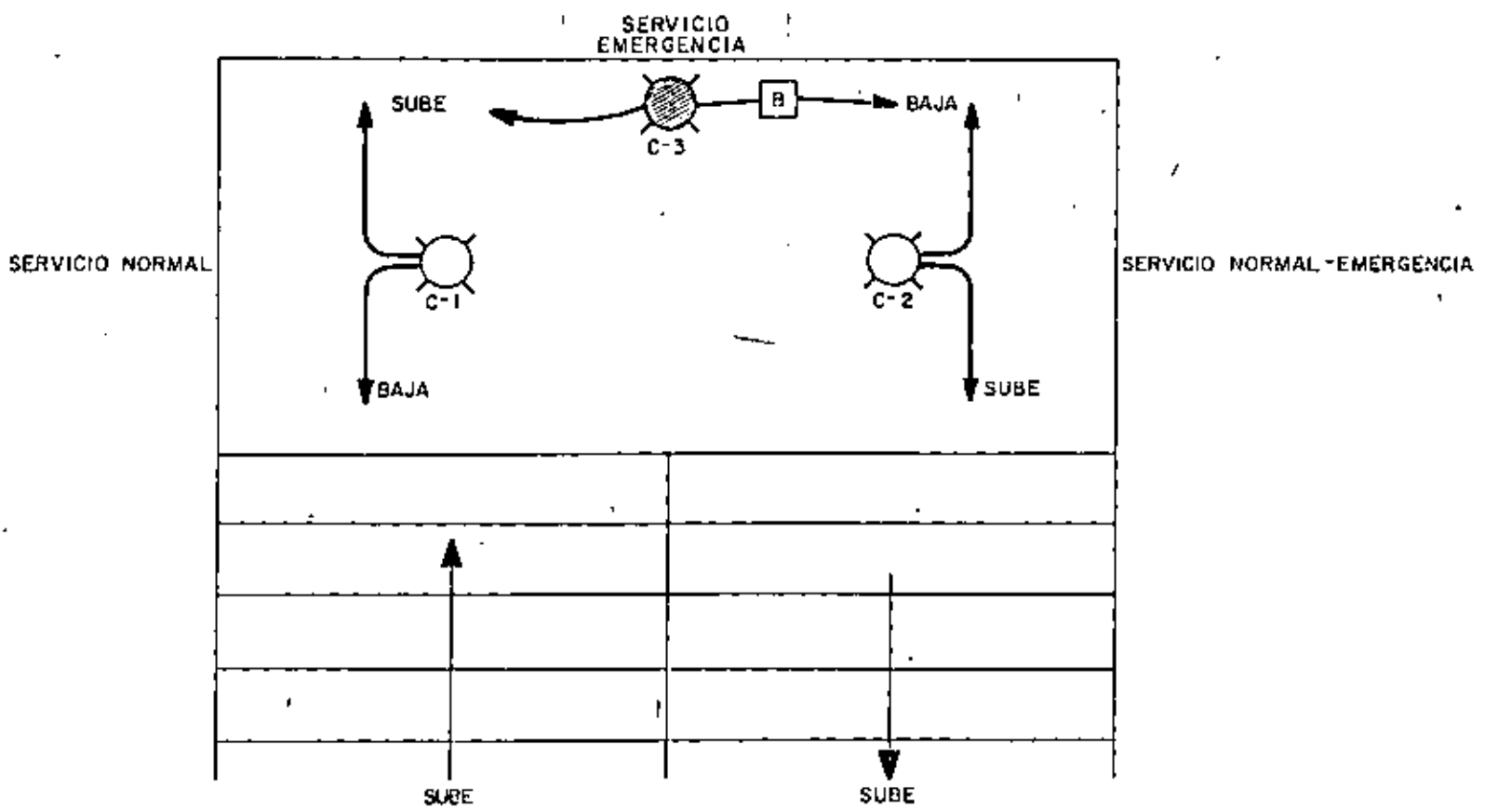
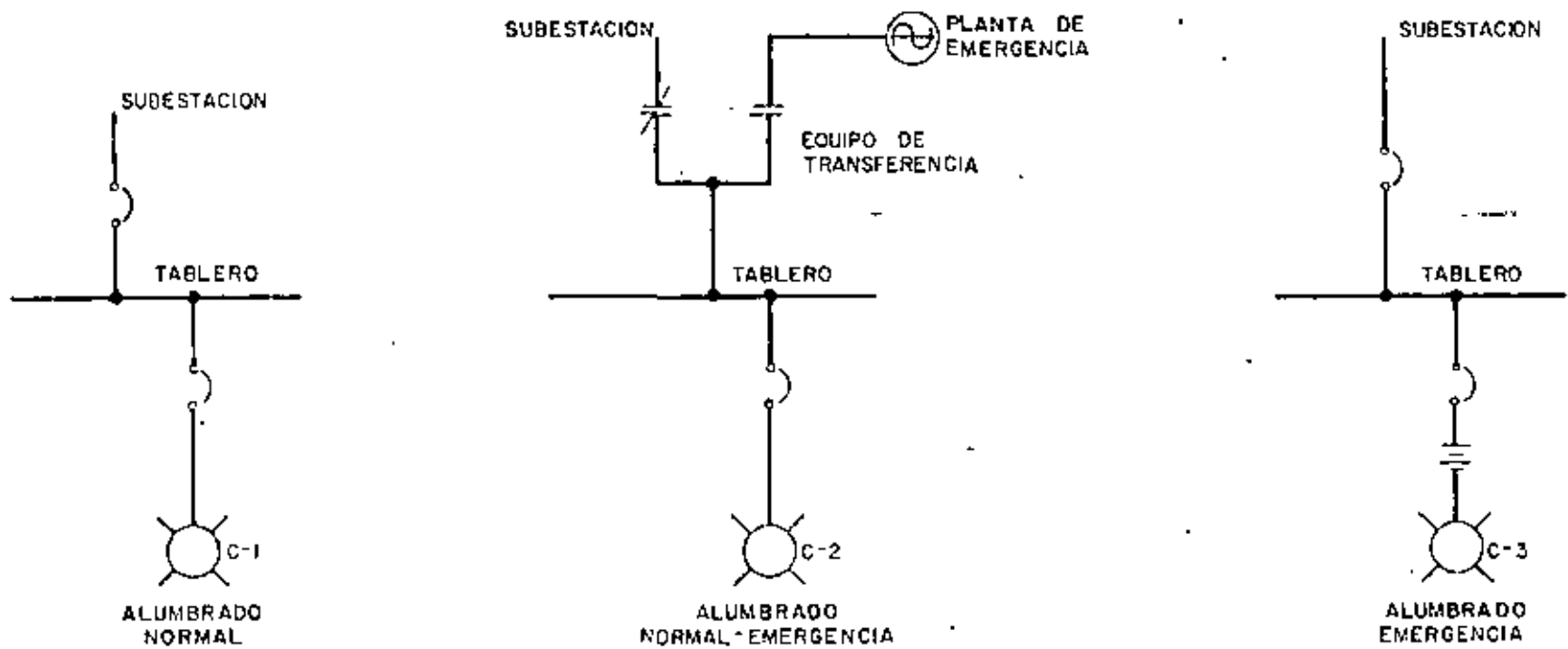


FIGURA 6



DESCANSO DE ESCALERA
INSTALACION DE ALUMBRADO

FIGURA 1



DIAGRAMAS UNIFILARES TIPICOS
 FIGURA 2

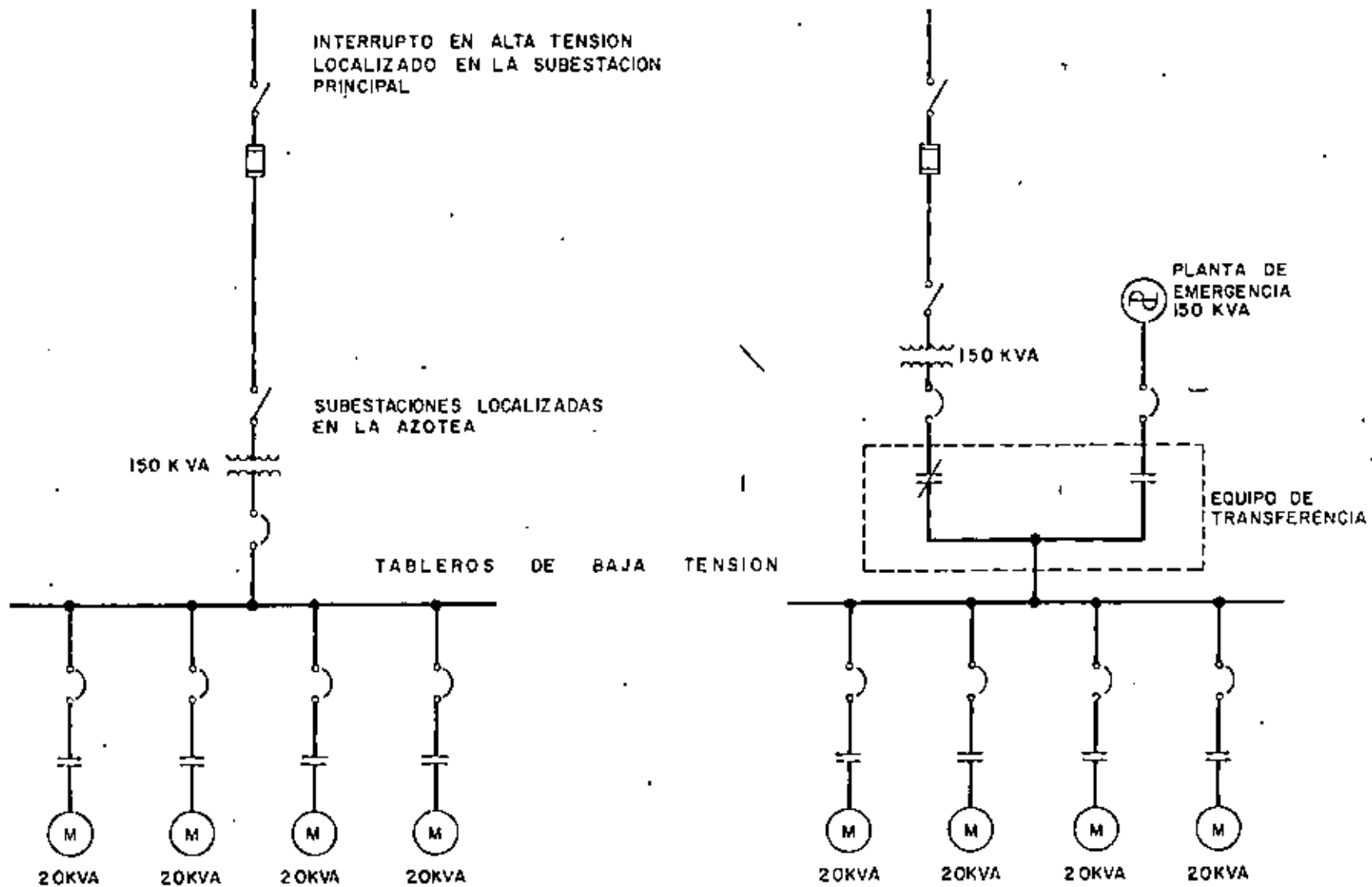


FIGURA 3

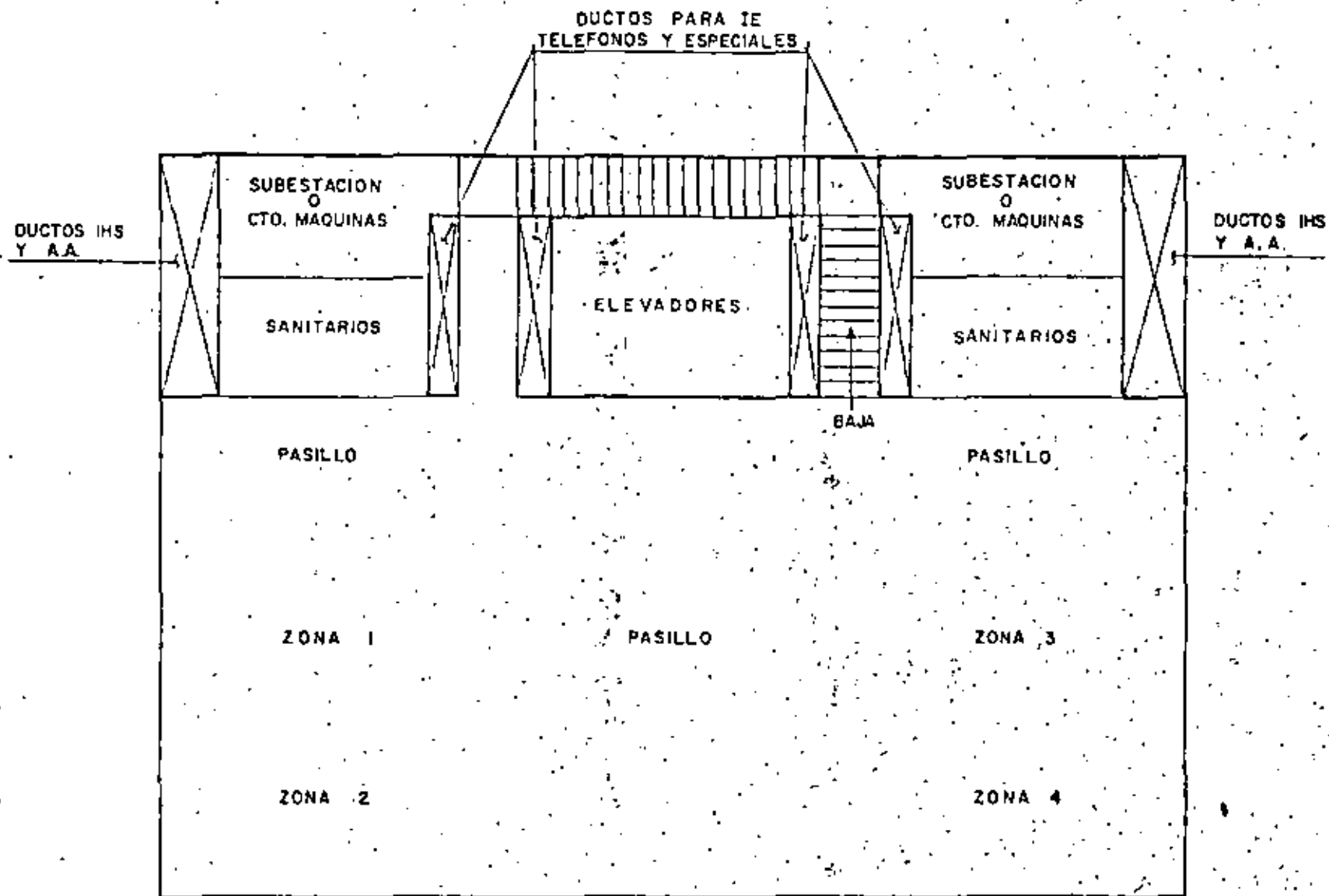


FIGURA 4

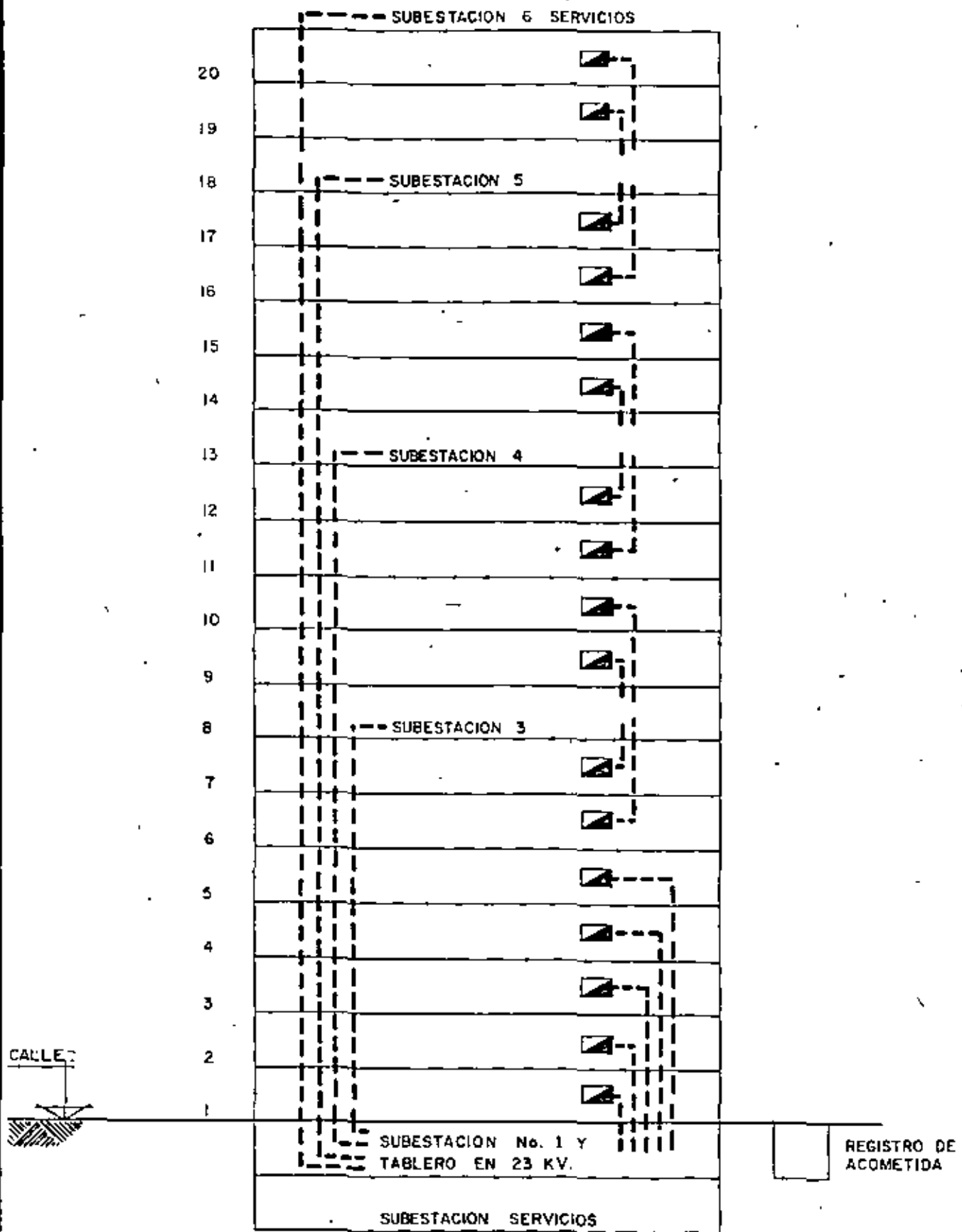


FIGURA 5

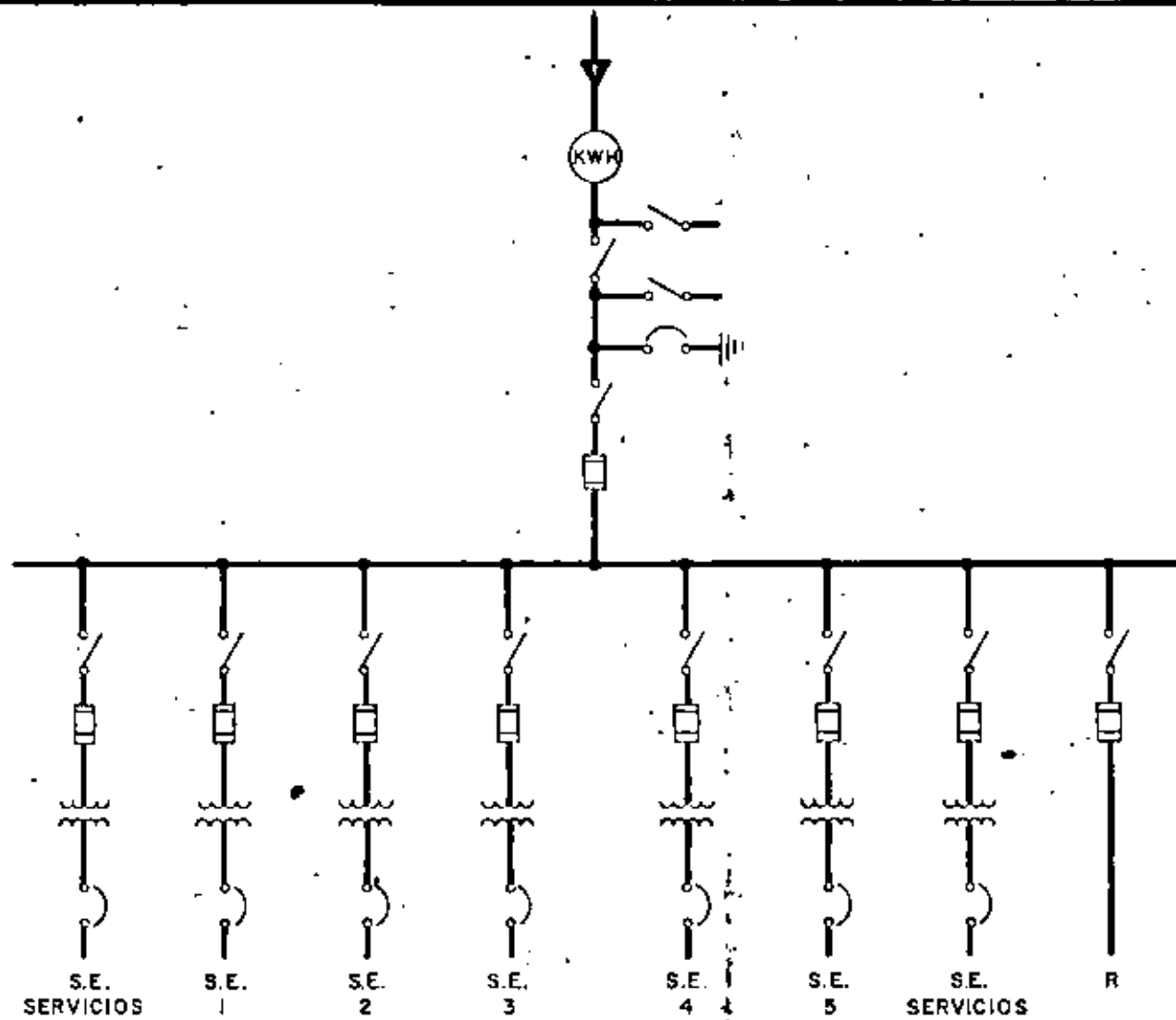
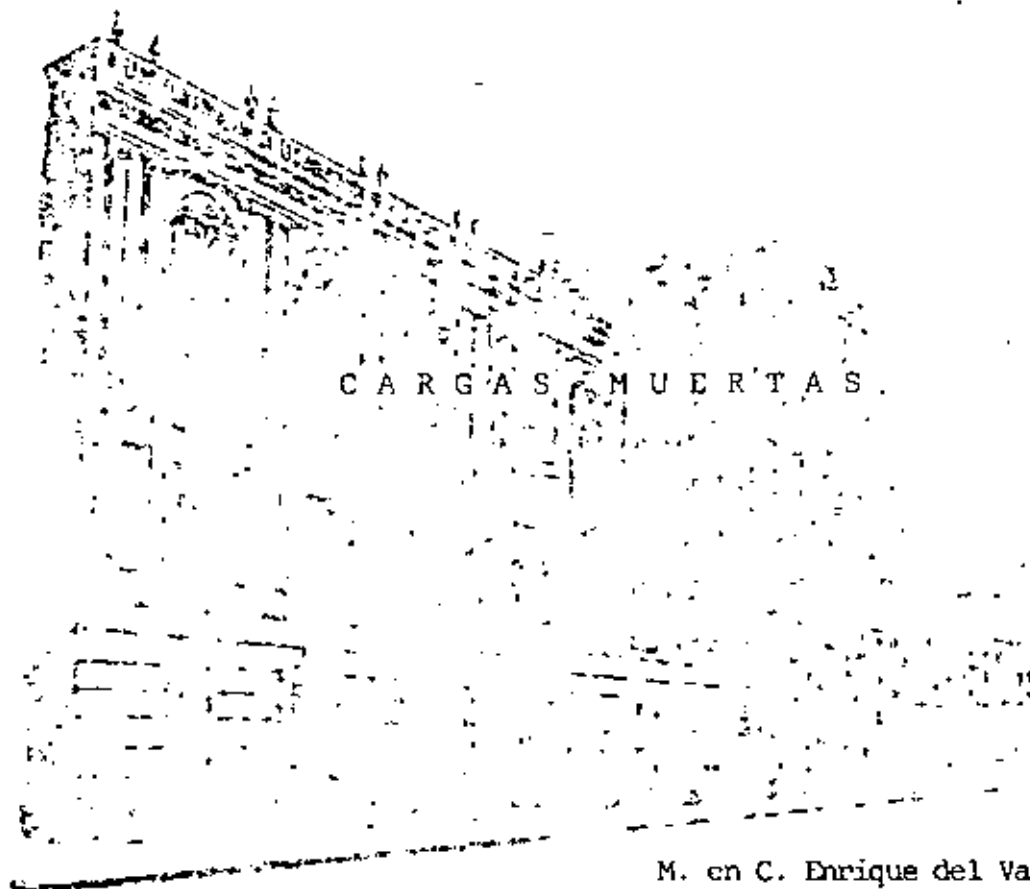


FIGURA 6



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

EDIFICIOS ALTOS



M. en C. Enrique del Valle Calderón

AGOSTO, 1983

CAPITULO XXXV

CARGAS MUERTAS

ARTICULO 223. VALORES NOMINALES

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán los pesos unitarios especificados en la tabla siguiente. Los valores mínimos señalados se emplearán, de acuerdo con el artículo 213 de este Reglamento, cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de flotación, lastre y succión producida por viento. En los otros casos se emplearán los valores máximos.

PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS

MATERIAL	Peso volumétrica en ton/m ³	
	Máximo	Mínimo
<u>Piedras naturales</u>		
Arenisca (chiluca y canteras)		
secas	2.45	1.75
saturadas	2.50	2.00
Basaltos (piedra brasa)		
secas	2.60	2.35
saturados	2.65	2.45
Granito	3.20	2.40
Mármol	2.60	2.55

MATERIAL		Peso volumétrico, en ton/m ³	
		Máximo	Mínimo
Pizarras	secas	2.80	2.30
	saturadas	2.85	2.35
Tepetates	secos	1.60	0.75
	saturados	1.95	1.30
Tezontles	secos	1.25	0.65
	saturados	1.55	1.15
II			
<u>Suelos</u>			
Arena de grano de tamaño uniforme	seca	1.75	1.40
	saturada	2.10	1.85
Arena bien graduada	seca	1.90	1.55
	saturada	2.30	1.95
Arcilla típica del Valle de México en su condición natural		1.50	1.20
III			
<u>Piedras artificiales, concretos y morteros</u>			
Concreto simple con agregados de peso normal		2.20	2.00
Concreto reforzado		2.40	2.20
Mortero de cal y arena		1.50	1.40
Mortero de cemento y arena		2.10	1.90
Aplanado de yeso		1.50	1.10
Tabique macizo hecho a mano		1.50	1.30
Tabique macizo prensado		2.20	1.60
Bloque hueco de concreto ligero (volumen neto)		1.30	0.90
Bloque hueco de concreto intermedio (volumen neto)		1.70	1.30
Bloque hueco de concreto pesado (volumen neto)		2.20	2.00
Vidrio plano		3.10	2.80

MATERIAL	Peso volumétrico, en ton/m ³		
	Máximo	Mínimo	
IV <u>Madera</u>			
Caoba	seca	0.65	0.55
	saturada	1.00	0.70
Cedro	seco	0.55	0.40
	saturado	0.70	0.50
Oyamel	seco	0.40	0.30
	saturado	0.65	0.55
Encino	seco	0.90	0.80
	saturado	1.00	0.80
Pino	seco	0.65	0.45
	saturado	1.00	0.80
V <u>Recubrimientos</u>		Pesos, en kg/m ²	
Azulejo		15	10
Mosaicos de pasta		35	25
Granito o terrazo de 20 x 20		45	35
	30 x 30	55	45
	40 x 40	65	55
Loseta asfáltica o vinílica		10	5

ARTICULO 224. CARGA MUERTA ADICIONAL PARA PISOS DE CONCRETO

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m². Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m²; de manera que en losas coladas en el lugar que lleven una capa de mortero, el incremento total será de 40 kg/m².

Tratándose de losas y capas de mortero que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS DE DISEÑO, EN kg/m²

Destino del piso o cubierta	w	w _a	w _m	Observaciones
I. <u>Habitación (casas-habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares), oficinas, despachos y laboratorios</u>	70	90	$120+420A^{-1/2}$	(1)
II. <u>Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)</u>				
Cuando sirven a no más de 200 m ² de área habitable	40	150	$150+203A^{-1/2}$	
Cuando sirven a un área habitable superior a 200 m ² e inferior a 400 m ²	40	150	$150+400A^{-1/2}$	
Cuando sirven a 400 m ² o más de área habitable o a un lugar de reunión	40	150	$150+600A^{-1/2}$	
III. <u>Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales</u>	40	350	450	
IV. <u>Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)</u>	40	250	300	(2)
V. <u>Comercios, fábricas y bodegas</u>				
Área tributaria hasta de 20 m ²	0.8w _m	0.9w _m	w _m	(3)
Área tributaria mayor de 20 m ²	0.7w _m	0.8w _m	0.9w _m	(3) _a
VI. <u>Tanques y cisternas</u>	0.7w _m	0.8w _m	w _m	(4)
VII. <u>Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%</u>	15	70	100	(5)
VIII. <u>Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5% y menor de 20%</u>	5	20	60	(6)
IX. <u>Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20%</u>	5	20	30	(6) (7)
X. <u>Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)</u>	15	70	300	
XI. <u>Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)</u>	40	100	150	(8)
XII. <u>Andamios y cimbra para concreto</u>	15	70	100	(9)

OBSERVACIONES

- 1) Por lo menos en una estancia o sala-comedor de las que contribuyen a la carga de una viga, columna u otro elemento estructural de una casa-habitación, edificio de apartamentos o similar, debe considerarse para diseño estructural $w_m = 250 \text{ kg/m}^2$ y en las demás según corresponda al área tributaria en cuestión.
- 2) Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de tabique ni de otros materiales de peso comparable, ni de cortinajes en salas de espectáculos, archivos importantes, cajas fuertes, libreros sumamente pesados ni el de otros objetos no usuales. Cuando se prevean tales cargas deberán diseñarse elementos estructurales destinadas a ellas, especificarse en los planos estructurales y, mediante placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción, señalarse su ubicación y carga permisible.
- 3) Atendiendo al destino del piso se fijará la carga unitaria nominal w_m , que corresponda a un área tributaria menor de 20 m^2 , la que deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción. La carga w_m será mayor de 350 kg/m^2 en todos los casos. Cuando se prevean cargas concentradas importantes se debe proceder como se especifica en 2).
- 4) $w_m =$ presión en el fondo del tanque o cisterna, correspondiente al frente máximo posible.
- 5) Las cargas vivas en estas cubiertas y azoteas pueden disminuirse si mediante floraderos adecuados se asegura que el nivel máximo que puede alcanzar el agua de lluvia en caso de que se topan las bajadas no produce una carga viva superior a la propuesta; pero en ningún caso este valor será menor que el correspondiente al especificado para cubiertas y azoteas con pendiente mayor de cinco y menor de 20 por ciento.
Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios. Estas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.
En el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 kg/m actuando al nivel y en la dirección más desfavorable.
- 6) Adicionalmente los elementos de las cubiertas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg en la posición más crítica, si ésta resulta más desfavorable que la carga uniforme especificada.
- 7) Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga, debida al granizo, de 30 kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle.
- 8) Más una concentración de 1.5 ton en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.
- 9) Más una concentración de 100 kg en el lugar más desfavorable; debe cumplirse, además, con lo dispuesto en el capítulo de Cimbres y Andamios del Título V.

Table 1.1 Typical recommended live loads

Occupancy (1)	Australia (AS1170, Part 1-1971)			Britain (CP: Chap. V Part 1: 1967)		
	kPa (2)	psf (3)	kg/m ² (4)	kPa (5)	psf (6)	kg/m ² (7)
Assembly Halls					(Note 1)	
fixed seat	4.0	84	408	4.0	84	408
movable seat	5.0	104	510	5.0	104	510
platform	5.0	104	510	5.0	104	510
Balcony (exterior)						
public	4.0	84	408			
Corridors		(Note 1)			(Note 3)	
first floor	4.0	84	408			
apartments	3.0	63	306		(Note 4)	
hospitals	3.0	63	306		(Note 4)	
offices	3.0	63	306		(Note 4)	
theaters	4.0	84	408		(Note 4)	
Dance Halls and Bathrooms	4.0	84	408	5.0	104	510
Dining Rooms and						
Restaurants	2.0	42	204	2.0	42	204
Fire Escapes						
general						
multifamily residential						
Garages						
passenger cars only	3.0	63	306	2.5	52	255
approach ramps	5.0	104	510	2.5	52	255
Hospitals						
operating rooms, labs	3.0	63	306	2.0	42	204
private rooms, wards	2.0	42	204	2.0	42	204
Libraries						
reading rooms	2.5	52	255	2.5	52	255
book stacks		(Note 2)			(Note 13)	
Office Buildings						
offices	3.0	63	306	2.5	52	255
lobbies	4.0	84	408	2.5	52	255
corridors	3.0	63	306		(Note 3)	
Residential						
apartments	2.0	42	204	1.5	31	153
hotels	2.0	42	204	2.0	42	204
public rooms	2.0	42	204	2.0	42	204
stairs	4.0	84	408		(Note 7)	
corridors	3.0	63	306		(Note 3)	
Stairs						
building over						
three stories	4.0	84	408		(Note 7)	
Stores						
first floor	3.0	104	510	4.0	84	408
upper floors	5.0	104	510	4.0	84	408
wholesale	5.0	104	510	4.0	84	408
Theaters						
aisles, corridors, lobbies	4.0	84	408		(Note 9)	
orchestra floor	4.0	84	408		(Note 9)	
balconies	4.0	84	408		(Note 9)	
stage floors	7.5	156	765	7.5	156	765

Table 1.1 (continued)

Occupancy	Canada (NBC 4:1)			CIB (Bulletin No. 4)			France (NF P06 001)		
	kPa (8)	psf (9)	kg/m ² (10)	kPa (11)	psf (12)	kg/m ² (13)	kPa (14)	psf (15)	kg/m ² (16)
Assembly Halls						(Note 10)			
fixed seat	2.4	50	244	4.0	84	408	4.9	102	500
movable seat	4.8	100	488	4.0	84	408	4.9	102	500
platform	4.8	100	488				4.9	102	500
Balcony (exterior)									
public	4.8	100	488				4.9	102	500
Corridors						(Note 11)			
first floor	4.8	100	488	3.0	63	306	3.4	71	350
apartments	1.9	40	195	3.0	63	306	1.7	35	175
hospitals	4.8	100	488	3.0	63	306			
offices	4.8	100	488	3.0	63	306			
theaters	4.8	100	488	3.0	63	306	4.9	102	500
Dance Halls and Ballrooms	4.8	100	488				4.9	102	500
Dining Rooms and Restaurants	4.8	100	488				4.9	102	500
Fire Escapes									
general	4.8	100	488						
multifamily residential	4.8	100	488						
Garages									(Note 6)
passenger car only approach ramps	2.4	50	244						
Hospitals									
operating rooms, lab	3.6	75	366						
private rooms, wards	1.9	40	195						
Libraries									
reading rooms	1.9	40	195						
book stacks	7.2	150	732						
Office Buildings									
offices	2.4	50	244				2.0	41	200
lobbies	4.8	100	488				2.5	51	250
corridors	4.8	100	488			(Note 10)			
Residential									
apartments	1.9	40	195	1.5	31	153	1.7	35	175
hotels	1.9	40	195	1.5	31	153	1.7	35	175
public rooms	same as assembly						4.9	102	500
halls									
stairs	1.9	40	195				2.5	50	250
corridors	1.9	40	195			(Note 11)	1.7	35	175
Stairs									
buildings over three stories	same as corridors						3.9	82	400
Stores						(Note 10)			
first floor	4.8	100	488	4.0	84	408	4.9	102	500
upper floors	4.8	100	488	4.0	84	408	3.9	82	400
wholesale	4.8	100	488						(Note 8)
Theaters									
aisles, corridors, lobbies	(Note 9)						4.9	102	500
orchestra floor	(Note 9)						4.9	102	500
balconies	(Note 9)						4.9	102	500
stage floors							4.9	102	500

Table 1.1 (continued)

Occupancy	Germany (DIN 1055, 61.3)			Italy (C.N.R., UNI 10012-67)			Japan (All Standard)		
	kPa (17)	psf (18)	kg/m ² (19)	kPa (20)	psf (21)	kg/m ² (22)	kPa (23)	psf (24)	kg/m ² (25)
Assembly Halls							(Note 14)		
fixed seat	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
movable seat	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
platform	4.9	102	500	4.9	102	500			
Balcony (exterior)									
public	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
Corridors									
first floor				4.9	102	500			
apartments	2.0	41	200	2.0	41	200	1.8	37	180
hospitals	3.4	72	350				1.8	37	180
offices	2.0	41	200	3.4	72	350	2.9	61	300
theatres	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
Dance Halls and Ballrooms	4.9	102	500	5.9	122	600	3.5	74	360
Dining Rooms and Restaurants	4.9	102	500	3.4	72	350	2.9	61	300
Fire Escapes									
general									
multifamily residential									
Garages									
passenger cars only	3.4	72	350	2.9	61	300	5.4	113	550
approach ramps	4.9	102	500				5.4	113	550
Hospitals									
operating rooms, labs									
private rooms, wards							1.8	37	180
Libraries							(Note 13)		
reading rooms									
book stacks									
Office Buildings									
offices	2.0	41	200	3.4	72	350	2.9	61	300
lobbies				3.4	72	350			
corridors	2.0	41	200	3.4	72	350	2.9	61	300
Residential									
apartments	1.5	31	150	2.0	41	200	1.8	37	180
hotels	1.5	31	150	2.0	41	200	1.8	37	180
public rooms				3.4	72	350	3.5	74	360
stairs				3.9	82	400	1.8	37	180
corridors	2.0	41	200	2.0	41	200	1.8	37	180
Stairs									
buildings over three stories				4.9	102	500			
Stores									
first floor	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
upper floors	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
wholesale	4.9	102	500	4.9	102	500			
Theaters									
aisles, corridors, lobbies	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
orchestra floor	4.9	102	500	4.9	102	500			
balconies	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
stage floors	4.9	102	500	4.9	102	500			

Table 1.1 (continued)

Occupancy	South Africa (SHR: Ch. 3-1970)			U.S.A. (ANSI A58.1-1972)			U.S.S.R. (SN & PD A.11-62)		
	LPs (26)	psf (27)	kg/m ² (28)	LPs (29)	psf (30)	kg/m ² (31)	LPs (32)	psf (33)	kg/m ² (34)
Assembly Halls									(Note 16)
fixed seat	3.8	80	391	2.9	60	293	3.9	82	400
movable seat	4.8	100	488	4.8	100	488	4.9	102	500
platform				4.8	100	488	4.9	102	500
Balcony (exterior)				4.8	100	488	3.9	82	400
public									
Corridors									
first floor	4.8	100	488	4.8	100	488	2.9	61	300
apartments	1.9	40	195	3.8	80	391	2.9	61	300
hospitals	4.8	100	488	3.8	80	391	2.9	61	300
offices	2.4	50	244	3.8	80	391	2.9	61	300
theaters	4.8	100	488	4.8	100	488	3.9	82	400
Dance Halls and Ballrooms				4.8	100	488	3.9	82	400
Dining Rooms and Restaurants				4.8	100	488	2.9	61	300
Fire Escapes				4.8	100	488			
general				1.9	40	195			
multifamily residential									
Garages		(Note 15)							
passenger cars only	1.4	30	143	2.4	50	244			
approach ramps									
Hospitals									
operating rooms, labs				2.9	60	293	2.0	41	200
private rooms, wards				1.9	40	195	1.5	31	150
Libraries					(Note 17)				
reading rooms				2.9	60	293	2.0	41	200
book stacks				7.2	150	732	4.9	102	500
Office Buildings									
offices	2.4	50	244	2.4	50	244	2.0	41	200
lobbies	3.8	80	391	4.8	100	488	2.9	61	300
corridors	2.4	50	244	3.8	80	391	2.9	61	300
Residential									
apartments	1.9	40	195	1.9	40	195	1.5	31	150
hotels	1.9	40	195	1.9	40	195	2.0	41	200
public rooms				4.8	100	488	2.0	41	200
stairs				4.8	100	488	2.9	61	300
corridors	1.9	40	195	3.8	80	391	2.9	61	300
Stairs					(Note 3)				
buildings over three stories				4.8	100	488	2.9	61	300
Stores									
first floor	3.8	80	391	4.8	100	488	3.9	82	400
upper floors	3.8	80	391	3.4	75	366	3.9	82	400
wholesale				6.0	125	610	3.9	82	400
Theaters									
aisles, corridors, lobbies				4.8	100	488	3.9	82	400
orchestra floor				2.9	60	293	3.9	82	400
balconies				2.9	60	293	3.9	82	400
stage floors				7.2	150	732	4.9	102	500



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

EDIFICIOS ALTOS

MODELO ANALITICO APROXIMADO PARA MARCOS DE PISOS
MÚLTIPLES

AGOSTO, 1983.

MODELO ANALITICO APROXIMADO PARA MARCOS
DE PISOS MULTIPLES.

EN EL DISEÑO PRELIMINAR DE EDIFICIOS ALTOS Y FLEXIBLES, LAS FUERZAS EN LOS MIEMBROS Y LOS DESPLAZAMIENTOS, PRODUCIDOS POR LA ACCION DE FUERZAS LATERALES EN LA ESTRUCTURA, SON DE PRIMERA IMPORTANCIA EN EL PROPORCIONAMIENTO DE LOS MIEMBROS.

PARA TODO TIPO DE ESTRUCTURAS SENCILLAS, EL ANALISIS DE ESTAS ES PROBLEMA ALTAMENTE COMPLEJO E INDETERMINADO, Y PARA SU ESTUDIO "EXACTO", EN PARTICULAR PARA ENCONTRAR LOS EFECTOS DE VARIACION DE DIMENSIONES DE TRABES, COLUMNAS O CONTRAVENTEDOS RIGIDOS, LAS COMPUTADORAS ELECTRONICAS DEBEN DE SER USADAS. EL ANALISIS COMPLETO DE MARCOS ES TOTALMENTE POSIBLE CON PROGRAMAS PARA COMPUTADORAS. SIN EMBARGO LA PREPARACION DE DATOS DE ENTRADA AL PROGRAMA, AUNADOS AL COSTO DE TIEMPO DE COMPUTADORA, HACEN QUE LA INVESTIGACION PARA DIFERENTES ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURACION Y/O CONTRAVENTEO NO SE JUSTIFIQUEN DENTRO DEL COSTO DE UN PROYECTO DETERMINADO. UN METODO DE ANALISIS PARA MODELAR MARCOS DE GRAN NUMERO DE PISOS A OTRO EN EL CUAL SE LE REDUCE DE "ESCALA" ES PRESENTADO EN ESTE TRABAJO.

LA MODELACION DE GRANDES ESTRUCTURAS EN UNAS MAS PEQUEÑAS DAN LA POSIBILIDAD AL DISEÑADOR DE ANALIZAR GRANDES ESTRUCTURAS EN UNA FORMA ECONOMICA Y EFICIENTE EN UN PEQUEÑO COMPUTADOR.

TECNICAS PARA LA IDEALIZACION

SUPOSICIONES Y LIMITACIONES.- EN EL DESARROLLO DEL MODELO DE RIGIDEZ EQUIVALENTE (VER REFERENCIA 1), SE ASUME QUE LOS PUNTOS DE INFLEXION DE TRABES Y COLUMNAS TANTO EN EL MODELO COMO EN EL PROTOTIPO OCURREN EN LA MITAD DEL CLARO Y EN LA MITAD DE LA ALTURA RESPECTIVAMENTE. ESTA SUPOSICION ES RAZONABLE PARA MUCHAS DE LAS ESTRUCTURAS ALTAS EN LAS CUALES LAS ALTURAS DE LOS ESTREPIOS Y LAS RIGIDECES DE LOS MIEMBROS DEL PROTOTIPO NO CAMBIAN APRECIABLEMENTE EN ALGUN PISO DEL MODELO. ES NECESARIO QUE LAS CARGAS LATERALES SEAN LAS MISMAS EN CADA PISO DE LA REGION IDEALIZADA.

DEBIDO A LAS ANTERIORES SUPOSICIONES, Y A LOS DESEOS DE OBTENER UN MODELO SIMPLE, PUEDEN OCURRIR DESCREPANCIAS ENTRE EL MODELO Y EL PROTOTIPO. OTRAS DE LAS DISCREPANCIAS OCURREN SI:

- A) CUANDO EL NUMERO DE PISOS MODELADOS DEL PROTOTIPO EN EL MODELO VARIAN A LO LARGO DE LA ALTURA DE LA ESTRUCTURA MODELADA.

- B) EN LA INTERFASE DE UNA PARTE MODELADA Y OTRA NO DE UNA ESTRUCTURA.
- C) EN LA INTERFASE DE PARTES CONTRAVENTEADAS CON OTRAS NO CONTRAVENTEADAS DE LA ESTRUCTURA.

ESTAS DISCREPANCIAS, A PESAR QUE LOCALMENTE PUEDEN SER GRANDES, NO AFECTAN, EN GENERAL, EN LA EQUIVALENCIA, EN CONJUNTO, DEL PERFIL DE DEFORMACION DEL PROTOTIPO Y EL MODELO.

MARCOS SIN CONTRAVENTEDOS.- CONSIDERE UN MARCO DE VARIOS PISOS TIPICOS TAL COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA 1A., ESTE MARCO PROTOTIPO ES MODELADO COMO EL MARCO DE LA FIGURA 1B Y 1C. LA MODELACION ES LLEVADA A CABO GUARDANDO EL CONJUNTO DE LA GEOMETRIA DEL MARCO FIJA Y JUNTANDO q NIVELES (q = 3 EN LA FIGURA 1B Y q = 6 EN LA FIG. 1C) DEL PROTOTIPO EN UN NIVEL DEL MODELO.

PARA CONSEGUIR LAS MISMAS DEFORMACIONES LATERALES DE LAS JUNTAS DEL PROTOTIPO Y DEL MODELO, ES NECESARIO PROPORCIONAR AL MODELO LAS PROPIEDADES DE LAS SECCIONES COMO SIGUE:

$$I_{mc} = q \sum_{i=1}^n \frac{E}{l_i} (I_{pe})_i$$

$$A_{mc} = \frac{1}{q} \sum_{i=1}^n \frac{E}{l_i} (A_{pe})_i$$

$$I_{mg} = \sum_{i=1}^q (I_{pg})_i$$

$$A_{mg} = \sum_{i=1}^q (A_{pg})_i$$

DONDE:

q = NUMERO DE NIVELES MODELADOS EN UNO.

I_{mc} , I_{mg} = MOMENTOS DE INERCIA DE EL MODELO DE COLUMNA Y EL MODELO DE TRABE RESPECTIVAMENTE.

A_{mc} , A_{mg} = AREA TRANSVERSAL DEL MODELO.

$(I_{pc})_i$, $(I_{pg})_i$ = MOMENTOS DE INERCIA DEL IESIMO PISO DE LOS q PISOS MODELADOS EN UNO DE LAS COLUMNAS Y TRABES DEL PROTOTIPO RESPECTIVAMENTE.

$(A_{pc})_i$, $(A_{pg})_i$ = AREA TRANSVERSAL DEL IESIMO PISO DE LOS 2 PISOS MODELADOS EN UNO, DE LAS COLUMNAS Y TRABES PROTOTIPO RESPECTIVAMENTE.

LAS COLUMNAS MODELADAS OCUPAN LA POSICION EQUIVALENTE DE LAS COLUMNAS DEL PROTOTIPO, EN TANTO QUE LAS TRABES DEL MODELO SE COLOCAN EN UNA POSICION MEDIA EQUIVALENTE DE LAS TRABES DEL PROTOTIPO.

CUANDO q ES UN ENTERO PAR, EN LAS DOS FORMULAS PARA LAS TRABES SE INTERPRETA QUE, PARA LAS TRABES MAS ALEJADAS DE LA TRABE CENTRAL DE LA DEL MODELO TENDRAN LA MITAD DE I (o A) EN LA SUMA DE q . POR EJEMPLO EN EL MARCO DE LA FIG. 2(A) EL 1ER PISO LAS PROPIEDADES DE LA TRABE DEL MODELO SE OBTIENEN DE LA SUMA DEL $3o$.

4o. Y 5o PISO JUNTO CON LA MITAD DE LAS PROPIEDADES DE LA TRABE DEL 2o Y 6o PISO.

CARGAS LATERALES.- LAS CARGAS LATERALES APLICADAS AL MODELO SON LAS CARGAS QUE JUNTAS EN EL MODELO PRODUCEN EL MISMO MOMENTO DE VOLTEO EN CADA NIVEL DEL MODELO, TAL COMO LAS PRODUCIDAS POR LAS CARGAS EN LA ESTRUCTURA PROTOTIPO. ESTO RESULTA EN:

$$P_m = \frac{E}{q} (P_p)_i$$

DONDE P_m REPRESENTA LA CARGA LATERAL EN EL MODELO, Y $(P_p)_i$ REPRESENTA LA CARGA LATERAL DEL PROTOTIPO EN EL IESIMO NIVEL DE q PISOS MODELADOS EN UNO. P_m ES APLICADO EN EL CENTROIDE DE $(P_p)_i$, EL CUAL CORRESPONDE CON LA POSICION DE LA TRABE DEL MODELO.

MOMENTOS Y FUERZAS INTERNAS.- LOS MOMENTOS INTERNOS DEL MODELO PUEDEN SER USADOS PARA OBTENER, EN UNA FORMA APROXIMADA, LOS MOMENTOS INTERNOS EN EL PROTOTIPO EN POSICIONES EQUIVALENTES DEL MARCO, POR LO TANTO:

$$M_{pg} = M_{mg}/q$$

$$M_{pc} = M_{mc}/q$$

DONDE M_{pg} , M_{mg} (M_{pc} , M_{mc}) SON LOS MOMENTOS INTERNOS EN TRABE (COLUMNAS) EN LA MISMA JUNTA DEL PROTOTIPO Y MODELO RESPECTIVAMENTE.

ADEMAS, PARA LAS CARGAS AXIALES EN TRABES Y COLUMNAS EN LA JUNTA DEL MODELO, DE LAS CARGAS AXIALES EN TRABES COLUMNAS DEL PROTOTIPO PUEDE SER ESTIMADAS POR:

$$N_{pg} = N_{mg}/q$$

$$N_{pc} = N_{mc}$$

DONDE N_{pg} , N_{mg} , (N_{pc} , N_{mc}) SON LAS CARGAS AXIALES INTERNAS EN TRABES (COLUMNAS) EN EL MISMO PUNTO EN EL PROTOTIPO Y MODELO RESPECTIVAMENTE.

ESTAS FORMULAS DEBEN DE SER USADAS CON EXTREMO CUIDADO SI LAS CONDICIONES DE DISCREPANCIA (a), (b) O (c) SE APLICAN, LOS ERRORES QUE LE PRESENTAN PUEDEN SER BASTANTE GRANDES. POR OTRO LADO, LA ESTIMACION DE LOS MOMENTOS DEL PROTOTIPO, NO SON PARTICULARMENTE PRECISOS EN LOS NIVELES ULTIMO Y PRIMERO DONDE LAS SUPOSICIONES HECHAS NO SON SATISFECHAS.

A CONTINUACION SE PRESENTAN LAS FIGURAS 1A, 1B Y 1C ASI COMO UNA COMPARACION DE LOS RESULTADOS DE LOS DESPLAZAMIENTOS ENTRE EL PROTOTIPO Y LOS MODELOS B Y C, (3 PISOS O 6 PISOS IDEALIZADOS EN UNO RESPECTIVAMENTE). ES DE HACER NOTAR EL TIEMPO UTILIZADO PARA CADA UNO DE LOS ANALISIS QUE SE DISTRIBUYERON DE LA SIGUIENTE FORMA:

PROTOTIPO	10 UNIDADES
MODELO B	5 UNIDADES
MODELO C	2.5 UNIDADES

CAPITULO XXXV

CARGAS MUERTAS

ARTICULO 223. VALORES NOMINALES

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán los pesos unitarios especificados en la tabla siguiente. Los valores mínimos señalados se emplearán, de acuerdo con el artículo 213 de este Reglamento, cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de flotación, lastre y succión producida por viento. En los otros casos se emplearán los valores máximos.

PESOS VOLUMETRICOS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS

MATERIAL	Peso volumétrico, en ton/m ³		
	Máximo	Mínimo	
<u>Piedras naturales</u>			
Arenisca (chilucas y canteras)	secas	2.45	1.75
	saturadas	2.50	2.00
Basaltos (piedra brasa)	secos	2.60	2.35
	saturados	2.65	2.45
Granito		3.20	2.40
Mármol		2.60	2.55

MATERIAL		Peso volumétrico, en ton/m ³	
		Máximo	Mínimo
Pizarras	secas	2.80	2.30
	saturadas	2.85	2.35
Tepalates	secos	1.60	0.75
	saturados	1.95	1.30
Tezontles	secos	1.25	0.65
	saturados	1.55	1.15
II <u>Suelos</u>			
Arena de grano de tamaño uniforme	seca	1.75	1.40
	saturada	2.10	1.85
Arena bien graduada	seca	1.90	1.55
	saturada	2.30	1.95
Arcilla típica del Valle de México en su condición natural		1.50	1.20
III <u>Piedras artificiales, concretos y morteros</u>			
Concreto simple con agregados de peso normal		2.20	2.00
Concreto reforzado		2.40	2.20
Mortero de cal y arena		1.50	1.40
Mortero de cemento y arena		2.10	1.90
Aplanado de yeso		1.50	1.10
Tabique macizo hecho a mano		1.50	1.30
Tabique macizo prensado		2.20	1.60
Bloque hueco de concreto ligero (volumen neto)		1.30	0.90
Bloque hueco de concreto intermedia (volumen neto)		1.70	1.30
Bloque hueco de concreto pesado (volumen neto)		2.20	2.00
Vidrio plano		3.10	2.80

MATERIAL	Peso volumétrico en ton/m ³		
	Máximo	Mínimo	
IV <u>Madera</u>			
Coba	seca	0.65	0.55
	saturada	1.00	0.70
Cedro	seco	0.55	0.40
	saturado	0.70	0.50
Oyamel	seco	0.40	0.30
	saturado	0.65	0.55
Encino	seco	0.90	0.80
	saturado	1.00	0.80
Pino	seco	0.65	0.45
	saturado	1.00	0.80
V <u>Recubrimientos</u>	Pesos en kg/m ²		
Azulejo	15	10	
Mosaicos de pasta	35	25	
Granito o terrazo de 20 x 20	45	35	
	30 x 30	55	45
	40 x 40	65	55
Loseta asfáltica o vinílica	10	5	

ARTICULO 224. CARGA MUERTA ADICIONAL PARA PISOS DE CONCRETO

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m². Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m²; de manera que en losas coladas en el lugar que lleven una capa de mortero, el incremento total será de 40 kg/m².

Tratándose de losas y capas de mortero que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS DE DISEÑO. EN kg/m^2

Destino del piso o cubierta	w	w _o	w _m	Observaciones
I. Habitación (casas-habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares), <u>oficinas, despachos y laboratorios</u>	70	90	120-420A \downarrow	(1)
II. <u>Comunicación para peatones</u> (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)				
Cuando sirven a no más de 200 m ² de área habitable	40	150	150-200A \downarrow	
Cuando sirven a un área habitable superior a 200 m ² e inferior a 400 m ²	40	150	150-400A \downarrow	
Cuando sirven a 400 m ² o más de área habitable o a un lugar de reunión	40	150	150-600A \downarrow	
III. <u>Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales</u>	40	350	450	
IV. <u>Otros lugares de reunión</u> (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	300	(2)
V. <u>Comercios, fábricas y bodegas</u>				
Área tributaria hasta de 20 m ²	0.8w _m	0.9w _m	w _m	(3)
Área tributaria mayor de 20 m ²	0.7w _m	0.8w _m	0.9w _m	(3) _a
VI. <u>Tanques y cisternas</u>	0.7w _m	0.8w _m	w _m	(4)
VII. <u>Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%</u>	15	70	100	(5)
VIII. <u>Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5% y menor de 20%</u>	5	20	60	(6)
IX. <u>Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20%</u>	5	20	30	(6) (7)
X. <u>Volados en vía pública</u> (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300	
XI. <u>Garajes y estacionamientos</u> (para automóviles exclusivamente)	40	100	150	(8)
XII. <u>Andamios y cimbras para concreto</u>	15	70	100	(9)

OBSERVACIONES

- 1) Por lo menos en una estancia o sala-comedor de las que contribuyen a la carga de una viga, columna u otro elemento estructural de una casa-habitación, edificio de apartamentos o similar, debe considerarse para diseño estructural $w_m = 250 \text{ kg/m}^2$ y en las demás según corresponda al área tributaria en cuestión.
- 2) Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de tabique ni de otros materiales de peso comparable, ni de cortinajes en salas de espectáculos, archivos importantes, cajas fuertes, libreros sumamente pesados ni el de otros objetos no usuales. Cuando se prevean tales cargas deberán diseñarse elementos estructurales destinados a ellas, especificarse en los planos estructurales y, mediante placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción, señalarse su ubicación y carga permisible.
- 3) Atendiendo al destino del piso se fijará la carga unitaria nominal w_m , que corresponda a un área tributaria menor de 20 m^2 , la que deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción. La carga w_m será mayor de 350 kg/m^2 en todos los casos. Cuando se prevean cargas concentradas importantes se debe proceder como se especifica en 2).
- 4) w_m = presión en el fondo del tanque o cisterna, correspondiente al tirante máximo posible.
- 5) Las cargas vivas en estas cubiertas y azoteas pueden disminuirse si mediante floraderos adecuados se asegura que el nivel máximo que puede alcanzar el agua de lluvia en caso de que se tupen las bajadas no produce una carga viva superior a la propuesta; pero en ningún caso este valor será menor que el correspondiente al especificado para cubiertas y azoteas con pendiente mayor de cinco y menor de 20 por ciento.

Los cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios. Estos deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

En el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleros, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 kg/m actuando al nivel y en la dirección más desfavorables.
- 6) Adicionalmente los elementos de las cubiertas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg en la posición más crítica, si ésta resulta más desfavorable que la carga uniforme especificada.
- 7) Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga, debida al granizo, de 30 kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle.
- 8) Más una concentración de 1.5 ton en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.
- 9) Más una concentración de 100 kg en el lugar más desfavorable; debe cumplirse, además, con lo dispuesto en el capítulo de Cimbres y Andamios del Título V.

Table 1.1 Typical recommended live loads

Occupancy (1)	Australia (AS1170, Part 1-1971)			Britain (CP3: Chap. V Part 1: 1967)		
	kPa (2)	psf (3)	kg/m ² (4)	kPa (5)	psf (6)	kg/m ² (7)
Assembly Halls					(Note 1)	
fixed seat	4.0	84	408	4.0	84	408
movable seat	5.0	104	510	5.0	104	510
platform	5.0	104	510	5.0	104	510
Balcony (exterior)						
public	4.0	84	408		(Note 3)	
Corridors		(Note 1)				
first floor	4.0	84	408		(Note 4)	
apartments	3.0	63	306		(Note 4)	
hospitals	3.0	63	306		(Note 4)	
offices	3.0	63	306		(Note 4)	
theaters	4.0	84	408		(Note 4)	
Dance Halls and Ballrooms	4.0	84	408	5.0	104	510
Dining Rooms and Restaurants	2.0	42	204	2.0	42	204
Fire Escapes						
general						
multifamily residential						
Garages						
passenger cars only	3.0	63	306	2.5	52	255
approach ramps	5.0	104	510	2.5	52	255
Hospitals						
operating rooms, labs	3.0	63	306	2.0	42	204
private rooms, wards	2.0	42	204	2.0	42	204
Libraries						
reading rooms	2.5	52	255	2.5	52	255
book stacks		(Note 2)			(Note 13)	
Office Buildings						
offices	3.0	63	306	2.5	52	255
lobbies	4.0	84	408	2.5	52	255
corridors	3.0	63	306		(Note 3)	
Residential						
apartments	2.0	42	204	1.5	31	153
hotels	2.0	42	204	2.0	42	204
public rooms	2.0	42	204	2.0	42	204
stairs	4.0	84	408		(Note 7)	
corridors	3.0	63	306		(Note 3)	
Stairs						
buildings over three stories	4.0	84	408		(Note 7)	
Stores						
first floor	5.0	104	510	4.0	84	408
upper floors	5.0	104	510	4.0	84	408
wholesale	5.0	104	510	4.0	84	408
Theaters						
aisles, corridors, lobbies	4.0	84	408		(Note 9)	
orchestra floor	4.0	84	408		(Note 9)	
balconies	4.0	84	408		(Note 9)	
stage floors	7.5	156	765	7.5	156	765

Table 1.1 (continued)

Occupancy	Canada (SBC-411)			CIB (Bulletin No. 4)			France (NF 106-101)		
	kPa (8)	psf (9)	kg/m ² (10)	kPa (11)	psf (12)	kg/m ² (13)	kPa (14)	psf (15)	kg/m ² (16)
Assembly Halls									
fixed seat	2.4	50	244	(Note 10)					
movable seat	4.8	100	488	4.0	84	408	4.9	102	500
platform	4.8	100	488	4.0	84	408	4.9	102	500
Balcony (exterior)									
public	4.8	100	488				4.9	102	500
Corridors									
first floor	4.8	100	488	(Note 11)					
apartments	1.9	40	195	3.0	63	306	3.4	71	350
hospitals	4.8	100	488	3.0	63	306	1.7	35	175
offices	4.8	100	488	3.0	63	306			
theaters	4.8	100	488	3.0	63	306	4.9	102	500
Dance Halls and Ballrooms	4.8	100	488				4.9	102	500
Dining Rooms and Restaurants	4.8	100	488				4.9	102	500
Fire Escapes									
general	4.8	100	488						
multifamily residential	4.8	100	488						
Garages									
passenger cars only	2.4	50	244				(Note 6)		
approach ramps									
Hospitals									
operating rooms, labs	3.6	75	366						
private rooms, wards	1.9	40	195						
Libraries									
reading rooms	2.9	60	293						
book stacks	7.2	150	732						
Office Buildings									
offices	2.4	50	244				2.0	41	200
lobbies	4.8	100	488				2.5	51	250
corridors	4.8	100	488	(Note 10)					
Residential									
apartments	1.9	40	195	1.5	31	153	1.7	35	175
hotels	1.9	40	195	1.5	31	153	1.7	35	175
public rooms	same as assembly						4.9	102	500
halls									
stairs	1.9	40	195				2.5	50	250
corridors	1.9	40	195	(Note 11)			1.7	35	175
Stairs									
buildings over three stories	same as corridors						3.9	82	400
Stores									
first floor	4.8	100	488	(Note 10)					
upper floors	4.8	100	488	4.0	84	408	4.9	102	500
wholesale	4.8	100	488	4.0	84	408	3.9	82	400
Theaters									
aisles, corridors, lobbies	(Note 9)						4.9	102	500
orchestra floor	(Note 9)						4.9	102	500
balconies	(Note 9)						4.9	102	500
stage floors	(Note 9)						4.9	102	500

Table 1.1 (continued)

Occupancy	Germany (DIN 1055, 61.3)			Italy (C.N.R. UNI 10012:67)			Japan (AIJ Standard)		
	kPa (17)	psf (18)	kgf/m ² (19)	kPa (20)	psf (21)	kgf/m ² (22)	kPa (23)	psf (24)	kgf/m ² (25)
Assembly Halls							(Note 14)		
fixed seat	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
movable seat	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
platform	4.9	102	500	4.9	102	500			
Balcony (exterior)									
public	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
Corridors									
first floor				4.9	102	500			
apartments	2.0	41	200	2.0	41	200	1.8	37	180
hospitals	3.4	72	350				1.8	37	180
offices	2.0	41	200	3.4	72	350	2.9	61	300
theaters	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
Dance Halls and Ballrooms									
Ballrooms	4.9	102	500	5.9	122	600	3.5	74	360
Dining Rooms and Restaurants									
Restaurants	4.9	102	500	3.4	72	350	2.9	61	300
Fire Escapes									
general									
multifamily residential									
Garages									
passenger cars only	3.4	72	350	2.9	61	300	5.4	113	550
approach ramps	4.9	102	500				5.4	113	550
Hospitals									
operating rooms, labs									
private rooms, wards							1.8	37	180
Libraries							(Note 15)		
reading rooms									
book stacks									
Office Buildings									
offices	2.0	41	200	3.4	72	350	2.9	61	300
lobbies				3.4	72	350			
corridors	2.0	41	200	3.4	72	350	2.9	61	300
Residential									
apartments	1.5	31	150	2.0	41	200	1.8	37	180
hotels	1.5	31	150	2.0	41	200	1.8	37	180
public rooms				3.4	72	350	3.5	74	360
stairs				3.9	82	400	1.8	37	180
corridors	2.0	41	200	2.0	41	200	1.8	37	180
Stairs									
buildings over three stories				4.9	102	500			
Stores									
first floor	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
upper floors	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
wholesale	4.9	102	500	4.9	102	500			
Theaters									
aisles, corridors, lobbies	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
orchestra floor	4.9	102	500	4.9	102	500			
balconies	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
stage floors	4.9	102	500	4.9	102	500			

Table 1.1 (continued)

Occupancy	South Africa (SFR: Ch. 3-1970)			U.S.A. (ANSI A22.1-1972)			U.S.S.R. (SNAP II A.11-67)		
	kPa (26)	psf (27)	kg/m ² (28)	kPa (29)	psf (30)	kg/m ² (31)	kPa (32)	psf (33)	kg/m ² (34)
Assembly Halls									
fixed seat	3.8	80	391	2.9	60	293	3.9	82	400
movable seat	4.8	100	488	4.8	100	488	4.9	102	500
platform				4.8	100	488	4.9	102	500
Balcony (exterior)									
public				4.8	100	488	3.9	82	400
Corridors									
first floor	4.8	100	488	4.8	100	488	2.9	61	300
apartments	1.9	40	195	3.8	80	391	2.9	61	300
hospitals	4.2	100	488	3.8	80	391	2.9	61	300
offices	2.4	50	244	3.8	80	391	2.9	61	300
theaters	4.8	100	488	4.8	100	488	3.9	82	400
Dance Halls and Ballrooms				4.8	100	488	3.9	82	400
Dining Rooms and Restaurants				4.8	100	488	2.9	61	300
Fire Escapes									
general				4.8	100	488			
multifamily residential				1.9	40	195			
Garages		(Note 15)							
passenger cars only	1.4	30	143	2.4	50	244			
approach ramps									
Hospitals									
operating rooms, labs				2.9	60	293	2.0	41	200
private rooms, wards				1.9	40	195	1.5	31	150
Libraries					(Note 17)				
reading rooms				2.9	60	293	2.0	41	200
book stacks				7.2	150	732	4.9	102	500
Office Buildings									
offices	2.4	50	244	2.4	50	244	2.0	41	200
lobbies	3.8	80	391	4.8	100	488	2.9	61	300
corridors	2.4	50	244	3.8	80	391	2.9	61	300
Residential									
apartments	1.9	40	195	1.9	40	195	1.5	31	150
hotels	1.9	40	195	1.9	40	195	2.0	41	200
public rooms				4.8	100	488	2.0	41	200
stairs				4.8	100	488	2.9	61	300
corridors	1.9	40	195	3.8	80	391	2.9	61	300
Stairs					(Note 3)				
buildings over three stories				4.8	100	488	2.9	61	300
Stores									
first floor	3.8	80	391	4.8	100	488	3.9	82	400
upper floors	3.8	80	391	3.8	75	366	3.9	82	400
wholesale				6.0	125	610	3.9	82	400
Theaters									
aisles, corridors, lobbies				4.8	100	488	3.9	82	400
orchestra floor				2.9	60	293	3.9	82	400
balconies				2.9	60	293	3.9	82	400
stage floors				7.2	150	732	4.9	102	500

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO
EDIFICIOS ALTOS 1983

NOMBRE Y EMPRESA	DIRECCION PARTICULAR
1. Sr. Pedro Anduiza Valera	Emperadores N° 102 Col. Portales Delegación Benito Juárez México, D.F. Tel. 5 39 11 63
2. Ing. Carlos M. Bravo Conde Facultad de Ingeniería Carretera Mocambo s/n Tel. 37 54 77	Grijalva N°746 Fracc. Reforma Veracruz, Ver. Tel. 37 10 87
3. Ing. Germán Cano Martín Instituto Mexicano del Petróleo Av. Lázaro Cárdenas N° 152 México, D.F. Tel. 567 66 00 ext. 26 57	Av. La Presa N° 4 Col. Ticomán Delegación Gustavo A. Madero México, D.F. Tel. 586 78 94
4. Ing. Alfredo Adrián García Mucifo Secretaría de Comunicaciones y Transportes Av. Universidad y Xola Col. Alamos México, D.F. Tel. 590 89 86	Retorno 107 N° 1 de Oriente 160 Unidad Modelo Extapalapa 09090 México, D.F. Tel. 670 78 54
5. Arq. Rodolfo Godínez Orantes Universidad Autónoma de Puebla Ciudad Universitaria Col. San Manuel 72570 Puebla, Pue.	Calle 9-A Sur N° 5110 Prados Agua Azul Puebla, Pue. Tel. 40 06 70
6. Sr. Charbel Gómez Ruiz I.S.T.M.E., S.A. Calz. Legaria N° 252 Col. Pensil México, D.F. Tel. 399 69 22 ext. 212 ó 215	Cerrada de la Romería N° 51-201 Colina del Sur Delegación Alvaro Obregón 01430 México, D.F. Tel. 593 62 08
7. Ing. José Alfredo Hernández Carmona Estructuras y Cimentaciones, S.A. Grupo ICA Minería 145 Col. Escandón México, D.F. Tel. 516 04 60	Calle 18 Manzana 1 Lote 2 Col. Rodeo Delegación Ixtacalco 08510 México, D.F. Tel. 558 71 05
8. Ing. Napoleón Hernández Nieto Instituto Mexicano del Petróleo Av. Eje Lázaro Cárdenas N° 152 México, D.F. Tel. 567 66 00	Donizetti N° 160-402 Col. Vallejo Delegación Gustavo A. Madero México, D.F. Tel. 759 24 63

9. Ing. Felipe Kaim Francis
Universidad Autónoma de Chihuahua
Ciudad Universitaria
Chihuahua, Chih.
Tel. 3 37 11
10. Sr. Roberto I. Lazcano Leyva
11. Sr. Miguel Angel Meade García
Estructuras y Cimentaciones, S.A.
Minería 145
Col. Escandón
Delegación Benito Juárez
México, D.F.
Tel. 516 04 60
12. Sr. Victor Hugo Mendiola Piña
ISTIME, S.A. Grupo ICA
Calz. Legaria N° 252
Col. Pensil
Delegación Miguel Hidalgo
México, D.F.
Tel. 399 69 22 ext. 121
13. Sr. Raúl Monroy Montes de Oca
Instituto Mexicano del Petróleo
Eje. Central Lázaro Cárdenas N° 157
Col. Industrial Vallejo
México, D.F.
Tel. 567 66 00 ext. 2667
14. Ing. Isaias R. Muñoz Cortez
ISTIME, S.A.
Legaria N° 252
Col. Pensil
Delegación Miguel Hidalgo
México, D.F.
Tel. 399 69 22 ext. 126
15. Arq. Alberto Ordaz Bravo
PASE, S.A.
Paseo de la Reforma N° 300-1904-A
Col. Juárez
Delegación Cuauhtémoc
06600 México, D.F.
Tel. 525 08 46
16. Sr. José Luis Torres Barajas
Ingeniería de Sistemas del
Transporte Metropolitano
Legaria N° 252
Col. Pensil
Delegación Miguel Hidalgo
México, D.F.
Tel. 399 69 22 ext. 215
- Ortiz de Campos N° 2746
Col. Parques de San Felipe
Chihuahua, Chih.
Tel. 3 68 58
- Av. Cuahutémoc N° 180-503
Col. Doctores
México, D.F.
- Plan de Guadalupe 65 N° 4
Col. Ticomán
Delegación Gustavo A. Madero
México, D.F.
Tel. 754 52 86
- Trípoli N° 522
Col. Portales
Delegación Benito Juárez
03300 México, D.F.
Tel. 532 88 58
- Augusto Rodín 102 N°19
Col. Nápoles
Delegación Miguel Hidalgo
03600 México, D.F.
Tel. 548 86 96
- 2a. Cerrada de Jacarandas L-2 M-7
Col. San Clemente
Delegación Alvaro Obregón
01740 México, D.F.
Tel. 651 97 47
- Paseo de la Reforma N°300-1900-A
Col. Juárez
Delegación Cuauhtémoc
06600 México, D.F.
- Calle Tierra N° 102
Fracc. Arcos de la Hacienda
Cuautitlán Izcalli
Edo. de México
Tel. 873 60 14