

DECRETO-LEY 1400 DE 7 DE JUNIO DE 1984

Diario Oficial No. 36.704 de 25 de julio de 1984

Ministerio de Obras Públicas

Por el cual se adopta el Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes.



EL PRESIDENTE DE LA REPUBLICA DE COLOMBIA

en ejercicio de las facultades extraordinarias que le confiere la Ley 11 de 1983,

DECRETA:

ARTÍCULO PRIMERO. Adóptase el siguiente Código de Construcciones Sismo-Resistentes, que tendrá vigencia en todo el territorio de la República:

TÍTULO PRELIMINAR.

CAPÍTULO UNICO.

ARTÍCULO 1o. Las contrucciones que se adelanten en el territorio de la República deben sujetarse a las normas establecidas en el presente Código, quedando a cargo de las oficinas o dependencias distritales o municipales encargadas de conceder las licencias para tal fin, la exigencia y vigilancia de su cumplimiento.

PARÁGRAFO. Dichas oficinas o dependencias se abstendrán de aprobar los proyectos o planos de construcciones que no cumplan con las normas aquí establecidas, debiendo per lo tanto la construcción sujetarse estrictamente al correspondiente proyecto o planes.

TÍTULO A.

REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION SISMO - RESISTENTE.

CAPÍTULO A.1.

INTRODUCCION.

SECCIÓN A.1.1.

PROPOSITO.

ARTÍCULO A.1.1.1. Este Código establece criterios para la construcción y diseño de edificaciones que puedan, verse sometidas a fuerzas sísmicas, con el fin de reducir a un mínimo

el riesgo a la pérdida de la vida. Por otro lado se aumenta la posibilidad de que ciertas edificaciones indispensables para la recuperación posterior a la catástrofe puedan seguir funcionando después de un temblor.



ARTÍCULO A.1.1.2. Una edificación diseñada siguiendo los requisitos de este Código debe ser capaz de resistir temblores pequeños sin dale, temblores moderados sin daño estructural, pero con algún daño en elementos no estructurales, y un temblor fuerte sin colapso o pérdida de vidas humanas.



ARTÍCULO A.1.1.3. El cuidado tanto en el diseño como en la construcción y en la interventorías son fundamentales en la obtención de estructuras sismo-resistentes.

SECCIÓN A.1.2.

ALCANCE.



ARTÍCULO A.1.2.1. Este Código contiene lee requisitos pare el diseño y construcción de edificaciones nuevas con el fin de mejorar su resistencia a los efectos sísmicos. Adamas establece requisitos simplificados de diseño y construcción para edificaciones de uno y dos pisos que pertenezcan al Grupo de uso tal como lo define el Artículo A.2.5.1,



ARTÍCULO A.1.2.2. Este Código no cubre el diseño y construcción de estructuras especiales tales como puentes, torres de transmisión, torres y equipos industriales, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas estructuras cuyo comportamiento dinámico difiera del de edificios convencionales.

SECCIÓN A.1.3.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.



ARTÍCULO A.1.3.1. General. En toda edificación que forme parte de un programa de más de veinticinco (25) unidades de vivienda, o tenga más de 2000 m² de área, deben considerarse los siguientes aspectos:

- (a) Influencia del tipo de suelo en la respuesta sísmica de las edificaciones.
- (b) Potencial de licuación del suelo en el lugar.

- (c) Posibilidad de falla de taludes inestables debida al sismo.
- (d) Comportamiento en grupo del conjunto ante solicitaciones sísmicas y térmicas de acuerdo con las juntas que tenga el proyecto.
- (e) Especificaciones complementarias acerca de la calidad de los materiales a utilizar y del alcance de los ensayos de comprobación técnica de la calidad real de éstos materiales.
- (f) Verificación de la concepción estructural de la edificación desde el punto de vista de cargas verticales y horizontales.
- (g) Necesidad de una Supervisión Técnica profesionalmente calificada de la construcción.



ARTÍCULO A.1.3.2. Edificaciones de Uno y Dos Pisos. Las edificaciones de uno y dos pisos deben diseñarse de acuerdo con los Capítulos A.1 a A.9 de este Código. Las edificaciones de uno y dos pisos del Grupo deben diseñarse de acuerdo con los capítulos Uso I, tal como Lo define la Sección A.2.5, puedan diseñarse alternativamente de acuerdo con los requisitos del Título E de este Código.



ARTÍCULO A.1.3.3. Edificios. A continuación se especifican las etapas que deben llevarse a cabo, dentro del alcance de este Código, en el diseño de edificaciones diferentes a las comprendidas en el Artículo A.1.3.2:

Paso 1 - Localización del lugar donde se construirá la edificación dentro de los Mapas de zonificación Sísmica mostrados en el Capítulo A.2 de este Código.

Paso 2 - Determinación del Nivel de Riesgo Sísmico del lugar de acuerdo con los valores de los parámetros A_a y A_v obtenidos en los Mapas de Zonificación Sísmica del Capítulo A.2 de éste Código. El Nivel de Riesgo Sísmico se clasificará como Alto, Intermedio o Bajo.

Paso 3 - Determinación del Espectro de Diseño para el lugar de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2 de este Código.

Paso 4 - Definición del Procedimiento de Análisis de la estructura de acuerdo con la regularidad o irregularidad de la configuración del edificio, tanto en planta como en alzado, siguiendo los preceptos dados en los Capítulos A.3, A.7, A.8 y A.9 de este Código. El análisis se llevará a cabo ya sea por el Método de la Fuerza Horizontal Equivalente (Capítulo A.4) o bien por el Método del Análisis Modal (Capítulo A.5).

Paso 5 - Obtención de las Fuerzas Sísmicas que deben aplicarse a la estructura para lo cual debe usarse el Espectro de Diseño definido en el Paso 3 y el valor del Coeficiente de Modificación de Respuesta, R , función de: (a) el sistema estructura del edificio dentro de la clasificación dada en el Capítulo A.3 y (b) los requisitos de diseño y despiece de cada material

y para cada nivel de riesgo Sísmico, tal como se den en los Capítulos A.7, A.8 Y A.9 para Niveles de Riesgo Sísmico Bajo, Intermedio y Alto respectivamente.

Paso 6 - Análisis de la estructura, el cual se lleva a cabo aplicando las Fuerzas Sísmicas de diseño prescritas a un modelo matemático linealmente elástico de la estructura tal como se define en el Capítulo A.3. Este análisis debe hacerse por el método que se haya definido en el Paso 4.

Paso 7 Evaluación de los desplazamientos horizontales de la estructura en el rango inelástico, usando el procedimiento dado en el Capítulo A.6, con base en los desplazamientos elásticos obtenidos en el Paso 6.

Paso 8 - Verificar que las derivas obtenidas no excedan los límites dados en el Capítulo A.6. Si la estructura excede los límites de deriva, es obligatorio el rigidizarla hasta cuando los cumpla.

Paso 9 Diseño de los elementos estructurales de acuerdo con los requisitos correspondientes al Nivel de Riesgo Sísmico dados en los Capítulos A.7, A.8 y A.9, lo cual permitirá a la estructura trabajar en el rango inelástico y cumplir los objetivos consignados en el Artículo A.1.1.2..

SECCIÓN A.1.4.

MATERIALES Y METODOS DE CONSTRUCCION ALTERNOS.



ARTÍCULO A.1.4.1. Se permite el uso de materiales y métodos de construcción diferentes a las prescritas por este Código, siempre y cuando sean aprobados de acuerdo a lo establecido en el Artículo A.1.4.2. Debe presentarse evidencia que demuestre que la alternativa propuesta produce al menos los mismos resultados en lo que se refiere a resistencia, durabilidad y capacidad de resistencia sísmica. Debe consultarse el Artículo A.3.1.7 en donde se den requisitos específicos al respecto para edificios prefabricados.



ARTÍCULO A.1.4.2. Cualquier sistema de diseño y/o construcción que haga referencia al Alcance de éste Código y del cual exista evidencia, obtenida por uso, análisis o experimentación de que esta capacitado para cumplir el Propósito de este Código pero que no cumpla uno o más requisitos específicos de él; puede ser presentado ante la dependencia distrital o municipal encargada de expedir las licencias de construcción acompañado de un concepto al respecto de la Sociedad Colombiana de Ingenieros, cuerpo consultivo del estado, en el cual se confirme la idoneidad del sistema y se define el alcance de su utilización. Los costos en que se incurra para dar el concepto serán de cargo de quien presenta el sistema.

PARÁGRAFO. En lo que respecta a la capacidad sísmica del sistema la Sociedad Colombiana de Ingenieros debe consultar a la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, la Cual es Sociedad Correspondiente de la Sociedad.

SECCIÓN A.1.5.

PLANOS Y MEMORIAS.

ARTÍCULO A.1.5.1. PLANES ESTRUCTURALES. Los planos estructurales que se presenten para la obtención de la licencia de construcción deben ser iguales a los utilizados en la construcción de la obra. Deben ir firmados por un Ingeniero Civil, debidamente matriculado, y por lo menos una copia debe permanecer en archivo en el departamento administrativo o dependencia distrital o municipal encargada de expedir las licencias de construcción. Los planos deben contener como mínimo:

(a) Especificaciones de los materiales de construcción que se van a utilizar en la estructura, tales como resistencia del concreto, resistencia del acero, calidad de las unidades de mampostería, tipo de mortero y toda información adicional que sea relevante para la construcción y supervisión técnica de la estructura. Cuando el material cambie debe anotarse claramente que material debe usarse en cada porción de la estructura.

(b) Tamaño y localización de todos los elementos estructurales así como sus dimensiones y refuerzo.

(c) Precauciones que se deben tener en cuenta, tales como contraflechas, Para contra restar cambios causados por retracción de fraguado, flujo plástico o cambios de temperatura.

(d) Localización y magnitud de todas las fuerzas de preesfuerzo.

(e) Tipo y localización de todos los empalmes del refuerzo.



ARTÍCULO A.1.5.2. MEMORIAS. Los planos estructurales que se presenten para obtener la licencia de construcción deben ir acompañados de la memoria justificativa de cálculos, firmada por el Ingeniero que firma los planos y demás ingenieros que participaron en el diseño. En esta memoria debe incluirse una descripción del sistema estructural usado, y además deben anotarse claramente las cargas verticales, el cálculo de la carga sísmica, el tipo de análisis estructural utilizado y la verificación de que las derives máximas no fueron excedidas. Cuando se use un equipo de procesamiento automático de información debe entregarse una descripción de los principios bajo los cuales se realice el diseño y los datos identificables tanto de entrada como de salida.

SECCIÓN A.1.6.

SUPERVISION TECNICA.



ARTÍCULO A.1.6.1. La construcción de estructuras de edificaciones que hagan parte de programas de más de veinticinco unidades de vivienda, o tengan más de 2000 m² de área, debe

someterse a una supervisión técnica realizada por un profesional, Ingeniero Civil o Arquitecto, debidamente matriculado. El profesional puede delegar en personal no profesional algunas de las labores de la supervisión.



ARTÍCULO A.1.6.2. El supervisor técnico debe verificar la concordancia entre la construcción y los planos y especificaciones y debe mantener un registro escrito de sus labores que cubra los siguientes puntos:

- (a) Calidad de los materiales utilizados.
- (b) Construcción y retiro de la formaleta y obras falsas y de montaje.
- (c) Colocación de las armaduras.
- (d) Mezclado colocación y curado del concreto y en mampostería estructural también de los morteros.
- (e) Secuencia de erección de los elementos prefabricados.
- (f) Tensionamiento del preesforzado.
- (g) Cualquier carga significativa de construcción sobre partes terminadas de la estructura..
- (h) El avance general de la construcción de la estructura.

PARÁGRAFO. Este registro escrito debe ser conservado por el Supervisor Técnico por tres años después de la terminación de la obra.

SECCIÓN A.1.7.

DEFINICIONES.

Las definiciones siguientes corresponden al Título A de este Código:

ACELERACION PICO EFECTIVA Y VELOCIDAD PICO EFECTIVA - Son parámetros para determinar el espectro de diseño y se dan en la Sección A.2.2.

APENDICE - Es un elemento no estructural.

BASE - Es el nivel al cual se supone entran- las fuerzas sísmicas al edificio.

CARGA MUERTA - Es la carga vertical debida al peso de todos los elementos permanentes ya sean estructurales o no estructurales. Debe consultarse el Título B de este Código.

CARGA GRAVITACIONAL O PESO - W como se define en la Sección A.4.4.

CARGA VIVA - Es la carga debida al uso de la estructura, sin incluir la carga muerta, carga de viento o sismo. Debe consultarse el Título B de este Código.

COEFICIENTE SISMICO - Es el resultado de dividir el cortante sísmico en la base de la estructura por el peso W del edificio.

CORTANTE EN LA BASE - Es la suma algebraica, tomada en la base, de las fuerzas sísmicas horizontales del edificio.

DIAFRAGMA Elemento estructural, tal como una losa, que transmite la fuerzas inerciales laterales a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica.

ELEMENTOS COLECTORES - Son elementos que sirven para transmitir las fuerzas inerciales generadas dentro del diafragma, hasta los elementos del sistema de resistencia sísmica.

ESPECTRO - Es la colección de valores máximos, ya sea de aceleración, velocidad o desplazamiento, que tienen los sistemas amortiguados de un grado de libertad durante un sismo.

FUERZAS MAYORADAS - Son las fuerzas que han sido multiplicadas por sus respectivos factores de carga, tal como los define la Sección B.2.1 de este Código.

MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL - Ver Definiciones en el Título D de éste Código.

PERFIL DE SUELO Son los diferentes estratos de suelo existentes debajo del sitio del edificio.

PORTICO ARRIOSTRADO - Es un pórtico que resiste las fuerzas verticales a través de vigas y columnas que trabajan a flexión y cortante, con o sin continuidad en sus nudos, y las fuerzas horizontales a través de las fuerzas axiales en las columnas, vigas, diagonales o riostras.

PORTICO NO ARRIOSTRADO - Es un pórtico resistente a momentos que soporta las fuerzas horizontales a través de momentos flectores en sus elementos, y que no tiene riostras ni paredes estructurales.

SISTEMA DUAL - Es el sistema estructural definido en la Sección A.3.2.1.3.

SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES - Es un sistema estructural de resistencia sísmica definido en la Sección A.3.2.1.2.

SISTEMA DE PORTICO - Es un sistema estructural definido en la Sección A.3.2.1.1.

SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA - Es aquella parte de la estructura que según el diseño aporta la resistencia requerida para soportar las cargas sísmicas.

ZONA DE RIESGO SISMICO (BAJO, INTERMEDIO O ALTO) - Son regiones del país donde el riesgo sísmico se considera bajo, intermedio o alto, tal como se define en la Sección A.2.3. Los requisitos de análisis y diseño estructural varían de una zona a otra.

SECCIÓN A.1.8.

NOMENCLATURA.

La nomenclatura siguiente corresponde a las variables utilizadas en el Título A de este Código:

A_a = Coeficiente que representa la aceleración pico esperada dado en la Sección A.2.2.

A_v = Coeficiente que representa la velocidad pico esperada, dado en la Sección A.2.2.

C_d = Coeficiente de amplificación de reflexión dado en la Sección A.6.3.

C = Coeficiente sísmico definido en la Sección A.4.3.

C_{am} = Coeficiente sísmico modal dado en la Sección A.5.2.1.

C_{vx} = Coeficiente definido en la Sección A.4.5.

F_1 = Parte del cortante sísmico en la base que se genera en el nivel i. Sección A.3.6.6.

F_{xm} = Parte del cortante sísmico modal V_m que se genera en el nivel x, de acuerdo con la Sección

A.5.4.

G = Aceleración debida a la gravedad.

h_1 = Altura, medida desde la base, al nivel i. Sección A.4.5.

h_n = Altura en metros, medida desde la base, o del piso más alto del edificio. Artículo A.4.2.3.

I = Coeficiente de importancia dado en la Sección A.2.5.2.

K = Exponente definido en la Sección A.4.5.

L = Longitud, en metros, del sistema estructural medida en la base, la dirección bajo consideración. Artículo A.4.2.4.

R = Coeficiente de modificación de respuesta definido para cada nivel de riesgo sísmico en las Secciones A.7.4, A.8.4 y A.9.4.

S = Coeficiente sísmico para el perfil de suelo característico del sitio bajo consideración. Sección A.2.4.2.

S_a = Espectro de aceleraciones. Máxima aceleración horizontal expresada como un porcentaje de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T . Está definido en la Sección A.2.6.

S_{sm} = Valor del espectro de aceleraciones para el período de vibración correspondiente al modo "m"-

T = Período fundamental del edificio como se determina en la Sección A.4.2.

T_a = Período de vibración fundamental aproximado. Sección A.4.2.

T_m = Período de vibración correspondiente al modo "m".

T_r = Período de vibración fundamental real del edificio. Sección A.6.3.

V = Cortante sísmico en la base. Sección A.4.4.

V_1 = Cortante en la base causado por el primer modo. Sección A.5.6.2.

V_m = Cortante en la base causado por el modo. Sección A.5.3.

V_t = Valor de diseño del cortante en la base. Artículo A.5.6.2.

V_x = Fuerza cortante sísmica en el nivel x. Artículo A.3.6.6.

W = Peso total del edificio definido en la Sección A.4.4.

W_e =Carga en el muro definida en la Sección A.3.6.8.

w_i = Parte de W que esta colocada en el nivel i. Sección A.4.5.

w_m = Peso efectivo modal. Sección A.5.3.

u_{im} = Amplitud de desplazamiento del nivel i del edificio cuando esta vibrando en el modo "m". Sección A.5.3.

u_e = Desplazamiento elástico en el nivel superior del edificio en metros. Sección A.6.3.2.

u_r = Desplazamiento horizontal real de la estructura, tomando en cuenta los efectos inelásticos, en metros. Sección A.6.2.

u_{e1} =Desplazamiento horizontal elástico en metros. Sección A.6.2.

CAPÍTULO A.2.

ZONAS DE RIESGO SISMICO Y ESPECTRO DE DISEÑO.

SECCIÓN A.2.1.

GENERAL.

ARTÍCULO A.2.1.1. Para efectos del diseño de la estructura ésta debe localizarse dentro de una de las zonas de riesgo sísmico, bajo, intermedio o alto, y además debe utilizarse el espectro elástico de aceleraciones dado en este Capítulo.



ARTÍCULO A.2.1.2. Puede utilizarse otro espectro diferente al dado, si se demuestra que fue obtenido usando mejor información acerca de Los movimientos sísmicos de diseño esperados y/o un estudio detallado de propagación de la onda sísmica por el suelo existente debajo del sitio. Este nuevo espectro debe tener una probabilidad de 10 por ciento de ser excedido en un lapso de cincuenta años.



ARTÍCULO A.2.1.3. Cuando se utilice un espectro de diseño obtenido a partir de valores de Aa y/o Av diferentes de los dados en éste Código, estos valores de Aa y Av debe ser aprobados por la oficina o dependencia distrital o municipal encargada de expedir, las licencias de construcción previo concepto afirmativo de la Sociedad Colombiana de Ingenieros.

SECCIÓN A.2.2.

MOVIMIENTOS SISMICOS DE DISEÑO.



ARTÍCULO A.2.2.1. Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva y de la velocidad pico efectiva representados en los parámetros Aa y A respectivamente. 2 Los valores de estos coeficientes, para efectos de este Código, deben determinarse de acuerdo con los Artículos A.2.2.2 y A.2.2.3.



ARTÍCULO A.2.2.2. Se determina el número de la zona donde esta localizada la edificación usando el Mapa de la Figura A.2-2 para Aa y el de la Figura A.2-3 para Av. Los Mapas se encuentran al final de este Capítulo. Véase también la Tabla A.2-1.



ARTÍCULO A.2.2.3. El valor de Aa y de Av se obtienen de la tabla siguiente, en función del número de zona determinado en A.2.2.2.

Zona	Riesgo	
7	0.30	Alto
6	0.25	Alto
5	0.20	Intermedio
4	0.15	Intermedio

3	0.10	Bajo
2	0.05	Bajo
1	0.00	Bajo

SECCIÓN A.2.3.

ZONAS DE RIESGO SISMICO.

La edificación debe localizarse dentro de una de las zonas de riesgo sísmico que se definen en esta Sección y que están localizadas en el Mapa de la Figura A.2-1.

ARTÍCULO A.2.3.1. Zona de Riesgo Sísmico Bajo. Es aquella zona en donde tanto Aa como Av son menores o iguales a 0.10.

ARTÍCULO A.2.3.2. ZONA DE RIESGO SÍSMICO INTERMEDIO. Es aquella zona en donde Aa o Av o ambos son mayores de 0.10 y ninguno de los dos excede 0.20

ARTÍCULO A.2.3.3. ZONA DE RIESGO SÍSMICO ALTO. Es aquella zona donde Aa o Av o ambos son mayores que 0.20.

SECCIÓN A.2.4.

EFFECTOS LOCALES.

En esta Sección se dan los tipos de perfil de suelo y los valores del coeficiente de sitio.

ARTÍCULO A.2.4.1. TIPOS DE PERFIL DE SUELO. Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse con base en los perfiles de suelo dados a continuación:

PARÁGRAFO A.2.4.1.1. PERFIL DE SUELO S1. Es un perfil que tiene las siguientes propiedades:

(a) Roca de cualquier característica, ya sea cristalina o lutítica, que tiene una velocidad de la onda de cortante mayor o igual a 750 metros por Segundo, o

(b) Perfiles conformados por suelos duros con un espesor menor de 60 metros compuestos por depósitos estables de arenas, graves o arcillas duras.

PARÁGRAFO A.2.4.1.2. PERFIL DE SUELO S2. Es un perfil en donde entre la roca y la superficie existen más de 60 metros de depósitos estables de arcillas duras o suelos no cohesivos.

PARÁGRAFO A.2.4.1.3. PERFIL DE SUELO S3. Es un perfil en donde entre la roca y la superficie hay más de 10 metros de depósitos de arcillas cuya dureza varía entre mediana y blanda, con o sin estratos intercalados de arenas u otros suelos no cohesivos.



ARTÍCULO A.2.4.2. COEFICIENTE DE SITIO. Para tomar en cuenta los efectos locales se usa el coeficiente S cuyos valores se dan en la siguiente tabla:

SECCIÓN A.2.5.

COEFICIENTE DE IMPORTANCIA.

En esta Sección se dan los grupos de tipo de uso y los valores del coeficiente de importancia.



ARTÍCULO A.2.5.1. GRUPOS DE USO. Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de uno de los siguientes Grupos de Uso:

PARÁGRAFO A.2.5.1.1. GRUPO III. Este grupo comprende aquellas edificaciones que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas. Este grupo debe incluir hospitales, centros de salud, estaciones de bomberos, estaciones de policía, centrales telefónicas, edificios de acueductos, etc.

PARÁGRAFO A.2.5.1.2. GRUPO II. Cualquier edificación en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón, graderías al aire Libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez, escuelas, universidades, almacenes con más de 500 metros cuadrados por piso y todas aquellas edificaciones en donde sus ocupantes estén restringidos en su movimiento o en donde pueda presentarse pánico general.

PARÁGRAFO A.2.5.1.3. GRUPO I. Todas las edificaciones cubiertas por el alcance de este Código, pero que no se han incluido en los Grupos II y III.

ARTÍCULO A.2.5.2. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA. Si Coeficiente de Importancia, I, modifica el espectro de acuerdo con el grupo de uso a que está asignada la edificación. Los valores de I se dan en la siguiente tabla:

SECCIÓN A.2.6.

ESPECTRO ELASTICO DE ACELERACIONES PARA DISEÑO.



ARTÍCULO A.2.6.1. La forma del espectro elástico de aceleraciones para diseño se define por medio de la siguiente fórmula:

(A.2-1)

Donde:

S_a = Máxima aceleración horizontal, expresada como un porcentaje de la gravedad, a que se ve sometido un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T.

A_v = Coeficiente de aceleración correspondiente a la velocidad pico esperada. Se obtiene en la Sección A.2.2.

S = Coeficiente de sitio dado en el Artículo A.2.4.2

I = Coeficiente de importancia definido en el Artículo A.2.5.2

T = Período de vibración del sistema en segundos.



ARTÍCULO A.2.6.2. El valor de S_a pueda limitarse al obtenido de la fórmula

(A. 2-2)

Donde =

A_a = coeficiente que representa la aceleración pico esperada dado en la sección A.2.2

Artículo A.2.6.3 – para perfiles de suelo tipo S3 y en lugares donde A_a es mayor o igual 0.30, el valor S_a puede limitarse al valor dado por la fórmula (A.2-3).

(A.2-3)

TABLA A.2-1

VALORES DE A_a Y A_v PARA ALGUNAS CIUDADES

Ciudad	A_a	A_v	Zona de Riesgo Sísmico
Arauca	0.15	0.15	Intermedio
Armenia	0.25	0.25	Alto
Baranquilla	0.05	0.10	Bajo
Bogotá D.E.	0.15	0.20	Intermedio
Bucaramanga	0.25	0.25	Alto
Cali	0.25	0.25	Alto
Cartagena	0.05	0.10	Bajo
Cucuta	0.25	0.25	Alto
Florencia	0.20	0.20	Intermedio
Ibague	0.20	0.20	Intermedio

Manizales	0.25	0.25	Alto
Medellín	0.15	0.20	Intermedio
Montería	0.10	0.15	Intermedio
Neiva	0.20	0.25	Alto
Pasto	0.25	0.30	Alto
Pereira	0.25	0.25	Alto
Popayán	0.20	0.25	Alto
Quibdó	0.30	0.30	Alto
Riohacha	0.05	0.05	Bajo
Santa Marta	0.05	0.10	Bajo
Sincelejo	0.10	0.10	Bajo
Tunja	0.15	0.20	Intermedio
Valledupar	0.10	0.10	Bajo
Villavicencio	0.20	0.20	Intermedio

CAPÍTULO A.3.

REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO.

SECCIÓN A.3.1.

BASES GENERALES DE DISEÑO ESTRUCTURAL.

ARTÍCULO A.3.1.1. En la Sección A.1.3 se establecen los pesos que deben seguirse en el diseño sísmo resistente de una estructura. En el Capítulo A.2 se establece el Espectro de Diseño. Los diferentes métodos de análisis permiten determinar la fuerza sísmica en la base y su distribución en la altura del edificio.

Determinadas las fuerzas sísmicas correspondientes a cada nivel, se aplican, sistema estructural escogido. Por medio de un modelo matemático, linealmente elástico se determinan las fuerzas internas en cada elemento del sistema estructural producidas por las fuerzas sísmicas de cada nivel (fuerzas de inercia). Finalmente se efectúa el diseño de las secciones de cada elemento de tal manera que se cumplan los requisitos de diseño exigidos para el nivel de riesgo sísmico correspondiente.

ARTÍCULO A.3.1.2. En el presente Capítulo se describen los sistemas, estructurales que pueden utilizarse, la configuración que debe tener la edificación para poderla considerar regular o irregular y enuncian los métodos de análisis permitidos.



ARTÍCULO A.3.1.3. De acuerdo con el nivel de riesgo sísmico, definido en los Capítulos A.7, A.8 y A.9, los cuales se refieren respectivamente a Riesgo Sísmico Bajo, Intermedio y Alto,

establecen los sistemas estructurales, los métodos de análisis y los requisitos de diseño que corresponden a cada nivel de riesgo sísmico.



ARTÍCULO A.3.1.4. Como la edificación debe tener resistencia sísmica adecuada en todas direcciones, el sistema de resistencia sísmica debe existir en dos direcciones ortogonales aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada uno, sus elementos.



ARTÍCULO A.3.1.5. Las cargas deben transferirse desde su punto aplicación hasta su punto final de resistencia. Por lo tanto de proveerse una trayectoria o trayectorias continuas, con suficiente resistencia y rigidez para garantizar el adecuado transporte de las cargas. La cimentación debe diseñarse para los efectos de las cargas y movimientos sísmicos.



ARTÍCULO A.3.1.6. En el diseño de edificios en donde el sistema resistencia sísmica no sea hiperestático, debe tenerse en cuenta efecto adverso que implicaría la falla de uno de los miembros conexiones en la estabilidad del edificio.



ARTÍCULO A.3.1.7. Pueden construirse edificios con elementos prefabricados siempre y cuando se demuestre con evidencia experimental y de análisis, que el sistema propuesto tiene una resistencia y capacidad de trabajo en el rango inelástico igual mayor a las obtenidas con una estructura monolítica de concreto reforzado que cumpla los requisitos dados en la Sección A.1.4. En caso de que no se pueda hacer esta demostración el sistema prefabricado debe diseñarse para las fuerzas sísmicas obtenidas de acuerdo a este Código usando un coeficiente de modificación respuesta, tal como lo define la Sección A.4.3, igual a uno y medio ($R=1.5$).

ARTÍCULO A.3.2. SISTEMAS ESTRUCTURALES.

ARTÍCULO A.3.2.1. TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES. Se reconocen tres tipos de sistemas estructurales generales, como aparece en la Tabla A.3-1, al final del presente Capítulo.

Cada uno de ellos los subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas. El coeficiente de modificación de respuesta R y el Coeficiente de amplificación de desplazamiento C_d deben determinarse para cada nivel de riesgo sísmico en los Capítulos A.7, A.8 y A.9 respectivamente y de acuerdo con los requisitos de diseño exigidos para cada uno de los sistemas estructurales.

Los diferentes sistemas los definen a continuación:

PARÁGRAFO A.3.2.1.1. SISTEMA DE PÓRTICO. Este sistema consiste en un pórtico espacial esencialmente completo, no arriostrado, que resiste todas las cargas tanto verticales como sísmicas.

PARÁGRAFO A.3.2.1.2. SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES. En este sistema las cargas verticales son llevadas por muros estructurales o por pórticos no arriostrados o por una combinación de ambos. Las cargas sísmicas son resistidas por muros estructurales y/o pórticos arriostrados.

PARÁGRAFO A.3.2.1.3. SISTEMA DUAL. Es un sistema estructural que combina un pórtico espacial no arriostrado con muros de cortante o pórticos arriostrados. El sistema debe cumplir los siguientes requisitos:

(a) El pórtico espacial no arriostrado y los muros de cortante o pórticos arriostrados deben resistir la totalidad de la carga sísmica en proporción a sus rigideces relativas, tomando en cuenta la interacción entre muros y pórticos.

(b) Los muros de cortante o pórticos arriostrados, suponiendo que actúan independientemente del pórtico espacial no arriostrado, deben ser capaces de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas.

(c) El pórtico espacial no arriostrado debe ser capaz de resistir independientemente de los muros estructurales o pórticos arriostrados, como mínimo el 25 por ciento de la fuerza sísmica.



ARTÍCULO A.3.2.2. CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES. Cualquier edificación o cualquier parte de ella, debe quedar clasificada dentro de uno de los tres sistemas estructurales descritos en la Tabla A.3.1.

ARTÍCULO A.3.2.3. COMBINACIÓN DE SISTEMAS ESTRUCTURALES. Cuando se combinen en elevación, diferentes sistemas estructurales dentro de un mismo edificio, deben cumplirse los siguientes requisitos:

(a) El valor del coeficiente de modificación de respuesta, R , en cualquier dirección y a cualquier nivel debe ser el menor valor de R de los sistemas estructurales que se estén combinando por encima de ese nivel y en la dirección considerada. Para Mampostería Estructural ver l o s Artículos D.1.4.3 y D.1.4.4.

(b) El valor del coeficiente de amplificación de desplazamiento, C_d en cualquier dirección debe ser el mayor de l o s valores C_d correspondientes a los sistemas estructurales que se estén combinando. Para Mampostería Estructural ver los Artículos D.1.4.3 y D.1.4.4.

(c) Deben cumplirse los requisitos de diseño exigidos para cada sistema estructural en cada nivel de riesgo sísmico.

SECCIÓN A.3.3.

CONFIGURACION DEL EDIFICIO.

ARTÍCULO A.3.3.1. General Para efectos de diseño sísmico el edificio debe clasificarse como regular o como irregular de acuerdo con los requisitos de esta Sección. Debe tomarse en cuenta la forma del edificio tanto vertical como en planta para definir la regularidad o irregularidad. En la medida que la edificación sea más irregular es necesario mayor criterio por parte del ingeniero diseñador. A pesar de que éste Código sólo exige de manera obligatoria el método de la Fuerza Horizontal Equivalente, en la medida que la irregularidad sea mayor el ingeniero, a su juicio, puede utilizar métodos más sofisticados que simulen de una manera más adecuada el comportamiento de estructuras irregulares.

ARTÍCULO A.3.3.2. CONFIGURACIÓN EN PLANTA. El edificio se considera irregular cuando ocurra uno de los siguientes casos:

- (a) El edificio presenta una configuración asimétrica o tiene desigualdades en fachada de dimensiones apreciables.
- (b) Existe una gran tendencia a momentos torsionales altos debido a una excentricidad entre los centros de masa y de rigidez mayor del veinte por ciento de la menor dimensión en la planta predominante.
- (c) El diafragma en cualquier piso tiene irregularidades apreciables de rigidez o de resistencia.

ARTÍCULO A.3.3.3. CONFIGURACIÓN VERTICAL. Un edificio se clasifica como irregular verticalmente cuando ocurre uno de los siguientes casos:

- (a) El edificio presenta asimetrías con respecto a los ejes verticales, o tiene retrocesos de dimensiones apreciables.
- (b) La relación masa-rigidez varía apreciablemente entre pisos contiguos.

SECCIÓN A.3.4.

METODO DE ANALISIS.

Se reconocen los siguientes métodos de análisis para las fuerzas sísmicas:

- (a) METODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE, el cual está descrito en el Capítulo A.4.
- (b) METODO DEL ANALISIS MODAL, según los requisitos del Capítulo A.5.
- (c) METODOS DE ANALISIS ALTERNOS, los cuales deben tomar en cuenta las características dinámicas del edificio y deben ser de aceptación general en la ingeniería. En la aplicación de cualquier método de análisis alternativo no se pueden utilizar períodos fundamentales mayores de los permitidos en los Capítulos A.4 y A.5.

SECCIÓN A.3.5.

REQUISITOS PARA DISEÑO Y DESPIECE.

Los requisitos para Diseño y Despiece de cada material se establecen en los Capítulos A.7, A.8 y

A.9 para los Niveles de Riesgo Sísmico Bajo, Intermedio y Alto respectivamente.

SECCIÓN A.3.6.

EFFECTOS DE CARGA EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

ARTÍCULO A.3.6.1. COMBINACIÓN DE LOS EFECTOS DE CARGA. Los factores de carga que deben emplearse en la combinación de cargas de gravedad y de cargas sísmicas se establecen en el Título B de este Código. Debe tenerse en cuenta que las fuerzas sísmicas obtenidas siguiendo éste Código, corresponden a fuerzas que ya incluyen su factor de carga.



ARTÍCULO A.3.6.2. EFECTOS ORTOGONALES. Puede suponerse que el efecto crítico sobre una edificación causado por la dirección de aplicación de las cargas sísmicas se ha tornado en cuenta si todos los elementos se diseñan para el 100% de las fuerzas sísmicas actuando no simultáneamente en las dos direcciones principales. La carga sísmica debe combinarse con las cargas verticales de acuerdo con los requisitos del Título B de este Código. Excepto las columnas, las cuales deben diseñarse para un estado de esfuerzos causado por la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Sus efectos y los correspondientes a cargas verticales se combinan de acuerdo con lo establecido en el Título B de este Código.

PARÁGRAFO. Alternativamente las columnas de concreto reforzado pueden diseñarse y construirse con su refuerzo vertical dispuesto en forma uniforme o aproximadamente uniforme en el perímetro de la sección.

ARTÍCULO A.3.6.3. AMARRES Y CONTINUIDAD. Todos los elementos estructurales deben interconectarse. Los conectores deben ser capaces de transmitir la fuerza sísmica inducida por las partes que conectan.

PARÁGRAFO A.3.6.3.1. Toda viga, vigueta o cercha debe estar unida con su apoyo por medio de una conexión capaz de resistir una fuerza horizontal que actúe a lo largo del eje del elemento, no menor del 5 por ciento de la reacción de cargas vivas más muertas.

PARÁGRAFO A.3.6.3.2. Los elementos de cimentación, tales como zapatas, dados de pilotes, pilas o caissons etc., deben amarrarse por medio de elementos capaces de resistir en tracción o compresión una fuerza no menor de la fracción $(0.25 A_v)$ de la carga total del elemento que tenga la mayor carga entre los que interconecta.

ARTÍCULO A.3.6.4. ANCLAJE DE LOS MUROS NO-ESTRUCTURALES. Los muros no-estructurales deben anclarse o adherirse a la cubierta y a los entrepisos que les suministran apoyo lateral, con el fin de evitar su trabajo en voladizo ante la presencia de fuerzas sísmicas inducidas por su propia masa.

ARTÍCULO A.3.6.5. ELEMENTOS COLECTORES. Deben proveerse elementos colectores capaces de transferir las fuerzas sísmicas que se originan en otras partes del edificio hasta el elemento que resiste esas fuerzas.



ARTÍCULO A.3.6.6. DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA CORTANTE Y DE LA TORSIÓN EN EL PISO. La fuerza cortante, x , en el piso x debe determinarse de acuerdo con la siguiente fórmula:

(A.3.1)

Donde:

V_x = Fuerza Cortante sísmica en el nivel x .

F_i = Parte del cortante sísmico en la base que se genera en el nivel i .

PARÁGRAFO A.3.6.6.1. La fuerza cortante, V_x y las torsiones asociadas deben distribuirse entre los diferentes pórticos y muros estructurales del sistema de resistencia sísmica de acuerdo con sus respectivas rigideces de desplazamiento y teniendo en Cuenta la rigidez del diafragma.

PARÁGRAFO A.3.6.6.2. En el diseño debe tomarse en cuenta el aumento de las fuerzas causado por la torsión generada por la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez. Las fuerzas no deben reducirse debido a este efecto. Cuando la excentricidad sea inferior al 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de aplicación de las fuerzas puede omitirse el análisis del efecto de torsión.



ARTÍCULO A.3.6.7. DIAFRAGMAS. En el diseño de los pisos y cubiertas que actúan como diafragmas debe tenerse en cuenta lo siguiente:

PARÁGRAFO A.3.6.7.1. Una fuerza igual, como mínimo, a $(0.5 A v)$ veces el peso del diafragma y de los elementos que estén adheridos a él, además de la parte de V_x que haya necesidad de transferir a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica debido a retrocesos o cambios en la rigidez de los elementos verticales de los pisos adyacentes.

PARÁGRAFO A.3.6.7.2. Los cortantes y momentos causados por las fuerzas dadas en este Capítulo.

PARÁGRAFO A.3.6.7.3. Cuando se utilicen muros estructurales los diafragmas deben tener amarres y colectores que les permitan transmitir a ellos las fuerzas horizontales.

ARTÍCULO A.3.6.8. MUROS ESTRUCTURALES. Los muros estructurales exteriores e interiores y sus anclajes con los diafragmas o cubiertas deben diseñarse para resistir una fuerza lateral que actúa perpendicularmente al plano del muro. Dicha fuerza será igual a A_v veces W_e , pero no menor de $0.10 W_e$, donde W_e es el peso del tramo de muro considerado.

ARTÍCULO A.3.6.9. ESTRUCTURAS DE TIPO PÉNDULO INVERTIDO. Estas son estructuras donde el sistema de resistencia sísmica actúa como uno o varios voladizos aislados. Las columnas o pilares de apoyo de las estructuras de tipo péndulo invertido deben diseñarse para un diagrama de momentos flectores que inicia en la base con un valor determinado de acuerdo con los procedimientos establecidos en el Capítulo A.4 y varía uniformemente hasta llegar a la mitad de este valor en la parte superior.

TABLA A.3.1.

TIPOS DE SISTEMA ESTRUCTURAL.

Sistema Estructural	Sistema Vertical de Resistencia Sísmica
PORTICOS	Pórtico Espacial No Arriostrado:
Definido en A.3.2.1.1	a-En Concreto Reforzado
	b-En Acero Estructural
MUROS ESTRUCTURALES	Muros de Cortante:
a-En Concreto Reforzado	
b-En Mampostería No-Reforzada	
Definido en A.3.2.1.2	c-En Mampostería Parcialmente Reforzada
d-En Mampostería Reforzada	
e-Muros Confinados	
f -Pórticos Arriostrados	
SISTEMA DUAL	Muros de Cortante: a-En Concreto Reforzado
	b-En Mampostería Parcialmente Reforzada
SISTEMA DUAL	c-En Mampostería Reforzada
d-Pórticos Arriostrados	

Nota: Los diferentes tipos de mampostería tienen restricciones respecto a su uso en las diferentes zonas de riesgo sísmico, especialmente la Mampostería No-Reforzada y la Parcialmente Reforzada.

CAPÍTULO A.4.

METODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE.

SECCIÓN A.4.1.

GENERAL.

Los requisitos de este Capítulo controlan el análisis sísmico de edificios de acuerdo con las prescripciones dadas en los Capítulos A.3, A.7, A.8 y A.9

SECCIÓN A.4.2.

PERIODO FUNDAMENTAL DE EDIFICIO.



ARTÍCULO A.4.2.1. El valor, T del período fundamental del edificio debe obtenerse a partir de las propiedades del sistema de resistencia sísmica del edificio en la dirección bajo consideración de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, suponiendo que el edificio esta empotrado en

la base y con un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. El valor de T no puede exceder $1.2 T_a$ donde T_a se calcula de acuerdo con las fórmulas de los Artículos A.4.2.3 y A.4.2.4.



ARTÍCULO A.4.2.2. Alternativamente el valor de T puede ser igual al período fundamental aproximado que se obtenga por medio de las fórmulas A.4-1 y A.4-2, la que sea apropiada.



ARTÍCULO A.4.2.3. Para estructuras aporricadas, ya sea de concreto reforzado o de acero, en donde el pórtico no esta arriostrado por elementos rígidos que tiendan a impedir su libre deflexión al verse sometido a la carga sísmica, el período fundamental aproximado puede calcularse por medio de:

(A.4-1)

Donde:

h_i = Es la altura en metros, medida desde la base, de la place de cubierta.

T_a = Período de. vibración fundamental aproximado en seg.



ARTÍCULO A.4.2.4. Para los otros tipos de sistemas estructurales, diferentes de los mencionados en el Artículo A.4.2.3, el período T_a se obtiene así:

Donde:

L = Longitud en metros, del sistema estructural, medida en su base, en la dirección bajo consideración.

SECCIÓN A.4.3.

COEFICIENTE SISMICO DE DISEÑO.

ARTÍCULO A.4.3.1. Con el período fundamental del edificio se calcula el coeficiente sísmico de diseño, C_s , por medio de la siguiente formula:

(A.4-3)

Donde:

S_a = Valor de la aceleración leída del espectro para el período fundamental del edificio, tal como se define en la Sección A.2.6.

R = Coeficiente de modificación de respuesta, cuyo valor aparece en las Tablas A.7-1, A.8=1 y A.9-1.



ARTÍCULO A.4.3.2. En caso de que el periodo fundamental del edificio no haya sido calculado, el valor de S_a puede obtenerse de las fórmulas A.2-2 y A.2-3.

SECCIÓN A.4.4.

CORTANTE EN LA BASE.

El edificio, suponiéndolo empotrado en la base, debe diseñarse para que resista el cortante sísmico horizontal en la base, V , tal como lo define la siguiente fórmula, para la dirección bajo consideración:

(A.4-4)

C_s = Coeficiente sísmico obtenido en la Sección A.4.3

V = Cortante sísmico en la base.

W = Peso vertical total del edificio. W debe ser igual al peso total de la estructura más el peso de aquellos elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos o bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la carga viva del piso.

SECCIÓN A.4.5.

DISTRIBUCION VERTICAL DE LAS CARGAS SISMICAS.

La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel debe determinarse usando la siguiente formula:

(A. 4-5)

Y

(A. 4-6)

Donde:

k = Exponente relacionado con el período fundamental de la estructura de la siguiente manera:

a- Para T menor o igual a 0.5 segundos, $k = 1.0$

b- Para T mayor de 2.5 segundos, $k = 2.0$

c- Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, $k = 0.75 + 0.5 T$

w_i y w_x = Parte de W que esta colocada en el nivel i o x respectivamente.

h_i y h_x = Altura, medida desde la base, al nivel i o x.

SECCIÓN A.4.6.

VALORES DE DISEÑO.

Las fuerzas sísmicas correspondientes a cada nivel, obtenidas de acuerdo con los requisitos de la Sección A.4.5, deben aplicarse a la estructura para así obtener las fuerzas internas (momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos de torsión) correspondientes a cada elemento estructural del sistema por medio de un modelo matemático linealmente elástico que represente adecuadamente las características de la estructura.. Las fuerzas internas causadas por las fuerzas sísmicas deben combinarse con las fuerzas internas debidas a carga vertical de acuerdo a las prescripciones del Título B de este Código. Por medio del mismo análisis deben obtenerse los desplazamientos que se utilizan para determinar las derivas de diseño de que trata el Capítulo A.6 de este Código.

CAPÍTULO A.5.

METODO DEL ANALISIS MODAL.

SECCIÓN A.5.1.

GENERAL.



ARTÍCULO A.5.1.1. Los símbolos que se usan en este método de análisis tienen el mismo significado que los términos análogos del Capítulo A.4; el subíndice "m" índice las cantidades del modo "m".



ARTÍCULO A.5.1.2. El edificio puede ser modelado como un sistema de mesas concentradas al nivel de los pisos, donde cada masa tiene un grado de libertad por piso, pudiéndose desplazar horizontalmente en la dirección bajo consideración.

Para edificios con irregularidades en planta este puede modelarse con masa; concentradas en los pisos que tienen tres grados de libertad: dos desplazamientos horizontales ortogonales y una rotación alrededor de un eje vertical. En este último caso debe demostrarse analíticamente que el diafragma es suficientemente rígido en su propio plano para aceptar esta idealización.



ARTÍCULO A.5.1.3. El análisis debe incluir en cada una de las direcciones principales ortogonales, por lo menos tres modos de vibración o los modos correspondientes a todos los períodos: superiores a 0.4 segundos. Para edificios de uno y dos pisos e: número de modos debe ser igual al número de pisos.

ARTÍCULO A.5.1.4. Los modos y sus correspondientes períodos de vibración deben calcularse usando los principios de la dinámica estructural para una condición de empotramiento en la base y para las características de masa y rigidez correspondientes al sistema de resistencia sísmica. El modelo usado debe ser linealmente elástico,

SECCIÓN A.5.2.

COEFICIENTE SISMICO MODAL.



ARTÍCULO A.5.2.1. El coeficiente sísmico modal, C_{sm} debe determinarse para cada uno de los modos, usando su correspondiente período de vibración, de acuerdo con la siguiente fórmula:

(A.5-1)

Donde:

S_{am} = Valor del espectro elástico de aceleraciones para el período de vibración del modo T_m .

ARTÍCULO A.5.2.2. Para perfiles de suelo S3, el valor de C_{sm} para modos diferentes del fundamental y con períodos menores 0.3 segundos, puede multiplicarse por:

(A.5-2)



ARTÍCULO A.5.2.3. Para estructuras en las cuales T_m excede 4.0 segundos, el valor de C_{sm} para ese modo puede multiplicarse por:

(A.5-3)

SECCIÓN A.5.3.

CORTANTE MODAL EN LA BASE.

La parte del cortante en la base dontribuida por el modo m , V_m , debe determinarse de acuerdo con la siguiente fórmula;

(A.5-4)

Donde:

C_{sm} = Coeficiente sísmico modal determinado en la Sección A.5.2.1.

m = Peso efectivo modal determinado de acuerdo con la fórmula siguiente:

(A.5-5)

Donde:

i_m = Amplitud de desplazamiento del nivel i del edificio cuando esta vibrando en el modo m .

SECCION A.5.4.

DISTRIBUCION EN LA ALTURA DEL CORTANTE MODAL.

La fuerza modal, F , a cualquier nivel debe determinarse de acuerdo con la siguiente fórmula:

(A.5-6)

(A.5-7)

Donde:

SECCION A.5.5.

DESPLAZAMIENTOS MODALES ELASTICOS.

El desplazamiento modal elástico del nivel x , , debe calcularse por medio de:

(A.5-8)

Donde:

g = Aceleración de la gravedad

SECCIÓN A.5.6.

VALORES DE DISEÑO.



ARTÍCULO A.5.6.1. Los valores de diseño del cortante en la base, los cortantes a cada nivel y los desplazamientos deben determinarse combinando los valores modales. La combinación debe hacerse tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada valor modal.



ARTÍCULO A.5.6.2. El valor del cortante de diseño en la base V_t debe compararse con el cortante V_o calculado usando un período $T=1.4T_a$ por medio de la fórmula A.4-4. Si V_t es menor que V_o , los cortantes de piso y desplazamientos deben Multiplicarse por un factor V_o/V_t .

ARTÍCULO A.5.6.3. No hay necesidad de que el cortante en la base exceda el valor que se obtiene por medio de la Sección A.4.3.

CAPÍTULO A.6.

LIMITES DE LA DERIVA.

SECCIÓN A.6.1.

GENERAL.



ARTÍCULO A.6.1.1. En este Capítulo se dan los procedimientos para calcular la deriva así como sus límites permisibles.



ARTÍCULO A.6.1.2. La deriva está asociada con los siguientes efectos durante el temblor:

- (a) Deformación inelástica de los elementos.
- (b) Estabilidad global de la estructura.
- (c) Daño a los elementos no estructurales tales como muros divisorios, enchapes, acabados, instalaciones, etc.

SECCIÓN A.6.2.

CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL.



ARTÍCULO A.6.2.1. El desplazamiento horizontal elástico, \ddot{x}_e , de dada nivel del edificio se obtiene de un análisis elástico de la estructura hecho de acuerdo con los principios de la mecánica estructural y usando como fuerzas aplicadas las obtenidas en los Capítulos A.4 o A.5 de este Código.



ARTÍCULO A.6.2.2. El desplazamiento inelástico real, \ddot{x}' puede estimarse por Medio de la siguiente formula;

(A.6-1)

Donde:

= Desplazamiento horizontal real de la estructura, tomando en cuenta los efectos inelásticos, en metros.

= Desplazamiento horizontal elástico en metros.

= Coeficiente de amplificación de desplazamiento dado en la Sección A.6.3.

SECCIÓN A.6.3.

COEFICIENTE DE AMPLIFICACION DE DESPLAZAMIENTO.



ARTÍCULO A.6.3.1. VALOR DEL COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO. El coeficiente de amplificación de desplazamiento, C_d se establece para cada una de las Zonas de Riesgo Sísmico y para cada Sistema Estructural en las Secciones A.7.4, A.8.4 y A.9.4. Para pórticos no arriostrados de concreto reforzado, alternativamente al valor dado en las Secciones A.7.4, A.8.4 y A.9.4, este puede obtenerse por el procedimiento del Artículo A.6.3.2.

PARÁGRAFO. El valor de C_d puede multiplicarse por 0.7 cuando los desplazamientos provienen de un análisis en el cual se utilizaron secciones fisuradas de los elementos para calcular sus momentos de inercia. El nuevo valor así obtenido no puede ser menor de dos (2).

ARTÍCULO A.6.3.2. COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO PARA PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS DE CONCRETO REFORZADO. Cuando el sistema estructural consista en pórticos no- arriostrados de concreto reforzado puede utilizarse el valor de C_d obtenido mediante el procedimiento dado a continuación:

(A.6-2)

Donde:

= Desplazamiento elástico en el nivel superior del edificio en metros.

N = Numero de pisos del edificio

T_r = Período de vibración real del edificio, calculado de acuerdo con esta Sección

A_v = Velocidad Pico Efectiva de acuerdo con la Sección A.2.2

El valor del período de vibración real, T_r , debe obtenerse de un análisis dinámico o por medio de la siguiente fórmula:

(A.6.3)

Donde:

w_i = Peso del nivel i .

= Desplazamiento elástico del nivel i al ser sometida la estructura a las cargas horizontales de diseño.

F_i = Fuerza horizontal de diseño al nivel i .

g = Aceleración de la gravedad.

SECCIÓN A.6.4.

CALCULO Y LIMITES DE LA DERIVA.



ARTÍCULO A.6.4.1. La deriva de diseño del piso es la diferencia entre los desplazamientos horizontales reales (en el rango inelástico) obtenidos en la Sección A.6.2, de dos niveles consecutivos.



ARTÍCULO A.6.4.2. La deriva inelástica de diseño del piso no debe exceder el 1.5% (0.015 veces) de la altura del piso bajo consideración. Si el valor calculado es mayor que este límite, la estructura debe rigidizarse hasta que se cumpla con el límite especificado.

SECCIÓN A.6.5.

SEPARACION ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES.

Todas las partes de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como una unidad integral para efectos de resistir l a s fuerzas sísmicas, a menos que se separen una distancia suficiente para evitar la colisión nociva entre las partes. Para determinar la distancia mínima de separación deben sumarse los valores absolutos de los desplazamientos reales, , de ambas partes

CAPÍTULO A.7.

REQUISITOS PARA ZONAS DE RIESGO SISMICO BAJO.

SECCIÓN A.7.1.

GENERAL.

ARTÍCULO A.7.1.1. ALCANCE. En este Capítulo se establecen los requisitos para el análisis, diseño y construcción de edificaciones en zonas de Riesgo Sísmico Bajo tal como las define el Artículo A.2.3.1 de este Código. Pueden utilizarse requisitos más estrictos como los dados en los Capítulos A.8 y A.9 correspondientes a zonas de mayor riesgo sísmico; en este. caso se conservan los valores de A y A propios de la zona donde se va a construir la edificación, pero deben cumplirse todos los requisitos de la zona de mayor riesgo Sísmico escogida como alternativa de diseño, Capítulo A.8 o A.9, para poder usar los valores correspondientes de R y C_d .



ARTICULO A.7.1.2. REQUISITOS GENERALES. El análisis, diseño construcción de estructuras en zonas de Riesgo Sísmico Bajo deber cumplir los requisitos de este Capítulo edemas de los requisitos de la totalidad de este Título exceptuando los Capítulos A.8 y A.9.

SECCIÓN A.7.2.

SISTEMAS ESTRUCTURALES PERMITIDOS.



ARTÍCULO A.7.2.1. En los sitios donde A y A sean menores c iguales a 0.05 puede usarse cualquiera de los sistemas estructurales definidos en la Sección A.3.2 (Tabla A.3-1) con las siguientes limitaciones en el uso de la mampostería estructural:

(a) En las edificaciones de uno y dos pisos del Grupo de Uso I se permite cualquiera de los tipos de mampostería estructural reconocidos en el Título B de este Código. Como alternativa, este tipo de edificaciones puede construirse siguiendo los requisitos del Título E de este Código, en los casos en que este sea aplicable.

(b) En las edificaciones no incluidas en el literal (a) y cuya altura no exceda de ocho (8) metros puede usarse cualquiera de los tipos de mampostería estructural reconocidos por el Título D.

(c) En las edificaciones no incluidas en los literales (a) y (b) las prohíbe el uso de la Mampostería No-Reforzada.

ARTÍCULO A.7.2.2. En los sitios donde Aa o Av ambos sean mayores que 0.05 puede usarse cualquiera de los sistemas estructurales definidos en la Sección A.3.2 (Tabla A,3-1), con las siguientes limitaciones para el uso de mampostería estructural:

(a) En las edificaciones de uno y dos pisos del Grupo de Uso I se permite cualquiera de los tipos de mampostería estructural reconocidos en el Título D de este Código. Como alternativa, este tipo de edificaciones puede construirse siguiendo los requisitos del Título E, en los casos en que este sea aplicable.

(b) En las edificaciones no incluidas en el literal (a) y cuya altura no exceda de doce (12) metros puede usarse cualquiera de los tipos de mampostería estructural reconocidos por el Título D, con excepción de la Mampostería No-Reforzada.

(c) En las edificaciones no incluidas en los literales (a) y (b) se prohíbe el uso de la Mampostería No-Reforzada y de la Mampostería Parcialmente Reforzada.

SECCIÓN A.7.3.

METODO DE ANALISIS.

Los edificios tanto regulares como irregulares de los Grupos de Uso I, II y III deben analizarse, como mínimo, por el Método de la Fuerza Horizontal Equivalente tal como lo prescribe el Capítulo A.4 de este Código.

SECCIÓN A.7.4.

DETERMINACION DE LAS FUERZAS SISMICAS Y EVALUACION DE LAS DERIVAS DE DISEÑO.

La determinación de las fuerzas sísmicas y la evaluación de las derivas deben hacerse siguiendo los requisitos de los Capítulos A.2, A.3 y A.6, y usando los Coeficientes de Modificación de Respuesta, R, y de Amplificación de Desplazamiento, Cd, dados en la Tabla A.7-1.

SECCIÓN A.7.5.

REQUISITOS DE CONCRETO REFORZADO EN ZONAS DE RIESGO SIMICO BAJO.

Las estructuras de concreto reforzado localizadas en zonas de Riesgo Sísmico Bajo deben diseñarse y construirse cumpliendo los requisitos de los Capítulos C.1 a C.19 del Título C de este Código.

SECCIÓN A.7.6.

REQUISITOS DE ACERO ESTRUCTURAL EN ZONAS DE RIESGO SISMICO BAJO.

El diseño y construcción de estructuras de acero estructural en Zonas de Riesgo Sísmico Bajo debe seguir las prescripciones de los Capítulos F.1 y F.2 del Título F de este Código.

SECCIÓN A.7.7.

REQUISITOS DE MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL.

Los diferentes tipos de mampostería deben cumplir las limitaciones establecidas en la Sección A.7.2 además de las dadas en la Tabla A.7-2, que se presenta al final de este Capítulo. El diseño y construcción de mampostería en Zonas de Riesgo Sísmico Bajo debe cumplir los requisitos del Título D de este Código.

TABLA A.7-1

SISTEMAS ESTRUCTURALES PERMITIDOS EN ZONAS DE RIESGO SISMICO BAJO

Sistema Estructural Monolítico	Sistema vertical de Resistencia Sísmica	Debe Cumplir	R Cd
Pórticos	Pórticos de Concreto Reforzado	A.7.5	2.0.2.0
MUROS ESTRUCTURALES	Pórticos de Acero	A.7.6	4.5.4.0
	Muros de Concreto Reforzado	A.7.5	4.0.3.5
	Pórticos Arriostrados de Concreto	A.7.5	2.0.2.0
	Muros de Mampostería No-Reforzada	D.4	1.0.1.0
	Muros de Mampostería Parcialmente Reforzada	D.5	2.0.2.0
	Muros de Mampostería Reforzada	D.6	3.5.3.0
	Mampostería de Muros Confinados	D.7	
	* Con Refuerzo Interior	2.5.2.5	
	* Sin Refuerzo Interior	1.5.1.5	
	SISTEMA DUAL (ver Nota-1)	Muros de Concreto Reforzado	A.8.6
	Pórticos Arriostrados de Concreto	A.8.6	2.0.2.0
	Muros de Mampostería Parcialmente Reforzada	D.5	3.0.3.0
	Muros de Mampostería Reforzada	D.6	4.5.4.0

Notas:

1. El Sistema Dual exige pórticos especiales no arriostrados, que resistan por lo menos el 25% de las fuerzas sísmicas prescritas y que cumplan los requisitos de diseño de la Sección A.8.6 para concreto reforzado en zonas de Riesgo Sísmico Intermedio.

2. Para valores de R en sistemas prefabricados ver Art. A.3.1.7.

TABLA A.7-2.

USO DE MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL EN ZONAS DE RIESGO SISMICO BAJO.

Tipo de Mampostería	Debe Cumplir
No-Reforzada	D.4
Parcialmente Reforzada	D.5
Reforzada	D.6
Muros Confinados	D.7
Muros Diafragma	D.8

CAPÍTULO A.8.

REQUISITOS PARA ZONAS DE RIESGO SISMICO INTERMEDIO.

SECCIÓN A.8.1.

GENERAL.



ARTÍCULO A.8.1.1. ALCANCE. En este Capítulo se establecen los requisitos para el análisis, diseño y construcción de edificaciones en zonas de Riesgo Sísmico Intermedio definidas en el Artículo A.2.3.2 de este Código. Pueden utilizarse requisitos más estrictos como los dados en el Capítulo A.9 para zonas de Riesgo Sísmico Alto; en este caso se conservan los valores de A y A propios de la zona donde se va a construir la edificación, pero deben cumplirse todos los requisitos de la zona de Riesgo Sísmico Alto, escogida como alternativa de diseño, Capítulo A.9, para poder usar los valores correspondientes de R y Cd.



ARTÍCULO A.8.1.2. REQUISITOS GENERALES. El análisis, diseño y construcción de estructuras en las zonas de Riesgo Sísmico Intermedio deben cumplir los requisitos de este Capítulo además de los requisitos de la totalidad del Título A de este Código exceptuando los Capítulos A.7 y A.9.

SECCIÓN A.8.2.

SISTEMAS ESTRUCTURALES PERMITIDOS EN ZONAS DE RIESGO SISMICO INTERMEDIO.



ARTÍCULO A.8.2.1. GRUPO DE USO I. En las edificaciones de cualquier altura del Grupo de Uso I, tal como lo define la Sección A.2.5 de este Código, puede utilizarse cualquiera de los sistemas estructurales definidos en la Sección A.3.2 (Tabla A.3-1), con las siguientes limitaciones para el uso de la mampostería estructural:

(a) En edificaciones de uno y dos pisos se permite cualquiera de los tipos de mampostería estructural definidos en el Título D de este Código, con excepción de la Mampostería No-Reforzada, la cual no puede utilizarse en esta zona de riesgo sísmico. Como alternativa este tipo de edificaciones puede diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos establecidos en el Título E, en los casos en que este sea aplicable.

(b) En edificaciones de más de dos pisos cuya altura no exceda de doce (12) metros puede usarse cualquiera de los tipos de mampostería estructural reconocidos en el Título D, con excepción de la Mampostería No-Reforzada.

(c) En edificaciones cuya altura exceda de doce (12) metros se prohíbe el uso de la Mampostería No-Reforzada y de la Mampostería Parcialmente Reforzada.



ARTÍCULO A.8.2.2. GRUPOS DE USO II Y III. En las edificaciones de uno y dos pisos pertenecientes a los Grupos de Uso II y III, construidas en mampostería, se prohíbe el uso de la Mampostería No-Reforzada.

PARÁGRAFO A.8.2.2.1. En las edificaciones de los Grupos de Uso II y III cuya altura no exceda de

50 metros se permite el empleo de cualquiera de los sistemas estructurales descritos en la Sección A.3.2 (Tabla A.3-1), pero si se usa la mampostería estructural, esta debe ser del tipo Mampostería Reforzada, según los requisitos del Capítulo D.6.

PARÁGRAFO A.8.2.2.2. En las edificaciones de los Grupos de Uso II y III, tal como los define la Sección A.2.5 de este Código, de más de 50 metros de altura solo se permiten los siguientes sistemas estructurales:'

(a) Sistema Pórtico

(b) Sistema Dual

(c) Sistema de Muros Estructurales de concreto reforzado vaciado en el sitio, o en Mampostería Reforzada según los requisitos del Capítulo D.6. Los muros estructurales deben estar dispuestos de tal manera que los que estén ubicados en un mismo plano vertical no resistan más del 50 por ciento de las fuerzas sísmicas de diseño incluyendo efectos torsionales. Este sistema se limita a edificaciones de menos de 75 metros de altura.

SECCIÓN A.8.3.

METODO DE ANALISIS.

El Método de la Fuerza Horizontal Equivalente constituye el procedimiento mínimo requerido. El Método del Análisis Modal (Capítulo A.5) o cualquier otro método más riguroso de aceptación general puede usarse en lugar del procedimiento mínimo aplicable. En ningún caso el procedimiento alterno puede utilizar períodos fundamentales mayores a los permitidos en los Capítulos A.4 o A.5.

SECCIÓN A.8.4.

DETERMINACION DE LAS FUERZAS SISMICAS Y EVALUACION DE LAS DERIVAS DE DISEÑO.

La determinación de las fuerzas sísmicas de diseño y la evaluación de las derivas de diseño debe hacerse siguiendo los requisitos de los Capítulos A.2, A.3 y A.6 usando los Coeficientes de Modificación de Respuesta, R, y de Amplificación de Desplazamientos, Cd, dados en la Tabla A.8-1.

SECCIÓN A.8.5.

MOVIMIENTOS SISMICOS VERTICALES EN ZONAS DE RIESGO SISMICO INTERMEDIO.

La componente vertical del movimiento sísmico debe tomarse en cuenta en el diseño de voladizos considerando una fuerza vertical ascendente o descendente, en la punta del elemento con un valor neto igual al 10 por ciento de la carga muerta del voladizo y en el diseño de elementos pretensados horizontales utilizando 0.5 en vez de 0.9 en la Ecuación B.2.4-6 del Título B de este Código.

SECCIÓN A.8.6.

REQUISITOS DE CONCRETO REFORZADO EN ZONAS DE RIESGO SISMICO INTERMEDIO.

Las estructuras de concreto reforzado que se diseñen y construyan en Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio deben cumplir con los requisitos del Título C de este Código con la excepción del Capítulo C.21. Deben cumplirse especialmente las prescripciones del Capítulo C.20 el cual hace referencia específica a Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio.

SECCIÓN A.8.7.

REQUISITOS DE ACERO ESTRUCTURAL EN ZONAS DE RIESGO SISMICO INTERMEDIO.

El diseño y construcción de estructuras de acero debe seguir las prescripciones de los Capítulos F.1, F.2 y F.3 del Título F de este Código. Deben cumplirse especialmente los requisitos del Capítulo F.3 el cual hace referencia específica a Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio.

SECCIÓN A.8.8.

REQUISITOS DE MAMPOSTERIA EN ZONAS DE RIESGO SISMICO INTERMEDIO.

La mampostería que se utilice en Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio debe cumplir las limitaciones dadas en la Sección A.8.2 y los requisitos que se dan en la Tabla A.8-2. La mampostería No- Reforzada no se permite en zonas de Riesgo Sísmico Intermedio. El diseño y Construcción de estructuras de Mampostería Estructural en Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio debe hacerse siguiendo los requisitos del Título D de este Código.

TABLA A.8.1.

SISTEMAS ESTRUCTURALES PERMITIDOS EN ZONAS DE RIESGO SISMICO INTERMEDIO.

Sistema Estructural Monolítico	Sistema vertical de Resistencia Sísmica	Debe Cumplir	R Cd
PORTICOS	Pórticos de Concreto Reforzado	A.8.6	4.0.3.5
	Pórticos de Acero	A.8.7	4.5.4.0
MUROS ESTRUCTURALES	Muros de Concreto Reforzado	A.8.6	4.0.3.5
	Pórticos Arriostrados de Concreto	A.8.6	3.5.3.0
	Muros de Mampostería parcialmente-Reforzada	D.5	2.0.2.0
	Muros de Mampostería Reforzada	D.5	2.0.2.0
	Muros de Mampostería Reforzada	D.6	3.5.3.0
	Mampostería de Muros Confinados	D.7	
	* Con Refuerzo Interior	2.5.2.5	
	* Sin Refuerzo Interior	.5.1.5	
SISTEMA DUAL (ver Nota-1)	Muros de Concreto Reforzado	A.8.6	5.0.4.5
	Pórticos Arriostrados de Concreto	A.8.6	4.0.3.5
	Muros de Mampostería Parcialmente Reforzada	D.6	4.5.4.0

Notas:

- 1- El Sistema Dual exige pórticos especiales no arriostrados, que resistan por lo menos el 25% de las fuerzas sísmicas prescritas y que cumplan los requisitos de diseño de la Sección A.8.6.
- 2- El valor de Cd para pórticos no arriostrados de concreto puede variar según el Art. A.6.3.2.
- 3- Para valores de R en sistemas prefabricados, Ver Art. A.3.1.7

TABLA A.8-2.

USO DE MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL EN ZONAS DE RIESGO SISMICO INTERMEDIO.

Tipo de Mampostería	Debe Cumplir
No-Reforzada	No se permite
Parcialmente Reforzada	D.5
Reforzada	D.6
Muros Confinados	D.7
Muros Diafragma	D.8

CAPÍTULO A.9.

REQUISITOS PARA ZONAS DE RIESGO SISMICO ALTO.

SECCIÓN A.9.1.

GENERAL.



ARTÍCULO A.9.1.1. ALCANCE. En este Capítulo se establecen los requisitos para el análisis, diseño y construcción de edificaciones en zonas de Riesgo Sísmico Alto tal como las define el Artículo A.2.3.3 de este Código.

ARTÍCULO A.9.1.2. REQUISITOS GENERALES. El análisis, diseño y construcción de estructuras en las zonas de Riesgo Sísmico Alto deben cumplir los requisitos de este Capítulo y además los requisitos de la totalidad del Título A de este Código excepto los Capítulos A.7 y A.8.

SECCIÓN A.9.2.

SISTEMAS ESTRUCTURALES PERMITIDOS EN ZONAS DE RIESGO SISMICO ALTO.

ARTÍCULO A.9.2.1. EDIFICACIONES DE UNO Y DOS PISOS DEL GRUPO DE USO I. En edificaciones de uno y dos pisos pertenecientes al Grupo de Uso I puede usarse cualquiera de los tipos de mampostería estructural definidos en el Título D de este Código, con excepción de la Mampostería No-Reforzada. Como alternativa este tipo de edificaciones puede construirse de acuerdo con los requisitos dados en el Título E para edificaciones de Uno y Dos Pisos en zonas de Riesgo Sísmico Alto.



ARTÍCULO A.9.2.2. GRUPO DE USO I Y II. En las edificaciones del Grupo de Uso I y II, tal como los define la Sección A.2.5 de este Código, cuya altura no exceda 50 metros puede utilizarse cualquiera de los sistemas estructurales definidos en la Sección A.3.2 (Tabla A.3-1),

pero si se usa mampostería y la edificación tiene más de dos pisos esta debe cumplir los requisitos de Mampostería Reforzada dados en el Capítulo D.6.

PARÁGRAFO. En las edificaciones de los Grupos de Uso I y II, tal como las define la Sección A.2.5 de este Código, cuya altura exceda 50 metros solo se permiten los siguientes sistemas estructurales:

(a) Sistema Pórtico

(b) Sistema Dual. Si se emplean muros de mampostería estructural, estos deben cumplir todos los requisitos de la Mampostería Reforzada dados en el Capítulo D.6.

(c) Sistema de Muros Estructurales de concreto reforzado vaciado en el sitio, o en Mampostería Reforzada según los requisitos del Capítulo D.6. Los muros estructurales deben estar dispuestos de tal manera que los que estén ubicados en un mismo plano vertical no resistan más del 50 por ciento de las fuerzas sísmicas de diseño incluyendo efectos torsionales. Este sistema se limita a edificaciones de menos de 75 metros de altura.

ARTÍCULO A.9.2.3. GRUPO DE USO III. En las edificaciones del Grupo de Uso III, tal como lo define la Sección A.2.5 de este Código, cuya altura no exceda 30 metros puede utilizarse cualquiera de los sistemas estructurales definidos en la Sección A.3.2 (Tabla A.3-1), pero si se usa mampostería, esta debe cumplir los requisitos de Mampostería Reforzada dados en el Capítulo D.6.

PARÁGRAFO. En las edificaciones del Grupo de Uso III, tal como las define la Sección A.2.5 de este Código, cuya altura exceda 30 metros solo se permiten los siguientes sistemas estructurales:

(a) Sistema Pórtico

(b) Sistema Dual. Si se emplean muros de mampostería estructural, estos deben cumplir todos los requisitos de Mampostería Reforzada del Capítulo D.6.

(c) Sistema de Muros Estructurales de concreto reforzado vaciado en el sitio, o en Mampostería Reforzada según los requisitos del Capítulo D.6. Los muros estructurales deben estar dispuestos de tal manera que los que estén ubicados en un mismo plano vertical no resistan más del 50 por ciento de las fuerzas sísmicas de diseño incluyendo efectos torsionales. Este sistema se limita a edificaciones hasta de 50 metros de altura.

SECCIÓN A.9.3.

METODO DE ANALISIS.

El método de la Fuerza Horizontal Equivalente dado en el Capítulo A.4 constituye el procedimiento mínimo de análisis. El Método del Análisis Modal, descrito en el Capítulo A.5, o cualquier otro método más riguroso puede utilizarse como alternativa, siempre y cuando no se excedan los períodos fundamentales dados en los Capítulos A.4 o A.5.

SECCIÓN A.9.4.

DETERMINACION DE LAS FUERZAS SISMICAS Y EVALUACION DE LAS DERIVAS DE DISEÑO.

La determinación de las fuerzas sísmicas y derivas de diseño debe hacerse siguiendo los requisitos de los Capítulos A.3 y A.6 usando el Coeficiente de Modificación de Respuesta, R, y el Coeficiente de Amplificación de Desplazamientos, Cd, dados en la Tabla A.9-1.

SECCIÓN A.9.5.

MOVIMIENTOS SISMICOS VERTICALES EN ZONAS DE RIESGO SISMICO ALTO.

La componente vertical del movimiento sísmico debe tomarse en cuenta en el diseño de voladizos considerando una fuerza vertical ascendente, o descendente, en la punta del elemento con un valor neto igual al 20 por ciento de la carga muerta del voladizo y en el diseño de elementos pretensados horizontales utilizando 0.5 en vez de 0.9 en la Ecuación B.2.4-6 del Título B de este Código.

SECCIÓN A.9.6.

REQUISITOS DE CONCRETO REFORZADO EN ZONAS DE RIESGO SISMICO ALTO.

En las zonas de Riesgo Sísmico Alto, los elementos estructurales de concreto reforzado deben dimensionarse y diseñarse para que cumplan los requisitos del Título C de este Código con excepción del Capítulo C.20. Debe tenerse especial cuidado de cumplir los requisitos del Capítulo C.21 el cual trata de requisitos específicos para Zonas de Riesgo Sísmico Alto.

SECCIÓN A.9.7.

REQUISITOS DE ACERO ESTRUCTURAL EN ZONAS DE 4 RIESGO SISMICO ALTO.

El diseño de y construcción de elementos de acero estructural en Zonas de Riesgo Sísmico Alto deben seguir las prescripciones de todo el Título F de este Código. Debe tenerse especial cuidado de cumplir los requisitos del Capítulo F.3, el cual contiene requisitos específicos para Zonas de Riesgo Sísmico Alto.

SECCIÓN A.9.8.

REQUISITOS DE MAMPOSTERIA EN ZONAS DE RIESGO SISMICO ALTO.

La mampostería que se utilice en Zonas de Riesgo Sísmico Alto debe cumplir las limitaciones que se dan en la Sección A.9.2 y los requisitos de la Tabla A.9-2. La Mampostería No-Reforzada no se permite en Zonas de Riesgo Sísmico Alto. El diseño y construcción de estructuras de mampostería en Zonas de Riesgo Sísmico Alto debe hacerse siguiendo los requisitos del Título D de este Código con las limitaciones anotadas.

TABLA A.9-2.

USOS DE MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL EN ZONAS DE RIESGO SISMICO ALTO.

Tipo de Mampostería	Debe Cumplir
No-Reforzada	No Se Permite
Parcialmente Reforzada	(Ver Nota)
Reforzada	D.6
Muros Confinados	(Ver Nota)
Muros Diafragma	D.8

Nota: La Mampostería Estructural Parcialmente Reforzada y la Mampostería de Muros Confinados en Zonas de Riesgo Sísmico Alto solo se permite en edificaciones de uno y dos pisos pertenecientes al Grupo de Uso I. Ver Artículo A.9.2.1.

TABLA A.9-1.

SISTEMAS ESTRUCTURALES PERMITIDOS EN ZONA DE RIESGO SISMICO ALTO.

Sistema Estructural Monolítico	Sistema vertical de Resistencia Sísmica	Debe Cumplir	R Cd
Pórticos	Pórticos de Concreto Reforzado	A.9.6	6.0.5.0
	Pórticos de Acero	A.9.7	4.5.4.0
MUROS ESTRUCTURALES	Muros de Concreto Reforzado	A.9.6	5.0.4.5
	Pórticos Arriostrados de Concreto	A.9.6	4.5.4.0
	Muros de Mampostería parcialmente Reforzada	D.5	2.0.2.0
	Muros de Mampostería Reforzada	D.6	3.5.3.0
	Muros de Mampostería Reforzada	D.6	3.5.3.0
	Mampostería de Muros Confinados	D.7	
	- Con Refuerzo Interior (Nota - 3)	2.5.2.5	
	- Sin Refuerzo Interior (Nota - 3)	1.5.1.5	
SISTEMA DUAL (ver Nota-1)	Muros de Concreto Reforzado	A.9.6	7.0.6.0
	Pórticos Arriostrados de Concreto	A.9.6	5.0.4.5
	Muros de Mampostería Reforzada	D.6	5.5.5.0

Notas:

1-El Sistema Dual exige pórticos no arriostrados, que resistan por lo menos el 25% de las fuerzas sísmicas prescritas y que cumplan los requisitos de diseño de la Sección A.9.6.

2-El valor de Cd para pórticos no-arriostrados puede variar. Ver el Artículo A.6.3.2.

3-Solo se permite en Grupo de Uso I para uno y dos pisos.

4- Para valores de R en sistemas prefabricados ver Art. A.3.1.7.

TÍTULO B.

CARGAS.

CAPÍTULO B.1.

REQUISITOS GENERALES.

SECCIÓN B.1.1.

ALCANCE.

El presente Título de este Código da los requisitos mínimos que deben cumplir las edificaciones. en lo que respecta a cargas diferentes a las que impone el sismo. Para que una estructura sismo- resistente cumpla adecuadamente su objetivo, debe ser capaz de resistir además de los efectos sísmicos, los efectos de las cargas prescritas en el presente Título. El diseño de los elementos que componen la estructura de la edificación debe hacerse para la condición de carga que sea crítica y debe verificarse para las otras combinaciones de carga con el fin de demostrar que el diseño es adecuado.

SECCIÓN B.1.2.

REQUISITOS BASICOS.

ARTÍCULO B.1.2.1. La estructura y todas sus partes debe cumplir, además de las prescripciones dadas en el Título A por razones sísmicas, los siguientes requisitos:

PARÁGRAFO B.1.2.1.1. SEGURIDAD. La estructura de la edificación y todas sus partes deben diseñarse y construirse para que puedan soportar todas las cargas, incluyendo cargas muertas, sin exceder los esfuerzos admisibles (o l a s resistencias nominales cuando se mayoran las cargas por medio de factores de carga) para los materiales utilizados en la construcción de los elementos y sus conexiones.

PARÁGRAFO B.1.2.1.2. FUNCIONABILIDAD. Los sistemas estructurales y sus componentes deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada que limite:

(a)- las deflexiones verticales de los elementos,

(b) la deriva ante cargas de sismo y viento,

(c) las vibraciones y

(d) cualquier otra deformación que afecte adversamente la funcionabilidad de la estructura o edificación.

PARÁGRAFO 8.1.2.1.3 FUERZAS CAUSADAS POR DEFORMACIONES IMPUESTAS. Deben tomarse en cuenta en el diseño las fuerzas causadas por deformaciones impuestas a la estructura p o r:

(a) Los asentamientos diferenciales supuestos,

(b) Los cambios dimensionales debidos a cambios de temperatura, expansiones por humedad, retracción de fraguado, flujo plástico y efectos similares.

PARÁGRAFO B.1.2.1.4. ANÁLISIS. Los efectos de las cargas en los diferentes elementos de la estructura y sus conexiones deben determinarse utilizando métodos, aceptados de análisis estructural, tomando en cuenta los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones y las propiedades de los materiales tanto a corto como a largo plazo. En aquellos elementos que tiendan a acumular deformaciones residuales bajo cargas de servicio repetidas debe tenerse en cuenta en el análisis las excetricidades adicionales que se espera ocurran durante s u vida útil.

SECCIÓN B.1.3.

UNIDAD E INTEGRIDAD ESTRUCTURAL GENERAL.



ARTÍCULO B.1.3.2. Además de los requisitos de amarre entre partes de la estructura y entre l o s elementos estructurales que se dan por razones sísmicas en el Título A de este Código, deben tenerse en cuenta los requisitos adicionales que se dan en esta Sección.



ARTÍCULO B.1.3.2. Por razones accidentales o debido a que la estructura se utiliza para fines diferentes a los previstos en el diseño, esta puede sufrir daño local o la falta de capacidad resistente en un elemento o en una porción menor de la edificación debido a esto los sistemas estructurales deben estar unidos con el fin de obtener una integridad estructural general que les permite soportar daño local sin que la estructura en general pierda su estabilidad ni extienda el daño local a otros elementos.



ARTÍCULO B.1.3.3. El método mas común para obtener integridad estructural consiste en disponer los elementos estructurales de tal manera que provean estabilidad general a la estructura, dándoles continuidad y garantizando que tengan suficiente capacidad de absorción de energía (ductilidad) para que puedan transferir cargas desde una zona dañada a las regiones adyacentes sin colapso.

CAPÍTULO B.2.

COMBINACIONES DE CARGA.

SECCIÓN B.2.1.

DEFINICIONES Y LIMITACIONES.



ARTÍCULO B.2.1.1. DEFINICIONES. Las definiciones que se dan a continuación hacen referencia al presente Capítulo:

CARGAS - Son fuerzas u otras solicitaciones que actúan sobre el sistema estructural y provienen del peso de todos los elementos permanentes en la construcción, los ocupantes y sus posesiones, efectos ambientales, asentamientos diferenciales y cambios dimensionales que se restringen. Las cargas permanentes son cargas que varían muy poco en el tiempo y cuyas variaciones son pequeñas en magnitud. Todas las otras cargas se llaman cargas vivas.

CARGA MAYORADA - Es una carga que se obtiene como el producto de una carga nominal por un factor de carga. Las cargas sísmicas dadas en el Título A de este Código corresponden a cargas mayoradas, pues ya han sido afectadas por el factor de carga, el cual va incluido en la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño.

CARGAS NOMINALES - Son las magnitudes de las cargas especificadas en las Secciones B.3 a B.6 de este Código. Las cargas muertas, vivas y de viento que se dará en este Título son cargas nominales o reales, las cuales NO han sido multiplicadas por el factor de carga.

COEFICIENTE DE REDUCCION DE RESISTENCIA - Es un coeficiente que toma en cuenta las desviaciones inevitables entre la resistencia real y la resistencia nominal del elemento y la forma y consecuencia de su tipo de falla.

EFFECTOS DE LA CARGAS - Son las deformaciones y fuerzas internas que producen las cargas en los elementos estructurales.

ESTADO LIMITE - Es una condición bajo la cual una estructura o uno de sus componentes deja de cumplir su función (estado límite de funcionalidad) o se vuelve insegura (estado límite de resistencia).

FACTOR DE CARGA - Es un factor o coeficiente que toma en cuenta las desviaciones inevitables de las cargas reales con respecto a las cargas nominales y las incertidumbres que se tienen en el análisis estructural al transformar las cargas en efectos internos en los elementos.

METODO DE LOS ESFUERZOS DE TRABAJO - Es un método para diseñar los elementos estructurales en el cual los esfuerzos calculados elásticamente no deben exceder un valor límite especificado para cada tipo de esfuerzo.

METODO DE LA RESISTENCIA - Es un método para diseñar los elementos estructurales en el cual se verifica que el elemento no entre en ningún estado límite y que la resistencia nominal del elemento multiplicada por su correspondiente coeficiente de reducción de resistencia sea mayor que la solicitación de las cargas mayoradas por sus correspondientes factores de carga. Se conoce algunas veces como el método de la resistencia última.

RESISTENCIA DE DISEÑO - Es el producto de la resistencia nominal por un coeficiente de reducción de resistencia.

RESISTENCIA NOMINAL Es la capacidad de la estructura, o componente de ella, de resistir los efectos de las cargas, determinada por medio de cálculo en el cual se utilizan los valores nominales de las resistencias de los materiales, las dimensiones nominales del elemento y ecuaciones derivadas de principios aceptables de mecánica estructural. Estas ecuaciones provienen de ensayos de campo y ensayos de laboratorio con modelos a escala, teniendo en cuenta los efectos del modelaje y las diferencias entre las condiciones en el terreno y en laboratorio.

ARTÍCULO B.2.1.2. LIMITACIÓN. La seguridad de la estructura puede verificarse utilizando los requisitos de la Sección B.2.3 o alternativamente los de la Sección B.2.4 dependiendo del tipo de material estructural. Una vez se ha determinado si se usa una Sección o la otra, el diseño debe hacerse en su totalidad siguiendo los requisitos de esa Sección para todos los elementos de la estructura.

SECCIÓN B.2.2.

SIMBOLOS Y NOTACION.

D = Carga Muerta consistente en:

(a) Peso propio del elemento.

(b) Peso de todos los materiales de construcción incorporados a la edificación y que son permanentemente soportados por el elemento, incluyendo muros y particiones divisorias de ambiente.

(c) Peso del equipo permanente.

E = Carga Sísmica.

F = Cargas debidas a fluidos de los cuales se conoce su peso específico, su presión y su máxima variación en la altura.

L = Cargas Vivas debidas al uso y ocupación de la edificación, incluyendo cargas debidas a objetos móviles, particiones que se pueden cambiar de sitio. L incluye cualquier reducción que se permita. Si se toma en cuenta la resistencia a cargas de impacto este efecto debe tomarse en cuenta en la carga viva L.

H = Cargas debidas al empuje lateral del suelo o a presión hidrostática.

T = Fuerzas y efectos causados por expansión o contracción debida a cambios de temperatura, retracción de fraguado, flujo plástico, cambios de humedad., asentamientos diferenciales o combinación de varios de estos efectos.

W = Carga de Viento.

SECCIÓN B.2.3.

COMBINACIONES DE CARGA UTILIZANDO EL METODO DE ESFUERZOS DE TRABAJO.

ARTÍCULO B.2.3.1. COMBINACIONES BÁSICAS. Excepto cuando así se indique en la parte correspondiente a cada uno de los materiales que se regulan en este Código, deben tomarse en cuenta todas las cargas indicadas a continuación actuando en las combinaciones que se dan. El diseño debe hacerse para la combinación que produzca el efecto más desfavorable en la edificación, en su cimentación, o en el elemento estructural bajo consideración. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o varias de las cargas no actúen.

D	(B.2.3-1)
D + L	(B.2.3-2)
D + W	(B.2.3-3)
D + E	(B.2.3-4)
D + L + W	(B.2.3-5)
D + L + E	(B.2.3-6)

Deben considerarse los efectos más desfavorables de viento y del sismo tomándolos independientemente.

ARTÍCULO B.2.3.2. CARGAS SÍSMICAS. Las cargas Sísmicas que se prescriben en el Título A de este Código son cargas mayoradas y por lo tanto llevan involucrado su correspondiente factor de carga. Cuando se utilice el Método de Esfuerzos de Trabajo el valor de E puede ser dividido por 1.4 correspondiente al factor de carga de la fuerza de sismo.

ARTÍCULO B.2.3.3. OTRAS COMBINACIONES DE CARGA. Cuando los efectos estructurales de F, H o T sean importantes deben tomarse en cuenta en el diseño.

ARTÍCULO B.2.3.4. CARGAS TRANSITORIAS. Para las combinaciones de carga dadas en los Artículos B.2.3.1 y 8.2.3.2 se permiten incrementos en los valores de los esfuerzos admisibles de los materiales cuando incluyen efectos de cargas transitorias. Estos incrementos son los siguientes:

PARÁGRAFO B.2.3.4.1. Para combinaciones que incluyan:

D + L + W

D + L + E

L + T

W + T

E + T

Se permite un aumento en los esfuerzos admisibles de los materiales de 1/3 del valor especificado.

PARÁGRAFO B.2.3.4.2. Para combinaciones que incluyan:

D + L + W + T

D + L + E + T

Se permite un aumento en los esfuerzos admisibles de los material de 1/2 del valor especificado.

SECCIÓN B.2.4.

COMBINACIONES DE CARGA USANDO EL METODO DE RESISTENCIA.

ARTÍCULO B.2.4.1. APLICABILIDAD. Las combinaciones de carga dad en los Artículos B.2.4.2 y B.2.4.3 solo podrán usarse cuando el método de la resistencia este específicamente autorizado en la parte correspondiente a ese material de este Código.

ARTÍCULO B.2.4.2. COMBINACIONES BÁSICAS. Con excepción aquellos casos en que en la parte correspondiente a cada material indique de otra manera, las estructuras, sus componentes, y cimentación deben diseñarse de tal manera que sus resistencias diseño excedan los efectos de las cargas mayoradas de acuerdo a 1 siguientes combinaciones:

1.6D	(B.2.4-1)
1.4D + 1.7L	(B.2.4-2)
1.05D + 1.28L + 1.28W	(B.2.4-3)
0.9D + 1.3W	(8.2.4-4)
1.05D + 1.28L + 1.0E	(B.2.4-5)
0.9D + 1.0E	(B.2.4-6)
1.4D + 1.7L + 1.7H	(B.2.4-7)
1.05D + 1.28L + 1.05T	(B.2.4-8]
1.4D + 1.4T	(B.2.4-9)

ARTÍCULO B.2.4.3. En aquellos casos en que en la Ecuación B.2., D o L reducen el efecto de H, 1.4D debe ser substituido por 0.91 debe usarse un valor de cero en L.

ARTÍCULO B.2.4.4. Cuando haya carga de fluido F, el factor carga debe ser de 1.4 y deben usarse todas las combinaciones carga en que se incluya carga viva L.

SECCIÓN B.2.5.

FUERZAS ALTERNANTES.

Cuando la acción de las fuerzas tenga la posibilidad de cambiar dirección, debe tenerse especial cuidado de tomar en cuenta lo las condiciones de carga que puedan presentarse, cambia adecuadamente los signos de las cargas.

CAPÍTULO B.3 4.

CARGAS MUERTAS.

SECCIÓN B.3.1.

DEFINICION.

La carga muerta cubre todas las cargas de elementos permanentes de construcción incluyendo los muros, pisos, cubiertas; cielos rasos, escaleras, equipos permanentes y todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación. Las fuerzas netas de pre-esfuerzo deben incluirse dentro de la carga muerta.

SECCIÓN B.3.2.

PESO DE LOS MATERIALES.

Al calcular las cargas muertas deben utilizarse los pesos reales de materiales. Debe ponerse especial cuidado en determinar pesos representativos en este cálculo. Pueden usarse como guía los valores siguientes:

Concreto Simple	2300 Kg/m ³
Concreto Reforzado	2400 Kg/m ³
Mampostería de ladrillo macizo	1800 Kg/m ³
Mampostería de ladrillo hueco	1300 Kg/m ³
Mampostería de piedra	2200 Kg/m ³
Entrepisos de mandera (entresuelo, listón, arriostamientos y cielo raso pañetado)	120 Kg/m ²
Pisos de baldosín de cemento	100 Kg/m ²
Place ondulada de asbesto cemento	18 kg/m ²
Canaleta 43	30 Kg/m ²
Canaleta 90	22 Kg/m ²
Teja de lamina Galvanizada (zinc)	2 Kg/m ²

Teja de aluminio	2 Kg/m ²
Teja de barro (incluido el mortero)	75 Kg/m ²
Alistado en cubiertas de concreto por cm de espesor	22 Kg/m
Impermeabilización	15 Kg/m ²
Cielos rasos livianos	5 a 10 Kg/m ²
Cielos rasos de madera	10 a 50 Kg/m ²
Cielos rasos de malla y pañete	80 a 100 Kg/m ²

Para otros productos debe utilizarse el peso especificado por el fabricante o a falta de este, debe evaluarse analítica o experimentalmente.

SECCIÓN B.3.3.

PESO DE EQUIPOS FIJOS.

Dentro de las cargas muertas deben incluirse los respectivos pesos de todos los equipos fijos que estén apoyados sobre elementos estructurales tales como bombas hidráulicas, transformadores equipos de aire acondicionado y ventilación y otros.

SECCIÓN B.3.4.

MUROS DIVISORIOS Y PARTICIONES.

La carga producida por muros divisorios y particiones, cuando estos no hacen parte del sistema estructural, debe evaluarse para cada piso y se puede utilizar como carga distribuida en las placas. Deben utilizarse, como mínimo, 150kg/m cuando se trate de muros de ladrillo bloque hueco de arcilla o concreto y 200 Kg/m cuando trate de muros de ladrillo tolete de arcilla, concreto o silical

Para usar valores menores debe hacerse un análisis detallado de cargas de los muros que debe figurar en la memoria de cálculos además debe dejarse una nota explicativa en los planos. Cuando el muro haga parte del sistema estructural su peso debe contabilizarse dentro del peso propio del elemento y se exige de tener que usar los valores mínimos dados.

SECCIÓN B.3.5.

ACABADOS.

La carga producida por los acabados de los pisos debe evaluarse para los materiales que se van a utilizar en cada uno de los pisos de la edificación. El valor que se utilice en terrazas y azoteas debe tomar en cuenta los pendientes que se coloquen. En ningún caso el valor utilizado puede ser menor de 100 Kg/m en pisos y terrazas.

SECCIÓN B.3.6.

CONSIDERACIONES ESPECIALES.

Los profesionales que participen en el diseño y la construcción y el propietario de la edificación deben ser concientes de los valores en la cargas muertas utilizados en el diseño y tomar las precauciones necesarias para verificar en la obra que los pesos de los materiales utilizados no superen a los valores usados en el diseño.

CAPÍTULO B.4.

CARGAS VIVAS SECCION.

B.4.1. DEFINICION.

ARTÍCULO 8.4.1.1. Las cargas, vivas son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento, sismo, ni la carga muerta.

ARTÍCULO 8.4.1.2. Las cargas vivas en las cubiertas son aquellas causadas por:

- (a) Materiales, equipos y trabajadores utilizados en mantenimiento de la cubierta y
- (b) Durante la Vida de la estructura las causadas por objetos móviles y por las personas que tengan acceso a ellas.

SECCIÓN B.4.2.

CARGAS VIVAS UNIFORMEMENTE REPARTIDAS.

ARTÍCULO 8.4.2.1. CARGAS VIVAS REQUERIDAS. Las cargas vivas que se utilicen en el diseño de la estructura deben ser las máximas cargas que se espera ocurran en la edificación debido al uso que esta va a tener. En ningún caso estas cargas vivas pueden ser menores que las cargas vivas mínimas que se dan a continuación:

Vivienda.....	180
.....	Kg/m ²
Oficinas.....	200 Kg/m
.....	
Escaleras en Oficinas y Vivienda.....	300
	Kg/m ²
Salones de Reunión	
- Con Asientos Fijos.....	300
	Kg/m ²
- Sin	Asientos 500 Kg/m
Fijos.....	
Hospitales	

-		200
Cuartos.....		Kg/m ²
....		
- Sales de Operaciones.....		400 Kg/m ²
Coliseos y Estadios		
-		400
Graderías.....		Kg/m ²
....		
-		500
Escaleras.....		Kg/m ²
..		
Garajes		
-		250
Automóviles.....		Kg/m ²
..		
- Vehículos Pesados.....		Según uso
Hoteles.....		200 Kg/m
.....		
Escuelas, Colegios y Universidades.....		200 Kg/m ²
Bibliotecas		
-	Salas	de 200
Lectura.....		Kg/m ²
-	Depósitos	de 500
Libros.....		Kg/m ²
Azoteas		y Igual a la
Terrazas.....		del resto de la edificació n
Cubiertas.....		35 Kg/m ²
.....		
Fabricas		
-		500
Livianas.....		Kg/m ²
....		
-		1000
Pesadas.....		Kg/m ²
...		
Depósitos		
-		500
Livianos.....		Kg/m ²
....		

-	1000
Pesados.....	Kg/m ²
...	
Almacenes	
-	350
Detal.....	Kg/m ²
.....	
-	Por 500
Mayor.....	Kg/m ²

ARTÍCULO B.4.2.2. Empuje en Pasamanos y Antepechos. Las barandas y pasamanos de escaleras y balcones, tanto exteriores como interiores, y los antepechos deben diseñarse para que resistan una fuerza horizontal de 75 Kg. por metro lineal, aplicadas en la parte superior de la baranda, pasamanos o antepecho. En unidades de vivienda de una o dos familias este valor de 75kg/m puede reducirse a 30kg/m.

SECCIÓN B.4.3.

CARGA PARCIAL.

Cuando la luz de un elemento este cargada parcialmente con la carga viva de diseño produciendo un efecto mas desfavorable que cuando esta cargada en la totalidad de la luz, este efecto debe ser tomado en cuenta en el diseño.

SECCIÓN B.4.4.

IMPACTO.

Cuando la estructura quede sometida a carga viva generadora de impacto, la carga viva debe incrementarse, para efectos de diseño, por los siguientes porcentajes:

- (a) Soportes de Elevadores y Ascensores, 100%
- (b) Vigas de Puente Grúas con cabinas de operación y sus conexiones, 25%
- (c) Vigas de Puente Grúas operados por control remoto y sus conexiones, 10%
- (d) Apoyos de maquinaria liviana, movida mediante motor eléctrico o por un eje, 20%
- (e) Apoyos de maquinaria de émbolo o movida por motor a pistón, no menos de 50%
- (f) Tensores que sirvan de apoyo a pisos o balcones suspendidos y escaleras, 33%

SECCIÓN B.4.5.

REDUCCION DE LA CARGA VIVA.



ARTÍCULO B.4.5.1. REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA POR ÁREA AFERENTE. Cuando el área de influencia del elemento estructural sea mayor o igual a 3 m^2 y la carga viva sea superior a 180 kg/m^2 e inferior a 300 kg/m^2 , la carga viva puede reducirse utilizando la Ecuación (B.4-1):

(B.4-1)

Donde:

L = Carga viva reducida, en Kg/m^2 .

L_0 = Carga viva sin reducir, en Kg/m^2 .

A_i = Área de de influencia del elemento en m^2 .

PARÁGRAFO B.4.5.1.1. La carga viva reducida no puede ser menor del 50% de L_0 en elementos que soporten un piso o ni del 40% de L_0 en otros elementos.

PARÁGRAFO B.4.5.1.2. El área de influencia es el área de los paneles de placa que tocan el elemento y debe tomarse así:

Vigas

-centrales $A_i = 2 \times \text{Área Aferente}$

-de borde $A_i = 1 \times \text{Área Aferente}$

Columnas

-centrales $A_i = 4 \times \text{Área Aferente}$

-de borde $A_i = 2 \times \text{Área Aferente}$

-de esquina $A_i = 1 \times \text{Área Aferente}$

Losas

-en dos direcc. $A_i = 1 \times \text{Área Aferente}$

Para elementos que soporten más de un piso deben sumarse las áreas de influencia de los diferentes pisos.

ARTÍCULO B.4.5.2. REDUCCIÓN POR NÚMERO DE PISOS. En edificios de cinco pisos o más la carga viva para efectos del diseño de las columnas y la cimentación puede tomarse como la suma de las cargas vivas de cada piso multiplicadas por el factor r correspondiente a ese piso:

$r = 1.0$ para $i = n$ a $i=n-4$
 $r = 1.0 + 0.10(1-n+4)$ para $i=n-5$ a $i=n-8$
 $r = 0.5$ para $i=n-9$ en adelante

Donde:

n = numero de pisos del edificio.

i = numero del piso donde aplica el factor r .

SECCIÓN B.4.6.

PUENTE GRUAS.

En el diseño de las vigas carrilera de los puente grúas debe tomarse en cuenta una fuerza horizontal equivalente al 20% de la suma de los pesos de la grúa y la carga levantada. En la suma no entra el peso de las partes estacionarias del puente grúa. Esta fuerza debe suponerse colocada en la parte superior de los rieles, normalmente a los mismos y debe distribuirse entre las vigas tomado en cuenta la rigidez lateral de la estructura que soporta los rieles. Además debe tomarse en cuenta una fuerza horizontal longitudinal, aplicada al tope del riel, igual al 10% de las cargas máximas de rueda de la grúa.

CAPÍTULO B.5.

EMPUJE DE TIERRA Y PRESION HIDROSTATICA.

SECCIÓN B.5.1.

EMPUJE EN MUROS DE CONTENCION DE SOTANOS.

En el diseño de los muros de contención de los sótanos y otras estructuras aproximadamente verticales localizadas bajo tierra, debe tomarse en cuenta el empuje lateral del suelo adyacente. Deben tomarse en cuenta las posibles sobrecargas tanto vivas como muertas que pueda haber en la parte superior del suelo adyacente. Cuando parte o toda la estructura de sótano esta por debajo del nivel freático, el empuje debe calcularse para el peso del suelo sumergido y la totalidad de la presión hidrostática.

SECCIÓN B.5.2.

PRESION ASCENDENTE EN LOSAS DE PISO DE SOTANOS.

En el diseño de la losa de piso del sótano y otras estructuras aproximadamente horizontales localizadas bajo tierra debe tomarse en cuenta la totalidad de la presión hidrostática ascendente aplicada sobre el área. La cabeza de presión hidrostática debe medirse desde el nivel freático.

CAPÍTULO B.6.

CARGAS DE VIENTO.

SECCIÓN B.6.1.

GENERAL.

Los edificios y estructuras como un todo, y cada uno de sus elementos, deben diseñarse y construirse para resistir las fuerzas derivadas de la acción de viento.

SECCIÓN B.6.2.

PRESION DEL VIENTO.

La presión mínima de viento que debe ser usada en el diseño corresponde al producto de Factor de Forma de la edificación, obtenido de la Sección B.6.5, por la Presión de Velocidad, calculada según la Sección B.6.4.

SECCIÓN B.6.3.

DISPOBICIONES VARIAS.



ARTÍCULO B.6.3.1. Las fuerzas de viento deben aplicarse en cualquier dirección y en las combinaciones más desfavorables de altura y Factor de Forma.

ARTÍCULO B.6.3.2. En caso de que se utilicen cubiertas ligeras, diseñadas para cargas vivas no mayores de 50kg/m, no debe considerarse acción simultánea de cargas vivas y fuerzas de viento.



ARTÍCULO B.6.3.3. El sistema estructural de la edificación debe ser capaz de transferir a la cimentación las fuerzas del viento.

ARTÍCULO B.6.3.4. Los amarres o anclajes del material de cubierta colocado dentro de una distancia $0.2 B$ del borde de los aleros deben diseñarse para una presión negativa (succión), normal a la superficie, de 1.5 veces la Presión de Velocidad del viento.

PARÁGRAFO. B es la menor dimensión, en planta de la edificación.

SECCIÓN B.6.4.

PRESION DE VELOCIDAD DEL VIENTO.



ARTÍCULO B.6.4.1. La presión de velocidad del viento, en Kg/m^2 , puede ser calculada en función de la velocidad del viento básico, V_W , y de la altura sobre el suelo, H , a la cual se desea obtener la presión de Velocidad, por medio de la fórmula siguiente:

(B.6-1)

Donde:

P_W = Presión de Velocidad, en Kg/m^2 .

V_W = Velocidad el viento básico, en Km/hora .

PARÁGRAFO. La velocidad el viento básico es la velocidad de ráfaga de tres segundos que, se estima, será excedida una vez cada 50 años en promedio, medida a campo abierto y a 10 metros de altura sobre el suelo, en Km/hora .



ARTÍCULO B.6.4.2. Debe utilizarse una velocidad del viento básico igual a 100 Km/hora en todo el territorio nacional.



ARTÍCULO B.6.4.3. La oficina o dependencia distrital o municipal encargada de expedir las licencias de construcción, puede fijar un valor de la velocidad el viento básico diferente de 100 Km/hora cuando se disponga de información que permite definir este nuevo valor y previo concepto afirmativo de la Sociedad Colombiana de Ingenieros al respecto.

SECCIÓN B.6.5.

FACTORES DE FORMA.



ARTÍCULO B.6.5.1. Los Factores de Forma para el cálculo de la estabilidad de conjunto de la edificación o estructura deben tomarse como positivos cuando se refieran a presiones dirigidas

hacia adentro o hacia abajo y como negativos cuando se trate de presiones dirigidas hacia afuera o hacia arriba. Deben usarse los siguientes valores de los Factores de Forma:

PARÁGRAFO B.6.5.1.1. SUPERFICIES VERTICALES. En las superficies verticales el valor del Factor de

Forma debe ser el siguiente:

(a) Estructuras Prismáticas Rectangulares.....1.3

(Suma de +0.8 de barlovento y -0.5 de sotavento)

(b) Superficies Cilíndricas.....0.7

(c) Superficies Planas con poca profundidad, tales como cercas y vallas.....1.4

(d) Superficies Parcialmente Abiertas:

% de Sólidos	Factor de Forma
10	0.35
20	0.55
40	0.80
60	1.00
80	1.20
100	1.30

En este caso el Factor de Forma debe aplicarse sobre el área bruta sin descontar aberturas.

PARÁGRAFO B.6.5.1.2. SUPERFICIES HORIZONTALES. Cuando se trate de superficies horizontales e inclusive superficies inclinadas con pendientes menores de 10 grados deben utilizarse los siguientes, valores del Factor de Forma:

Factor de Forma		
Barlovento		Sotavento
Sobre 1/3 del área		Sobre 2/3 del área
(a) Edificaciones Cerradas.....	-1.00	-0.65
(b) Edificios con uno o más lados abiertos..	-1.50	-1.25
(c) Aleros.....	-1.50	-1.50

PARÁGRAFO B.6.5.1.3. SUPERFICIES INCLINADAS. Para superficies Inclinadas deben utilizarse los siguientes valores del Factor de Forma tornado normal a la superficie:

(a) En general

Angulo con la horizontal	Factor de Forma	
Barlovento	Sotavento	
De 90 a 70 grados inclusive	+0.80	-0.50
70 a 60 grados inclusive	+0.70	-0.50
60 a 50 grados inclusive	+0.50	-0.50
50 a 40 grados inclusive	+0.20	-0.50

40 a 30 grados inclusive	-0.20	-0.50
30 a 20 grados inclusive	-0.40	-0.50
20 a 10 grados inclusive	-0.70	-0.50

(b) Aleros, en todos los casos -1.50

(c) Para edificios con uno más lados abiertos, añadir -1.0 a los factores negativos para las superficies inclinadas.

(d) Para pórticos a dos aguas, debe usarse un factor de -0.6 al considerar el viento soplando paralelamente a la cumbre.

(e) Para efectos de computar la presión del viento sobre una cubierta curva, esta debe dividirse como mínimo en 5 segmentos iguales. La presión en cada segmento, positiva o negativa, debe determinarse usando los Factores de Forma que, para la pendiente respectiva, da el literal (a) de este Parágrafo.

ARTÍCULO B.6.5.2. Los Factores de Forma para el cálculo de elementos de la edificación que transfieren las cargas de viento al sistema estructural, debe ser:

PARÁGRAFO B.6.5.2.1. SUPERFICIES VERTICALES. En las superficies verticales deben utilizarse los siguientes valores:

Factor de Forma		
Presión hacia adentro	Presión hacia fuera	
(a) Muros exteriores de edificios cerrados, incluyendo vidrios, enchapes y sus soportes	+1.10	-1.10
(b) Puertas y Ventanas	+1.10	-0.55
(c) Muros exteriores de edificios con uno o más lados abiertos	+1.10	-1.50

PARÁGRAFO B.6.5.2.2. SUPERFICIES HORIZONTALES. En la superficies horizontales deben utilizarse los valores del Factor de Forma dados en el Parágrafo B.6.5.1.2.

PARÁGRAFO B.6.5.2.3. SUPERFICIES INCLINADAS. En las superficies inclinadas deben utilizarse los valores del Factor de Forma dados en el Parágrafo B.6.5.1.3.

SECCIÓN B.6.6.

SUCCION Y MOMENTO DE VOLCAMIENTO.



ARTÍCULO B.6.6.1. Los caculos para la succión y el volcamiento deben realizarse para el edificio como un todo y utilizando los Factores de Forma consignados en el Artículo B.6.5.1.

ARTÍCULO B.6.6.2. El factor de seguridad al volcamiento debe ser al menos de 1.5.



ARTÍCULO B.6.6.3. La estabilidad a la succión (arrancamiento) de cualquier edificación o parte de ella no debe ser inferior al 150% de la succión producida por el viento.



ARTÍCULO B.6.6.4. La estabilidad general puede obtenerse mediante cargas muertas, anclajes, amarres, peso de tierra sobre la cimentación o sobre anclas, resistencia al arrancamiento de pilotes o resistencia a momento de miembros estructurales embebidos en el suelo.

TÍTULO C.

CONCRETO REFORZADO.

CAPÍTULO C.1.

REQUISITOS GENERALES.

SECCIÓN C.1.1.

ALCANCE.



ARTÍCULO C.1.1.1. En este Título se dan los requisitos mínimos que se deben cumplir en el diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado y sus elementos.



ARTÍCULO C.1.1.2. Para estructuras especiales tales como arcos, tanques, silos y chimeneas, los requisitos del Título C de este Código pueden utilizarse cuando sean aplicables.

ARTÍCULO C.1.1.3. El Título C de este Código no cubre el diseño y construcción de pilotes de concreto ni caissons.



ARTÍCULO C.1.1.4. Zonas Sísmicas. Los requisitos para concreto reforzado que se dan en el presente Título de este Código deben aplicarse en cada una de las Zonas de Riesgo Sísmico que se definen en la Sección A.2.3 del Título A así:

PARÁGRAFO C.1.1.4.1. Zonas de Riesgo Sísmico Bajo. Las estructuras de Concreto Reforzado y sus elementos, localizadas en Zonas de Riesgo Sísmico Bajo, tal como se definen en el Artículo A.2.3.1 deben cumplir los requisitos de los Capítulos A.1 a A.7 del Título A de este Código y los requisitos de los Capítulos C.1 a C.19 del presente Título.

PARÁGRAFO C.1.1.4.2. Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio Las estructuras de concreto reforzado y sus elementos, localizadas en Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio, tal como se definen en el Artículo A.2.3.2 deben cumplir los requisitos de los Capítulos A.1 a A.6 y el Capítulo A.8 del Título A y los requisitos de los Capítulos C.1 a C.20 del presente Título.

PARÁGRAFO C.1.1.4.3. Zonas de Riesgo Sísmico Alto - Las estructuras de concreto reforzado y sus elementos, localizadas en Zonas de Riesgo Sísmico Alto, tal como se definen en el Artículo A.2.3.3 deben cumplir los requisitos de los Capítulos A.1 a A.6 y el Capítulo A.9 del Título A y los requisitos de los Capítulos C.1 a C.19 y el Capítulo C.21 del presente Título.

SECCIÓN C.1.2.

MEMORIAS Y PLANOS.

Toda construcción de concreto reforzado debe cumplir los requisitos de la Sección A.1.5

SECCIÓN C.1.3.

SUPERVISION TECNICA.

ARTÍCULO C.1.3.1. Toda Construcción de concreto reforzado debe supervisarse cuando así lo exija el Artículo A.1.6.1.



ARTÍCULO C.1.3.2. El Interventor debe exigir la concordancia entre la obra ejecutada y los planos y especificaciones de construcción y llevar un registro de la supervisión c o m o lo exige el Artículo A.1.6.2.



ARTÍCULO C.1.3.3. Cuando la temperatura ambiente sea inferior a 5°C o mayor de 35°C debe llevarse un registro de las temperaturas del concreto y de la protección que se le dé durante la colocación y el curado.

SECCIÓN C.1.4.

UTILIZACION DE SISTEMAS ESPECIALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION.

Debe consultarse la Sección A.1.4 para el efecto del procedimiento de aceptación de sistemas especiales de diseño y construcción.

CAPÍTULO C.2.

DEFINICIONES.

SECCIÓN C.2.1.

DEFINICIONES.

Las siguientes definiciones corresponden a los términos más usados en el presente Título de este Código:

ADITIVO - Material diferente del cemento, agregados o agua que se añade al concreto para modificar una o varias de sus propiedades, sin perjudicar su durabilidad ni su capacidad de resistir esfuerzos.

AGREGADO - Conjunto de partículas inertes, naturales o artificiales que al mezclarse con el cemento hidráulico y agua produce el concreto.

ALTURA UTIL - En una sección, la distancia entre el borde más comprimido y el centro de gravedad del refuerzo de tensión en secciones sometidas a flexión.

ANCLAJE - En postensado, un elemento utilizado para anclar el tendón al elemento de concreto. En pretensado, un elemento utilizado para anclar el tendón mientras el concreto endurece.

ARO - Es un estribo o fleje cerrado, de por lo menos No. 3 (3/8") que en sus extremos tiene ganchos de 135 grados con extensiones de 10 diámetros de barra y que abraza el acero longitudinal.

ASENTAMIENTO - Hundimiento o descenso del nivel de una estructura debido a la compresión y deformación del suelo o roca de fundación.

ASENTAMIENTO (ENSAYO DE) - Resultado del ensayo de manejabilidad de una mezcla de concreto.

BARRA CORRUGADA - Barra con un núcleo de sección circular en cuya superficie existen resaltes que tienen por objeto aumentar la adherencia entre el concreto y el acero, que cumple con la norma ICONTEC 248.

BARRA LISA - Barra de sección transversal circular sin resaltes o nervios especiales, que cumple con la norma ICONTEC 161.

CARGAS MAYORADAS - Ver Sección B.2.1.

CARGA PERMANENTE - La constituida por el peso propio de la estructura más los materiales de construcción que vayan a actuar en forma no interrumpida durante la vida útil de la construcción.

CARGA DE SERVICIO - La carga permanente y la carga muerta sin estar afectada por ningún factor de carga.

CARGA VIVA Ver Sección B.2.1.

CIMBRA - Estructura provisional de madera o elementos metálicos, de forma, dimensiones y seguridad adecuadas para la colocación del refuerzo metálico y del concreto de un elemento estructural.

CIMENTACION - Conjunto de los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una estructura al suelo de apoyo.

COLUMNA - Elemento estructural cuya sollicitación principal es la carga axial de compresión, acompañada o no de momentos flectores.

CONCRETO - Mezcla de cemento hidráulico, agregado fino (arena), agregado grueso y agua.
CONCRETO REFORZADO - Concreto que tiene un refuerzo constituido por varillas de acero o mallas electrosoldadas colocadas principalmente en las zonas de tracción, en cuantías superiores a las mínimas especificadas en la Sección C.7.12, bajo la hipótesis de que los dos materiales actúan conjuntamente para resistir las fuerzas.

CONCRETO PREESFORZADO - Concreto de alta resistencia que previamente a su utilización se somete a tratamientos mecánicos destinados a crear esfuerzos de compresión en las zonas que posteriormente reciben esfuerzos de tracción.

CONCRETO SIMPLE - El que no tiene acero de refuerzo, o lo tiene en cuantías menores a las mínimas especificadas en este Código.

DEFLEXION - La ordenada máxima de la Línea elástica, o deformación transversal máxima.
EFFECTOS SISMICOS - Los elementos estructurales sometidos a flexión, torsión, fuerzas cortantes, cargas axiales y deformaciones ocasionadas por la acción de un temblor en una estructura cualquiera.

EFFECTOS TERMICOS - Los momentos de flexión, los empujes, las cargas axiales y las deformaciones ocasionadas en los elementos de las estructuras por una elevación o descenso de temperatura.

ELEMENTOS DE BORDE - Es la parte del borde de paredes estructurales y diafragmas el cual se refuerza con armadura longitudinal y transversal. Los elementos de borde no tienen que ser más anchos que el elemento.

ENCOFRADOS Y FORMALETAS - Moldes de la forma y dimensiones de los elementos estructurales, en los cuales se coloca el refuerzo y se vierte el concreto fresco.

ESFUERZO - Intensidad de fuerza por unidad de superficie.

ESTADO LIMITE - Ver Sección B.2.1.

ESTRIBOS (FLEJES) - Elementos cerrados que constituyen una forma de refuerzo transversal.
ESTRUCTURA - Conjunto de elementos cuya función es resistir y transmitir las cargas al suelo de apoyo.

EXCENTRICIDAD - Distancia desde el punto donde se considera aplicada una fuerza hasta el eje o centro de gravedad de una pieza.

FACTOR DE CARGA - Ver Sección B.2.1.

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA - Ver Sección B.2.1.

FLEXION - Acción en el cual las fuerzas exteriores que obran en una sección plana de un sólido se reducen a un momento cuyo vector esta situado en el plano de la sección y, por lo tanto, perpendicular al eje de la misma.

GANCHO SUPLEMENTARIO - Es un elemento fabricado con barra No. 3 (3/8") o mayor, que tiene un gancho de 135 grados en un extremo con una extensión de 10 cm de barra y un gancho de 180 grados con una extensión de seis diámetros de barra en el otro extremo. Los ganchos deben abrazar el aro perimetral y asegurarse contra una varilla de refuerzo longitudinal.

LINEA ELASTICA - Curva en la que se transforma el eje de una viga debido a las deformaciones ocasionadas por la flexión, los efectos de temperatura, contracción y flujo o carga del concreto.

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO ESTANDAR - Es la distancia entre la sección crítica donde se necesita desarrollar la resistencia de la barra y una tangente perpendicular al eje de la barra en su extremo más próximo.

LONGITUD DE DESARROLLO - Es la longitud de refuerzo embebido en el concreto requerida para desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

LONGITUD EMBEBIDA - Longitud de refuerzo -embebido dentro del concreto que se coloca más allá de la sección crítica.

MEMORIA DE CALCULOS - Justificación técnica de las dimensiones y refuerzos de una estructura, tal como aparece en los planos de construcción.

MODULO DE ELASTICIDAD - Relación entre esfuerzo y deformación unitaria producida por aquel.
MOMENTO POSITIVO - El que produce esfuerzos de tensión en la cara inferior de vigas y placas.
MOMENTO NEGATIVO - El que produce esfuerzos de tensión en la cara superior de vigas y placas.

NUDO - Es la porción de la columna limitada por las superficies superiores e inferiores de los elementos que llegan a ella.

PEDESTAL - Elemento de compresión que tiene una altura libre no mayor de cuatro veces su mínima dimensión transversal.

PLACA - Elemento estructural plano o curvo, macizo o con nervaduras en una o dos direcciones, de espesor pequeño en relación con sus otras dos dimensiones.

PORTICO - Conjunto estructural constituido por vigas y columnas.

POSTENSADO - Método de preesforzado en el cual los tendones se tensionan después de que el concreto ha endurecido.

PREESFUERZO EFECTIVO - Esfuerzo que permanece en un tendón de preesfuerzo después de que las pérdidas han ocurrido, excluyendo los efectos de carga muerta o cargas superimpuestas.

PREFABRICADO - Elemento de concreto, con o sin refuerzo que se funde en un lugar diferente de su posición final dentro de la estructura.

REFUERZO - Acero en una de las tres formas siguientes, colocado para absorber esfuerzos de tensión, de compresión, de corte o de torsión en conjunto con el concreto:

(a) Grupo de varillas de acero que cumplen las normas ICONTEC, 245, 248 y 161, de forma recta, dobladas, con o sin ganchos, o en forma de aros o estribos.

(b) Mallas electrosoldadas.

(c) Alambres o cables de alta resistencia destinados principalmente al concreto preesforzado.

REFUERZO NEGATIVO - El destinado a absorber los efectos del momento negativo.

REFUERZO POSITIVO - El destinado a absorber los efectos del momento positivo.

REFUERZO TRANSVERSAL - El destinado a absorber los efectos de los esfuerzos cortantes y de torsión. Incluye, igualmente, el destinado a impedir el pandeo del refuerzo principal en las columnas o en los elementos sometidos a fuerzas de compresión, y el que produce confinamientos.

REFUERZO DE REPARTICION - El destinado a absorber los esfuerzos por variación de temperatura o por retracción de fraguado, o los esfuerzos secundarios que en general no se tiene en cuenta en el cálculo.

RESISTENCIA NOMINAL PARA DISEÑO DEL CONCRETO A L4 COMPRESION f_c - Resistencia a la compresión, expresada en kg/cm^2 comprobada a los 28 días en probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro 30 cm de altura.

REGION CONFINADA - Es aquella parte de los elementos de concreto reforzado confinada por esfuerzo transversal que cumple requisitos especiales.

SECCION UTIL - La correspondiente al producto del ancho de una viga por la altura útil en sección rectangular.

TENDON ADHERIDO - Tendón de preesfuerzo que está adherido al concreto ya sea directamente o a través de mortero de inyección.

TIRANTE - Elemento estructural sometido principalmente a tensión, acompañada o no de momentos de flexión.

TORSION - Acción en la cual las fuerzas exteriores obran en una sección plana de un sólido se reduce a un momento cuyo vector es perpendicular a la sección, o sea que está dirigido según el eje perpendicular a dicha sección.

VIGA - Elemento estructural cuya sollicitación principal es el momento flector, acompañado o no de cargas axiales.

CAPÍTULO C.3.

MATERIALES.

SECCION C.3.0.

NOMENCLATURA.

= Diámetro nominal de la barra, expresado en cm.

= Esfuerzo del acero a la fluencia nominal, expresado en kg/cm²

SECCIÓN C.3.1.

ENSAYO DE MATERIALES.

ARTÍCULO C.3.1.1. Para comprobar si los materiales son de la calidad especificada, deben realizarse los ensayos correspondientes sobre muestras representativas de tales materiales utilizados en la construcción.



ARTÍCULO C.3.1.2. Los ensayos de los materiales y del concreto se deben hacer siguiendo las normas ICONTEC respectivas. A falta de ellas deben seguirse las normas de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM), mencionadas en este Código.



ARTÍCULO C.3.1.3. El registro completo de los ensayos de los materiales y del concreto debe estar disponible durante el avance de la obra y por los dos años siguientes a su terminación.

SECCIÓN C.3.2.

CEMENTOS.

ARTÍCULO C.3.2.1. El cemento debe cumplir con las normas ICONTEC 121 y 321.

ARTÍCULO C.3.2.2. El cemento utilizado en la obra debe corresponder a aquel sobre el cual se base la dosificación del concreto. (Véase la Sección C.4.2.

SECCIÓN C.3.3.

AGREGADOS.



ARTÍCULO C.3.3.1. Los agregados para el concreto deben cumplir con la norma ICONTEC 174.



ARTÍCULO C.3.3.2. Los agregados que no cumplan con las especificaciones del Artículo C.3.3.1, pero que hayan demostrado, mediante ensayos especiales o en servicio actual, que producen concreto con resistencia y durabilidad adecuadas, pueden ser utilizados cuando así lo autorice el profesional facultado para este fin.



ARTÍCULO C.3.3.3. El tamaño máximo nominal del agregado no debe ser mayor de:

- (a) 1/5 de la dimensión menor entre los lados de las formaletas, ni
- (b) 1/3 de la profundidad de las loses, ni
- (c) 3/4 del espaciamiento libre mínimo entre las barras o alambres individuales del refuerzo, los atados o paquetes de barras o los tendones o ductos de preesforzado.

Pueden obviarse estas limitaciones si, a juicio del Ingeniero, los métodos de compactación y la manejabilidad son tales que el concreto pueda ser colocado sin que se produzcan hormigueros o vacíos.

SECCIÓN C.3.4.

AGUA.



ARTÍCULO C.3.4.1. El agua utilizada en la mezcla del concreto debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, alcalis, sales, materiales orgánicos u otras sustancias que puedan ser dañinas para el concreto o el refuerzo.



ARTÍCULO C.3.4.2. El agua de mezcla para el concreto preesforzado o para el concreto que vaya a contener elementos de aluminio embebidos, o el agua debida a la humedad libre de los agregados, no debe contener cantidades perjudiciales de ión cloruro.



ARTÍCULO C.3.4.3. El agua impotable no debe utilizarse en concreto, a menos que se cumplan las siguientes condiciones:

PARÁGRAFO C.3.4.3.1. Q u e la dosificación este basada en mezclas de concreto que utilicen agua de la misma fuente.

PARÁGRAFO C.3.4.3.2. Que los cubos para ensayo de morteros hechos con agua impotable de mezcla, tengan resistencias a la compresión los 7 y 28 días de edad, iguales o mayores al 90% de resistencias a la compresión de probetas similares hechas con agua potable.



ARTÍCULO C.3.4.4. La comparación de los ensayos de resistencia debe hacerse sobre morteros idénticos, excepto para el agua de mezcla, preparados y ensayados de acuerdo con la norma ICONTEC 220.

SECCIÓN C.3.5.

REFUERZOS METALICOS.



ARTÍCULO C.3.5.1. El refuerzo debe ser liso o corrugado; además, el refuerzo liso puede utilizarse en espirales o tendones, y el refuerzo que consista de acero estructural o de tubería estructural puede ser utilizado como se especifica en este Título de este Código.



ARTÍCULO C.3.5.2. En los pianos debe indicarse el refuerzo que vaya a ser soldado y el procedimiento para la soldadura. especificaciones para el acero, excepto las que fija la norma ASTM A706 deben complementarse para requerir un informe sobre las propiedades del material, necesarias para cumplir con procedimientos para la soldadura especificados en el Código de soldadura para acero de refuerzo (AWS D1.4.de la Sociedad Americ de Soldadura).

ARTÍCULO C.3.5.3. REFUERZO CORRUGADO. El refuerzo corrugado debe cumplir las normas de calidad que se dan a continuación y denominan para efectos de este Código como se indica en la Tabla C.3.5-1.

PARÁGRAFO C.3.5.3.1. Las barras corrugadas para refuerzo deben cumplir con ICONTEC 245 Y 248, ASTM A 706 con las excepciones indicadas en el Parágrafo C.3.5.3.2.

PARÁGRAFO C.3.5.3.2. Se deben tener en cuenta las siguientes excepciones a las especificaciones incluidas en el Parágrafo C.3.5.3.1:

(a) Para las normas 245 y 248 la resistencia a la fluencia debe corresponder a la determinada por ensayos sobre barras de tamaño completo.

(b) En las normas ICONTEC 161, 295 y 248, los requisitos de ensayo de doblamiento para todos los diámetros de las barras desde la No 3 hasta la No. 11, deben basarse en dobleces a 180° de barras de diámetro completo, alrededor de mandriles con los diámetros especificados en la Tabla C.3.5-2. En caso de doblar barras No. 14 ó No. 18 que cumplan estas especificaciones, deben ensayarse con su diámetro completo al doblar de 90° sobre un mandril cuyo diámetro sea de 9db sin que se produzca agrietamiento de la barra y a temperatura mínima de 15°C. Sin embargo, si en la estructura se quieren usar barras No. 14 y No 18 con dobleces superiores a 90° las muestras se deben ensayar al doblar de 180°, con los de demás criterios indicados para los ensayos de 90°.

(c) Los requisitos especiales para Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio dadas en el Artículo C.20.1.3 y para Zonas de Riesgo Sísmico Alto en el Artículo C.21.5.2.

PARÁGRAFO C.3.5.3.3. Las barras corrugadas para refuerzo con una resistencia a la fluencia especificada f_y que exceda de 4200 kg/cm², pueden utilizarse siempre y cuando f_y sea el esfuerzo correspondiente a una deformación del 0.35% y, además, cumplan una de las especificaciones indicadas en el Parágrafo C.3.5.3.1, incluyendo los requisitos adicionales del Parágrafo C.3.5.3.2. Véase Sección C.9.4.

PARÁGRAFO C.3.5.3.4. Las mallas de varillas y barras para concreto reforzado, deben cumplir con la norma ASTM A 184.

PARÁGRAFO C.3.5.3.5. El alambre corrugado debe cumplir con la especificación ASTM A 496, excepto que no debe ser menor el tamaño No. D-4, y para alambre con una resistencia a la fluencia especificada f_y que exceda de 4200 kg/cm², f_y debe ser el esfuerzo que corresponda a una deformación unitaria del 0.35%.

PARÁGRAFO C.3.5.3.6. La malla de alambre liso soldado, debe cumplir con la norma ASTM A 185, excepto que las intersecciones soldadas deben estar espaciadas a más de 30 cm en la dirección del refue principal a flexión, y para alambre con una resistencia a la fluencia especificada superior a 4200 kg/cm², f_y debe ser el esfuerzo que corresponda a una deformación unitaria del 0.35%.

PARÁGRAFO C.3.5.3.7. La malla de alambre corrugado soldada, debe cumplir con la norma ASTM A 497, excepto que las intersecciones soldadas no deben estar espaciadas a más de 40 cm en la dirección del refuerzo principal a flexión, y para alambre con una resistencia a la fluencia especificada f_y superior a 4200 kg/cm², f_y debe ser el esfuerzo que corresponda a una deformación unitaria del 0.35%.



ARTÍCULO C.3.5.4. REFUERZO LISO. El refuerzo liso debe cumplir los siguientes requisitos:

PARÁGRAFO C.3.5.4.1. Las barras lisas para refuerzo deben cumplir con la norma ICONTEC 161 y con los requisitos para refuerzo corrugado especificados en los Parágrafo C.3.5.3.2 y C.3.5.3.3.

PARÁGRAFO C.3.5.4.2. Las barras lisas para refuerzo en espiral, deben cumplir con la norma ICONTEC 116, excepto que para el alambre con una resistencia a la fluencia especificada fy superior a 4200 kg/cm², fy debe ser el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0.35%.

ARTÍCULO C.3.5.5. TENDONES PARA CONCRETO PREENFORZADO. Los alambres, los torones y las varillas para tendones de concreto preesforzado, deben cumplir con una de las siguientes normas ICONTEC 159, ASTM A 416, ASTM A 421, y ASTM A 722.

PARÁGRAFO. Los alambres, torones y barras no incluidas específicamente en las normas ICONTEC 159, ASTM A 416, ASTM A 421, y ASTM A 722, pueden utilizarse siempre que cumplan con los requisitos mínimos de estas especificaciones y no tengan propiedades que los hagan menos satisfactorios que aquellos incluidos en las normas mencionadas anteriormente.

ARTÍCULO C.3.5.6. ACEROS Y TUBERÍAS ESTRUCTURALES. El acero estructural utilizado con barras de refuerzo en elementos compuestos sometidos a compresión que cumplan los requisitos de los Artículos C.10.14.7 ó 10.14.8, deben ceñirse a una de las siguientes normas: ICONTEC 422, pero el acero estructural no cobijado por ésta, deberá cumplir con la norma ASTM A 36; ASTM A 242, ASTM A 441, ASTM A 572, ASTM A 588.

PARÁGRAFO C.3.5.6.2. Los tubos de acero o tuberías para miembros compuestos sometidos a compresión, formados por un núcleo concreto con un casquete de acero, que cumplan con los requisitos del Artículo C.10.14.7, deben ceñirse a una de las siguiente normas: ASTM A 53, ASTM A 500, ASTM A 501.

SECCIÓN C.3.6.

ADITIVOS.

ARTÍCULO C.3.6.1. Los aditivos que vayan a utilizarse en el concreto, deben someterse a la aprobación previa del Ingeniero.



ARTÍCULO C.3.6.2. Debe demostrarse que un aditivo es capaz de mantener esencialmente la misma composición y comportamiento durante la construcción de la obra, cuando se establece la dosificación concreto de acuerdo con la Sección C.4.2.

ARTÍCULO C.3.6.3. No pueden utilizarse aditivos que contengan iones de cloruro en concreto preesforzado o en concreto que contenga elementos embebidos de aluminio, si su uso produce una concentración perjudicial de ión cloruro en el agua de mezcla.



ARTÍCULO C.3.6.4. Los aditivos inclusores de aire, deben cumplir con la norma ASTM C 260



ARTÍCULO C.3.6.5. Los aditivos reductores de agua, los aditivos retardadores y acelerantes, deben cumplir con la norma ICONTEC 1299.



ARTÍCULO C.3.6.6. Las cenizas volantes u otras puzolanas, utilizadas como aditivos, deben cumplir con la norma ASTM C 618.

SECCIÓN C.3.7.

ALMACENAMIENTO DE MATERIALES.



ARTÍCULO C.3.7.1. El cemento y los agregados deben almacenarse de tal manera que se prevenga su deterioro o la inclusión de materiales extraños.

ARTÍCULO C.3.7.2. No puede utilizarse en la fabricación de concreto ningún material que se haya deteriorado o haya sido contaminado.

TABLA C.3.5-1.

TABLA C.3.5-2.

REQUISITOS PARA EL ENSAYO DE DOBLAMIENTO.

Designación de la barra No.	Diámetro del mandril
2,3,4,5	3.5 db
6,7,8	5.0 db
9,10,11	7.0 db
9,10,11 (grado 40)	5.0 db

CAPÍTULO C.4.

CALIDAD DEL CONCRETO.

SECCIÓN C.4.0.

NOMENCLATURA.

$f'c$ = Resistencia especificada del concreto a la compresión y determinada con probetas de tamaño normalizado, expresada en Kg/cm².

$f'cr$ = Resistencia promedio a la compresión del concreto requerida para dosificar las mezclas, en kg/cm².

s = Desviación estándar.

SECCIÓN C.4.1.

GENERALIDADES.

ARTÍCULO C.4.1.1. El concreto debe dosificarse con el fin de asegurar una resistencia promedio a la compresión como lo prescribe el Artículo C.4.3.2. El concreto debe producirse minimizando la frecuencia de resultados en pruebas de resistencia por debajo del valor especificado para el concreto $f'c$, como lo exige el Parágrafo C.4.7.2.2.

ARTÍCULO C.4.1.2. Los valores exigidos para $f'c$ deben basarse en ensayos sobre cilindros fabricados y probados de acuerdo con lo establecido en el Artículo C.4.7.2.



ARTÍCULO C.4.1.3. A menos que se especifique lo contrario, $f'c$ se debe obtener por medio de ensayos a los 28 días.



ARTÍCULO C.4.1.4. Los planos enviados para su estudio o utilización en cualquier proyecto, deben mostrar claramente la resistencia a la compresión $f'c$ del concreto para la cual se haya diseñado cada parte de la estructura.



ARTÍCULO C.4.1.5. Deben consultarse los requisitos adicionales para Zonas de Riesgo Sísmico Alto en el Artículo C.21.1.4.

SECCIÓN C.4.2.

DOSIFICACION DE MEZCLAS PARA CONCRETO.



ARTÍCULO C.4.2.1. La dosificación de los componentes del concreto debe hacerse para suministrar:

(a) Trabajabilidad y consistencia adecuadas para que el concreto fluya fácilmente dentro de las formaletas y alrededor del refuerzo, en las condiciones de colocación que se usen, sin segregación ni exudación excesivas.

(b) Resistencia a condiciones agresivas, de conformidad con la Sección C.4.5.

(c) Cumplimiento con los requisitos para las pruebas de resistencia indicadas en la Sección C.4.7.



ARTÍCULO C.4.2.2. Cuando se usen diferentes materiales para diversas partes de una obra, se debe estudiar separadamente cada combinación.



ARTÍCULO C.4.2.3. La dosificación de los componentes del concreto, incluida la relación agua/cemento, debe hacerse con base en los datos obtenidos en la obra (Sección C.4.3), o en mezclas de prueba hechas en laboratorio (Sección C.4.4), empleando, en ambos casos, los materiales que se vayan a usar en la obra.

SECCIÓN C.4.3.

DOSIFICACION BASADA EN RESULTADOS OBTENIDOS EN OBRA O CON MEZCLAS DE PRUEBA.

ARTÍCULO C.4.3.1. DESVIACIÓN ESTÁNDAR. Cuando una instalación productora de concreto tiene registros de ensayos, debe calcularse su desviación estándar. La desviación estándar se debe calcular utilizando los resultados de ensayos que cumplan las siguientes condiciones:

(a) Deben ser representativos de materiales, procedimientos de control de calidad y condiciones similares a aquellas que se esperan en la obra y las variaciones en los materiales y sus proporciones no deben haber sido menores que las que se esperan en la obra propuesta.

(b) Deben ser representativos del concreto producido para una resistencia o resistencias especificadas, $f'c$, que no difieran en más de 70 kg/cm² de la resistencia especificada para la obra.

(c) Deben consistir al menos de 30 ensayos (de dos cilindros) consecutivos o dos grupos de ensayos consecutivos que sumen al menos 30 ensayos como lo define el Parágrafo C.4.7.1.3, exceptuando lo indicado en el Parágrafo siguiente:

PARÁGRAFO. Cuando la instalación productora de concreto no tiene registros que cumplan los requisitos de este Artículo, pero tiene más de 15 registros y menos de 30, la desviación estándar debe ser la desviación estándar calculada de los datos, multiplicada por el coeficiente de modificación dado en la Tabla C.4.3-1. Para poder aplicar este procedimiento se deben cumplir

los requisitos (a) y (b) de este Artículo y los ensayos deben corresponder a un solo grupo de ensayos en un período de observación mayor de 45 días calendario.

ARTÍCULO C.4.3.2. RESISTENCIA PROMEDIO REQUERIDA. La resistencia promedio requerida f'_{cr} en kg/cm², que se utiliza para dosificar el concreto debe ser la mayor de las obtenidas con las Ecuaciones C.4-1 y C.4-2, utilizando la desviación estándar obtenidas en el Artículo C.4.3.1:

$$f'_{cr} = f'_c + 1.34s \text{ (C.4-1)}$$

$$f'_{cr} = f'_c + 2.33s \text{ (C.4-2)}$$

PARÁGRAFO. Cuando la instalación productora de concreto no tenga registros de ensayos para calcular la desviación estándar como lo pide el Artículo C.4.3.1, la resistencia promedio requerida, f'_{cr} en kg/cm², debe determinarse de la Tabla C.4.3-2 y la documentación de la resistencia promedio debe cumplir los requisitos del Artículo C.4.3.3.

ARTÍCULO C.4.3.3. DOCUMENTACIÓN DE LA RESISTENCIA PROMEDIO. La documentación que debe dejarse para demostrar que la dosificación propuesta producirá una resistencia promedio a la compresión igual o mayor a la requerida en el Artículo C.4.3.2 puede consistir en registros de ensayos de cilindros tomados en obra, varios registros de ensayos, o de mezclas de prueba.

PARÁGRAFO C.4.3.3.1. Cuando se utilicen registros de ensayos para demostrar que la dosificación propuesta producirá la resistencia promedio requerida, f'_{cr} (Artículo C.4.3.2), los registros deben ser representativos de materiales y condiciones similares a las que se esperan. Las variaciones en los materiales, las condiciones y las proporciones en las muestras ensayadas no deben haber sido menores que las que se esperan en el trabajo propuesto. Con el fin de documentar la resistencia promedio esperada, pueden usarse registros de ensayos consistentes en menos de 30 pero no menos de 10 ensayos consecutivos, siempre y cuando provengan de un período de observación de no menor de 45 días. La dosificación del concreto requerida puede obtenerse interpolando entre las resistencias y dosificaciones de dos o más grupos de ensayos en que cada uno de ellos cumple los otros requisitos de este Artículo.

PARÁGRAFO C.4.3.3.2. Cuando no se disponga de un registro aceptable de ensayos en obra, la dosificación del concreto puede establecerse por medio de mezclas de prueba que cumplan las siguientes restricciones:

(a) La combinación de materiales debe ser la misma que la utilizada en el trabajo propuesto.

(b) Las mezclas de prueba con la dosificación y consistencia requeridas para el trabajo propuesto deben hacerse utilizando por lo menos tres relaciones agua-cemento o contenidos de cemento diferentes, capaces de producir un rango de resistencias que cubra la resistencia promedio requerida f'_{cr} .

(c) Las mezclas de prueba deben dosificarse de tal manera que su asentamiento no varíe en más de 2 cm del valor máximo permitido, o en un 0.5 por ciento del contenido máximo de aire cuando se trate de concreto con aire incorporado.

(d) Para cada relación agua-cemento, o para cada contenido de cemento deben producirse al menos tres cilindros de prueba para cada edad de ensayo. Estos cilindros deben fabricarse y curarse de acuerdo con la Norma ICONTEC 1377. Los cilindros deben ensayarse a los 28 días o a la edad designada para la determinación de f'_c .

(e) Con los resultados de los ensayos de los cilindros debe dibujarse una curva que muestre la correspondencia entre la relación agua-cemento o el contenido de cemento y la resistencia a la compresión a la edad designada.

(f) La máxima relación agua-cemento o el mínimo contenido de cemento que puede usarse en el trabajo propuesto debe ser aquel que se muestre en la curva usada para determinar la resistencia promedio requerida por el Artículo C.4.3.2, a menos que se requiera un valor menor de la relación agua-cemento o mayor contenido de cemento de conformidad con la Sección C.4.5.

SECCION C.4.4.

DOSIFICACION UTILIZANDO LA RELACION AGUA-CEMENTO.

ARTÍCULO C.4.4.1. Si no se dispone de los datos que exige la Sección C.4.3, la dosificación del concreto puede determinarse usando los límites de la relación agua-cemento que se dan en la tabla C.4.4.



ARTÍCULO C.4.4.2. La Tabla C.4.4 sólo debe usarse para concretos fabricados con cementos que cumplen los requisitos de los Tipos I, IA, II, IIA, III, IIIA y V de la Norma ASTM C-150, o Tipos IS, IS-A, IS(MS), IS-A(MS), I(SM), I(MS)-A, IP, IP-A, I(PM), I(PM)-A, IP(MS), IP-A(MS), ó P de la Norma ASTM C595 y no debe aplicarse a concretos con agregados ligeros o aditivos deferentes de incorporadores de aire.



ARTÍCULO C.4.4.3. Los concretos dosificados usando los límites de la relación agua-cemento dados en la Tabla C.4.4 deben cumplir los requisitos de exposición dados en la Sección C.4.5 y los criterios de evaluación y aceptación del concreto dados en la Sección C.4.7.

SECCIÓN C.4.5.

REQUISITOS ESPECIALES DE EXPOSICION.

ARTÍCULO C.4.5.1. El concreto que debe ser impermeable o está expuesto a agua salina debe cumplir los requisitos de la Tabla C.4.5-1.



ARTÍCULO C.4.5.2. El concreto que puede verse expuesto a soluciones que contengan sulfatos, debe cumplir los requisitos de la Tabla C.4.5-2 o fabricarse con cemento resistente a los sulfatos y con una relación agua-cemento que no exeda la máxima dada en la misma Tabla.

PARÁGRAFO. El cloruro de calcio no debe utilizarse como aditivo en concretos que pueden verse expuestos a soluciones que contengan sulfatos de una manera severa o muy severa como las define la Tabla C.4.5-2.



ARTÍCULO C.4.5.3. Con el fin de proteger el concreto contra la corrosión, las concentraciones máximas de ion cloruro soluble en agua, medidas en concreto endurecido de una edad de 28 días, aportado por los ingredientes del concreto, no debe exceder los límites de la Tabla C.4.5-3.



ARTÍCULO C.4.5.4. Cuando el concreto reforzado pueda verse expuesto a agua salina o marina, o a salpicaduras de esta agua, deben cumplirse los requisitos de relación agua-cemento dados en la Tabla C.4.5-1 y los requisitos de recubrimiento del refuerzo dados en la Sección C.7.7.

SECCIÓN C.4.6.

REDUCCION DE LA RESISTENCIA PROMEDIO.

En la medida que se tengan datos disponibles durante la construcción, es posible disminuir el valor por el cual f'_{cr} debe exceder a f'_c , siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

- (a) Se disponga de más de 30 ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos excede el requerido por el Artículo C.4.3.2, usando la desviación estándar calculada de acuerdo con el Artículo C.4.3.1.
- (b) Se dispone de 15 a 29 ensayos y el promedio de los resultados de los ensayos excede el requerido por el Artículo C.4.3.2, usando la desviación estándar calculada de acuerdo con el Parágrafo del Artículo C.4.3.1.
- (c) Se cumplen los requisitos especiales de la Sección C.4.5.

SECCIÓN C.4.7.

EVALUACION Y ACEPTACION DEL CONCRETO.

ARTÍCULO C.4.7.1. Frecuencia de los ensayos. Las muestras para las pruebas de resistencia correspondientes a cada clase de concreto, deben tomarse no menos de una vez por día, ni

menos de una vez por cada 120 m³, de concreto o una por cada 450 m² de área de placas o muros.

PARÁGRAFO C.4.7.1.1. Si en una determinada obra, el volumen total de concreto es tal que la frecuencia de los ensayos, da lugar a menos de 5 ensayos de resistencia para una misma clase de concreto, los ensayos deben hacerse, por lo menos, en 5 mezclas tomadas al azar, o en cada mezcla si se usan menos de 5.

PARÁGRAFO C.4.7.1.2. Cuando la cantidad total de una clase de concreto sea menor de 40 m³, puede suprimirse las pruebas de resistencia si, a juicio del Ingeniero, existe suficiente evidencia de que la resistencia que se va a obtener es satisfactoria.

PARÁGRAFO C.4.7.1.3. Cada valor de resistencia obtenido a los 28 días, o a una edad menor especificada, debe ser el resultado del promedio, de 2 cilindros tomados de una misma mezcla.

ARTÍCULO C.4.7.2. ENSAYO DE MUESTRAS CURADAS EN EL LABORATORIO. Para el ensayo de resistencia, las muestras se deben tomar de conformidad con la norma ICONTEC 454.

PARÁGRAFO C.4.7.2.1. Los cilindros para el ensayo de resistencia, deben fabricarse y curarse de conformidad con la norma ICONTEC 550 y ensayarse según la norma ICONTEC 675.

PARÁGRAFO C.4.7.2.2. El nivel de resistencia para cada clase de concreto se considera satisfactorio si cumple simultáneamente los siguientes requisitos:

(a) Que los promedios de todos los conjuntos de tres resultados consecutivos de ensayos de resistencia, iguale o exceda el valor especificado para $f'c$, y

(b) que ningún resultado individual de las pruebas de resistencia (promedio de dos cilindros), sea inferior a $f'c$ en más de 35 kg/cm².

PARÁGRAFO C.4.7.2.3. Si no se cumple cualquiera de los requisitos del Parágrafo C.4.7.2.2, se deben tomar de inmediato las medidas necesarias para aumentar el promedio de los resultados de los siguientes ensayos de resistencia. Además, deben tenerse en cuenta los requisitos estipulados en el Artículo 4.7.4 si no se cumple el requisito del Parágrafo 4.7.2.2.

ARTÍCULO C.4.7.3. Ensayo de muestras curadas en el campo. El Ingeniero puede exigir el ensayo de resistencia en cilindros curados bajo condiciones de campo, con el objeto de comprobar la bondad del curado y de la protección del concreto en la estructura.

PARÁGRAFO C.4.7.3.1. Los cilindros curados en el campo, deben someterse al procedimiento indicado en la norma ICONTEC 550.

PARÁGRAFO C.4.7.3.2. Los cilindros que vayan a ser curados en el campo, se deben moldear al mismo tiempo y tomarse de las mismas muestras que se empleen para los cilindros curados en el laboratorio.

PARÁGRAFO C.4.7.3.3. Los procedimientos de protección y curado del concreto deben mejorarse cuando las resistencias de los cilindros curados en el campo, a la edad especificada para medir f'_c , sea menor del 85% de la resistencia en cilindros curados en el laboratorio. Cuando la resistencia en los cilindros curados en el laboratorio sea apreciablemente mayor que f'_c , la resistencia en los cilindros curados en el campo no necesita exceder a f'_c en más de 35 kg/cm, aun cuando no se cumpla con el criterio del 85%.



ARTÍCULO C.4.7.4. Investigación de resultados bajos en los ensayos de resistencia - Si cualquier ensayo de resistencia (Parágrafo C.4.7.1.3) en cilindros curados en el laboratorio, resulta menor de ($f'_c - 35 \text{ kg/cm}^2$) (Parágrafo C.4.7.2.2 (b)), o si el ensayo en cilindros curados en el campo indica deficiencias en la protección y curado, deben tomarse las medidas necesarias para asegurar que la capacidad de carga de la estructura no se esta comprometiendo.

PARÁGRAFO C.4.7.4.1. En caso de confirmarse que el concreto es de baja resistencia, y los cálculos indican que la capacidad de carga se ha reducido significativamente, se puede apelar al ensayo sobre núcleos extraídos de la zona en duda, de acuerdo con la norma ASTM C 42. En tal caso, deben tomarse tres núcleos por cada ensayo de resistencia que sea inferior a ($f'_c - 35 \text{ kg/cm}^2$).

PARÁGRAFO C.4.7.4.2. En caso de que el concreto de la estructura vaya a estar seco durante las condiciones de servicio, los núcleos deben secarse al aire (entre 15°C y 30°C de temperatura y humedad relativa menor del 60%), durante 7 días antes del ensayo, y deben probarse secos. Si el concreto de la estructura va a estar más que superficialmente húmedo durante las condiciones de servicio, los núcleos deben sumergirse en agua por lo menos durante 40 horas, y ensayarse húmedos.

PARÁGRAFO C.4.7.4.3. El concreto de la zona representada por los núcleos es estructuralmente adecuado, si el promedio de los 3 núcleos resulta por lo menos igual al 85% de f'_c , y si ningún núcleo presenta una resistencia menor del 75% de f'_c . Para comprobar la precisión del ensayo, se pueden volver a probar los lugares que presenten resultados dudosos.

PARÁGRAFO C.4.7.4.4. Si el criterio del Parágrafo C.4.7.4.3 no se cumple, y si la seguridad estructural permanece en duda, el Ingeniero puede ordenar que se hagan pruebas de carga como las descritas en el Capítulo C.19, Pruebas de Carga, para la parte dudosa de la estructura, o tomar otra medida adecuada a las circunstancias.

TABLA C.4.3-1.

COEFICIENTE DE MODIFICACION PARA LA DESVIACION ESTANDAR CUANDO HAY DISPONIBLES MENOS DE 30 ENSAYOS.

No. de Ensayos (Nota -1) Menos de 15	Coefficiente de Modificación para la desviación estándar. (Nota - 2) Use la Tabla C.4.3-2
--	---

15	1.16
20	1.08
25	1.03
30 o más	1.00

Nota-1. Se puede interpolar entre el número de ensayos.

Nota-2. La desviación estándar modificada debe usarse para determinar la resistencia promedio requerida f'_{cr} que se utiliza en el Artículo C.4.3.2.

TABLA C.4.3-2.

RESISTENCIA PROMEDIO REQUERIDA A LA COMPRESION CUANDO NO HAY DATOS QUE PERMITAN DETERMINAR LA DESVIACION ESTANDAR.

Resistencia especificada a la compresión f'_{cr} (kg/cm ²)	Resistencia promedio requerida a la compresión f'_{cr} (kg/cm ²)
Menos de 210 kg/cm ²	$f'c + 70$ kg/cm ²
de 210 a 350 kg/cm ²	$f'c + 85$ kg/cm ²
más de 350 kg/cm ²	$f'c + 100$ kg/cm ²

TABLA C.4.4.

RELACIONES AGUA CEMENTO MAXIMAS PERMISIBLES PARA CONCRETO CUANDO NO SE DISPONE DE DATOS DE EXPERIENCIA EN OBRA O DE MEZCLAS DE PRUEBA.

Resistencia especificada a la compresión $f'c$ en kg/cm ² (Nota-1)	Relación agua-cemento absoluta por peso	
	Concreto sin aire incorporado	Concreto con aire incorporado
175	0.67	0.54
210	0.58	0.46
245	0.51	0.40
280	0.44	0.35
315	0.38	(Nota-2)
350	(Nota-2)	(nota-2)

Nota-1. Resistencia a los 28 días - Con la mayoría de los materiales las relaciones aqua-cemento dadas deben producir resistencias promedio requeridas mayores que las requeridas por el Artículo C.4.3.2.

Nota-2. Para resistencias por encima de 315 kg/cm² (concreto sin aire incorporado) o 280 kg/cm² (concreto con aire incorporado) la dosificación se debe establecer siguiendo la metodología de la Sección C.4.3.

TABLA C.4.5-1.**REQUISITOS PARA CONDICIONES ESPECIALES DE EXPOSICION.**

Condiciones de exposición	Máxima relación agua-cemento
Concreto que debe ser impermeable :	
a) Expuesto a agua dulce b) Expuesto a agua salina	0.50 0.45
Para la protección del concreto reforzado expuesto al agua salina o a ser salpicado por agua salina	0.40 (ver Nota)

Nota. Si el recubrimiento mínimo dado en la Sección C.7.7 se aumenta en 1.2 cm, la relación aguacemento puede aumentarse a 0.45.

TABLA C.4.5-2.**REQUISITOS PARA CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES QUE CONTIENEN SULFATOS.**

Exposición al sulfato	Sulfatos solubles en agua (SO ₄) - en el suelo, porcentaje en peso	Sulfatos (SO ₄) en el agua en partes por millón	Tipo cemento	Relación aguacemento máxima por peso
Despreciable	0.00 a 0.10	0 a 150	-	-
Moderada (Nota-1)	0.10 a 0.20	150 a 1500	II, IP (MS) IS (MS)	0.50
Severa	0.20 a 2.00	1500a10000	V	0.45
Muy severa	más de 2.00	más de 10000	V con puzo lanas (Nota 2)	0.45

Nota-1: Agua marina.

Nota-2. Puzolanas que cuando se utilizan con cementos Tipo V han demostrado, por ensayos o buen servicio que mejoran la resistencia a los sulfatos del concreto.

TABLA C.4.5-3.**MAXIMO CONTENIDO DEL ION CLORURO, PARA PROTECCION CONTRA LA CORROSION.**

Tipo de Elemento	Máximo contenido del Ion Cloruro(Cl^-) en el concreto expresado como porcentaje del peso del cemento
Concreto preesforzado.....	0.06
Concreto reforzado expuesto al cloruro en servicio.....	0.15
Concreto reforzado que estará seco o protegido de la humedad en servicio.....	1.00
Otro tipo de construcción de concreto reforzado.....	0.30

CAPÍTULO C.5.

MEZCLADO Y COLOCACION DEL CONCRETO.

SECCIÓN C.5.1.

PREPARACION DEL EQUIPO Y LUGAR DE COLOCACION.



ARTÍCULO C.5.1.1. Para la preparación preliminar al mezclado y colocación del concreto deben observarse los siguientes puntos:

- (a) Tanto el equipo para el mezclado y transporte del concreto como el lugar que ocupará, deben estar limpios.
- (b) La parte interna de las formaletas debe estar adecuadamente protegida.
- (c) Las unidades de mampostería que han de estar en contacto con el concreto, deben humedecerse.
- (d) El refuerzo debe estar completamente libre de recubrimientos perjudiciales.
- (e) El sitio de colocación debe estar libre de agua antes de depositar el concreto, excepto cuando se emplee un sistema de vaciado por tolva u otro sistema aprobado por el Ingeniero.
- (f) Las superficies de concreto endurecido sobre las cuales se vaya a colocar concreto adicional, deben estar libres de agua, de exudación o de cualquier material perjudicial.

SECCIÓN C.5.2.

MEZCLADO DEL CONCRETO.



ARTÍCULO C.5.2.1. La duración del mezclado debe ser la necesaria para conseguir una mezcla íntima y homogénea de los distintos componentes; la mezcladora debe descargarse completamente antes de volverla a usar.



ARTÍCULO C.5.2.2. El concreto premezclado debe cumplir con la norma ASTM C 94.



ARTÍCULO C.5.2.3. Para la preparación del concreto en la obra, debe observarse lo siguiente:

a) La mezcladora debe ser aprobada por el Ingeniero y operada a la velocidad recomendada por el fabricante.

b) Después de que todos los materiales estén en la mezcladora, el mezclado debe hacerse por lo menos durante un minuto y medio, excepto cuando se pueda emplear un tiempo menor según el criterio de la norma ASTM C 94.

c) El manejo de los materiales, su colocación en la mezcladora y el mezclado debe hacerse de acuerdo a las recomendaciones correspondientes de la Norma ASTM C 94.

d) Debe mantenerse un registro que permita identificar:

- El numero de mezclados producidos.
- La dosificación de los materiales usados.
- Localización aproximada dentro de la estructura de cada mezcla.
- Fecha y hora de la mezcla y su colocación.

SECCIÓN C.5.3.

TRANSPORTE.

ARTÍCULO C.5.3.1. El transporte del concreto desde la mezcladora hasta el lugar final de colocación debe hacerse por procedimientos que eviten la segregación o pérdida de material.



ARTÍCULO C.5.3.2. El equipo de transporte debe ser el adecuado para suministrar concreto al sitio de colocación, sin segregación ni interrupciones excesivas que ocasionen pérdida de plasticidad entre mezclas sucesivas.

SECCIÓN C.5.4.

COLOCACION.

ARTÍCULO C.5.4.1. Para evitar la segregación debido a manipuleo excesivo, el concreto debe ser transportado a un sitio próximo al lugar final de colocación.

ARTÍCULO C.5.4.2. Durante la colocación, la velocidad de vaciado debe permitir al concreto conservarse permanentemente en estado plástico y fluir fácilmente entre los espacios de las varillas.

ARTÍCULO C.5.4.3. El concreto parcialmente endurecido o contaminado por materiales extraños, no puede colocarse en las formaletas.



ARTÍCULO C.5.4.4. No debe utilizarse concreto al que después de preparado se le adicione agua para mejorar su plasticidad, ni el que haya sido mezclado nuevamente después de su fraguado inicial, excepto cuando lo permita el Ingeniero.



ARTÍCULO C.5.4.5. La operación de vaciado, con excepción de lo contemplado en la Sección C.6.4, debe efectuarse continuamente hasta completar una sección determinada.



ARTÍCULO C.5.4.6. Las juntas de construcción que sean necesarias, debe ser hechas de conformidad con la Sección C.6.4.

ARTÍCULO C.5.4.7. Todo el concreto debe compactarse cuidadosamente durante su colocación, utilizando medios adecuados que permitan realizar la operación alrededor del refuerzo, de las instalaciones embebidas y de las esquinas de la formaleta.

SECCIÓN C.5.5.

CURADO.

ARTÍCULO C.5.5.1. El concreto, excepto el de alta resistencia a edad temprana, debe mantenerse húmedo y a una temperatura superior a 10°C, al menos durante 7 días después de su colocación, salvo que su curado se haga de acuerdo con lo indicado en el Artículo C.5.5.3.



ARTÍCULO C.5.5.2. Si concreto de alta resistencia a edad temprana debe mantenerse húmedo y a una temperatura superior a 10°C, al menos durante 3 días después de su colocación, salvo que su curado se haga de acuerdo con lo indicado en el Artículo C.5.5.3.



ARTÍCULO C.5.5.3. CURADO ACELERADO. Para acelerar el aumento de resistencia y reducir el tiempo de fraguado, puede emplearse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o cualquier otro proceso previamente aprobado.

PARÁGRAFO C.5.5.3.1. El curado debe proporcionar, en la etapa de carga considerada, una resistencia del concreto a la compresión, por lo menos igual a la resistencia de diseño requerido para la misma etapa de carga.

PARÁGRAFO C.5.5.3.2. El proceso de curado debe proporcionarle al concreto una durabilidad al menos equivalente a la esperada, utilizando el método de curado de los Artículos C.5.5.1 y C.5.5.2.



ARTÍCULO C.5.5.4. Para asegurar que el curado sea satisfactorio pueden exigirse ensayos complementarios de acuerdo con el Artículo C.4.7.3.

SECCIÓN C.5.6.

REQUISITOS PARA CLIMA FRIO.

ARTÍCULO C.5.6.1. En zonas sometidas a temperaturas muy bajas, es necesario tener el equipo adecuado para calentar los materiales utilizados en la elaboración del concreto, y para protegerlo de riesgos de congelación.



ARTÍCULO C.5.6.2. Los materiales constituyentes del concreto, el refuerzo, la formaleta, los rellenos y el suelo, que van a estar en contacto con el concreto, deben estar libres de escarcha.



ARTÍCULO C.5.6.3. No debe utilizarse materiales congelados o que contengan hielo.

SECCIÓN C.5.7.

REQUISITOS PARA CLIMA CALIDO.

En clima cálido es necesario dar atención adecuada a los materiales, a los métodos de producción, al manipuleo, al vaciado, a la protección y curado, para evitar temperaturas excesivas en el concreto o la evaporación de agua, lo cual perjudica la resistencia requerida o las condiciones de servicio del elemento o estructura.

CAPÍTULO C.6.

FORMALETAS, TUBERIAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCION.

SECCIÓN C.6.1.

DISEÑO DE FORMALETAS.

ARTÍCULO C.6.1.1. El objeto de las fortalezas o encofrados es obtener una estructura que se ciña a las formas, líneas y dimensiones de los elementos, tal como se requiere en los planos de diseño y en las especificaciones.



ARTÍCULO C.6.1.2. Las formaletas deben cumplir las siguientes condiciones generales:

- (a) Ser fuertes y lo suficientemente ajustadas para impedir que se escape el mortero;
- (b) estar adecuadamente arriostradas o ligadas para mantener su posición y su forma;
- (c) estar diseñadas, al igual que sus apoyos, de modo que no dañen la estructura previamente colocada.



ARTÍCULO C.6.1.3. El diseño de las formaletas debe incluir la consideración de los siguientes factores:

- (a) Velocidad y método de colocación del concreto.
- (b) Cargas de construcción, incluyendo las cargas verticales, horizontales y de impacto.
- (c) Requisitos de formaletas especiales para la construcción de cascarones, placas plegadas, cúpulas de concreto arquitectónico o elementos similares.



ARTÍCULO C.6.1.4. Las formaletas para los elementos de concreto preesforzado, deben diseñarse y construirse de modo que permitan, sin que se dañe, el movimiento del elemento durante la aplicación de la fuerza de preesforzado.

SECCIÓN C.6.2.

REMOCION DE LAS FORMALETAS Y PUNTALES.



ARTÍCULO C.6.2.1. No pueden apoyarse cargas de construcción sobre ninguna parte de la estructura en construcción, ni puede removerse ningún soporte de ella, excepto cuando esa parte de la estructura, combinada con las formaletas y puntales restantes, tenga suficiente resistencia para sostener, sin peligro, su propio peso y las cargas que se apliquen sobre ella.

PARÁGRAFO C.6.2.1.1. Para demostrar que la resistencia es suficiente, pueden usarse cilindros para ensayo (testigos), curados en el campo y un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas propuestas en relación con las resistencias de los cilindros curados en el campo y con respecto a la resistencia del sistema de formaletas y puntales. Tanto el análisis como los datos del ensayo de resistencia, deben ser suministrados por el Constructor al Ingeniero que lleva a cabo la supervisión técnica de la obra cuando este así lo requiera.

ARTÍCULO C.6.2.2. No pueden apoyarse cargas que sobrepasen a la combinación de la carga muerta supuesta mas la carga viva especificada, sobre ninguna parte de la estructura no soportada por medio de cimbra, a menos que se realice un análisis que indique resistencia adecuada para apoyar dichas cargas adicionales.

ARTÍCULO C.6.2.3. Las formaletas deben removerse de tal manera que no afecten la seguridad ni la capacidad de servicio de la estructura. Todo concreto que vaya a quedar expuesto debe tener suficiente resistencia para que no se dañe al remover las formaletas.

ARTÍCULO C.6.2.4. Los apoyos de formaletas para elementos de concreto preesforzado, pueden removerse cuando se haya aplicado suficiente preesforzado para permitir que los elementos soporten su carga muerta y las cargas de construcción previstas.

SECCIÓN C.6.3.

CONDUCTOS Y TUBERIAS EMBEBIDAS EN EL CONCRETO.



ARTÍCULO C.6.3.1. Pueden embeberse conductor, tuberías y camisas de cualquier material que no produzca efectos nocivos al concreto, dentro de las limitaciones descritas en esta Sección, siempre y cuando se considere que no reemplazan estructuralmente al concreto desplazado.



ARTÍCULO C.6.3.2. No se pueden embeber conductos y tuberías de aluminio, en el concreto estructural a menos que estén convenientemente revestidos o cubiertos, para prevenir la reacción aluminio-concreto o la acción electrolítica entre el aluminio y acero.



ARTÍCULO C.6.3.3. Los conductos, tuberías y camisas que atraviesan una placa, muro o viga, no deben afectar adversamente la resistenc de la estructura.



ARTÍCULO C.6.3.4. Los conductos y tuberías, incluyendo sus acoples, que estén embebidos dentro de una columna, no pueden desplazar más del 4% del área de la sección transversal

sobre la cual se ha calculado la resistencia, o de la que se requiera para protección contra incendios.



ARTÍCULO C.6.3.5. Los conductos para redes eléctricas y tuberías embebidas dentro de una placa, muro o viga (fuera de los que simplemente los atraviesan), deben cumplir los siguientes requisitos

- (a) Su dimensión externa no puede ser mayor de 1/3 del espesor total de la placa, muro o viga dentro de los cuales estén embebidos.
- (b) Su espaciamiento no puede ser menor de 3 diámetros o anchos medidos centro a centro.
- (c) No deben afectar adversamente la resistencia de la estructura.

No hay necesidad de exigir los requisitos anteriores cuando el Ingeniero estructural apruebe los planos de instalación de dichos conductos y tuberías.



ARTÍCULO C.6.3.6. Puede considerarse que los conductos, tubería: camisas reemplazan estructuralmente al concreto desplazado sometido: a compresión si:

- (a) No están expuestos a la oxidación u otro tipo de deterioro.
- (b) Son de hierro o acero, del tipo no revestidos o galvanizados, cuyo espesor es, mayor o igual al de calibre normal 40 para tuberías de acero.
- (c) Tienen un diámetro interno nominal no mayor de 50 mm, y están espaciados a no menos de 3 diámetros medidos centro a centro.



ARTÍCULO C.6.3.7. Además de los anteriores requisitos, las tuberías que contengan líquidos, gases o vapor, pueden embeberse en concri estructural, bajo las siguientes condiciones:

- (a) Las tuberías y acoples se diseñen en tal forma que resistan los efectos del producto la presión y la temperatura a los cuales van a estar sometidas.
- (b) La temperatura del líquido, gas o vapor, no excede de 66°C.
- (c) La presión máxima a la cual debe someterse cualquier tubería acople, no excede de 14 kg/cm² por encima de la presión atmosférica.
- (d) Todas las tuberías y acoples, excepto lo establecido en literal (e), deben ensayarse como una unidad contra escapes antes la colocación del concreto. La presión de ensayo, por encima

de presión atmosférica, debe ser 50% mayor de la presión a la cual puedan estar sometidas las tuberías y los acoples. La presión mínima de ensayo no debe ser menor de 10.5 kg/cm² por encima de la presión atmosférica. La presión de ensayo debe mantenerse durante 4 horas sin caída de presión, fuera de la que pueda ocasionarse por temperatura del aire.

(e) Las tuberías para desagüe y otras tuberías diseñadas para presiones de no más de 0.07 kg/cm²

por encima de la presión atmosférica, no necesitan ensayarse como se indica en el liter (d).

(f) Las tuberías para conducir líquidos, gases o vapores explosivos o nocivos para la salud, deben ensayarse nuevamente tal como específica en el literal (d), después de que el concreto haya endurecido.

(g) No debe conducirse por las tuberías ningún líquido, gas o vapor, hasta que el concreto haya alcanzado su resistencia de diseño, excepto agua que no sobrepase los 32°C y los 3.5 kg/cm² de presión.

(h) En las placas macizas, la tubería debe colocarse entre el refuerzo superior y el inferior, a menos que sea para calefacción por radiación.

(i) El recubrimiento de concreto para las tuberías y acoples, debe ser menor de 38 mm para concreto en contacto con el suelo o a la intemperie, ni menor de 19 mm para concreto que no vaya a estar expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo.

(j) Debe colocarse refuerzo con un área no menor de 0.002 veces el área de la sección del concreto en sentido perpendicular a la tubería.

(k) Las tuberías y acoples deben unirse mediante soldadura, soldadura con latón, soldadura de condensación, u otros métodos igualmente aprobados. No se permite conexiones atornilladas.

(l) La tubería debe fabricarse e instalarse de tal manera que no requiera cortar, doblar o desplazar el refuerzo de su localización correcta.

SECCIÓN C.6.4.

JUNTAS DE CONSTRUCCION.



ARTÍCULO C.6.4.1. Donde vaya a hacerse una junta de construcción debe limpiarse completamente la superficie del concreto, y remover toda lechada y agua estancada.



ARTÍCULO C.6.4.2. Las juntas verticales de construcción deben humedecerse y recubrirse inmediatamente antes de una nueva colocación de concreto con un producto que garantice la adherencia entre el concreto antiguo y el nuevo.



ARTÍCULO C.6.4.3. Las juntas de construcción no indicadas en planos de diseño, deben hacerse y localizarse de tal manera que perjudiquen la resistencia de la estructura.



ARTÍCULO C.6.4.4. Las juntas de construcción en las losas, de localizarse en el tercio central de las luces de las placas, vigas o vigas principales, a menos que una viga intercepte una viga principal en su parte central, en cuyo caso las juntas en las vigas principales deben desplazarse una distancia igual al doble ancho de la viga.



ARTÍCULO C.6.4.5. Es indispensable, tomar medidas para la adecuada transferencia de esfuerzo cortante u otras fuerzas a través de las juntas de construcción.



ARTÍCULO C.6.4.6. Las vigas, vigas principales o placas apoyadas en columnas o muros, no deben vaciarse o levantarse antes de que el concreto de los elementos de apoyo verticales haya dejado de plástico.

ARTÍCULO C.6.4.7. Las vigas, vigas principales, capiteles de columnas y cartelas, deben considerarse como parte del sistema de placas y deben vaciarse monólicamente con las mismas.



ARTÍCULO C.6.4.8. En Zonas de Riesgo Sísmico Alto deben cumplirse los requisitos del párrafo c.21.8.3.5.

CAPÍTULO C.7.

DETALLES DEL REFUERZO.

SECCIÓN C.7.0.

NOMENCLATURA.

d = Altura útil, expresada en cm.

d_b = Diámetro nominal de la barra, expresada en cm.

f_y = Esfuerzo nominal del acero a la fluencia expresado en kg/cm².

SECCIÓN C.7.1.

GANCHO ESTANDAR.

ARTÍCULO C.7.1.1. El Término "gancho estándar", tal como se exige en el Título C de este Código significa:

- (a) Un dobléz a 180° más una parte recta de longitud mínima igual a 4db, pero no menor de 6.5 cm en el extremo de la barra;
- (b) Un dobléz a 90° más una parte de longitud mínima igual a 12db en el extremo de la barra;
- (c) Para estribos o flejes solamente, un dobléz a 90° ó 135° más una parte recta de longitud mínima igual a 6db, pero no menor de 6.5 cm en el extremo libre de la barra.



ARTÍCULO C.7.1.2. En los aros o estribos cerrados requeridos en los Capítulos C.20 y C.21 para construcción sismo-resistente, el dobléz debe ser de 135° más una extensión de 10db.

SECCIÓN C.7.2.

DIAMETROS DE DOBLAMIENTO.



ARTÍCULO C.7.2.1. El diámetro interior para el doblamiento en las barras del refuerzo principal, debe tener los valores mínimos dados en la Tabla C.7.2, para aceros con punto de fluencia f_Y 4200 kg/cm².



ARTÍCULO C.7.2.2. Para aceros con f_Y menor o igual 2800 kg/cm² en barras números 2 a 11, el diámetro interior del gancho debe ser como mínimo igual a 5db.



ARTÍCULO C.7.2.3. El diámetro interior de doblamiento de estribos menores o iguales a la barra número 5, no debe ser menor de 4db, y para barras mayores a la número 5, deben cumplir con los diámetros indicados en la Tabla C.7.2.



ARTÍCULO C.7.2.4. Los diámetros internos de doblamiento para malla de alambre electrosoldada que se utilice como estribos o flejes no debe ser menores que 4db para alambre

corrugado de diámetro mayor del calibre D6 y 2db para los otros alambres. No deben hacerse dobleces con diámetros menores de 8db a distancias menores de 4db de la intersección electrosoldada más cercana.

SECCIÓN C.7.3.

CONDICIONES PARA EL DOBLAMIENTO.

ARTÍCULO C.7.3.1. TODOS LOS DOBLECES Y GANCHOS DEBEN HACERSE EN FRÍO.



ARTÍCULO C.7.3.2. Las varillas dobladas o figuradas deben tener las dimensiones indicadas en los planos y en esa forma deben colocarse dentro de las formaletas. Las varillas que ya estén parcialmente embebidas dentro del concreto no pueden doblarse en el sitio.

SECCIÓN C.7.4.

LIMPIEZA DEL REFUERZO.



ARTÍCULO C.7.4.1. En el momento en que el concreto vaya a ser colocado, el refuerzo debe estar libre de barro, aceite o cualquiera otra sustancia que pueda afectar la adherencia entre el acero y el concreto.



ARTÍCULO C.7.4.2. Los cables para preesforzado deben estar limpios y libres de óxido, barro o aceite. Se puede aceptar una ligera capa de óxido.

SECCIÓN C.7.5.

COLOCACION DEL REFUERZO.

ARTÍCULO C.7.5.1. El acero de refuerzo, tanto en concreto reforzado como en concreto preesforzado, debe colocarse y apoyarse cuidadosamente de acuerdo con las medidas indicadas en los planos y las tolerancias que se indican en la Tabla C.7.5; además; debe asegurarse adecuadamente para evitar que se mueva al colocar o vibrar el concreto.



ARTÍCULO C.7.5.2. En general se aceptan las tolerancias en cuanto a la variación de la altura útil, d , o del recubrimiento que se dan en la Tabla C.7.5 al final de éste Capítulo.



ARTÍCULO C.7.5.3. La tolerancia en la localización de puntos de doblez y extremos de varillas, deberá ser de 5 cm, excepto en los apoyos terminales en vigas en los cuales no deberá ser mayor de 12 mm.



ARTÍCULO C.7.5.4. No se permiten soldaduras en los puntos de intersección de varillas que se cruzan para formar retículas, a menos que Sean autorizadas por el Ingeniero Proyectista.



ARTÍCULO C.7.5.5. En losas macizas continuas cuya luz no exceda de 3 metros puede colocarse una sola malla electrosoldada como refuerzo negativo y positivo a la vez, siempre y cuando este refuerzo sea continuo a través de los apoyos o esté debidamente anclado en el apoyo. La malla debe estar cerca de la parte superior de la losa sobre los apoyos y cerca a la parte inferior de la losa en el centro de la luz.

SECCIÓN C.7.6.

SEPARACION ENTRE BARRAS.



ARTÍCULO C.7.6.1. La distancia libre entre barras paralelas colocadas en una fila, no debe ser menor que el diámetro db de la barra, ni menor de 25 mm, ni menor de 1 1/3 veces el tamaño del agregado grueso.



ARTÍCULO C.7.6.2. Cuando se coloquen dos o más filas de barras, las de las filas superiores debe colocarse directamente encima de las de la fila inferior, y la separación libre entre filas de las barras no debe ser menor de 25 mm.



ARTÍCULO C.7.6.3. En columnas con estribos o refuerzos en espiral, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de 1.5db, 40 mm o 1 1/3 veces el tamaño máximo del agregado grueso.



ARTÍCULO C.7.6.4. La especificación de distancia libre entre barras, debe cumplirse también en la separación libre entre un empalme por traslapeo y otros empalmes u otras barras.



ARTÍCULO C.7.6.5. En placas macizas y muros, las barras del refuerzo a flexión deben tener una separación menor de 3 veces el espesor de la placa o muro, pero no mayor de 450 mm. Cuando se trate de refuerzo de temperatura la separación debe ser menor de 5 veces el espesor de la losa o muro, pero no mayor de 450 mm.



ARTÍCULO C.7.6.6. BARRAS EN PAQUETES. En los paquetes de barras paralelas que se pongan en contacto para que actúen como una unidad, deben cumplirse los siguientes requisitos:

PARÁGRAFO C.7.6.6.1. Debe limitarse a 4 el número de varillas por paquete.

PARÁGRAFO C.7.6.6.2. Los paquetes de barras deben estar encerrados dentro de estribos.

PARÁGRAFO C.7.6.6.3. No pueden usarse varillas de diámetro mayor de No. 11 en paquetes en vigas.

PARÁGRAFO C.7.6.6.4. El diámetro equivalente de un paquete, para efectos de las normas de separación y recubrimiento debe ser el que se deduzca del área de varillas colocadas en el paquete.

PARÁGRAFO C.7.6.6.5. En un paquete, las barras individuales que terminen dentro de la luz de los elementos a flexión, deben suspenderse en puntos diferentes con una separación, al menos, de 40db.

ARTÍCULO C.7.6.7. DUCTOS Y CABLES PARA EL PREESFORZADO. En ductos y cables para preesforzados deben cumplirse los siguientes requisitos:

PARÁGRAFO C.7.6.7.1. La distancia libre entre alambres, barras o cables, medida en los extremos de un elemento, no debe ser menor de 4db para alambres, ni de 3db, para torones. En la porción media de la luz, se permite una separación menor y el agrupamiento de torones.

PARÁGRAFO C.7.6.7.2. Los ductos para colocar el acero de tensionamiento se pueden agrupar si se demuestra que no se dificulta la colocación del concreto. Además, deben tomarse medidas preventivas para evitar que el acero rompa a través del ducto cuando aquel se tensione.

SECCIÓN C.7.7.

RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO.

ARTÍCULO C.7.7.1. PARA CONCRETO VACIADO EN SITIO. Las barras del refuerzo deben tener los siguientes recubrimientos mínimos:

Recubrimiento mínimo en mm.

(a) Concreto colocado directamente sobre el suelo y sujeto permanentemente a la acción de las tierras.....	7
	5
b) Concreto expuesto a la intemperie o en contacto con tierras de relleno:	
barras No. 6 a No. 18.....	5
	0
barras No. 5 y menores.....	3
	8
(c) Concreto no expuesto a la intemperie, ni en contacto con la tierra:	
- En placas, muros y viguetas.....	2
	0
- En vigas y columnas:.....	
Estribos.....	2
espirales.....	5
.....	
Refuerzo principal.....	3
	8
.....	

ARTÍCULO C.7.7.2. RECUBRIMIENTO EN ELEMENTOS PREFABRICADOS. En elementos prefabricados las barras de refuerzo deben tener los siguientes recubrimientos mínimos:

Recubrimiento mínimo en mm.

(a) Concreto colocado directamente sobre el suelo y sujeto permanentemente a la acción de las tierras.....	75
(a) Concreto expuesto a la intemperie o en contacto con la tierra:	
- En paneles de muros, varillas menores a la No. 8.....	25
	8
- En otros elementos.....	32
	32
(b) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con la tierra:	
- En placas, muros y viguetas.....	20
	20
- En vigas y columnas:	
Estribos.....	12
.....	
Refuerzo principal.....	20
	0
..	db

ARTÍCULO C.7.7.3. CONCRETO PREESFORZADO. Deben cumplirse los siguientes recubrimientos mínimos para las armaduras preesforzadas y no preesforzadas, ductos y anclajes:

Recubrimiento mínimo en mm.

(a) Concreto vaciado contra la tierra y permanentemente expuesto a ella.....	7
	5
(b) Concreto expuesto a la tierra o a la intemperie:	
- Muros, paneles, losas y viguetas.....	2
	5
- Otros elementos.....	3
	8
.....	
(c) Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con la tierra:	
- Losas, muros y viguetas.....	2
	0
Vigas y columnas:	
- principal.....	3
	8
..	
- Estribos, flejes y espirales.....	2
	5

PARÁGRAFO C.7.7.3.1. En miembros de concreto preesforzado, expuesto a la tierra, la intemperie o ambientes corrosivos, y en que el esfuerzo permisible de tracción, dado en el Artículo C.18.4.2. (b) es excedido, el recubrimiento mínimo debe aumentarse en un 50%.

PARÁGRAFO C.7.7.3.2. Para miembros de concreto preesforzado fabricados bajo condiciones de control de calidad en planta, los recubrimientos mínimos para el refuerzo no preesforzado deben ser los mismos que requiere el Artículo C.7.7.2.



ARTÍCULO C.7.7.4. Para las barras en paquetes, el recubrimiento mínimo de concreto debe ser igual al diámetro equivalente del paquete, sin necesidad de ser mayor de 50 mm, excepto para el concreto vaciado contra la tierra y permanente expuesto a ella, cuyo recubrimiento mínimo debe ser de 70 mm.



ARTÍCULO C.7.7.5. En ambientes corrosivas u otras condiciones severas de exposición, la cantidad de protección de concreto debe aumentarse convenientemente para lo cual debe tenerse en cuenta la impermeabilidad del concreto protector de lo contrario debe proporcionarse otro tipo de protección.



ARTÍCULO 6.7.7.6. El refuerzo expuesto, los aditamentos y las platinas que sean conexiones para futuras extensiones, deben protegerse de la corrosión y del fuego.

SECCIÓN C.7.8.

DETALLES ESPECIALES DEL REFUERZO DE COLUMNAS.



ARTÍCULO C.7.8.1. DOBLAMIENTO DE VARILLAS EN LOS CAMBIOS DE SECCIÓN. Los cambios bruscos de sección de las columnas deben hacerse siempre en los entrepisos. En un cambio de sección,

las barras que pasen del piso inferior al piso superior deben doblarse de modo que la reducción tenga una inclinación máxima de 1:6 con respecto al de la columna, y las partes de varilla encima y debajo de reducción deben ser- paralelas al eje de la columna.

PARÁGRAFO C.7.8.1.1. Las barras dobladas para un cambio de sección, deben figurarse antes de ser colocadas en su posición. En ningún caso se permite hacer doblamientos en barras que ya estén parcialmente embebidas en el concreto endurecido.

PARÁGRAFO C.7.8.1.2. El soporte horizontal del hierro longitudinal en el doblar debe ser provisto por medio de estribos o espirales. El soporte horizontal debe diseñarse para que resista 1.5 veces la componente horizontal de la fuerza calculada en la porción inclinada de la barra que se dobla. Los estribos o la espiral deben colocarse a una distancia menor de 15 cm del doblar.

PARÁGRAFO C.7.8.1.3. Cuando se disminuya el ancho de una columna de manera que una de sus caras quede a 8 cm o más de la correspondiente en la columna del piso inferior, no pueden doblarse las varillas longitudinales para hacer la reducción y es necesario emplear varillas de empalme con las longitudes correspondientes a traslapes sin contacto.

SECCIÓN C.7.9.

DETALLES ESPECIALES EN LA INTERSECCION DE VIGAS Y COLUMNAS.



ARTÍCULO C.7.9.1. En las intersecciones de los elementos principales de un pórtico (puntos de enlace de vigas y columnas), debe confinarse el concreto mediante la colocación de estribos adicionales, a fin de garantizar la eficiencia de los empalmes del hierro, del hierro que continua y del anclaje del hierro que termina en el nudo.



ARTÍCULO C.7.9.2. El confinamiento en las secciones puede consistir de concreto externo o estribos internos cerrados o espirales.



ARTÍCULO C.7.9.3. En Zonas de Riesgo Sísmico Alto deben cumplirse los requisitos para nudos dados en la Sección C.21.9.

SECCIÓN C.7.10.

REFUERZO TRANSVERSAL PARA MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESION.



ARTÍCULO C.7.10.1. El refuerzo transversal de miembros sometidos a compresión debe cumplir los requisitos de los Artículos C.7.10.2 y le C.7.10.3 y cuando se requiera per cortante o torsión debe cumplir a los requisitos del Capítulo C.11.

PARÁGRAFO C.7.10.1.1. El refuerzo transversal para miembros compuestos sometidos a compresión debe cumplir los requisitos de la a Sección C.17.6.

PARÁGRAFO C.7.10.1.2. El refuerzo transversal de tendones de preesfuerzo debe cumplir los requisitos de la Sección C.18.11.



ARTÍCULO C.7.10.2. ESPIRALES. El refuerzo en espiral para miembros a compresión debe cumplir el Artículo C.10.9.3 y los requisitos siguientes:

- (a) Las espirales consisten en barras continuas espaciadas uniformemente que pueden manejarse y colocarse sin distorsión de sus dimensiones.
- (b) Para construcción en el sitio los espirales deben estar conformados por barras de diámetro mayor o igual al No. 3 (3/8").
- (c) El espaciamiento entre espirales no debe exceder 75 mm ni ser menor de 25 mm. Debe cumplirse además con los requisitos del Artículo C.3.3.3.
- (d) La espiral debe anclarse por medio de 1.5 vueltas adicionales en cada extremos de la unidad de espiral.
- (e) Los empalmes del refuerzo en espiral deben ser traslapes de 48db, pero no menos de 30 cm, o bien soldados.
- (f) La espiral debe ir desde la parte superior de la zapata o losa hasta el nivel del refuerzo inferior de los miembros de la columna soporte en el siguiente nivel.
- (g) Cuando a la columna no llegan vigas ni ménsulas a todas las caras, deben colocarse estribos por encima de la terminación de la espiral hasta la parte inferior de la lose o panel descolgado.

(h) En columnas con capitel, la espiral debe llevarse hasta el punto donde el diámetro o ancho del capitel es el doble del de la columna.

(i) Las espirales deben mantenerse firmemente en su lugar y totalmente alineadas por medio de espaciadores verticales.

(j) En espirales de barra menor de No. 5 debe utilizarse un mínimo de dos espaciadores para espirales de 50 cm de diámetro o mayores, tres espaciadores para espirales entre 50 y 75 cm de diámetro y cuatro espaciadores para espirales de más de 75 cm de diámetro.

(k) En espirales de barra No. 5 o mayor debe utilizarse un mínimo de tres espaciadores para espirales con diámetro de 60 cm o menos y cuatro espaciadores para espirales de más de 60 cm. de diámetro.

PARÁGRAFO. En Zonas de Riesgo Sísmico Alto deben cumplirse además los requisitos dados en el Artículo C.21.7.4.



ARTÍCULO C.7.10.3. ESTRIBOS. Los estribos o flejes en miembros sometidos a compresión deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) Todas las barras no preesforzadas deben estar rodeadas por estribos, al menos de barra No. 2 cuando las barras longitudinales sean menores al No. 8, al menos de barra No. 3 cuando se trate de barras longitudinales No. 9 y No. 10, y al menos No. 4 cuando se trate de barras longitudinales mayores al No. 11 o de paquetes de barras.

(b) El espaciamiento vertical entre estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra del estribo o la menor dimensión de la columna. En Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio deben cumplirse los requisitos adicionales del Artículo C.20.4.2 y en Zonas de Riesgo Sísmico Alto los requisitos adicionales del Artículo C.21.7.4.

(c) Los estribos deben disponerse de tal manera que toda barra longitudinal de esquina o alterna tenga soporte lateral proveniente de la esquina del estribo, la cual no debe tener un ángulo mayor de 135°. Ninguna barra en la sección, debe estar localizada a más de 15 cm libres, medidos a lo largo del lado del estribo, de una barra que este soportada lateralmente. Cuando las barras estén localizadas a lo largo del perímetro de un círculo, puede utilizarse un estribo completamente circular.

(d) El primer estribo debe localizarse verticalmente a menos de medio espaciamiento de estribo de la parte superior de la zapata o placa de cualquier piso; en la parte superior de la columna a no más de medio espaciamiento de estribo del refuerzo horizontal en la placa que esté localizada más abajo.

(e) Cuando lleguen vigas o haya ménsulas en las cuatro caras de la columna, los estribos pueden suspenderse 7.5 cm por debajo del refuerzo inferior mas bajo de las vigas o ménsulas.

(f) Los estribos deben continuarse dentro del nudo cuando así lo exija la Sección C.11.12 o las Secciones C.20.4 y C.21.9 para Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio y Alto respectivamente.

SECCIÓN C.7.11.

REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS.



ARTÍCULO C.7.11.1. El refuerzo transversal en vigas y elementos sometidos a flexión debe cumplir además de los requisitos dados en esta Sección los requisitos por cortante y torsión que se dan el Capítulo C.11 de este Código.



ARTÍCULO C.7.11.2. El refuerzo a compresión en elementos sometidos a flexión, debe asegurarse mediante estribos que cumplan lo especificado en el Artículo C.7.10.3, Parágrafo (c) colocándolos en toda la longitud en que se necesita el refuerzo a compresión.



ARTÍCULO C.7.11.3. Los estribos en vigas de elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos adicionales que se dan en el Artículo C.20.3.2 para Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio y en el Artículo C.21.6.3 para Zonas de Riesgo Sísmico Alto.

SECCIÓN C.7.12.

REFUERZO PARA RETRACCION DE FRAGUADO Y VARIACION DE TEMPERATURA.

ARTÍCULO C.7.12.1. En placas macizas reforzadas en una dirección debe colocarse un refuerzo secundario para efectos de contracción de fraguado y temperatura, en dirección perpendicular al refuerzo principal. Las relaciones de área de refuerzo a área brute de concreto deben tener, como mínimo, los siguientes valores:

Para barras lisas con punto de fluencia f_y menor que 2600 kg/cm ²	0.0020
Para barras corrugadas con punto de fluencia f_y de 2800 hasta 3500 kg/cm ²	0.0015
Para barras corrugadas con f_y igual 4200 kg/cm ² , o mallas electrosoldadas lisas o corrugadas	0.0012
Para refuerzo con un punto defluencia f_y mayor de 4200 kg/cm ² , correspondiente a un alargamiento de fluencia de 0.35% por no menor de 0.0010-	

Este refuerzo debe tener una separación máxima no mayor de 5 veces el espesor de la placa ó 45 cm, la que sea menor.

PARÁGRAFO. Cuando se trate de placas de cubierta estos valores deben incrementarse en un 20%

sin exceder de 0.0020.



ARTÍCULO C.7.12.2. En placas aligeradas, el refuerzo para efectos de contracción y temperatura, colocado perpendicularmente a la dirección de las viguetas, debe tener las mismas cuantías especificadas anteriormente en relación con la placa superior.



ARTÍCULO C.7.12.3. En todas las secciones donde se necesite refuerzo de retracción y temperatura, este refuerzo debe estar debidamente anclado para desarrollar la resistencia especificada a la fluencia f_y en tracción de acuerdo los requisitos del Capítulo C.12 de este Código.



ARTÍCULO C.7.12.4. El refuerzo de retracción y temperatura puede sustituirse por refuerzo preesforzado que cumplan los requisitos del Artículo C.3.5.5. Este refuerzo debe producir un esfuerzo mínimo promedio de compresión de 7 kg/cm² en la sección bruta de concreto. Este esfuerzo debe calcularse después de las pérdidas de acuerdo a la Sección C.18.6. El máximo espaciamiento de los tendones no debe exceder de 1.80 m.

PARÁGRAFO. Cuando el espaciamiento exceda de 1.40 m debe colocarse refuerzo no preesforzado en una cantidad igual a la pedida por el Artículo C.7.12.1 entre los tendones en los bordes de la placa. Este último refuerzo debe llevarse por una distancia igual al espaciamiento de los tendones medida a partir del borde de la losa

TABLA C.7.2.

DIAMETROS MINIMOS DE DOBLAMIENTO.

Denominación No	Diámetro de doblamiento
2 a 8	6 db
9 a 11	8 db
14 o mayor	10 db

TABLA C.7.5

TOLERANCIAS EN ALTURA UTIL Y RECUBRIMIENTO

Altura útil cm	Tolerancia en altura útil mm	Tolerancia en recubrimiento mm
----------------	------------------------------	--------------------------------

d=20	10	± 10
d>20	13	± 13

CAPÍTULO C.8.

ANÁLISIS Y DISEÑO.

SECCIÓN C.8.0.

NOMENCLATURA.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto, expresado en kg/cm^2 .

E_s = Módulo de elasticidad del acero, expresado en kg/cm^2 .

f'_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión determinada con probetas de tamaño normalizado, ensayada a los 28 días de fundida expresada en kg/cm^2 .

f_y = Esfuerzo nominal del acero a la fluencia, expresado en kg/cm^2 .

l_n = Luz libre de una viga o placa para momento positivo o cortante y promedio de las luces libres adyacentes para momento negativo.

r = Porcentaje de redistribución de momentos.

p = Cuantía del refuerzo de tracción.

p' = Cuantía del refuerzo de compresión.

w = Cuantía mecánica del refuerzo ($p - p'$)

SECCIÓN C.8.1.

PRINCIPIOS GENERALES.



ARTÍCULO C.8.1.1. La estructura en conjunto y cada una de sus partes deben analizarse, diseñarse y construirse de manera que sean capaces de soportar todas las cargas y deformaciones que se puedan presentar durante su construcción y uso, sin llegar a los estados límites descritos en los Artículos C.8.1.2, C.8.1.3 y C.8.1.4.



ARTÍCULO C.8.1.2. Se consideran dos estados límites, así:

El estado límite de resistencia que corresponde a la máxima capacidad portante y,

El estado límite de funcionalidad o servicio, que corresponde a los criterios que gobiernan el uso normal y la durabilidad.



ARTÍCULO C.8.1.3. Se puede llegar al estado límite de resistencia por pérdida de equilibrio en la estructura total o en alguna de sus partes, por la rotura de secciones críticas de la estructura, por transformación de la estructura en mecanismo, por inestabilidad que lleve a cambios geométricos incompatibles con las hipótesis iniciales de análisis, entre otros.



ARTÍCULO C.8.1.4. Se puede llegar al estado límite de funcionalidad o servicio por deformaciones excesivas para el uso normal de la estructura, por fisuración prematura o excesiva, por desplazamientos excesivos aunque no impliquen pérdida de equilibrio, por danos locales como la corrosión, por vibraciones excesivas, entre otros.

SECCIÓN C.8.2.

MÉTODOS DE ANÁLISIS.

Todos los miembros de estructuras de concreto reforzado, deben diseñarse para los efectos máximos de las cargas mayoradas, por alguno de los métodos de análisis que permite la Sección A.3.4 para las cargas sísmicas y uno de los métodos que se mencionan a continuación para las otras cargas:



ARTÍCULO C.8.2.1. MÉTODO ELÁSTICO. Los momentos y demás fuerzas internas se calculan por alguno de los métodos elásticos reconocidos. Las rigideces relativas de los elementos deben basarse en las secciones de concreto no fisuradas o fisuradas, pero las suposiciones adoptadas se deben mantener consistentemente durante todo el análisis. Los momentos negativos en los apoyos de los elementos continuos así calculados, pueden aumentarse o disminuirse en porcentajes no mayores que los indicados en el Artículo C.8.2.2. LOS momentos negativos modificados se deben utilizar para calcular las fuerzas cortantes y los momentos en las secciones localizadas dentro de las luces.



ARTÍCULO C.8.2.2. MÉTODOS INELÁSTICOS. Los momentos y demás fuerzas internas pueden calcularse por métodos que tengan en cuenta las propiedades inelásticas del concreto, tales como el método de las articulaciones plásticas para el análisis de pórticos, o como el método de las líneas de fluencia y el método de las franjas para el análisis de placas, siempre que se cumplan las condiciones de equilibrio para la estructura como un todo y para cada uno

de sus elementos. El porcentaje de redistribución de momentos en relación con un análisis efectuado por el método elástico no debe ser superior a

(C.8-1)

Siendo

(C.8-2)

ARTÍCULO C.8.2.3. PORTICOS SIMPLIFICADOS.

En el análisis de los pórticos bajo cargas de gravedad, puede tomarse el pórtico constituido por el piso en consideración más las columnas localizadas inmediatamente encima y debajo de él, considerándolas empotradas en sus extremos más alejados.

PARÁGRAFO. La distribución de la carga viva puede limitarse a las combinaciones de:

(a) La carga permanente aplicada sobre todas las luces, con la carga viva sobre las luces adyacentes, y

(b) La carga permanente sobre las luces, con la carga viva sobre luces alternas.

ARTÍCULO C.8.2.4. OTROS MÉTODOS. Se pueden usar otros métodos de análisis, como los basados en el ensayo de modelos, a condición de que se puedan comprobar adecuadamente.

SECCIÓN C.8.3.

LONGITUD DE LA LUZ.



ARTÍCULO C.8.3.1. En el análisis de pórticos o construcción continua, la longitud de la luz para la determinación de momentos se toma como la distancia centro a centro de los apoyos.



ARTÍCULO C.8.3.2. La longitud de la luz de elementos no construidos monolíticamente con los apoyos se considera como la luz libre más la profundidad del elemento, pero no necesita exceder de la distancia entre los centros de los apoyos.



ARTÍCULO C.8.3.3. En las vigas construidas monolíticamente con sus apoyos pueden utilizarse los momentos en las caras del apoyo, para el diseño.

SECCIÓN C.8.4.

MÉTODOS DE DISEÑO.

En el diseño de estructuras de concreto reforzado, los elementos se deben proporcionar para que tengan la resistencia adecuada de acuerdo con los requisitos de este Código, utilizando los factores de carga y de reducción de resistencia ϕ especificados en el Capítulo C.9.

SECCIÓN C.8.5.

MODULO DE ELASTICIDAD.

ARTÍCULO C.8.5.1. El módulo de elasticidad para el concreto de peso normal, puede tomarse como:



ARTÍCULO C.8.5.2. El módulo de elasticidad para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como $E_s = 2040000 \text{ kg/cm}^2$.



ARTÍCULO C.8.5.3. El modulo de elasticidad E_s para tendones en preesfuerzo, debe determinarse por ensayos o será suministrado por el fabricante.

SECCIÓN C.8.6.

CONSTRUCCION CON VIGAS T.



ARTÍCULO C.8.6.1. En la construcción con vigas T, el ala y el alma deben construirse monolíticamente o de manera tal que se asegure su unión efectiva.



ARTÍCULO C.8.6.2. El ancho de placa, efectivo como ala de una viga T, no debe exceder $1/4$ de la longitud de la viga. El ala efectiva que se proyecta hacia cada lado no debe exceder:

- (a) 8 veces el espesor de la losa, ni
- (b) la mitad de la distancia hasta el alma siguiente.

ARTÍCULO C.8.6.3. Para vigas con placa en un lado solamente, el ancho efectivo de ala no debe exceder de:

- (a) $1/12$ de la luz de la viga;
- (b) 6 veces el espesor de placa, ni

(c) La mitad de la distancia hasta el alma siguiente.



ARTÍCULO C.8.6.4. Las vigas aisladas en las cuales la forma T se utiliza para proporcionar un ala como área adicional de compresión, deben tener un espesor de ala no menor que la mitad del ancho del alma, y un ancho efectivo de ala no mayor que 4 veces el ancho del alma.

ARTÍCULO C.8.6.5. Es necesario diseñar refuerzo transversal para sostener la carga aplicada sobre la placa que sobresale del alma, suponiendo que actúa como un voladizo.

PARÁGRAFO. El refuerzo transversal no debe espaciarse a más de 5 veces el espesor de la placa, ni a más de 45 cm.

CAPÍTULO C.9.

REQUISITOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO.

SECCIÓN C.9.0.

NOMENCLATURA.

A_g = Área bruta de la Sección, expresada en cm^2 .

A_s = Área del refuerzo de tracción, expresada en cm^2 .

A'_s = Área del refuerzo de compresión, expresada en cm^2 .

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

I = Momento de inercia.

I_e = Momento de inercia efectivo para el cálculo de la deflexión.

I_g = Momento de inercia de la sección total de concreto.

I_{cr} = Momento de inercia de la sección transformada fisurada.

M_a = Momento máximo en el elemento para el nivel de carga que se está evaluando.

M_{cr} = Momento de fisuración.

P_n = Carga axial nominal con una excentricidad dada.

P_b = Carga axial nominal en condiciones balanceadas de deformación.

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

e_t = Factor dependiente del tiempo para carga sostenida.

f'_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión determinada con probetas de tamaño normalizado y de acuerdo con la norma ICONTEC 675, expresada en kg/cm^2 .

l = Luz de la viga o placa centro a centro entre apoyos.

Y_t = Distancia medida desde el eje centroidal de la sección total, despreciando el refuerzo, hasta la fibra extrema a tracción.

= Factor de reducción de resistencia, definido en la Sección C.9.3.

p' = Cuantía de refuerzo de compresión, A's/db.

= Multiplicador para calcular la deflexión adicional a largo plazo.

SECCIÓN C.9.1.

GENERAL.



ARTÍCULO C.9.1.1. Las estructuras y los elementos estructurales deben diseñarse para que tengan resistencias de diseño, como las define la Sección C.9.3, en todas sus secciones al menos iguales a las resistencias requeridas calculadas como lo define la Sección C.9.2.



ARTÍCULO C.9.1.2. Los miembros estructurales deben cumplir todos los requisitos adicionales que prescribe el Título C de este Código para garantizar su comportamiento adecuado al nivel de cargas de servicio.

SECCIÓN C.9.2.

RESISTENCIA REQUERIDA.

El concreto reforzado debe diseñarse por el método de la resistencia tal como se define en el Título B de este Código en la Sección B.2.4.



ARTÍCULO C.9.2.1. La resistencia requerida se obtiene como el valor máximo que resulta de los efectos de las diferentes cargas muertas, vivas, sísmicas, de viento e impuestas por cambios de temperatura, retracción de fraguado y flujo plástico, mayoradas de acuerdo a las combinaciones especificadas en la Sección B.2.4 de este Código.

SECCIÓN C.9.3.

RESISTENCIA DE DISEÑO.



ARTÍCULO C.9.3.1. La resistencia de diseño que tiene un elemento, sus conexiones con otros miembros y cualquier parte o sección de el, en términos de momento flector, carga axial, cortante y torsión, debe ser igual a su resistencia nominal calculada de acuerdo con requisitos y suposiciones del Título C de este Código, multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia ϕ . Por lo tanto:

Resistencia Requerida = (Resistencia Nominal) (C.9-1)



ARTÍCULO C.9.3.2. Los coeficientes de reducción de resistencia deben ser los siguientes:

- (a) Flexión sin carga = 0.90
axial.....
- (b) Tracción axial, con o sin flexión = 0.90
flexión.....
- (c) Compresión axial, con o sin flexión:
- Miembros con refuerzo espiral que cumple la Sección = 0.75
C.10.3.....
- Miembros reforzados de otra = 0.70
manera.....
- (d) Cortante y = 0.85
torsión.....
- (e) Contacto sobre el concreto (Debe verse además la Sección C.18.13). = 0.70

PARÁGRAFO C.9.3.2.1. Cuando haya tracción o compresión axial combinadas con flexión, el coeficiente de reducción de resistencia debe multiplicar tanto a la resistencia nominal de carga axial como a la de momento.

PARÁGRAFO C.9.3.2.2. Cuando los valores de la compresión axial sean bajos, el valor del coeficiente de reducción de resistencia puede aumentarse linealmente hasta 0.9 en la medida P_n disminuya hasta cero de $0.10 f'_c A_g$ ó P_b , el menor de los dos.

PARÁGRAFO C.9.3.2.3. Las longitudes de desarrollo dadas en Capítulo C.12 no requieren coeficientes de reducción de resistencia .

PARÁGRAFO C.9.3.2.4. En las Zonas de Riesgo Sísmico Alto deben usarse las modificaciones a los coeficientes de reducción resistencia que se dan en la Sección C.21.3.

SECCIÓN C.9.4.

RESISTENCIA DE DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO.

En el diseño no deben utilizarse límites de fluencia del refuerzo mayores de 5600 kg/cm², excepto en alambres o cables para preesforzado.

SECCIÓN C.9.5.

CONTROL DE LAS DEFLEXIONES.



ARTÍCULO C.9.5.1. Los elementos de concreto reforzado deben diseñarse de modo que tengan rigidez suficiente para limitar deflexiones u otras deformaciones que puedan perjudicar su resistencia o su eficacia bajo cargas de servicio.



ARTÍCULO C.9.5.2. Las vigas y placas reforzadas en una directa que puedan verse afectadas por grandes deflexiones, deben cumplir los espesores mínimos indicados en la Tabla C.9.1, a menos que un cálculo cuidadoso de las deflexiones permita adoptar espesores menores sin que se ocasionen efectos perjudiciales. Las placas reforzadas en dos direcciones deben tener los espesores mínimos indicados en la Tabla C.9.1, evaluados con base en la luz menor.

Estos valores deben utilizarse directamente para elementos de concreto de peso normal (2300 kg/m³) y refuerzo con límite de fluencia de 4200 kg/cm². Para otros tipos de acero, los valores de la Tabla C.9.1 deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/7000)$.



ARTÍCULO C.9.5.3. Cuando se calculen las deflexiones que ocurren inmediatamente después de la aplicación de las cargas debe calcularse por los métodos o formulas corrientes de la teoría de la elasticidad, considerando los efectos que tienen la fisuración y refuerzo sobre la rigidez del elemento.

PARÁGRAFO C.9.5.3.1. A menos que los valores de la rigidez (EI) se obtengan de un análisis más completo, la deflexión puede calcularse con el módulo de elasticidad del concreto E_c especificado en el Capítulo C.8 y con un momento de inercia efectivo no mayor que I_g que se calcula como se indica a continuación:

(C.9-2)

donde:

(C.9-3)

(C.9-4)

PARÁGRAFO C.9.5.3.2. En luces continuas el momento de inercia efectivo debe tomarse como el promedio de los valores obtenidos de la Ecuación C.9-2 para las secciones críticas de

momento positivo momento negativo. Para elementos simplemente apoyados debe usarse valor obtenido en el centro de la luz y para voladizos el valor en el apoyo

PARÁGRAFO C.9.5.3.3. A menos que los valores se obtengan de análisis más profundo, las deflexiones adicionales a largo plazo causadas por la retracción de fraguado y el flujo plástico debe determinarse multiplicando las deflexiones inmediatas causadas la carga permanente considerada, por el factor obtenido así:

C.9-5

donde p' es el valor en el centro de la luz para luces simpleme apoyadas y continuas y en el apoyo para voladizos. El coeficiente de efectos dependientes del tiempo, η , puede tomarse así:

5 años	o 2.
más.....	0
.....	
12 meses.....	1.
.....	4
.....	
6 meses.....	1.
.....	2
.....	
3 meses.....	1.
.....	0
.....	

PARÁGRAFO C.9.5.3.4. Las deflexiones calculadas de acuerdo con los Parágrafos C.9.5.3.1 a C.9.5.3.3 no deben ser superiores a límites dados en la Tabla C.9.2.

TABLA C.9.1

ESPEORES MINIMOS DE VIGAS Y PLACAS ARMADAS EN UNA DIRECCION PARA QUE NO HAYA NECESIDAD DE CALCULAR FLECHAS

Elemento	Simplemente apoyado	Un apoyo continuo	Ambos apoyos continuos	Voladizo
Placas macizas				
vigas o placas con nervios, armadas en una dirección.				

TABLA C.9.2

DEFLEXIONES MAXIMAS CALCULADAS PERMISIBLES

Tipo de elemento	deflexión que se considera	deflexión limite
Cubiertas planas que no soportan o no están unidas a elementos no estructurales que puedan ser dañados por deflexiones grandes.	deflexión instantánea debida a sobrecarga	
Pisos que no soportan o no están unidos a elementos no estructurales que puedan ser dañados por deflexiones grandes.	deflexión instantánea debida a sobrecarga	
Cubiertas o pisos que soportan o están unidos a elementos no estructurales que puedan ser dañados por deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que se presenta después de la construcción de elementos no estructurales, o sea la suma de deflexiones a largo plazo por cargas permanentes y la instantánea por cualquier sobrecarga	
Cubiertas o pisos que soporten o estén unidos a elementos no estructurales que no puedan ser dañados por deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que se presenta después de la construcción de elementos no estructurales, o sea la suma de deflexiones a largo plazo por cargas permanentes y la instantánea por cualquier sobrecarga	

* Pero no mayor que la tolerancia aceptable para los elementos no estructurales.

CAPÍTULO C.10.

FLEXION Y FUERZA AXIAL.

SECCIÓN C.10.0.

NOMENCLATURA.

a = Altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, tal como se define en el Artículo C.10.2.7.

A_c = Area del núcleo de un elemento sometido a compresión reforzado con espirales, medida hasta el diámetro exterior de la espiral, expresada en cm^2 .

A_g = Area bruta de la sección, expresada en cm^2 .

A_{st} = Area total del refuerzo longitudinal, (barras o perfiles de acero), expresada en cm^2 .

A_s = Area del refuerzo sometido a tracción, no preesforzada expresada en cm^2 .

A_t = Area del perfil de acero estructural, tubo o tubería en una sección compuesta, expresada en cm^2 .

A_1 = Area cargada, expresada en cm^2 .

A_2 = Area máxima de la parte de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada

b = Ancho de la cara del elemento sometido a compresión, expresada en cm.

c = Distancia desde la fibra extrema sometida a compresión hasta el eje neutro, expresada en cm.

C_m = Factor que relaciona el diagrama de momento real con el diagrama equivalente de momento uniforme.

d = Distancia desde la fibra extrema sometida a compresión hasta el centroide del refuerzo sometido a tracción, expresada en cm.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto, expresado en kg/cm^2 .

E_s = Módulo de elasticidad del refuerzo, expresado en kg/cm^2 .

EI = Rigidez a la flexión de un elemento sometido a compresión. Ver las Ecuaciones C.10-9 y C.10-10.

f'_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión determinada con probetas de tamaño normalizado, expresada en kg/cm^2 .

F_y = Esfuerzo del acero a la fluencia nominal, expresado en kg/cm^2 .

h = Espesor o altura total según el elemento, expresado en cm.

H_u = Suma de las cargas laterales mayoradas que actúan sobre la estructura y acumuladas hasta el nivel del piso considerado (fuerza cortante mayorada del piso).

I_g = Momento de inercia de la sección bruta de concreto alrededor del eje centroidal despreciando el refuerzo.

I_{se} = Momento de inercia del refuerzo alrededor del eje centroidal de la sección transversal del elemento.

I_t = Momento de inercia del perfil de acero estructural, tubo o tubería, alrededor del eje centroidal de la sección transversal de un elemento compuesto.

K = Factor de longitud efectiva para elementos sometidos a compresión.

L = Longitud total del elemento.

l_u = Longitud no soportada de un elemento sometido a compresión.

M_1 = Resistencia a flexión de la columna larga.

M_u = Momento máximo mayorado.

P_b = Resistencia nominal a carga axial, en condiciones balanceadas de deformación.

P_c = Carga crítica. Ver Ecuación C.10-8.

P_n = Resistencia nominal a carga axial para una excentricidad. P_u = Carga axial mayorada para una excentricidad dada = $\hat{O}P_n$. Q = Índice de estabilidad. Ver Parágrafo C.10.11.2.1.

r = Radio de giro de la sección transversal de un elemento sometido a compresión.

= Factor definido en el Artículo C.10.2.7.

= Relación entre el máximo momento mayorado de la carga permanente y el máximo momento mayorado de la carga total, siempre positiva.

= Coeficiente de reducción de resistencia.

= Desplazamiento lateral relativo de la parte superior con respecto a la parte inferior del piso considerado o derive, debido a la fuerza cortante total mayorado H_u que actúa sobre el piso.

= Factor de amplificación del momento flector.

= Factor local de amplificación de momentos, para tener en cuenta los efectos de la curvatura producidos entre los extremos de un elemento en compresión.

= Factor global de amplificación de todas las fuerzas internas de los elementos de un edificio, debidas a cargas laterales, para tener en cuenta l o s efectos globales de esbeltez (efecto P-Delta).

p = Cuantía del refuerzo no preesforzado a tracción = A_s/bd .

p_b = Cuantía del refuerzo que produce condiciones balanceadas de deformación.

p_s = Relación del volumen del refuerzo en espiral al volumen total del núcleo (medido por la parte exterior de las espirales), en un elemento a compresión reforzado con espirales.

SECCIÓN C.10.1.

ALCANCE.

ARTÍCULO C.10.1.1. Las disposiciones de este Capítulo deben aplicarse en e l diseño de elementos sometidos a flexión o a fuerza axial, o a flexión y fuerza axial combinadas.



ARTÍCULO C.10.1.2. El tamaño de las secciones de vigas y columnas esta limitado en las Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio y Alto de acuerdo a los Capítulos C.20 y C.21.

SECCIÓN C.10.2.

SUPOSICIONES DE DISEÑO.

ARTÍCULO C.10.2.1. El diseño, por el método de la resistencia de los elementos sometidos a flexión y a fuerza axial, debe basarse en las suposiciones establecidas en los Artículos C.10.2.2 a C.10.2.7 cumpliendo las condiciones aplicables de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

ARTÍCULO C.10.2.2. Las deformaciones unitarias del refuerzo y del concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

PARÁGRAFO. En elementos de gran altura, sometidos a flexión, con relaciones de altura total a luz libre mayores de 2/5 para luces continuas y 4/5 para luces simples, debe considerarse una distribución no lineal de la deformación. (Ver la Sección C.10.7)

ARTÍCULO C.10.2.3. La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema a compresión del concrete debe suponerse igual a 0.003.



ARTÍCULO C.10.2.4. El esfuerzo en el refuerzo por debajo de la resistencia especificada a la fluencia f_y , debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para las deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo en el refuerzo debe considerarse independiente de la deformación e igual a f_y .



ARTÍCULO C.10.2.5. No debe tomarse en cuenta la resistencia a tracción del concreto en los cálculos de concreto armado a flexión, excepto cuando se cumplan los requisitos de la Sección C.18.4.



ARTÍCULO C.10.2.6. La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión del concreto y la deformación unitaria del mismo, puede suponerse rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que de como resultado una predicción de resistencia que concuerde sustancialmente con los resultados de ensayos experimentales representativos.



ARTÍCULO C.10.2.7. Los requisitos del numeral C.10.2.6 pueden cumplirse con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto definida en los siguientes términos:

(a) Se supone un esfuerzo en el concreto de $0.85 f'c$ distribuido uniformemente sobre una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, en una distancia de la fibra de máxima deformación sometida a compresión.

(b) La distancia c desde la fibra de máxima deformación hasta el eje neutro, debe medirse en una dirección perpendicular a dicho eje.

(c) El factor λ , debe tomarse como 0.85 para resistencias a la compresión del concreto $f'c$, hasta 280 kg/cm^2 inclusive. Para resistencias por encima de 280 kg/cm^2 debe reducirse a razón de 0.05 por cada 70 kg/cm^2 de resistencia por encima de 280 kg/cm^2 , pero no puede ser menor que 0.65.

SECCIÓN C.10.3.

PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES.



ARTÍCULO C.10.3.1. El diseño de secciones transversales sometidas a flexión o a fuerza axial, o a flexión y fuerza axial combinadas, debe estar basado en la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones, utilizando las suposiciones de la Sección C.10.2.

ARTÍCULO C.10.3.2. La condición balanceada de deformaciones en una sección transversal se presenta cuando el refuerzo de tracción alcanza la deformación que corresponde a su resistencia especificada a la fluencia f_y , al mismo tiempo en que el concreto a compresión alcanza su deformación unitaria utilizable de 0.003.



ARTÍCULO C.10.3.3. En los elementos sometidos a flexión o a flexión y fuerza axial de compresión combinadas, cuya resistencia de diseño a fuerza axial sea menor que la más pequeña entre $(0.10 f'c A_g)$ y P_b , la cuantía del refuerzo no debe exceder de $0.75 P_b$ donde P_b es la cuantía que produce condiciones de falla balanceada de deformación para la sección sometida a flexión sin fuerza axial. Para los elementos con refuerzo de compresión, la porción de P_b equilibrada por el refuerzo de compresión, no debe reducirse por el factor 0.75.

PARÁGRAFO. En las Zonas de Riesgo Sísmico Alto deben cumplirse además los requisitos del Artículo C.21.6.2.



ARTÍCULO C.10.3.4. Puede utilizarse refuerzo de compresión conjuntamente con refuerzo adicional de tracción, para aumentar la resistencia de los elementos a flexión.



ARTÍCULO C.10.3.5. La resistencia de diseño a fuerza axial de los elementos sometidos a compresión, no debe ser mayor que:

(a) para elementos no preesforzados con refuerzo en espiral que cumpla con el Artículo 0.7.10.2, o para elementos compuestos que cumplan con el Capítulo C:17:

(b) para elementos no preesforzados, reforzados con estribos cerrados que cumplan con el numeral 0.7.10.2:

(c) para elementos preesforzados, la resistencia de diseño a fuerza axial no debe ser mayor de 0.85 (para el caso de refuerzo con espirales) ni de 0.80 (en caso de refuerzo con estribos cerrados) de la resistencia de diseño a fuerza axial, con base en una excentricidad igual a cero,

ARTÍCULO C.10.3.6. Los elementos sometidos a fuerza axial de compresión, deben diseñarse para el momento máximo que pueda acompañar a la fuerza axial. La fuerza axial mayorada P_u , para una excentricidad dada, no debe exceder a la establecida en el Artículo C.10.3.5. El máximo momento mayorado M_u debe amplificarse por los efectos de esbeltez, de acuerdo con la Sección C.10.10.

SECCIÓN C.10.4.

DISTANCIA ENTRE APOYOS LATERALES DE ELEMENTOS A FLEXION.



ARTÍCULO C.10.4.1. El espaciamiento de los apoyos laterales para una viga no debe exceder de 50 veces el menor ancho b del ala o cara a compresión.



ARTÍCULO C.10.4.2. Deben tenerse en cuenta los efectos de excentricidad lateral de la carga para determinar el espaciamiento de los apoyos laterales.

SECCIÓN C.10.5.

REFUERZO MINIMO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXION.



ARTÍCULO C.10.5.1. En cualquier sección de un elemento sometido a flexión donde debido al análisis se requiera refuerzo positivo, la cuantía p suministrada no debe ser menor que la dada por:

(C.10-3)

En vigas T y en nervaduras donde el alma esté en tracción la cuantía p debe calcularse para este propósito utilizando el ancho del alma, b^w .

PARÁGRAFO C.10.5.1.1. Alternativamente, el área del refuer: positivo o negativo, en cada sección,

debe ser por lo menos c tercio mayor que la requerida por el análisis.

PARÁGRAFO C.10.5.1.2. En las placas estructurales de espesc uniforme, el área mínima y el espaciamiento máximo del refuerzo la dirección de la luz deben ser los que se requieren para retracción y variación de temperatura de acuerdo con la Sección C.7.12 y el Artículo C.7.6.5.

PARÁGRAFO C.10.5.1.3. En las Zonas de Riesgo Sísmico Alto debe cumplirse además los requisitos del Artículo C.21.6.2.

SECCIÓN C.10.6.

DISTRIBUCION DEL REFUERZO DE FLEXION EN VIGAS PLACAS REFORZADAS EN UNA DIRECCION.



ARTÍCULO C.10.6.1. Esta Sección establece los requisitos para la distribución del refuerzo de flexión, con el fin de limitar agrietamiento por flexión en vigas y placas en una dirección



ARTÍCULO C.10.6.2. La distribución del refuerzo de flexión en las placas reforzadas en dos direcciones, debe ser la indicada en Sección C.13.5.



ARTÍCULO C.10.6.3. El refuerzo para tracción de flexión debe distribuirse uniformemente dentro de las zonas de máxima tracción de flexión de la sección transversal del elemento.



ARTÍCULO C.10.6.4. Si la altura del alma excede de 0.9 m, del colocarse refuerzo longitudinal con un área total no menor del 10% del área del refuerzo de flexión a tracción, cerca a las caras laterales del alma, y distribuído en la zona de tracción con un espaciamiento que no exceda el ancho del alma, ni 30 cm. Tal refuerzo puede incluirse en los cálculos de resistencia si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos en las barras o alambres individuales.

SECCIÓN C.10.7.

ELEMENTOS DE GRAN ALTURA SOMETIDOS A FLEXION.



ARTÍCULO C.10.7.1. Los elementos sometidos a flexión con relaciones de altura total a la luz, mayores de 2/5 para luces continuas, o de 4/5 para luces simples, deben diseñarse como elementos de gran altura sometidos a flexión, teniendo en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones y el pandeo lateral.



ARTÍCULO C.10.7.2. El diseño de los elementos de gran altura sometidos a flexión, para efectos de cortante, debe hacerse de acuerdo con la Sección C.11.8.

ARTÍCULO C.10.7.3. El refuerzo mínimo de flexión a tracción debe ceñirse a la Sección C.10.5.



ARTÍCULO C.10.7.4. El refuerzo mínimo, horizontal y vertical, en las caras laterales de los elementos de gran altura sometidos a flexión, debe ser el mayor del requerido en los Artículos C.11.8.8 C.11.8.9 6 ó C.14.3.2 y C.14.3.3.

SECCIÓN C.10.8.

DIMENSIONES DE DISEÑO PARA ELEMENTOS A COMPRESION.

ARTÍCULO C.10.8.1. ELEMENTOS AISLADOS A COMPRESIÓN CON ESPIRALES MÚLTIPLES. Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento a compresión, con dos o más espirales entrelazadas, deben tomarse a una distancia, por fuera de los límites extremos de las espirales, igual al recubrimiento mínimo de concreto requerido en la Sección C.7.7.



ARTÍCULO C.10.8.2. ELEMENTOS A COMPRESIÓN CONSTRUIDOS MONOLÍTICAMENTE CON UN MURO. Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento a compresión, reforzado con espirales, construido monolíticamente con un muro o pilote de concreto, deben tomarse bien sea como un círculo que esté, al menos, 4 cm por fuera de la espiral, o como un cuadrado o rectángulo cuyos lados estén, por lo menos, 4 cm por fuera de la espiral.



ARTÍCULO C.10.8.3. SECCIÓN CIRCULAR EQUIVALENTE EN ELEMENTOS A COMPRESIÓN. En lugar de utilizar la totalidad del área bruta para el diseño, un elemento a compresión con una sección transversa cuadrada, octogonal o de otra forma puede considerarse como de sección circular, con un diámetro igual a la menor dimensión lateral de la forma real. El área bruta considerada, la cuantía del refuerzo requerido y la resistencia de diseño, deben basarse en esa sección circular.



ARTÍCULO C.10.8.4. Ninguna columnas de la estructura principal puede tener un diámetro menor de 25 cm para columnas circulares, ni una dimensión menor de 20 cm con área de 600 cm², para columnas rectangulares.

PARÁGRAFO. En Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio y Alto, se exigen dimensiones mayores de acuerdo con los Artículos C.20.4.1 y C.21.7 respectivamente.



ARTÍCULO C.10.8.5. Para determinar el refuerzo mínimo y la resistencia de diseño en un elemento sometido a compresión, con una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, se puede utilizar un área efectiva reducida A_g no menor que la mitad del área total.

SECCIÓN C.10.9.

LIMITES PARA EL REFUERZO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION.

ARTÍCULO C.10.9.1. El área del refuerzo longitudinal para elementos a compresión no compuestos, no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.06 veces el área bruta A_g de la sección.

PARÁGRAFO. Deben cumplirse además los requisitos del Artículo, C.21.7.3 para Zonas de Riesgo Sísmico Alto



ARTÍCULO C.10.9.2. El número mínimo de barras del refuerzo longitudinal en los elementos sometidos a compresión es de 6 para barras colocadas en círculos y de 4 para barras en disposición rectangular.



ARTÍCULO C.10.9.3. La cuantía del refuerzo en espiral P_s no debe ser menor que el valor dado por:

(C.10-4)

en donde f_y es la resistencia especificada a la fluencia del refuerzo en espiral, la cual no debe ser mayor de 4200 kg/cm²



ARTÍCULO C.10.9.4. En las Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio y Alto se exige refuerzo transversal adicional en las columnas de acuerdo a los Artículos C.20.4.2 y C.21.7.4 respectivamente.

SECCIÓN C.10.10.

EFFECTOS DE ESBELTEZ EN ELEMENTOS A COMPRESION.



ARTÍCULO C.10.10.1. El diseño de los elementos a compresión debe hacerse utilizando las fuerzas y momentos determinados mediante el análisis de la estructura. El análisis debe tener en cuenta la influencia de las cargas axiales y los momentos de inercia variables sobre las rigideces y los momentos de empotramiento de los elementos, el efecto de las deformaciones sobre los momentos y fuerzas, los efectos de segundo orden y los efectos de duración de las cargas.



ARTÍCULO C.10.10.2. En lugar del procedimiento establecido en el Artículo C.10.10.1, los efectos de esbeltez en los elementos sometidos a compresión puede evaluarse de acuerdo con los procedimientos aproximados que se presentan en la Sección. C.10.11.



ARTÍCULO C.10.10.3. No hay necesidad de aplicar los requisitos descritos en la Sección C.10.11 si los efectos de esbeltez en los elementos a compresión se evalúan de acuerdo con el Artículo C.10.10.1.

SECCIÓN C.10.11.

EVALUACION APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ.



ARTÍCULO C.10.11.1. Para tener en/cuenta los efectos de esbeltez deben considerarse:

- (a) los efectos globales (efectos P-Delta) que afectan a la estructura como conjunto;
- (b) los efectos locales (pandeo local) que afectan a los elementos individuales.



ARTÍCULO C.10.11.2. Para establecer el grado de flexibilidad de un piso determinado, debe usarse el índice de estabilidad, Q , calculado de acuerdo con la Ecuación C.10/-5.

(C.10-5)

En donde:

= Valor máximo de la suma de cargas verticales mayoradas y acumuladas hasta el piso en consideración.

= Suma de las cargas laterales mayoradas que actúan sobre la estructura. Acumuladas hasta el nivel del piso considerado.

h = Altura del piso bajo consideración.

= Desplazamiento lateral relativo entre el nivel superior y el nivel inferior del piso considerado, debido a la fuerza cortante total mayorada H_u que actúa sobre el piso y calculado de acuerdo a un análisis elástico de primer orden. En este análisis, deben tenerse en cuenta los efectos del porcentaje de refuerzo en las vigas y columnas, y de figuración en la rigidez de los elementos. En lugar de un cálculo más preciso, pueden tenerse en cuenta éstos efectos usando un valor de $0.5 E_c I_g$ para las vigas y de $E_c I_g$ para las columnas



ARTÍCULO C.10.11.3. CLASIFICACIÓN DE LOS PISOS SEGÚN SU ÍNDICE DE ESTABILIDAD. Se considera que un piso está arriostrado cuando tiene un índice de estabilidad, Q , menor que 0.1. En este caso, los efectos globales de segundo orden pueden despreciarse, pero deben analizarse los efectos locales de esbeltez (pandeo local) de conformidad con los Parágrafos de los Artículos C.10.11.4 y el Artículo C.10.11.5, según el caso.

PARÁGRAFO. Los pisos con índices de estabilidad, Q , mayores o iguales a 0.1 se consideran no arriostrados y se les debe dar el siguiente tratamiento:

(a) Cuando el índice de estabilidad de un piso esté entre 0.1 y 0.3 los efectos globales de esbeltez deben tenerse en cuenta según el Artículo C.10.11.2.

(b) Cuando el índice de estabilidad, Q , este entre 0.3 y 0.5, los efectos de esbeltez deben evaluarse de acuerdo con los requisitos del Artículo C.10.10.1.

(c) Cuando el índice de estabilidad, Q , sea mayor de 0.5 debe considerarse que el piso es inestable y debe ser rigidizado adecuadamente.

ARTÍCULO C.10.11.4. EFECTOS DE ESBELTEZ PARA CARGAS VERTICALES SOLAS. Pueden ignorarse los efectos globales de esbeltez producidos por las cargas verticales solas excepto cuando los desplazamientos laterales relativos del edificio producidos por las cargas verticales mayoradas

solas debido a asimetría de la estructura o de las cargas, por asentamientos diferenciales, por cambios de temperatura o por otras causas, sean mayores de 0.001 veces la altura del piso.

PARÁGRAFO C.10.11.4.2. Para tener en cuenta los efectos locales de esbeltez (pandeo local) dentro de cada columna u otros elementos en compresión, los momentos mayorados en sus extremos obtenidos de un análisis elástico de primer orden, deben amplificarse multiplicándolos por un factor local de amplificación, α , dado por:

(C.10-6)

Donde:

P_u = Carga axial mayorada de la columna.

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_1/M_2 = 0.4 \quad (\text{C.10-7})$$

Para miembros sin carga lateral entre apoyos. Para los otros casos debe tomarse $C_m = 1.0$

M_1 = El menor de los momentos mayorados en los extremos del elemento obtenido de un análisis lineal elástico de primer orden, positivo si se deforma con curvatura simple y negativo si se deforma con doble curvatura.

M_2 = El mayor de los momentos mayorados en los extremos del elemento siempre positivo, obtenido del análisis lineal elástico de primer orden.

(C.10-8)

(C.10-9)

(C.10-10)

= Relación del máximo momento mayorado producido por las cargas permanentes al máximo momento mayorado total. (âd siempre se toma positivo).



ARTÍCULO C.10.11.5. Efectos de esbeltez por cargas laterales - Cuando el índice de estabilidad, este entre 0.1 y 0.3, los efectos globales de esbeltez de cada piso deben tenerse en cuenta multiplicando por un factor global de amplificación todas las fuerzas internas de vigas y columnas producidas por las cargas laterales mayoradas y obtenidas mediante un análisis elástico de primer orden. El valor de se obtiene de:

(C.10-11)

Para otros valores del índice Q ver el Artículo C.10.11.3.

PARÁGRAFO. Cuando hay fuerzas laterales de carácter permanente como empujes de tierra, debe tenerse en cuenta su efecto usando Q' en la Ecuación C.10-11 y



ARTÍCULO C.10.11.6. EFECTOS DE ESBELTEZ EN VIGAS POR COMBINACIÓN DE CARGAS VERTICALES Y LATERALES. Para tener en cuenta los efectos de esbeltez producidos por la combinación de cargas verticales y laterales en las vigas, deben sumarse las fuerzas internas mayoradas debidas a cargas verticales, obtenidas según un análisis elástico de primer orden y multiplicadas por 0.75, con las fuerzas internas producidas por cargas laterales, mayoradas y amplificadas según el Artículo C.10.11.5.

ARTÍCULO C.10.11.7. EFECTOS DE ESBELTEZ. En las columnas, muros y otros elementos en compresión, para tener en cuenta los efectos de esbeltez producidos por la combinación de cargas verticales y laterales en estos elementos, deben sumarse las fuerzas internas debidas a cargas verticales mayoradas obtenidas de un análisis elástico de primer orden, amplificadas según el Parágrafo del Artículo C.10.11.4 y multiplicadas por 0.75, con las fuerzas internas producidas por cargas laterales mayoradas y amplificadas según el Artículo C.10.11.5.



ARTÍCULO C.10.11.8. MAGNIFICACIÓN DE MOMENTOS EN COLUMNAS SOMETIDAS A MOMENTOS BIAXIALES. Los elementos sometidos a momentos alrededor de ambos ejes deben tener ambos momentos amplificadas por efectos de esbeltez, donde cada amplificador proviene de las condiciones de restricción de su dirección.

SECCIÓN C.10.12.

TRANSMISION DE LAS CARGAS DE COLUMNAS A TRAVES DE SISTEMA DE PISO.

ARTÍCULO C.10.12.1. Cuando la resistencia a la compresión especificada del concreto de una columna sea mayor de 1.4 veces la especificada para el sistema de piso, la transmisión de la carga a través del sistema de pisos debe lograrse de una de las formas siguientes:

(a) Debe colocarse concreto de la resistencia especificada para la columna, en el piso, alrededor de ella, cubriendo un área 4 veces mayor que el área de la columna. El concreto de la columna debe quedar bien integrado con el concreto del piso, y debe colocarse de acuerdo con los numerales C.6.4.5 y C.6.4.6.

(b) La resistencia de una columna en la zona que atraviesa un sistema de piso, debe calcularse utilizando en el menor valor de la resistencia del concreto y utilizando barras longitudinales adicionales y espirales, si así se requiere.

(c) Para columnas soportadas lateralmente sobre los 4 lados por vigas de profundidad aproximadamente igual, o por placas, la resistencia de la columna puede calcularse utilizando una resistencia del concreto en la junta de la columna equivalente al 75% de la resistencia del concreto de la columna, más el 35% de la resistencia del concreto del piso.

SECCIÓN C.10.13.

RESISTENCIA A LOS ESFUERZOS DE CONTACTO.



ARTÍCULO C.10.13.1. Los requisitos de esta Sección, no son aplicables a los anclajes de concreto preesforzado.



ARTÍCULO C.10.13.2. La resistencia de diseño del concreto a los esfuerzos de contacto no debe exceder de , excepto en los siguientes casos:

(a) Cuando la superficie de apoyo sea más ancha en todos los lados que el área cargada, la resistencia de diseño al aplastamiento sobre el área cargada puede multiplicarse por pero no por más de 2.

(b) Cuando la superficie de apoyo sea inclinada o escalonada, A_2 puede tomarse como el área de la base inferior del mayor tronco de pirámide o de cono recto contenido completamente dentro del apoyo, y que tenga como base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical a 2 horizontal.

CAPÍTULO C.11.

CORTANTE Y TORSION.

SECCIÓN C.11.0.

NOMENCLATURA.

a = Luz de corte, distancia entre una carga concentrada y la cara del apoyo.

A_f = Área del refuerzo que resiste un momento mayorado en una ménsula o cornisa igual a $(V_u a + N_{uc} (h - d))$.

A_g = Área bruta de la sección, expresada en cm^2

A_h = Área del refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de flexión a tracción, expresada en cm^2 .

A_n = Área del refuerzo que resiste tracción en una ménsula o cornisa.

A_l = Área total del refuerzo longitudinal que resiste torsión expresada en cm^2 .

A_{ps} = Área del refuerzo preesforzado en la zona de tracción, expresada en cm^2 .

A_s = Área del refuerzo a tracción no preesforzado, expresada en cm^2 .

A_t = Área de una rama de estribo cerrado que resiste torsión dentro de una distancia s , expresada en cm^2 .

A_v = Área del refuerzo de cortante dentro de una distancia s , o área de refuerzo de cortante perpendicular al refuerzo de flexión a tracción dentro de una distancia s , para elementos profundos a flexión, expresadas en cm^2 .

A_{vf} = Área del refuerzo de cortante por fricción, expresada en cm^2 .

A_{vh} = Area del refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de flexión a tracción dentro de una distancia s_2 , expresada en cm^2 .

B = Ancho de la cara a compresión del elemento, expresado en cm.

b_o = Perímetro de la sección crítica para placas y zapatas, expresado en cm.

b^t = Ancho de la parte de la sección transversal que tiene estribos cerrados para resistir torsión

b_w = Ancho del alma, o diámetro de una sección circular, expresada en cm.

c = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro, expresada en cm.

c_1 = Dimensión de la columna, capitel o ménsula rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, expresada en cm.

c_2 = Dimensión de la columna, capitel o ménsula rectangular o rectangular equivalente medida transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, expresada en cm.

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción, expresada en cm.

f'_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión determinada con probetas de tamaño normalizado, expresada en kg/cm^2 .

f_d = Esfuerzo de tracción debido a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de la sección donde dicho esfuerzo es causado por cargas aplicadas externamente, expresado en kg/cm^2 .

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el concreto (después de descontar todas las pérdidas de preesforzado), en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está dentro de ésta, expresado en kg/cm^2 .

f_{pe} = Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas de preesforzado (después de descontar todas las pérdidas de preesforzado) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas aplicadas externamente, expresado en kg/cm^2 .

f_{pu} = Resistencia a la tracción especificada de los tendones de preesforzado, expresada en kg/cm^2 .

f_y = Resistencia a la fluencia especificada del refuerzo no preesforzado, expresada en kg/cm^2 .

h = Espesor total del elemento, expresado en cm.

h_v = Espesor total de la sección transversal de la cabeza cortante, expresado en cm.

h_w = Altura total del muro desde la base hasta la parte superior, expresada en cm.

l_n = Luz libre medida cara a cara de apoyos.

l_v = Longitud del brazo de la cabeza de cortante desde el centroide de la carga concentrada o reacción, expresada en cm.

l_w = Longitud horizontal del muro, expresada en cm.

M_{cr} = Momento que causa agrietamientos por flexión en la sección, debido a las cargas aplicadas externamente (Ver, Parágrafo C.11.4.2.1.).

M_m = Momento modificado.

M_{max} = Momento máximo mayorado en las sección debido a las cargas aplicadas externamente.

M_p = Resistencia requerida a momento plástico de la sección transversal de la cabeza de cortante.

M_u = Momento mayorado en la sección.

M_v = Resistencia a momento suministrada por el refuerzo de cabeza cortante.

N_u = Carga axial mayorada, normal a la sección transversal, que se presenta simultáneamente con la fuerza cortante mayorada et sección; positiva para compresión, negativa para tracción. Incluye los efectos de tracción ocasionados por la fluencia y la retracción.

N_{uc} = Fuerza de tracción mayorada que actúa simultáneamente con la fuerza cortante mayorada sobre la ménsula o cornisa, positiva para tracción.

s = Espaciamiento del refuerzo de cortante o de torsión en dirección paralela al refuerzo longitudinal, expresado en cm.

s_1 = Espaciamiento del refuerzo de cortante o de torsión en dirección paralela al refuerzo longitudinal, expresado en cm.

s_2 = Espaciamiento del refuerzo de cortante a de torsión en dirección perpendicular al refuerzo longitudinal, o espaciamiento del refuerzo horizontal en el muro, expresado en cm.

T_u = Momento de torsión mayorado en la sección.

V_d = Fuerza cortante en la sección debida la carga muerta mayorada.

V_i = Fuerza cortante mayorada en la sección debida a las cargas aplicadas externamente que se presenta simultáneamente con M_{max} .

V_n = Fuerza resistente nominal a cortante.

V_p = Componente vertical de la fuerza de preesforzado efectiva en la sección.

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección.

v_c = Resistencia nominal a cortante suministrada por el concreto.

v_{ci} = Resistencia nominal a cortante proporcional por el concreto, cuando el agrietamiento diagonal resulta de combinación de cortante y momento.

v_{cw} = Resistencia nominal a cortante suministrada por el concreto, cuando el agrietamiento diagonal resulta del exceso del esfuerzo de tracción principal en el alma.

v_n = Esfuerzo resistente nominal a cortante.

v_s = Resistencia nominal a cortante suministrada por el refuerzo de cortante.

v_{tc} = Esfuerzo por torsión nominal permisible que es resistido por el concreto.

v_{tn} = Esfuerzo resistente nominal a torsión.

v_{ts} = Resistencia nominal a torsión de acuerdo con el Artículo C.11.6.9.

v_{tu} = Esfuerzo por torsión nominal total de diseño, como se define en el Artículo C.11.6.1.

v_u = Esfuerzo cortante nominal total de diseño.

x = La menor dimensión total de una parte rectangular de una sección transversal.

y = La mayor dimensión total de una parte rectangular de una sección transversal.

= Propiedades de la sección a torsión. Ver Sección C.11.6.

x_1 = Dimensión más corta, centro a centro, de un estribo rectangular cerrado.

y_1 = Dimensión más larga, centro a centro, de un estribo rectangular cerrado.

y_t = Distancia del eje centroidal de la sección bruta despreciando el refuerzo hasta la fibra extrema a tracción.

α = Angulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento.

α_t = Coeficiente que es función de y_1/x_1 definido en el Parágrafo C.11.6.9.1.

α_v = Relación entre la rigidez del brazo de la cabeza de cortante la sección de la placa compuesta que lo rodea. Ver Parágrafo C.11.11.4.5.

$\hat{\alpha}_c$ = Relación entre el lado largo y el lado corto del área de carga concentrada o de reacción.

μ = Coeficiente de fricción.

Y_v = Fracción de momento no balanceado transferido por excentricidad de cortante en las conexiones placa-columna.

= Cuantía del refuerzo a tracción no preesforzado: A_s/bd .

= Relación entre el área del refuerzo horizontal de cortante y el área bruta de concreto de la sección vertical.

= Relación entre el área del refuerzo vertical de cortante y el área bruta de concreto de la sección horizontal.

=

w =

SECCIÓN C.11.1.

RESISTENCIA AL CORTANTE.



ARTÍCULO C.11.1.1. El diseño de las secciones transversales sometidas a cortante debe basarse en:

(C.11-1)

donde v_u es el esfuerzo cortante mayorado en la sección bajo consideración y v_n es el esfuerzo resistente nominal que se calcula como:

(C.11-2)

donde v_c es el esfuerzo resistente nominal del concreto, calcula de acuerdo con la Sección C.11.3 o C.11.4 y v_s es el esfuerzo resistente nominal del acero de refuerzo a cortante, calculado de acuerdo con el Artículo C.11.5.6.

El esfuerzo mayorado mayorado v_u se calcula de acuerdo con la siguiente Ecuación:

(C.11-3)

donde b_w es el ancho del elemento o el ancho del alma del elemento cuando no tiene sección rectangular.

El esfuerzo de torsión mayorado se calcula de acuerdo con:

(C.11-21)



ARTÍCULO C.11.1.2. Al calcular el esfuerzo resistente nominal, v_n , deben tenerse en cuenta el efecto de todos los huecos que tenga el elemento. Al calcular el esfuerzo resistente nominal del concreto deben tenerse en cuenta los efectos de tracción axial debidos a retracción de fraguado o flujo plástico en los elementos que estén restringidos axialmente e igualmente los efectos de la compresión por flexión inclinada cuando se utilicen elementos acartelados o de sección variable.



ARTÍCULO C.11.1.3. Para secciones de miembros de concreto no preesforzado localizados a menos de una distancia d de la cara del apoyo, puede utilizarse el valor del esfuerzo mayorado de cortante, V_u , calculado a una distancia d . En elementos preesforzados puede hacerse la misma reducción pero en vez de d se utiliza $h/2$.

PARÁGRAFO. Para poder aplicar lo prescrito en este Artículo deben cumplirse las dos condiciones siguientes:

(a) La reacción del apoyo, en la dirección del cortante aplicado, introduce compresión en las regiones cercanas al apoyo del elemento.

(b) No existen cargas concentradas entre la cara del- apoyo y el lugar donde se calcula el esfuerzo V_u

ARTÍCULO C.11.1.4. Para elementos de gran altura sometidos a flexión, ménsulas y cornizas, muros, placas y zapatas se deben aplicar las disposiciones especiales de las Secciones C.11.8 a C.11.11.



ARTÍCULO C.11.1.5. En el diseño a cortante de elementos de estructuras de concreto reforzado localizados en Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio y Alto deben cumplirse los requisitos adicionales dados en la Sección C.20.2 y C.21.10 respectivamente.

SECCIÓN C.11.2.

CONCRETO CON AGREGADOS LIGEROS.

Todos los requisitos de este Capítulo son aplicables a concreto con agregados de peso normal, por lo tanto no deben ser utilizados en el diseño de elementos construídos con concreto en el cual se han utilizado agregados ligeros, o donde la densidad del concreto se reduce por otros métodos. Los concretos ligeros deben ser aprobados siguiendo el procedimiento establecido en la Sección A.1.4 de este Código.

SECCIÓN C.11.3.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE CONTRIBUIDA POR EL CONCRETO PARA ELEMENTOS NO PREESFORZADOS.



ARTÍCULO C.11.3.1. A menos que se lleve a cabo un cálculo más detallado, como lo prescribe el Artículo C.11.3.2 el valor de la resistencia al esfuerzo cortante puede calcularse así:

PARÁGRAFO C.11.3.1.1. Para elementos sometidos a cortante y flexión únicamente:

(C.11.4)

PARÁGRAFO C.11.3.1.2. Para elementos sometidos a compresión axial:

(C.11.5)

la cantidad N_u/A_g debe expresarse en kg/cm^2 .

PARÁGRAFO C.11.3.1.3. Los elementos sometidos a una tracción axial apreciable, deben diseñarse de tal manera que el refuerzo lleve todo el cortante.

PARÁGRAFO C.11.3.1.4. En secciones transversales donde haya un esfuerzo torsional mayorado, v_{tu} calculado de acuerdo al Parágrafo C.11.6.1.1, superior a

(C.11-6)

PARÁGRAFO C.11.3.1.5. En Zonas de Riesgo Sísmico Alto cuando el valor del esfuerzo cortante contribuido por el sismo es más de la mitad del esfuerzo cortante mayorado v_u , el valor de v_c debe tomarse como cero bajo las condiciones dadas en el Artículo C.21.10.2.



ARTÍCULO C.11.3.2. La resistencia a cortante suministrada por el concreto puede determinarse de una manera más detallada así:

PARÁGRAFO C.11.3.2.1. Para elementos sometidos solo a flexión y cortante:

(C.11-7)

donde M_u es el momento flector mayorado que se presenta simultáneamente con V_u en la sección considerada, pero $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0 al calcular v_c con la Ecuación C.11- 7

PARÁGRAFO C.11.3.2.2. Para elementos sometidos a compresión axial puede utilizarse la Ecuación C.11-7 para calcular v_c sustituyendo M_u por M_m y sin la limitación de $V_u d/M_u$ mayor que 1.0, siendo:

(C.11-8)

Sin embargo v_c no puede exceder:

(C.11-9)

La cantidad N_u/A_g debe expresarse en kg/cm^2 .

Cuando M_m calculado según la Ecuación C.11-8 resulte negativo, debe calcularse v_c con la Ecuación C.11-9.

PARÁGRAFO C.11.3.2.3. Para elementos sometidos a una tracción axial considerable:

(C.11-10)

donde

N_u es negativa para tracción. La cantidad N_u/A_g debe expresarse en kg/cm^2 .

SECCIÓN C.11.4.

RESISTENCIA A ESFUERZO CORTANTE CONTRIBUIDA POR EL CONCRETO PARA ELEMENTOS PREENFORZADOS.



ARTÍCULO C.11.4.1. Para los elementos cuya fuerza efectiva de preesfuerzo no sea inferior al 40% de la resistencia a tracción del refuerzo de flexión:

(C.11-11)

a menos que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con el Artículo C.11.42, pero v_c no hay necesidad de tomarlo menor que 0.53 , ni mayor que 1.3 , ni mayor que el valor dado en el Artículo C.11.4.3. La cantidad $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor de 1.0, siendo M_u el momento mayorado que se presenta simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Cuando se aplique la Ecuación C.11-11, d en el término $V_u d/M_u$ debe ser la distancia entre la fibra extrema de compresión al centroide de los cables de preesfuerzo.



ARTÍCULO C.11.4.2. La resistencia a esfuerzo cortante puede calcularse de acuerdo con los párrafos C.11.4.2.1 y C.11.4.2.2. siendo V_c el menor entre V_{ci} y V_{cw}

PARÁGRAFO C.11.4.2.1. La resistencia a cortante v_{ci} debe calcularse por:

(C.11-12)

Siendo:

(C.11-13)

y los valores de M_{max} , y V_i se calculan con base en la combinación de cargas que ocasionen el máximo momento en la sección.

PARÁGRAFO C.11.4.2.2. La resistencia a cortante V_{cw} se calcula por medio de

(C.11-14)

Alternativamente V_{cw} puede calcularse como el esfuerzo cortante correspondiente a carga muerta más carga viva que produce un esfuerzo principal de tracción de 1.1 en el eje centroidal del elemento o en la intersección de ala con alma cuando el eje centroidal esté en el ala. En elementos compuestos, el esfuerzo principal de tracción debe calcularse utilizando la sección transversal que resiste la carga viva.

PARÁGRAFO C.11.4.2.3. En las Ecuaciones C.11-12 y C.11-14 d es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo preesforzado ó $0.8 h$, el que sea mayor.

ARTÍCULO C.11.4.3. En un elemento preesforzado en el que la sección a una distancia $h/2$ de la carga del apoyo este más cerca del extremo del elemento que la longitud de transferencia de los tendones de preesforzado, debe considerarse el preesfuerzo reducido para calcular V_{cw} . Este valor de v_{cw} se toma también como el límite máximo para la Ecuación C.11-11. Puede suponerse que la fuerza del preesfuerzo varia linealmente desde cero en el extremo del tendón, hasta un máximo a una distancia de ese extremo igual a la longitud de transferencia, que se supone es 50 diámetros para torones y 100 diámetros para alambres individuales.

SECCIÓN C.11.5.

RESISTENCIA A CORTANTE CONTRBUIDA POR EL REFUERZO.

ARTÍCULO C.11.5.1. TIPO DE REFUERZO DE CORTANTE. El refuerzo de cortante puede consistir de:

- (a) Estribos perpendiculares al eje del elemento;
- (b) malla soldada de alambre, con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.

PARÁGRAFO. Para elementos sin preesfuerzo el refuerzo de cortante puede consistir también de:

- (a) Estribos que formen ángulo de 45° o más con el refuerzo longitudinal a tracción;
- (b) refuerzo longitudinal cuya parte doblada forme ángulo de 30° o más con el refuerzo longitudinal a tracción;

(c) combinaciones de estribos y refuerzo longitudinal doblado;

(d) espirales.



ARTÍCULO C.11.5.2. El esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo a cortante no debe ser mayor de 4200 kg/cm².



ARTÍCULO C.11.5.3. Los estribos y otras barras o alambres que se utilicen como refuerzo a cortante deben prolongarse hasta una distancia d desde la fibra extrema a compresión y deben anclarse en ambos extremos, de acuerdo con la Sección C.12.13, para desarrollar el esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo.



ARTÍCULO C.11.5.4. LÍMITES DE ESPACIAMIENTO PARA EL REFUERZO DE CORTANTE. El espaciamiento del refuerzo a cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento, no debe ser mayor de 0.5 d en elementos sin preesfuerzo, ni de 0.75 d en elementos preesforzados, ni de 60 cm.

PARÁGRAFO C.11.5.4.1. Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado deben espaciarse de manera que cada línea a 45 grados que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento, hacia el refuerzo longitudinal en tracción, sea cruzada por lo menos por una línea de refuerzo a cortante.

PARÁGRAFO C.11.5.4.2. Cuando $V_s > 1.1$ los espaciamientos dados en este Artículo deben reducirse a la mitad.

PARÁGRAFO C.11.5.4.3. En Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio y Alto hay que cumplir los requisitos adicionales dados en los Capítulos C.20 y C.21 respectivamente.

ARTÍCULO C.11.5.5. REFUERZO MÍNIMO DE CORTANTE. Debe colocarse un área mínima de refuerzo a cortante en todo elemento de concreto reforzado (preesforzado o nó) en donde el esfuerzo cortante mayorado v_u , sea mayor que la mitad de la resistencia suministrada por el concreto, v_c , excepto en:

(a) Placas y zapatas;

(b) Construcciones con nervaduras de concreto definidas en el Capítulo C.13.

(c) Vigas con altura total no mayor de 25 cm, ó 2 1/2 veces el espesor del ala o la mitad del ancho del alma, el que sea mayor;

En Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio y Alto en los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben colocarse estribos en toda su longitud (Ver Capítulos C.20 y C.21)

PARÁGRAFO C.11.5.5.1. Los requisitos mínimos del refuerzo a cortante de este Artículo pueden omitirse si se demuestra, mediante ensayos, que la resistencia última requerida a flexión y cortante puede desarrollarse cuando se omite el refuerzo a cortante.

PARÁGRAFO C.11.5.5.2. Cuando se requiera refuerzo a cortante y donde el esfuerzo de torsión mayorado v_t calculado de acuerdo al Parágrafo C.11.6.1.1 no exceda de el área mínima de refuerzo a cortante para elementos preesforzados (excepto lo establecido en el Parágrafo C.11.5.5.3) y sin preesfuerzo, debe calcularse por:

(C.11-15)

donde b_w y s se expresan en cm.

PARÁGRAFO C.11.5.5.3. Para elementos preesforzados que tengan una fuerza de preesfuerzo efectiva por lo menos igual al 40% de la resistencia a la tracción del refuerzo a flexión, el área mínima de refuerzo a cortante puede calcularse por las Ecuaciones C.11-15 u C.11-16.

(C.11-16)

PARÁGRAFO C.11.5.5.4. Cuando el esfuerzo de torsión mayorado v_t , calculado de acuerdo al Parágrafo C.11.6.1.1 sea mayor de $0.4 f'c$ y se requiera refuerzo en el alma por el Parágrafo C.11.5.5.1. o por análisis, el área mínima de estribos cerrados debe calcularse por la Ecuación

(C.11-17)



ARTÍCULO C.11.5.6. Diseño del refuerzo a cortante - Cuando el esfuerzo cortante mayorado V_{tu} , exceda de la resistencia a cortante debe suministrarse refuerzo a cortante que cumpla la Ecuación C.11-2, en la cual la resistencia a cortante v_s debe calcularse según los Parágrafos C.11.5.6.1 a C.11.5.6.7.

PARÁGRAFO C.11.5.6.1. Cuando se utilice refuerzo a cortante perpendicular al eje del elemento:

(C.11-18)

donde A_v es el área del refuerzo a cortante dentro de la distancia s .

PARÁGRAFO C.11.5.6.2. Cuando se utilicen estribos inclinados como refuerzo a cortante:

(C.11-19)

PARÁGRAFO C.11.5.6.3. Cuando el refuerzo a cortante consista en una sola barra o un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

(C.11-20)

Parágrafo C.11.5.6.4. Cuando el refuerzo a cortante consista en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, la resistencia a cortante v_s debe calcularse usando la Ecuación C.11-19.

PARÁGRAFO C.11.5.6.5. Unicamente las $3/4$ partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal doblada pueden considerarse efectivas como refuerzo a cortante.

PARÁGRAFO C.11.5.6.6. Donde se utilice más de un tipo de refuerzo a cortante para reforzar la misma porción de un elemento, la resistencia a cortante v_s debe calcularse como la suma de los valores v_s calculados para los diferentes tipos.

PARÁGRAFO C.11.5.6.7. La resistencia a cortante debe cumplir la condición

SECCIÓN C.11.6.

RESISTENCIA A CORTANTE Y TORSION COMBINADOS PARA ELEMENTOS NO PREESFORZADOS CON SECCIONES RECTANGULARES O CON ALETAS.

ARTÍCULO C.11.6.1. Los efectos de torsión deben incluirse con el cortante y la flexión cuando $V_t u$ en caso contrario, los efectos de torsión pueden despreciarse.

PARÁGRAFO C.11.6.1.1. En los elementos de sección rectangular o con aleta $v_t u$ debe calcularse como:

(C.11-21)

en donde la v_t se toma para los rectángulos componentes de la sección. El ancho de aleta que sobresale, utilizado en el diseño, no debe exceder de 3 veces el espesor de la aleta.

PARÁGRAFO C.11.6.1.2. Se puede tomar una sección en cajón rectangular como una sección sólida si el espesor de la pared h es al menos $x/4$. También puede tomarse como una sección sólida aquella que cumple la condición $x/10 < h < x/4$ pero la $E x^2 y$, debe multiplicarse por $4h/x$. Cuando $h < x/10$ debe considerarse la rigidez de la pared. Se deben proveer chaflanes en las esquinas interiores de todas las secciones del cajón.



ARTÍCULO C.11.6.2. Cuando el momento de torsión mayorado T_u en un elemento se requiera para mantener el equilibrio, el elemento debe diseñarse para soportar ese momento de torsión de acuerdo con los Artículos C.11.6.4 a C.11.6.10.



ARTÍCULO C.11.6.3. En una estructura estáticamente indeterminada en la que pueda presentarse una reducción del momento de torsión en un elemento debido a la redistribución de fuerzas internas, el momento de torsión máximo mayorado T_U puede reducirse a

PARÁGRAFO C.11.6.3.1. En tal caso, los momentos y cortantes debidamente ajustados de los elementos adyacentes deben utilizarse en el diseño.

PARÁGRAFO C.11.6.3.2. En lugar de un análisis más exacto, la carga que produce torsión proveniente de la placa puede asimilarse a una carga uniformemente distribuida a lo largo del elemento.

ARTÍCULO C.11.6.4. Las secciones localizadas a menos de una distancia d de la cara del apoyo pueden diseñarse para el mismo esfuerzo de torsión calculado a distancia d .

ARTÍCULO C.11.6.5. RESISTENCIA A TORSIÓN. El diseño de secciones transversales sometidas a torsión puede basarse en:

(C.11-22)

Donde V_{tu} es el refuerzo torsional mayorado en la sección bajo consideración y v_{tn} es el esfuerzo resistente torsional nominal y se calcula como.

(C.11-23)

donde V_{tc} es la resistencia nominal a torsión contribuida por el concreto de acuerdo con el Artículo C.11.6.6 y V_{ts} es la resistencia nominal a torsión contribuida por el refuerzo de acuerdo con el Artículo C.11.6.9.



ARTÍCULO C.11.6.6. RESISTENCIA A TORSIÓN SUMINISTRADA POR EL CONCRETO. El esfuerzo de torsión resistido por el concreto se calcula así:

(C.11-24)

PARÁGRAFO C.11.6.6.2. Para elementos sometidos a una tracción axial considerable, el refuerzo de torsión debe diseñarse para soportar la torsión total, a menos que se haga un análisis más detallado en el cual, v_{tc} dado por la Ecuación C.11-24 y v_c dado por la Ecuación C.11-6, debe multiplicarse por:

donde N_u es negativo para tensión.



ARTÍCULO C.11.6.7. REQUISITOS PARA EL REFUERZO A TORSIÓN. Debe suministrarse refuerzo para torsión donde se requiera, conjuntamente con el requerido para resistir cortante, flexión y fuerzas axiales.

PARÁGRAFO C.11.6.7.1. El refuerzo requerido para torsión puede combinarse con el que se requiera para otras fuerzas, siempre que el área suministrada sea la suma de las áreas requeridas individualmente y se cumpla con los requisitos más estrictos para el espaciamiento y la colocación.

PARÁGRAFO C.11.6.7.2. El refuerzo para torsión puede consistir en estribos cerrados o espirales, combinados con barras longitudinales.

PARÁGRAFO C.11.6.7.3. El esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo para torsión no debe exceder de 4200 kg/cm^2 .

PARÁGRAFO C.11.6.7.4. Los estribos y demás barras y alambres que se utilicen como refuerzo para torsión deben extenderse hasta una distancia d desde la fibra extrema a compresión y deben anclarse de acuerdo con la Sección C.12.13, para desarrollar el esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo.

PARÁGRAFO C.11.6.7.5. El refuerzo para torsión debe llevarse al menos a una distancia $(d + bt)$ más allá del punto que lo requiere teóricamente.

ARTÍCULO C.11.6.8. LÍMITE DE ESPACIAMIENTO PARA EL REFUERZO A TORSIÓN. El espaciamiento de los estribos cerrados no debe exceder del menor entre $(x_1 + y_1)/4$ y 30 cm.

PARÁGRAFO. El espaciamiento de barras longitudinales distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados no debe exceder de 30 cm. Se debe colocar al menos una barra longitudinal en cada esquina de los estribos cerrados.

ARTÍCULO C.11.6.9. DISEÑO DEL REFUERZO PARA TORSIÓN. Cuando el esfuerzo de torsión mayorado V_{tu} , exceda de la resistencia suministrada por el concreto, debe colocarse refuerzo

para torsión que cumpla con la Ecuación C.11-22 y C.11-23, en la cual la resistencia V_{ts} debe calcularse como:

(C.11-25)

A_t es el área de una rama de un estribo cerrado que resiste torsión dentro una distancia s , y :

pero no mayor de 1.50

Las barras longitudinales distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados A_t deben colocarse de acuerdo con el Parágrafo C.11.6.9.2.

PARÁGRAFO C.11.6.9.1. Debe colocarse un área mínima de estribos cerrados de acuerdo con el Parágrafo C.11.5.5.4.

PARÁGRAFO C.11.6.9.2. El área requerida de barras longitudinales A_l distribuídas alrededor del perímetro de los estribos cerrados A_t , debe calcularse por:

(C.11-26)

o por:

(C.11.27)

la que sea mayor. El valor de A_l calculado con la Ecuación C.11-27 no necesita exceder del obtenido al sustituir:

PARÁGRAFO C.11.6.9.3. La resistencia v_t no debe exceder de 4 v_{tc} .

ARTÍCULO C.10.7.3. El refuerzo mínimo de flexión a tracción debe ceñirse a la Sección C.10.5.



ARTÍCULO C.10.7.4. El refuerzo mínimo, horizontal y vertical, en las caras laterales de los elementos de gran altura sometidos a flexión, debe ser el mayor del requerido en los Artículos C.11.8.8 C.11.8.9 6 ó C.14.3.2 y C.14.3.3.

SECCIÓN C.10.8.

DIMENSIONES DE DISEÑO PARA ELEMENTOS A COMPRESION.

ARTÍCULO C.10.8.1. ELEMENTOS AISLADOS A COMPRESIÓN CON ESPIRALES MÚLTIPLES. Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento a compresión, con dos o más espirales entrelazadas, deben tomarse a una distancia, por fuera de los límites extremos de las espirales, igual al recubrimiento mínimo de concreto requerido en la Sección C.7.7.



ARTÍCULO C.10.8.2. ELEMENTOS A COMPRESIÓN CONSTRUIDOS MONOLÍTICAMENTE CON UN MURO. Los límites exteriores de la sección transversal efectiva de un elemento a compresión, reforzado con espirales, construído monolíticamente con un muro o pilote d concreto, deben tomarse bien sea como un círculo que esté, al menos, 4 cm por fuera de la espiral, o como un cuadrado o rectángulo cuyos lados estén, por lo menos, 4 cm por fuera de la espiral.



ARTÍCULO C.10.8.3. SECCIÓN CIRCULAR EQUIVALENTE EN ELEMENTOS A COMPRESIÓN. En lugar de utilizar la totalidad del área bruta para el diseño, un elemento a compresión con una sección transversa cuadrada, octogonal o de otra forma puede considerarse como de sección circular, con un diámetro igual a la menor dimensión lateral de la

forma real. El área bruta considerada, la cuantía del refuerzo requerido y la resistencia de diseño, deben basarse en esa sección circular.



ARTÍCULO C.10.8.4. Ninguna columnas de la estructura principal puede tener un diámetro menor de 25 cm para columnas circulares, ni una dimensión menor de 20 cm con área de 600 cm², para columnas rectangulares.

PARÁGRAFO. En Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio y Alto, se exigen dimensiones mayores de acuerdo con los Artículos C.20.4.1 y C.21.7 respectivamente.



ARTÍCULO C.10.8.5. Para determinar el refuerzo mínimo y la resistencia de diseño en un elemento sometido a compresión, con una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, se puede utilizar un área efectiva reducida A_g no menor que la mitad del área total.

SECCIÓN C.10.9.

LIMITES PARA EL REFUERZO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESION.

ARTÍCULO C.10.9.1. El área del refuerzo longitudinal para elementos a compresión no compuestos, no debe ser menor de 0.01 ni mayor de 0.06 veces el área bruta A_g de la sección.

PARÁGRAFO. Deben cumplirse además los requisitos del Artículo, C.21.7.3 para Zonas de Riesgo Sísmico Alto



ARTÍCULO C.10.9.2. El número mínimo de barras del refuerzo longitudinal en los elementos sometidos a compresión es de 6 para barras colocadas en círculos y de 4 para barras en disposición rectangular.



ARTÍCULO C.10.9.3. La cuantía del refuerzo en espiral P_s no debe ser menor que el valor dado por:

(C.10-4)

en donde f_y es la resistencia especificada a la fluencia del refuerzo en espiral, la cual no debe ser mayor de 4200 kg/cm²



ARTÍCULO C.10.9.4. En las Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio y Alto se exige refuerzo transversal adicional en las columnas de acuerdo a los Artículos C.20.4.2 y C.21.7.4 respectivamente.

SECCIÓN C.10.10.

EFFECTOS DE ESBELTEZ EN ELEMENTOS A COMPRESION.



ARTÍCULO C.10.10.1. El diseño de los elementos a compresión debe hacerse utilizando las fuerzas y momentos determinados mediante el análisis de la estructura. El análisis debe tener en cuenta la influencia de las cargas axiales y los momentos de inercia variables sobre las rigideces y los momentos de empotramiento de los elementos, el efecto de las deformaciones sobre los momentos y fuerzas, los efectos de segundo orden y los efectos de duración de las cargas.



ARTÍCULO C.10.10.2. En lugar del procedimiento establecido en el Artículo C.10.10.1, los efectos de esbeltez en los elementos sometidos a compresión puede evaluarse de acuerdo con los procedimientos aproximados que se presentan en la Sección. C.10.11.



ARTÍCULO C.10.10.3. No hay necesidad de aplicar los requisitos descritos en la Sección C.10.11 si los efectos de esbeltez en los elementos a compresión se evalúan de acuerdo con el Artículo C.10.10.1.

SECCIÓN C.10.11.

EVALUACION APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ.



ARTÍCULO C.10.11.1. Para tener en/cuenta los efectos de esbeltez deben considerarse:

- (a) los efectos globales (efectos P-Delta) que afectan a la estructura como conjunto;
- (b) los efectos locales (pandeo local) que afectan a los elementos individuales.



ARTÍCULO C.10.11.2. Para establecer el grado de flexibilidad de un piso determinado, debe usarse el índice de estabilidad, Q , calculado de acuerdo con la Ecuación C.10/-5.

(C.10-5)

En donde:

= Valor máximo de la suma de cargas verticales mayoradas y acumuladas hasta el piso en consideración.

= Suma de las cargas laterales mayoradas que actúan sobre la estructura. Acumuladas hasta el nivel del piso considerado.

h = Altura del piso bajo consideración.

= Desplazamiento lateral relativo entre el nivel superior y el nivel inferior del piso considerado, debido a la fuerza cortante total mayorada H_u que actúa sobre el piso y calculado de acuerdo a un análisis elástico de primer orden. En este análisis, deben tenerse en cuenta los efectos del porcentaje de refuerzo en las vigas y columnas, y de figuración en la rigidez de los elementos. En lugar de un cálculo más preciso, pueden tenerse en cuenta éstos efectos usando un valor de $0.5 E_c I_g$ para las vigas y de $E_c I_g$ para las columnas



ARTÍCULO C.10.11.3. CLASIFICACIÓN DE LOS PISOS SEGÚN SU ÍNDICE DE ESTABILIDAD. Se considera que un piso está arriostrado cuando tiene un índice de estabilidad, Q , menor que 0.1. En este caso, los efectos globales de segundo orden pueden despreciarse, pero deben analizarse los efectos locales de esbeltez (pandeo local) de conformidad con los Parágrafos de los Artículos C.10.11.4 y el Artículo C.10.11.5, según el caso.

PARÁGRAFO. Los pisos con índices de estabilidad, Q , mayores o iguales a 0.1 se consideran no arriostrados y se les debe dar el siguiente tratamiento:

(a) Cuando el índice de estabilidad de un piso esté entre 0.1 y 0.3 los efectos globales de esbeltez deben tenerse en cuenta según el Artículo C.10.11.2.

(b) Cuando el índice de estabilidad, Q , este entre 0.3 y 0.5, los efectos de esbeltez deben evaluarse de acuerdo con los requisitos del Artículo C.10.10.1.

(c) Cuando el índice de estabilidad, Q , sea mayor de 0.5 debe considerarse que el piso es inestable y debe ser rigidizado adecuadamente.

ARTÍCULO C.10.11.4. EFECTOS DE ESBELTEZ PARA CARGAS VERTICALES SOLAS. Pueden ignorarse los efectos globales de esbeltez producidos por las cargas verticales solas excepto cuando los desplazamientos laterales relativos del edificio producidos por las cargas verticales mayoradas

solas debido a asimetría de la estructura o de las cargas, por asentamientos diferenciales, por cambios de temperatura o por otras causas, sean mayores de 0.001 veces la altura del piso.

PARÁGRAFO C.10.11.4.2. Para tener en cuenta los efectos locales de esbeltez (pandeo local) dentro de cada columna u otros elementos en compresión, los momentos mayorados en sus

extremos obtenidos de un análisis elástico de primer orden, deben amplificarse multiplicándolos por un factor local de amplificación, , dado por:

(C.10-6)

Donde:

P_u = Carga axial mayorada de la columna.

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_1/M_2 = 0.4 \quad (\text{C.10-7})$$

Para miembros sin carga lateral entre apoyos. Para los otros casos debe tomarse $C_m = 1.0$

M_1 = El menor de los momentos mayorados en los extremos del elemento obtenido de un análisis lineal elástico de primer orden, positivo si se deforma con curvatura simple y negativo si se deforma con doble curvatura.

M_2 = El mayor de los momentos mayorados en los extremos del elemento siempre positivo, obtenido del análisis lineal elástico de primer orden.

(C.10-8)

(C.10-9)

(C.10-10)

= Relación del máximo momento mayorado producido por las cargas permanentes al máximo momento mayorado total. (âd siempre se toma positivo).



ARTÍCULO C.10.11.5. Efectos de esbeltez por cargas laterales - Cuando el índice de estabilidad, este entre 0.1 y 0.3, los efectos globales de esbeltez de cada piso deben tenerse en cuenta multiplicando por un factor global de amplificación todas las fuerzas internas de vigas y columnas producidas por las cargas laterales mayoradas y obtenidas mediante un análisis elástico de primer orden. El valor de se obtiene de:

(C.10-11)

Para otros valores del índice Q ver el Artículo C.10.11.3.

PARÁGRAFO. Cuando hay fuerzas laterales de carácter permanente como empujes de tierra, debe tenerse en cuenta su efecto usando Q' en la Ecuación C.10-11 y



ARTÍCULO C.10.11.6. EFECTOS DE ESBELTEZ EN VIGAS POR COMBINACIÓN DE CARGAS VERTICALES Y LATERALES. Para tener en cuenta los efectos de esbeltez producidos por la combinación de cargas verticales y laterales en las vigas, deben sumarse las fuerzas internas mayoradas debidas a cargas verticales, obtenidas según un análisis elástico de primer orden y multiplicadas por 0.75, con las fuerzas internas producidas por cargas laterales, mayoradas y amplificadas según el Artículo C.10.11.5.

ARTÍCULO C.10.11.7. EFECTOS DE ESBELTEZ. En las columnas, muros y otros elementos en compresión, para tener en cuenta los efectos de esbeltez producidos por la combinación de cargas verticales y laterales en estos elementos, deben sumarse las fuerzas internas debidas a cargas verticales mayoradas obtenidas de un análisis elástico de primer orden, amplificadas según el Parágrafo del Artículo C.10.11.4 y multiplicadas por 0.75, con las fuerzas internas producidas por cargas laterales mayoradas y amplificadas según el Artículo C.10.11.5.



ARTÍCULO C.10.11.8. MAGNIFICACIÓN DE MOMENTOS EN COLUMNAS SOMETIDAS A MOMENTOS BIAXIALES. Los elementos sometidos a momentos alrededor de ambos ejes deben tener ambos momentos amplificados por efectos de esbeltez, donde cada amplificador proviene de las condiciones de restricción de su dirección.

SECCIÓN C.10.12.

TRANSMISION DE LAS CARGAS DE COLUMNAS A TRAVES DE SISTEMA DE PISO.

ARTÍCULO C.10.12.1. Cuando la resistencia a la compresión especificada del concreto de una columna sea mayor de 1.4 veces la especificada para el sistema de piso, la transmisión de la carga a través del sistema de pisos debe lograrse de una de las formas siguientes:

(a) Debe colocarse concreto de la resistencia especificada para la columna, en el piso, alrededor de ella, cubriendo un área 4 veces mayor que el área de la columna. El concreto de la columna debe quedar bien integrado con el concreto del piso, y debe colocarse de acuerdo con los numerales C.6.4.5 y C.6.4.6.

(b) La resistencia de una columna en la zona que atraviesa un sistema de piso, debe calcularse utilizando en el menor valor de la resistencia del concreto y utilizando barras longitudinales adicionales y espirales, si así se requiere.

(c) Para columnas soportadas lateralmente sobre los 4 lados por vigas de profundidad aproximadamente igual, o por placas, la resistencia de la columna puede calcularse utilizando una resistencia del concreto en la junta de la columna equivalente al 75% de la resistencia del concreto de la columna, más el 35% de la resistencia del concreto del piso.

SECCIÓN C.10.13.

RESISTENCIA A LOS ESFUERZOS DE CONTACTO.



ARTÍCULO C.10.13.1. Los requisitos de esta Sección, no son aplicables a los anclajes de concreto preesforzado.



ARTÍCULO C.10.13.2. La resistencia de diseño del concreto a los esfuerzos de contacto no debe exceder de ϕV_c , excepto en los siguientes casos:

(a) Cuando la superficie de apoyo sea más ancha en todos los lados que el área cargada, la resistencia de diseño al aplastamiento sobre el área cargada puede multiplicarse por ϕ pero no por más de 2.

(b) Cuando la superficie de apoyo sea inclinada o escalonada, A_2 puede tomarse como el área de la base inferior del mayor tronco de pirámide o de cono recto contenido completamente dentro del apoyo, y que tenga como base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical a 2 horizontal.

CAPÍTULO C.11.

CORTANTE Y TORSION.

SECCIÓN C.11.0.

NOMENCLATURA.

a = Luz de corte, distancia entre una carga concentrada y la cara del apoyo.

A_f = Área del refuerzo que resiste un momento mayorado en una ménsula o cornisa igual a $(V_{ua} + N_{uc}(h - d))$.

A_g = Área bruta de la sección, expresada en cm^2

A_h = Área del refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de flexión a tracción, expresada en cm^2 .

A_n = Área del refuerzo que resiste tracción en una ménsula o cornisa.

A_l = Área total del refuerzo longitudinal que resiste torsión expresada en cm^2 .

A_{ps} = Área del refuerzo preesforzado en la zona de tracción, expresada en cm^2 .

A_s = Área del refuerzo a tracción no preesforzado, expresada en cm^2 .

A_t = Área de una rama de estribo cerrado que resiste torsión dentro de una distancia s , expresada en cm^2 .

A_v = Área del refuerzo de cortante dentro de una distancia s , o área de refuerzo de cortante perpendicular al refuerzo de flexión a tracción dentro de una distancia s , para elementos profundos a flexión, expresadas en cm^2 .

A_{vf} = Área del refuerzo de cortante por fricción, expresada en cm^2 .

A_{vh} = Área del refuerzo de cortante paralelo al refuerzo de flexión a tracción dentro de una distancia s_2 , expresada en cm^2 .

B = Ancho de la cara a compresión del elemento, expresado en cm .

b_o = Perímetro de la sección crítica para placas y zapatas, expresado en cm .

b^t = Ancho de la parte de la sección transversal que tiene estribos cerrados para resistir torsión

b_w = Ancho del alma, o diámetro de una sección circular, expresada en cm .

c = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro, expresada en cm .

c_1 = Dimensión de la columna, capitel o ménsula rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, expresada en cm .

c_2 = Dimensión de la columna, capitel o ménsula rectangular o rectangular equivalente medida transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, expresada en cm .

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción, expresada en cm .

f'_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión determinada con probetas de tamaño normalizado, expresada en kg/cm^2 .

f_d = Esfuerzo de tracción debido a la carga muerta no mayorada en la fibra extrema de la sección donde dicho esfuerzo es causado por cargas aplicadas externamente, expresado en kg/cm^2 .

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el concreto (después de descontar todas las pérdidas de preesforzado), en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está dentro de ésta, expresado en kg/cm^2 .

f_{pe} = Esfuerzo de compresión en el concreto debido únicamente a las fuerzas efectivas de preesforzado (después de descontar todas las pérdidas de preesforzado) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas aplicadas externamente, expresado en kg/cm^2 .

f_{pu} = Resistencia a la tracción especificada de los tendones de preesforzado, expresada en kg/cm^2 .

f_y = Resistencia a la fluencia especificada del refuerzo no preesforzado, expresada en kg/cm^2 .

h = Espesor total del elemento, expresado en cm.

h_v = Espesor total de la sección transversal de la cabeza cortante, expresado en cm.

h_w = Altura total del muro desde la base hasta la parte superior, expresada en cm.

l_n = Luz libre medida cara a cara de apoyos.

l_v = Longitud del brazo de la cabeza de cortante desde el centroide de la carga concentrada o reacción, expresada en cm.

l_w = Longitud horizontal del muro, expresada en cm.

M_{cr} = Momento que causa agrietamientos por flexión en la sección, debido a las cargas aplicadas externamente (Ver, Parágrafo C.11.4.2.1.).

M_m = Momento modificado.

M_{max} = Momento máximo mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente.

M_p = Resistencia requerida a momento plástico de la sección transversal de la cabeza de cortante.

M_u = Momento mayorado en la sección.

M_v = Resistencia a momento suministrada por el refuerzo de cabeza cortante.

N_u = Carga axial mayorada, normal a la sección transversal, que se presenta simultáneamente con la fuerza cortante mayorada en la sección; positiva para compresión, negativa para tracción. Incluye los efectos de tracción ocasionados por la fluencia y la retracción.

N_{uc} = Fuerza de tracción mayorada que actúa simultáneamente con la fuerza cortante mayorada sobre la ménsula o cornisa, positiva para tracción.

s = Espaciamiento del refuerzo de cortante o de torsión en dirección paralela al refuerzo longitudinal, expresado en cm.

s_1 = Espaciamiento del refuerzo de cortante o de torsión en dirección paralela al refuerzo longitudinal, expresado en cm.

s_2 = Espaciamiento del refuerzo de cortante o de torsión en dirección perpendicular al refuerzo longitudinal, o espaciado del refuerzo horizontal en el muro, expresado en cm.

T_u = Momento de torsión mayorado en la sección.

V_d = Fuerza cortante en la sección debida la carga muerta mayorada.

V_i = Fuerza cortante mayorada en la sección debida a las cargas aplicadas externamente que se presenta simultáneamente con M_{max} .

V_n = Fuerza resistente nominal a cortante.

V_p = Componente vertical de la fuerza de preesforzado efectiva en la sección.

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección.

v_c = Resistencia nominal a cortante suministrada por el concreto.

v_{ci} = Resistencia nominal a cortante proporcional por el concreto, cuando el agrietamiento diagonal resulta de combinación de cortante y momento.

v_{cw} = Resistencia nominal a cortante suministrada por el concreto, cuando el agrietamiento diagonal resulta del exceso del esfuerzo de tracción principal en el alma.

v_n = Esfuerzo resistente nominal a cortante.

v_s = Resistencia nominal a cortante suministrada por el refuerzo de cortante.

v_{tc} = Esfuerzo por torsión nominal permisible que es resistido por el concreto.

v_{tn} = Esfuerzo resistente nominal a torsión.

v_{ts} = Resistencia nominal a torsión de acuerdo con el Artículo C.11.6.9.

v_{tu} = Esfuerzo por torsión nominal total de diseño, como se define en el Artículo C.11.6.1.

v_u = Esfuerzo cortante nominal total de diseño.

x = La menor dimensión total de una parte rectangular de una sección transversal.

y = La mayor dimensión total de una parte rectangular de una sección transversal.

= Propiedades de la sección a torsión. Ver Sección C.11.6.

x_1 = Dimensión más corta, centro a centro, de un estribo rectangular cerrado.

y_1 = Dimensión más larga, centro a centro, de un estribo rectangular cerrado.

y_t = Distancia del eje centroidal de la sección bruta despreciando el refuerzo hasta la fibra extrema a tracción.

α = Angulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento.

$\hat{\alpha}_t$ = Coeficiente que es función de y_1/x_1 definido en el Parágrafo C.11.6.9.1.

$\hat{\alpha}_v$ = Relación entre la rigidez del brazo de la cabeza de cortante la sección de la placa compuesta que lo rodea. Ver Parágrafo C.11.11.4.5.

$\hat{\alpha}_c$ = Relación entre el lado largo y el lado corto del área de carga concentrada o de reacción.

μ = Coeficiente de fricción.

Y_v = Fracción de momento no balanceado transferido por excentricidad de cortante en las conexiones placa-columna.

= Cuantía del refuerzo a tracción no preesforzado: A_s/bd .

= Relación entre el área del refuerzo horizontal de cortante y el área bruta de concreto de la sección vertical.

= Relación entre el área del refuerzo vertical de cortante y el área bruta de concreto de la sección horizontal.

=

w =

SECCIÓN C.11.1.

RESISTENCIA AL CORTANTE.



ARTÍCULO C.11.1.1. El diseño de las secciones transversales sometidas a cortante debe basarse en:

(C.11-1)

donde v_u es el esfuerzo cortante mayorado en la sección bajo consideración y v_n es el esfuerzo resistente nominal que se calcula como:

(C.11-2)

donde v_c es el esfuerzo resistente nominal del concreto, calcula de acuerdo con la Sección C.11.3 o C.11.4 y v_s es el esfuerzo resistente nominal del acero de refuerzo a cortante, calculado de acuerdo con el Artículo C.11.5.6.

El esfuerzo mayorado mayorado v_u se calcula de acuerdo con la siguiente Ecuación:

(C.11-3)

donde b_w es el ancho del elemento o el ancho del alma del elemento cuando no tiene sección rectangular.

El esfuerzo de torsión mayorado se calcula de acuerdo con:

(C.11-21)



ARTÍCULO C.11.1.2. Al calcular el esfuerzo resistente nominal, v_n , deben tenerse en cuenta el efecto de todos los huecos que tenga el elemento. Al calcular el esfuerzo resistente nominal del concreto deben tenerse en cuenta los efectos de tracción axial debidos a retracción de fraguado o flujo plástico en los elementos que estén restringidos axialmente e igualmente los efectos de la compresión por flexión inclinada cuando se utilicen elementos acartelados o de sección variable.



ARTÍCULO C.11.1.3. Para secciones de miembros de concreto no preesforzado localizados a menos de una distancia d de la cara del apoyo, puede utilizarse el valor del esfuerzo mayorado de cortante, V_u , calculado a una distancia d . En elementos preesforzados puede hacerse la misma reducción pero en vez de d se utiliza $h/2$.

PARÁGRAFO. Para poder aplicar lo prescrito en este Artículo deben cumplirse las dos condiciones siguientes:

(a) La reacción del apoyo, en la dirección del cortante aplicado, introduce compresión en las regiones cercanas al apoyo del elemento.

(b) No existen cargas concentradas entre la cara del- apoyo y el lugar donde se calcula el esfuerzo V_u

ARTÍCULO C.11.1.4. Para elementos de gran altura sometidos a flexión, ménsulas y cornizas, muros, placas y zapatas se deben aplicar las disposiciones especiales de las Secciones C.11.8 a C.11.11.



ARTÍCULO C.11.1.5. En el diseño a cortante de elementos de estructuras de concreto reforzado localizados en Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio y Alto deben cumplirse los requisitos adicionales dados en la Sección C.20.2 y C.21.10 respectivamente.

SECCIÓN C.11.2.

CONCRETO CON AGREGADOS LIGEROS.

Todos los requisitos de este Capítulo son aplicables a concreto con agregados de peso normal, por lo tanto no deben ser utilizados en el diseño de elementos contruídos con concreto en el cual se han utilizado agregados ligeros, o donde la densidad del concreto se reduce por otros métodos. Los concretos ligeros deben ser aprobados siguiendo el procedimiento establecido en la Sección A.1.4 de este Código.

SECCIÓN C.11.3.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE CONTRIBUIDA POR EL CONCRETO PARA ELEMENTOS NO PREESFORZADOS.



ARTÍCULO C.11.3.1. A menos que se lleve a cabo un cálculo más detallado, como lo prescribe el Artículo C.11.3.2 el valor de la resistencia al esfuerzo cortante puede calcularse así:

PARÁGRAFO C.11.3.1.1. Para elementos sometidos a cortante y flexión únicamente:

(C.11.4)

PARÁGRAFO C.11.3.1.2. Para elementos sometidos a compresión axial:

(C.11.5)

la cantidad N_u/A_g debe expresarse en kg/cm^2 .

PARÁGRAFO C.11.3.1.3. Los elementos sometidos a una tracción axial apreciable, deben diseñarse de tal manera que el refuerzo lleve todo el cortante.

PARÁGRAFO C.11.3.1.4. En secciones transversales donde haya un esfuerzo torsional mayorado, v_{tu} calculado de acuerdo al Parágrafo C.11.6.1.1, superior a

(C.11-6)

PARÁGRAFO C.11.3.1.5. En Zonas de Riesgo Sísmico Alto cuando el valor del esfuerzo cortante contribuido por el sismo es más de la mitad del esfuerzo cortante mayorado v_u , el valor de v_c debe tomarse como cero bajo las condiciones dadas en el Artículo C.21.10.2.



ARTÍCULO C.11.3.2. La resistencia a cortante suministrada por el concreto puede determinarse de una manera más detallada así:

PARÁGRAFO C.11.3.2.1. Para elementos sometidos solo a flexión y cortante:

(C.11-7)

donde M_u es el momento flector mayorado que se presenta simultáneamente con V_u en la sección considerada, pero $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0 al calcular v_c con la Ecuación C.11-7

PARÁGRAFO C.11.3.2.2. Para elementos sometidos a compresión axial puede utilizarse la Ecuación C.11-7 para calcular v_c sustituyendo M_u por M_m y sin la limitación de $V_u d/M_u$ mayor que 1.0, siendo:

(C.11-8)

Sin embargo v_c no puede exceder:

(C.11-9)

La cantidad N_u/A_g debe expresarse en kg/cm^2 .

Cuando M_m calculado según la Ecuación C.11-8 resulte negativo, debe calcularse v_c con la Ecuación C.11-9.

PARÁGRAFO C.11.3.2.3. Para elementos sometidos a una tracción axial considerable:

(C.11-10)

donde

N_u es negativa para tracción. La cantidad N_u/A_g debe expresarse en kg/cm^2 .

SECCIÓN C.11.4.

RESISTENCIA A ESFUERZO CORTANTE CONTRIBUIDA POR EL CONCRETO PARA ELEMENTOS PREENFORZADOS.



ARTÍCULO C.11.4.1. Para los elementos cuya fuerza efectiva de preesfuerzo no sea inferior al 40% de la resistencia a tracción del refuerzo de flexión:

(C.11-11)

a menos que se efectúe un cálculo más detallado de acuerdo con el Artículo C.11.42, pero v_c no hay necesidad de tomarlo menor que 0.53, ni mayor que 1.3, ni mayor que el valor dado en el Artículo C.11.4.3. La cantidad $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor de 1.0, siendo M_u el momento mayorado que se presenta simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Cuando se aplique la Ecuación C.11-11, d en el término $V_u d/M_u$ debe ser la distancia entre la fibra extrema de compresión al centroide de los cables de preesfuerzo.



ARTÍCULO C.11.4.2. La resistencia a esfuerzo cortante puede calcularse de acuerdo con los párrafos C.11.4.2.1 y C.11.4.2.2. siendo V_c el menor entre V_{ci} y V_{cw}

PARÁGRAFO C.11.4.2.1. La resistencia a cortante v_{ci} debe calcularse por:

(C.11-12)

Siendo:

(C.11-13)

y los valores de M_{max} , y V_i se calculan con base en la combinación de cargas que ocasionen el máximo momento en la sección.

PARÁGRAFO C.11.4.2.2. La resistencia a cortante V_{cw} se calcula por medio de

(C.11-14)

Alternativamente V_{cw} puede calcularse como el esfuerzo cortante correspondiente a carga muerta más carga viva que produce un esfuerzo principal de tracción de 1.1 en el eje centroidal del elemento o en la intersección de ala con alma cuando el eje centroidal esté en el ala. En elementos compuestos, el esfuerzo principal de tracción debe calcularse utilizando la sección transversal que resiste la carga viva.

PARÁGRAFO C.11.4.2.3. En las Ecuaciones C.11-12 y C.11-14 d es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo preesforzado ó $0.8 h$, el que sea mayor.

ARTÍCULO C.11.4.3. En un elemento preesforzado en el que la sección a una distancia $h/2$ de la carga del apoyo este más cerca del extremo del elemento que la longitud de transferencia de los tendones de preesforzado, debe considerarse el preesfuerzo reducido para calcular V_{cw} . Este valor de v_{cw} se toma también como el límite máximo para la Ecuación C.11-11. Puede suponerse que la fuerza del preesfuerzo varia linealmente desde cero en el extremo del tendón, hasta un máximo a una distancia de ese extremo igual a la longitud de transferencia, que se supone es 50 diámetros para torones y 100 diámetros para alambres individuales.

SECCIÓN C.11.5.

RESISTENCIA A CORTANTE CONTRBUIDA POR EL REFUERZO.

ARTÍCULO C.11.5.1. TIPO DE REFUERZO DE CORTANTE. El refuerzo de cortante puede consistir de:

(a) Estribos perpendiculares al eje del elemento;

(b) malla soldada de alambre, con alambres localizados perpendicularmente al eje del elemento.

PARÁGRAFO. Para elementos sin preesfuerzo el refuerzo de cortante puede consistir también de:

- (a) Estribos que formen ángulo de 45° o más con el refuerzo longitudinal a tracción;
- (b) refuerzo longitudinal cuya parte doblada forme ángulo de 30° o más con el refuerzo longitudinal a tracción;
- (c) combinaciones de estribos y refuerzo longitudinal doblado;
- (d) espirales.



ARTÍCULO C.11.5.2. El esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo a cortante no debe ser mayor de 4200 kg/cm^2 .



ARTÍCULO C.11.5.3. Los estribos y otras barras o alambres que se utilicen como refuerzo a cortante deben prolongarse hasta una distancia d desde la fibra extrema a compresión y deben anclarse en ambos extremos, de acuerdo con la Sección C.12.13, para desarrollar el esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo.



ARTÍCULO C.11.5.4. LÍMITES DE ESPACIAMIENTO PARA EL REFUERZO DE CORTANTE. El espaciamiento del refuerzo a cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento, no debe ser mayor de $0.5 d$ en elementos sin preesfuerzo, ni de $0.75 d$ en elementos preesforzados, ni de 60 cm .

PARÁGRAFO C.11.5.4.1. Los estribos inclinados y el refuerzo longitudinal doblado deben espaciarse de manera que cada línea a 45 grados que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento, hacia el refuerzo longitudinal en tracción, sea cruzada por lo menos por una línea de refuerzo a cortante.

PARÁGRAFO C.11.5.4.2. Cuando $V_s > 1.1$ los espaciamientos dados en este Artículo deben reducirse a la mitad.

PARÁGRAFO C.11.5.4.3. En Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio y Alto hay que cumplir los requisitos adicionales dados en los Capítulos C.20 y C.21 respectivamente.

ARTÍCULO C.11.5.5. REFUERZO MÍNIMO DE CORTANTE. Debe colocarse un área mínima de refuerzo a cortante en todo elemento de concreto reforzado (preesforzado o nó) en donde el esfuerzo cortante mayorado v_u , sea mayor que la mitad de la resistencia suministrada por el concreto, v_c , excepto en:

(a) Placas y zapatas;

(b) Construcciones con nervaduras de concreto definidas en el Capítulo C.13.

(c) Vigas con altura total no mayor de 25 cm, ó 2 1/2 veces el espesor del ala o la mitad del ancho del alma, el que sea mayor;

En Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio y Alto en los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben colocarse estribos en toda su longitud (Ver Capítulos C.20 y C.21)

PARÁGRAFO C.11.5.5.1. Los requisitos mínimos del refuerzo a cortante de este Artículo pueden omitirse si se demuestra, mediante ensayos, que la resistencia última requerida a flexión y cortante puede desarrollarse cuando se omite el refuerzo a cortante.

PARÁGRAFO C.11.5.5.2. Cuando se requiera refuerzo a cortante y donde el esfuerzo de torsión mayorado v_t calculado de acuerdo al Parágrafo C.11.6.1.1 no exceda de el área mínima de refuerzo a cortante para elementos preesforzados (excepto lo establecido en el Parágrafo C.11.5.5.3) y sin preesfuerzo, debe calcularse por:

(C.11-15)

donde b_w y s se expresan en cm.

PARÁGRAFO C.11.5.5.3. Para elementos preesforzados que tengan una fuerza de preesfuerzo efectiva por lo menos igual al 40% de la resistencia a la tracción del refuerzo a flexión, el área mínima de refuerzo a cortante puede calcularse por las Ecuaciones C.11-15 u C.11-16.

(C.11-16)

PARÁGRAFO C.11.5.5.4. Cuando el esfuerzo de torsión mayorado v_t , calculado de acuerdo al Parágrafo C.11.6.1.1 sea mayor de $0.4 f'c$ y se requiera refuerzo en el alma por el Parágrafo C.11.5.5.1. o por análisis, el área mínima de estribos cerrados debe calcularse por la Ecuación

(C.11-17)



ARTÍCULO C.11.5.6. Diseño del refuerzo a cortante - Cuando el esfuerzo cortante mayorado V_{tu} , exceda de la resistencia a cortante debe suministrarse refuerzo a cortante que cumpla la Ecuación C.11-2, en la cual la resistencia a cortante v_s debe calcularse según los Parágrafos C.11.5.6.1 a C.11.5.6.7.

PARÁGRAFO C.11.5.6.1. Cuando se utilice refuerzo a cortante perpendicular al eje del elemento:

(C.11-18)

donde A_v es el área del refuerzo a cortante dentro de la distancia s .

PARÁGRAFO C.11.5.6.2. Cuando se utilicen estribos inclinados como refuerzo a cortante:

(C.11-19)

PARÁGRAFO C.11.5.6.3. Cuando el refuerzo a cortante consista en una sola barra o un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

(C.11-20)

Parágrafo C.11.5.6.4. Cuando el refuerzo a cortante consista en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo, la resistencia a cortante v_s debe calcularse usando la Ecuación C.11-19.

PARÁGRAFO C.11.5.6.5. Únicamente las $3/4$ partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal doblada pueden considerarse efectivas como refuerzo a cortante.

PARÁGRAFO C.11.5.6.6. Donde se utilice más de un tipo de refuerzo a cortante para reforzar la misma porción de un elemento, la resistencia a cortante v_s debe calcularse como la suma de los valores v_s calculados para los diferentes tipos.

PARÁGRAFO C.11.5.6.7. La resistencia a cortante debe cumplir la condición

SECCIÓN C.11.6.

RESISTENCIA A CORTANTE Y TORSION COMBINADOS PARA ELEMENTOS NO PREESFORZADOS CON SECCIONES RECTANGULARES O CON ALETAS.

ARTÍCULO C.11.6.1. Los efectos de torsión deben incluirse con el cortante y la flexión cuando $V_t u$ en caso contrario, los efectos de torsión pueden despreciarse.

PARÁGRAFO C.11.6.1.1. En los elementos de sección rectangular o con aleta $v_t u$ debe calcularse como:

(C.11-21)

en donde l_a se toma para los rectángulos componentes de la sección. El ancho de aleta que sobresale, utilizado en el diseño, no debe exceder de 3 veces el espesor de la aleta.

PARÁGRAFO C.11.6.1.2. Se puede tomar una sección en cajón rectangular como una sección sólida si el espesor de la pared h es al menos $x/4$. También puede tomarse como una sección sólida aquella que cumple la condición $x/10 < h < x/4$ pero la $E x^2 y$, debe multiplicarse por $4h/x$. Cuando $h < x/10$ debe considerarse la rigidez de la pared. Se deben proveer chaflanes en las esquinas interiores de todas las secciones del cajón.



ARTÍCULO C.11.6.2. Cuando el momento de torsión mayorado T_u en un elemento se requiera para mantener el equilibrio, el elemento debe diseñarse para soportar ese momento de torsión de acuerdo con los Artículos C.11.6.4 a C.11.6.10.



ARTÍCULO C.11.6.3. En una estructura estáticamente indeterminada en la que pueda presentarse una reducción del momento de torsión en un elemento debido a la redistribución de fuerzas internas, el momento de torsión máximo mayorado T_u puede reducirse a

PARÁGRAFO C.11.6.3.1. En tal caso, los momentos y cortantes debidamente ajustados de los elementos adyacentes deben utilizarse en el diseño.

PARÁGRAFO C.11.6.3.2. En lugar de un análisis más exacto, la carga que produce torsión proveniente de la placa puede asimilarse a una carga uniformemente distribuida a lo largo del elemento.

ARTÍCULO C.11.6.4. Las secciones localizadas a menos de una distancia d de la cara del apoyo pueden diseñarse para el mismo esfuerzo de torsión calculado a distancia d .

ARTÍCULO C.11.6.5. RESISTENCIA A TORSIÓN. El diseño de secciones transversales sometidas a torsión puede basarse en:

(C.11-22)

Donde V_{tu} es el refuerzo torsional mayorado en la sección bajo consideración y v_{tn} es el esfuerzo resistente torsional nominal y se calcula como.

(C.11-23)

donde V_{tc} es la resistencia nominal a torsión contribuida por el concreto de acuerdo con el Artículo C.11.6.6 y V_{ts} es la resistencia nominal a torsión contribuida por el refuerzo de acuerdo con el Artículo C.11.6.9.



ARTÍCULO C.11.6.6. RESISTENCIA A TORSIÓN SUMINISTRADA POR EL CONCRETO. El esfuerzo de torsión resistido por el concreto se calcula así:

(C.11-24)

PARÁGRAFO C.11.6.6.2. Para elementos sometidos a una tracción axial considerable, el refuerzo de torsión debe diseñarse para soportar la torsión total, a menos que se haga un análisis más detallado en el cual, v_{tc} dado por la Ecuación C.11-24 y v_c dado por la Ecuación C.11-6, debe multiplicarse por:

donde N_u es negativo para tensión.



ARTÍCULO C.11.6.7. REQUISITOS PARA EL REFUERZO A TORSIÓN. Debe suministrarse refuerzo para torsión donde se requiera, conjuntamente con el requerido para resistir cortante, flexión y fuerzas axiales.

PARÁGRAFO C.11.6.7.1. El refuerzo requerido para torsión puede combinarse con el que se requiera para otras fuerzas, siempre que el área suministrada sea la suma de las áreas requeridas individualmente y se cumpla con los requisitos más estrictos para el espaciamiento y la colocación.

PARÁGRAFO C.11.6.7.2. El refuerzo para torsión puede consistir en estribos cerrados o espirales, combinados con barras longitudinales.

PARÁGRAFO C.11.6.7.3. El esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo para torsión no debe exceder de 4200 kg/cm^2 .

PARÁGRAFO C.11.6.7.4. Los estribos y demás barras y alambres que se utilicen como refuerzo para torsión deben extenderse hasta una distancia d desde la fibra extrema a compresión y deben anclarse de acuerdo con la Sección C.12.13, para desarrollar el esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo.

PARÁGRAFO C.11.6.7.5. El refuerzo para torsión debe llevarse al menos a una distancia $(d + bt)$ más allá del punto que lo requiere teóricamente.

ARTÍCULO C.11.6.8. LÍMITE DE ESPACIAMIENTO PARA EL REFUERZO A TORSIÓN. El espaciamiento de los estribos cerrados no debe exceder del menor entre $(x_1 + y_1)/4$ y 30 cm.

PARÁGRAFO. El espaciamiento de barras longitudinales distribuídas alrededor del perímetro de los estribos cerrados no debe exceder de 30 cm. Se debe colocar al menos una barra longitudinal en cada esquina de los estribos cerrados.

ARTÍCULO C.11.6.9. DISEÑO DEL REFUERZO PARA TORSIÓN. Cuando el esfuerzo de torsión mayorado V_{tu} , exceda de la resistencia suministrada por el concreto, debe colocarse refuerzo

para torsión que cumpla con la Ecuación C.11-22 y C.11-23, en la cual la resistencia V_{ts} debe calcularse como:

(C.11-25)

A_t es el área de una rama de un estribo cerrado que resiste torsión dentro una distancia s , y :

pero no mayor de 1.50

Las barras longitudinales distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados A_t deben colocarse de acuerdo con el Parágrafo C.11.6.9.2.

PARÁGRAFO C.11.6.9.1. Debe colocarse un área mínima de estribos cerrados de acuerdo con el Parágrafo C.11.5.5.4.

PARÁGRAFO C.11.6.9.2. El área requerida de barras longitudinales A_l distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados A_t , debe calcularse por:

(C.11-26)

o por:

(C.11.27)

la que sea mayor. El valor de A_l calculado con la Ecuación C.11-27 no necesita exceder del obtenido al sustituir:

PARÁGRAFO C.11.6.9.3. La resistencia vts no debe exceder de 4 vtc.

ARTÍCULO C.12.6.1. La longitud de desarrollo, l_{db} , en cm para barras corrugadas en tracción que terminan en un gancho estándar como lo define la Sección C.7.1, debe obtenerse como el producto de la longitud de desarrollo básica, l_{hb} , del Artículo C.12.6.2 por el coeficiente o coeficientes de modificación del Artículo C.12.6.3, pero no puede ser menor que el mayor entre $8 d_b$ y 15 cm.



ARTÍCULO C.12.6.2. La longitud de desarrollo básica l_{hb} para una barra con gancho, con f_y de 4200 kg/cm² debe ser de $317.5 d_b$



ARTÍCULO C.12.6.3. La longitud de desarrollo básica, l_{hb} , debe multiplicarse por el coeficiente o coeficientes apropiados siguientes:

(a)	Barra con f_y diferente de 4200 kg/cm ²	$f_y/4200_s$
(b)	Recubrimiento del concreto - Para barras No. 11 o menores, con recubrimiento lateral, (normal al plano del gancho) mayor de 6.5 cm, para ganchos de 90° con recubrimiento en la extensión después del gancho mayor de 5 cm	0.7
(c)	Estribos - Para barras No. 11 o menores en que el gancho está rodeado vertical u horizontalmente por estribos con un espaciamiento medido a lo largo de la longitud de desarrollo menor de $3 d_b$, donde d_b es el diámetro de la barra con gancho	0.8

(d)	Refuerzo en exceso - Donde no se requiera o no se necesite desarrollar específicamente camente f_y
-----	--

ARTÍCULO C.12.6.4. Las barras que desarrollen f_y mediante un gancho estandar en un extremo discontinuo de un elemento y donde el recubrimiento lateral, superior e inferior es menor de 6.5 cm, la barra con gancho debe estar rodeada por estribos espaciados a menos de $3 d_b$ a lo largo de la longitud de desarrollo l_{dh} donde d_b es el diámetro de la barra con gancho. En ese caso no debe usarse el coeficiente dado en el Artículo C.12.6.3 (c).



ARTÍCULO C.12.6.5. Los ganchos no se consideran efectivos en el desarrollo de barras en compresión.



ARTÍCULO C.12.6.6. En Zonas de Riesgo Sísmico Alto deben tomarse en cuenta los requisitos adicionales que se dan en el Artículo C.21.9.4.

SECCIÓN C.12.7.

ANCLAJE MECANICO.



ARTÍCULO C.12.7.1. Se puede utilizar como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia del refuerzo sin dañar el concreto.



ARTÍCULO C.12.7.2. Deben presentarse al Ingeniero responsable los resultados de ensayos que demuestren la suficiencia de dichos dispositivos mecánicos.



ARTÍCULO C.12.7.3. El desarrollo del refuerzo se puede obtener a través de combinar anclaje mecánico y longitud de anclaje adicional entre el anclaje mecánico y el lugar donde se debe desarrollar el máximo esfuerzo en la barra.

SECCIÓN C.12.8.

DESARROLLO DE MALLA SOLDADA DE ALAMBRE.

ARTÍCULO C.12.8.1. La longitud de desarrollo l_d en cm, de malla soldada de alambre corrugado medida desde la sección crítica hasta el extremo del alambre, debe calcularse como el producto de la longitud de desarrollo básica, l_{db} dada en los Artículos C.12.8.2 ó 12.8.3 y coeficiente o

coeficientes de modificación aplicables de los Artículos C.12.2.3 y C.12.2.4; pero l_d no debe ser menor de 20 cm excepto al calcular los empalmes por traslape según la Sección C.12.18 y el desarrollo del refuerzo del alma según la Sección C.12.13.



ARTÍCULO C.12.8.2. La longitud básica de desarrollo de la malla soldada de alambre corrugado que tenga al menos un alambre transversal dentro de la longitud de desarrollo a una separación no menor de 5 cm del punto de la sección crítica, debe ser:

pero sin ser inferior a:



ARTÍCULO C.12.8.3. La longitud básica de desarrollo de la malla soldada de alambre corrugado sin alambres transversales dentro de la longitud de desarrollo, debe determinarse de la misma manera que para alambre corrugado.



ARTÍCULO C.12.8.4. La resistencia a la fluencia de la malla soldada de alambre liso, se considera que se desarrolla por el anclaje de dos alambres transversales con el mes cercano a no menos de 5 cm del punto de la sección crítica: sin embargo, la longitud de desarrollo básica, l_{db} , medida desde el punto de la sección crítica al alambre transversal mes alejado no debe ser menor que:

modificado por $(A_s \text{ requerido}) / (A_s \text{ suministrado})$ para refuerzo en exceso del que requiere el análisis, pero l_d no debe ser menor de 15 cm excepto al calcular los empalmes por traslape según la Sección C.12.19.

SECCIÓN C.12.9.

DESARROLLO DE LOS TORONES DE PREESFUERZO.



ARTÍCULO C.12.9.1. Los torones de preesfuerzo de 3 ó 7 alambres se deben adherir más allá de la sección crítica con una longitud de desarrollo, en cm, no menor que;

donde d_b es el diámetro del torón en cm y f_{ps} y f_{se} se expresa en kg/cm^2 .



ARTÍCULO C.12.9.2. Se puede limitar la investigación a las secciones transversales más cercanas a cada extremo del elemento que requiera desarrollar su resistencia total de diseño bajo las cargas mayoradas especificadas.



ARTÍCULO C.12.9.3. Donde la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento, la longitud de desarrollo de adherencia que se especifica en el Artículo C.12. 9.1, debe duplicarse.

SECCIÓN C.12.10.

DESARROLLO DEL REFUERZO A TRACCION - GENERALIDADES.



ARTÍCULO C.12.10.1. El refuerzo a tracción puede desarrollarse doblándolo a través del alma para anclarlo, o haciéndolo continuo con el refuerzo de la cara opuesta del elemento.



ARTÍCULO C.12.10.2. Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo en los elementos a flexión, están en los puntos de máxima tracción, y en los puntos dentro de la luz donde termina o se dobla el refuerzo adyacente.'

ARTÍCULO C.12.10.3. El refuerzo debe extenderse más allá del punto en el cual ya no se requiera para resistir la flexión, por un, distancia igual a la altura efectiva del elemento, ó a $12 d_b$, el que sea mayor, excepto en los apoyos de luces simples y en el extremo libre de voladizos.



ARTÍCULO C.12.10.4. El refuerzo que continúa deber tener una longitud de anclaje no menor que la longitud de desarrollo más allá del punto donde se dobla o termina el refuerzo a tracción que ya no se requiera para resistir flexión.



ARTÍCULO C.12.10.5. El refuerzo de flexión no puede suspenderse en la zona a tracción a menos que se cumpla una de las siguientes condiciones:

(a) Que el cortante en el punto de intersección no exceda los $2/3$ del permitido, incluyendo la resistencia a cortante del refuerzo suministrado.

(b) Que se proporcione un área de estribos en exceso de la que se requiere para cortante y torsión a lo largo de cada terminación de barra o alambre, por una distancia igual a $3/4$ de la altura efectiva del elemento, a partir del punto de terminación. El área de estribos A_y en exceso, no debe ser menor de $4.2 b_w s/f_y$. El espaciamiento s no debe exceder de $d/8\beta_b$, donde β_b es la relación entre el área del refuerzo interrumpido y el área total del refuerzo a tracción en esa sección.

(c) Que para barras No. 11 y menores, el refuerzo que continúa sea el doble del área requerida por la flexión en el punto de interrupción y el cortante no excede de las 3/4 partes de lo permitido.



ARTÍCULO C.12.10.6. Se debe dar anclaje extremo adecuado al refuerzo a tracción en elementos profundos a flexión donde la tracción del refuerzo no sea directamente proporcional al momento, como es el caso de zapatas inclinadas o escalonadas o de secciones variables, ménsulas, elementos profundos a flexión o elementos en los cuales el refuerzo a tracción no sea paralelo a la cara de compresión.

SECCIÓN C.12.11.

DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO.



ARTÍCULO C.12.11.1. Al menos 1/3 del refuerzo para momento positivo en elementos simples, y 1/4 del refuerzo para momento positivo en elementos continuos debe extenderse a lo largo de la misma cara de: elemento dentro del apoyo. En vigas, tal refuerzo debe extenderse dentro del apoyo al menos 15 cm.



ARTÍCULO C.12.11.2. Cuando un elemento a flexión sea parte de un sistema primario resistente a cargas laterales, el refuerzo para momento positivo que es necesario extender dentro del apoyo de acuerdo con el Artículo C.12.11.1, debe anclarse para desarrollar la resistencia a la fluencia especificada f_y a tracción en la cara del apoyo.



ARTÍCULO C.12.11.3. En apoyos simples y en puntos de inflexión, el refuerzo a tracción para momento positivo debe limitarse a un diámetro tal que l_d calculada para f_y , según la Sección C.12.2, satisfaga la siguiente condición:

(C.12-1)

donde:

M_n = Resistencia nominal a momento, suponiendo que todo el refuerzo de la sección posee una tracción igual a la resistencia a la fluencia especificada f_y .

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección.

R = (En un apoyo) = Suma de la longitud de anclaje mas allá del centro del apoyo. En el punto de inflexión, debe limitarse a la altura efectiva del elemento, o $12 d_b$, el que sea mayor.

El valor de M_r/V_U puede aumentarse en un 30% cuando los extremos del refuerzo estén confinados por una reacción de compresión.

SECCIÓN C.12.12.

DESARROLLO DEL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO.

ARTÍCULO C.12.12.1. El refuerzo para momento negativo en un elemento continuo, restringido o en voladizo o en cualquier elemento de un pórtico rígido, debe anclarse en el elemento soportante o a través del mismo, mediante la longitud de anclaje, o por medio de ganchos o anclaje mecánico.

ARTÍCULO C.12.12.2. El refuerzo para momento negativo debe tener una longitud de anclaje dentro de la luz tal como se requiere en el Artículo C.12.10.3.



ARTÍCULO C.12.12.3. Al menos 1/3 del refuerzo total a tracción suministrado para momento negativo en un apoyo debe tener una longitud de anclaje, más allá del punto de inflexión, no menor que la altura efectiva del elemento, ó $12 d_b$ o $1/16$ de la luz libre, la que sea mayor.

SECCIÓN C.12.13.

DESARROLLO DEL REFUERZO DEL ALMA.

ARTÍCULO C.12.13.1. El refuerzo del alma debe llevarse tan cerca de las superficies a compresión y a tracción del elemento como lo permitan los requisitos de recubrimiento y proximidad de otros refuerzos.



ARTÍCULO C.12.13.2. Los extremos de los estribos de una sola rama, en U simple o en U múltiple, deben anclarse por uno de los siguientes medios:

(a) Un gancho estándar más un anclaje de $0.5 l_d$. Los $0.5 l_d$ de una rama del estribo deben tomarse como la distancia entre la mitad de la altura del elemento $d/2$ y el punto donde comienza el gancho (punto de tangencial).

(b) Un anclaje de $d/2$ por encima o por debajo de la mitad de la altura en el lado de compresión del elemento, para una longitud de desarrollo total pero no menor de $24 d_b$, o para barras o alambres corrugados una longitud de 30 cm.

(c) Para barras hasta la No. 5 y alambres corrugados hasta de 16 mm de diámetro, un doblamiento alrededor del refuerzo longitudinal de 135° , más un anclaje de $0.33 l_d$ para los estribos con esfuerzos de diseño que excedan de 2800 kg/cm^2 . El anclaje de $0.33 l_d$ de una rama del estribo debe tomarse como la distancia entre la mitad de la altura del elemento $d/2$ y el punto donde comienza el gancho (punto de tangencial).

(d) Para cada rama de una malla soldada de alambre liso, que forme estribos en U simple; conformada por:

- 2 alambres longitudinales espaciados a intervalos de 5 cm a lo largo del elemento en la parte superior de la U, o

- Un alambre longitudinal localizado a no más de $d/4$ de la cara a compresión y un segundo alambre más cerca de $d/4$ de la cara a compresión y espaciado a no menos de 5 cm del primer alambre. El segundo alambre puede localizarse en la rama del estribo más allá del dobléz, o en un dobléz cuya diámetro interno no sea menor que $8d_b$.



ARTÍCULO C.12.13.3. Entre los extremos anclados, cada dobléz, en la parte continua de un estribo en U simple o en U múltiple, debe abrazar una barra longitudinal.

ARTÍCULO C.12.13.4. En el caso de que las barras longitudinales dobladas para actuar como refuerzo de cortante se extiendan a una región de tracción, deben ser continuas con el refuerzo longitudinal y, si se extienden a una región de compresión, deben anclarse más allá de la mitad de la profundidad de $d/2$ tal como se especifica para la longitud de desarrollo en la Sección C.12.2 para aquella parte de f_y que requiere satisfacer la Ecuación C.11-20.



ARTÍCULO C.12.13.5. Los pares de estribos en U, o estribos colocados de tal modo que formen una unidad cerrada, deben considerarse empalmados correctamente cuando la longitud de los traslapes sea de 1.7λ . En los elementos que tengan al menos 45 cm de altura como en el caso de empalmes con $A_b f_y$ no mayor de 4000 kg por rama, pueden considerarse adecuados si las ramas de los estribos se extienden en la totalidad de la altura disponible del elemento.

SECCIÓN C.12.14.

EMPALMES DEL REFUERZO - GENERALIDADES.

ARTÍCULO C.12.14.1. Los empalmes del refuerzo deben hacerse únicamente como lo indiquen o permitan los planos de diseño o las especificaciones, o como los autorice el Ingeniero. Además, en Zonas de Riesgo Sísmico Alto deben cumplirse los requisitos adicionales del Artículo C.21.6.2



ARTÍCULO C.12.14.2. EMPALMES TRASLAPADOS. No pueden utilizarse empalmes por traslapo para barras mayores de la No.11, con la excepción indicada en el Artículo C.15.8.6.

PARÁGRAFO C.12.14.2.1. Los empalmes por traslapo de barras en paquetes debe basarse en la longitud del empalme traslapado requerida para las barras individuales del paquete, incrementándolos en un 20% para paquetes de 3 barras y en un 33% para paquetes de 4 barras.

No pueden superponerse empalmes por traslapo de barras individuales dentro de un paquete.

PARÁGRAFO C.12.14.2.2. Las barras unidas per medio de empalmes por traslapo que no estén en contacto, en elementos a flexión, no pueden espaciarse transversalmente a más de 1/5 de la longitud requerida para el empalme traslapado, ni a más de 15 cm.



ARTÍCULO C.12.14.3. EMPALMES SOLDADOS Y CONEXIONES MECÁNICAS. Pueden utilizarse empalmes soldados y otras conexiones mecánicas que cumplan las condiciones de este Código.

PARÁGRAFO C.12.14.3.1. Con las excepciones indicadas en este Código, toda soldadura debe cumplir las disposiciones de la Norma AWS D1.4 de la Sociedad Americana de Soldadura.

PARÁGRAFO C.12.14.3.2. Todo empalme totalmente soldado debe estar formado por barras soldadas al tope para que desarrollen a tracción al menos un 125% de la resistencia a la fluencia especificada f_y de la barra.

PARÁGRAFO C.12.14.3.3. Toda conexión mecánica total debe desarrollar a tracción o a compresión, según se requiera, al menos un 125% de la resistencia a la fluencia especificada f_y de la barra.

PARÁGRAFO C.12.14.3.4. Los empalmes soldados y las conexiones mecánicas que no cumplan con los requisitos anteriores pueden utilizarse de acuerdo con lo estipulado en el Artículo C.12.15.4.

SECCIÓN C.12.15.

EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS Y ALAMBRES CORRUGADOS A TENSION.



ARTÍCULO C.12.15.1. Los empalmes por traslapo de barras corrugadas y alambres corrugados a tracción cumplirán con la Tabla C.12.1.



ARTÍCULO C.12.15.2. La longitud mínima de traslapo para empalmes a tracción de las clases A, B ó C, es la siguiente:

Empalme	Clase 1.0
A.....	
Empalme	Clase 1.3
B.....	
Empalme	Clase 1.7
C.....	

pero no pueden ser menores de 30 cm. es la longitud de desarrollo a tracción para la resistencia a la fluencia especificada f_y , de acuerdo con la Sección C.12.2.



ARTÍCULO C.12.15.3. Los empalmes soldados o las conexiones mecánicas que se utilicen donde el área de refuerzo suministrada sea menor del doble de lo que se requiere por el análisis, deben cumplir los requisitos de los Parágrafos C.12.14.3.2 o C.12.14.3.3.



ARTÍCULO C.12.15.4. Los empalmes soldados o las conexiones mecánicas que se utilicen donde el área de refuerzo suministrada sea al menos el doble del que se requiere por análisis, deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) Los empalmes deben escalonarse por lo menos cada 60 cm de distancia y de tal manera que desarrollen en cada sección por lo menos el doble de la fuerza de tracción calculada en esa sección, pero no menos de 1400 kg/cm² para el área total de refuerzo.

(b) Al calcular la fuerza de tracción que se desarrolla en cada sección el refuerzo empalmado puede evaluarse a la resistencia especificada del empalme. El refuerzo no empalmado debe evaluarse a aquella fracción de f_y definida por la relación entre la longitud de desarrollo real, más corta y el l_d que se requiera para desarrollar la resistencia especificada a la fluencia f_y .



ARTÍCULO C.12.15.5. Los empalmes en "elementos de amarre a tracción" deben ser totalmente soldados, o hacerse con una conexión mecánica total, de acuerdo con los Parágrafos C.12.14.3.2 ó C.12.14.3.3 y deben escalonarse al menos 80 cm.

SECCIÓN C.12.16.

EMPALMES DE BARRAS CORRUGADAS A COMPRESION.



ARTÍCULO C.12.16.1. La longitud de mínima para empalmes traslapados a compresión es la longitud de desarrollo a compresión calculada de acuerdo con la Sección C.12.3, pero no menos que $0.007 f_y d_b$ ni que 30 cm, ni que $(0.013 f_y - 24)d_b$ para f_y mayor de 4200 kg/cm². Para f_y menores de 210 kg/cm², la longitud de traslapo debe incrementarse en 1/3.



ARTÍCULO C.12.16.2. En elementos a compresión reforzados con estribos que tengan en toda la longitud del empalme traslapado un área no menor que $0.0015 h_s$, la longitud de empalme traslapado puede multiplicarse por 0.83 pero no debe ser menor de 30 cm. Las ramas de los estribos perpendiculares a la dimensión h , deben utilizarse para determine el área efectiva.

ARTÍCULO C.12.16.3. En elementos a compresión reforzados con espirales, la longitud de los empalmes por traslapo de las barras dentro de la espiral pueden multiplicarse por 0.75, pero la longitud de traslapo no puede ser menor de 30 cm.

ARTÍCULO C.12.16.4. Los empalmes soldados o las conexiones mecánicas que se utilicen a compresión deben cumplir con los requisitos de los Parágrafos C.12.14.3.2 ó C.12.14.3.3.



ARTÍCULO C.12.16.5. EMPALMES EXTREMOS POR CONTACTO. El esfuerzo en las barras solicitadas a compresión únicamente, puede transmitirse al apoyo por medio de extremos cortados normalmente, sostenidos en contacto concéntrico mediante un dispositivo adecuado.

PARÁGRAFO C.12.16.5.1. Los extremos de las barras deben terminarse en superficies planas, en ángulo recto con el eje de las barras y deben tener una tolerancia de 3° con respecto a un apoyo total después de ensamblarse.

PARÁGRAFO C.12.16.5.2. Los empalmes portantes extremos deben utilizarse únicamente en elementos que tengan estribos cerrados o espirales.

SECCIÓN C.12.17.

REQUISITOS ESPECIALES DE EMPALME PARA COLUMNAS.



ARTÍCULO C.12.17.1. Donde la tracción debida a cargas mayoradas en las barras longitudinales de una columna calculada para diversas combinaciones de carga, varíe desde f_y a compresión hasta $f_y/2$ o menos a tracción pueden utilizarse empalmes por traslapo, empalmes soldados al tope, conexiones mecánicas o empalmes portantes extremos. La resistencia total a tracción suministrada en cada cara de la columna por los empalmes, o por empalmes en combinación con barras continuas no empalmadas, evaluada al nivel de la resistencia a la fluencia especificada f_y , debe ser al menos 2 veces mayor que la tracción calculada, pero no menor que la requerida en el Artículo C.12.17.3.



ARTÍCULO C.12.17.2. Donde la tracción debida a cargas mayoradas en barras longitudinales de una columna, calculada para cualquier combinación de cargas, excede de $f_y/2$ a tracción, deben utilizarse empalmes por traslapo diseñados para desarrollar la resistencia a la fluencia especificada f_y a tracción o empalmes completamente soldados, o empalmes con conexiones mecánicas, de acuerdo con los Parágrafos C.12.14.3.2 ó C.12.14.3.3.

ARTÍCULO C.12.17.3. En Las secciones transversales de columnas donde estén localizados los empalmes, debe suministrarse una resistencia a tracción en cada cara de la columna, igual a 1/4 del área del refuerzo vertical en esa cara, multiplicada por f_y .



ARTÍCULO C.12.17.4. En las Zonas de Riesgo Sísmico Alto deben cumplirse los requisitos adicionales del Artículo C.21.7.3.

SECCIÓN C.12.18.

EMPALMES DE MALLA SOLDADA DE ALAMBRE CORRUGADO A TENSION.



ARTÍCULO C.12.18.1. La longitud mínima de traslapo para empalmes traslapados de malla soldada de alambre corrugado, medida entre los extremos de cada malla, no debe ser menor que $1.7 l_d$ ni de 20 cm, y el traslapo medido entre los alambres transversales más externos de cada malla no debe ser menor de 5 cm, donde l_d es la longitud de desarrollo para la resistencia a la fluencia especificada f_y de acuerdo con la Sección C.12.8.



ARTÍCULO C.12.18.2. Los empalmes traspaso de malla soldada de alambre corrugado sin alambres transversales dentro de la longitud de empalme traslapado, debe determinarse como para alambre corrugado.

SECCIÓN C.12.19.

EMPALMES DE MALLA SOLDADA DE ALAMBRE LISO A TRACCION.

La longitud mínima de traslapo para empalmes por traslapo de malla soldada de alambre liso, debe cumplir con lo siguiente:

(a) Cuando el área de refuerzo suministrada sea mayor que 2 veces la requerida por el análisis en el sitio de empalme, la longitud de traslapo medida entre los alambres transversales más externos de cada malla no debe ser menor que un espaciamiento de los alambres transversales más 5 cm, ni menor que $1.5 l_d$, ni que 15 cm, donde l_d es la longitud de desarrollo para la resistencia a la fluencia especificada f_y de acuerdo con la Sección C.12.8.

(b) Cuando el área de refuerzo suministrada sea al menos 2 veces la requerida por el análisis en el sitio de empalme, la longitud de traslapo medida entre los alambres transversales más externos de cada malla no debe ser menor que $1.5 l_d$, ni que 5 cm, en que l_d es la longitud de desarrollo para la resistencia a la fluencia especificada f_y de acuerdo con la Sección C.12.8.

TABLA C.12.1.

EMPALMES A TRACCION POR TRASLAPO.

- Relación de área de refuerzo suministrada al área de refuerzo requerida por el análisis en el sitio de empalme.

CAPÍTULO C.13.

SISTEMAS DE LOSA EN UNA Y DOS DIRECCIONES.

SECCIÓN C.13.0.

NOMENCLATURA.

c_1 = Dimensión de la columna, capitel o ménsula rectangular o rectangular equivalente, medida en la dirección de la luz la cual se determinan los momentos, expresada en cm.

c_2 = Dimensión de la columna, capitel o ménsula rectangular o rectangular equivalente, medida transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos, expresada en cm.

c = Constante de la sección transversal para definir propiedades de torsión.

d = Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción, expresada en cm.

E_{cb} = Módulo de elasticidad del concreto de la viga.

E_{cc} = Módulo de elasticidad del concreto de la columna.

E_{cs} = Modulo de elasticidad del concreto de la losa

H = Espesor total del miembro, expresada en cm.

I_b = Momento de inercia de la sección bruta de la viga alrededor del eje centroidal según se define en el Artículo C.13.2.4

I_c = Momento de inercia de la sección bruta de la columna.

I_s = Momento de inercia de la sección bruta de la losa alrededor del eje centroidal.

= $h^3/12$ veces el ancho de la losa definido en las notaciones de a_y y β_t .

K_b = Rigidez a la flexión de la viga; momento por unidad rotación.

K_c = Rigidez a la flexión de la columna; momento por unidad rotación.

K_{ec} = Rigidez a la flexión de la columna equivalente; momento por unidad de rotación.

K_s = Rigidez a la flexión de la losa; momento por unidad de rotación.

K_T = Rigidez a la torsión del miembro; momento por unidad de rotación.

l_n = Longitud de la luz en la dirección en la cual se determinan los momentos, medida centro a centro de apoyos.

l_1 = Longitud de la luz en la dirección en la cual se determinan los momentos, medida centro a centro de apoyos.

l_2 = Longitud de la luz transversal a 1, medida centro a centro de apoyos.

M_o = Momento estático mayorado total.

w_u = Carga mayorada por unidad de área.

w_d = Carga muerta mayorada por unidad de área.

w_l = Carga viva mayorada por unidad de área.

X = Dimensión total menor de una parte rectangular de una sección transversal.

y = Dimensión total mayor de una parte rectangular de una sección transversal

a = Relación de la rigidez a la flexión de la sección de la viga a la rigidez a la flexión de un ancho de losa limitado lateralmente por los ejes de los paneles adyacentes (si los hay) a cada lado de la viga.

a_c = Relación de la rigidez a la flexión de la columna equivalente a la rigidez a la flexión combinada de las losas y vigas e nudo, tomadas en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos.

a_{ec} = Relación de la rigidez a la flexión de la columna equivalente a la flexión combinada de las losas y vigas en un nudo, tomadas en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos.

a_{mi} = Mínimo c que satisface el Artículo C.13.6.10 (a)

n

a_1 = en la dirección de 1

a_2 = en la dirección de 2

β_a = Relación de la carga muerta por unidad de área a la carga viva por unidad de área (en cada caso sin factores de carga).

β_t = Relación de la rigidez a la torsión de la sección de la viga de borde a la rigidez a la flexión de un ancho de losa igual a la longitud de la luz de la viga, centro a centro de apoyos.

= Factor definido por la Ecuación C.13-5. Véase el Artículo C.13.6.10.

= Fracción del momento desequilibrado transferido por flexión a las uniones losa-columna.

Veáse el Parágrafo C.13.3.4.2.

SECCIÓN C.13.1.

ALCANCE.



ARTÍCULO C.13.1.1. Las disposiciones de este Capítulo son aplicables al diseño de sistemas de placa con refuerzo de flexión una o más direcciones, ya sea con o sin vigas entra apoyos.



ARTÍCULO C.13.1.2. El sistema de placa que se considera en este Capítulo puede estar apoyado sobre vigas o muros cuando se trate de placas en una dirección y sobre columnas, vigas o muros cuando se trate de sistemas en dos direcciones. Si se apoya sobre columna, no se debe considerar para fines estructurales ninguna porción del capitel de una columna que esté por fuera del mayor cono circular recto o pirámide con vértice de 90^0 que pueda incluirse dentro de los límites del elemento de apoyo.



ARTÍCULO C.13.1.3. Quedan incluidas dentro del alcance de este Capítulo las placas macizas y las placas aligeradas con huecos o cavidades hechas mediante rellenos permanentes o removibles entre nervios en una o dos direcciones.

ARTÍCULO C.13.1.4. El espesor mínimo de las placas diseñadas según el Capítulo C.13 debe estar de acuerdo con los requisitos de las Secciones C.9.5 y C.9.6.

SECCIÓN C.13.2.

CONSTRUCCION CON NERVADURAS.



ARTÍCULO C.13.2.1. La construcción con nervaduras consiste en una combinación monolítica de nervios espaciados regularmente y de una plaqueta superior que actúa en una o en dos direcciones.



ARTÍCULO C.13.2.2. Los nervios no deben tener menos de 8 cm de ancho y su altura libre no debe ser mayor de seis veces el espesor del alma. Cuando las nervaduras trabajen como viga T, deben cumplir los requisitos de la Sección C.8.8.



ARTÍCULO C.13.2.3. La plaqueta superior debe tener más de 3 cm de espesor, pero no menos de 1/20 de la distancia libre entre los nervios. La plaqueta superior debe tener el refuerzo de repartición y temperatura que prescribe el Capítulo C.7.



ARTÍCULO C.13.2.4. Puede prescindirse de la armadura de temperatura en la plaqueta superior prescrita por el Capítulo C.7 de este Código, cuando se trate de losas que no son de cubierta o losas en las cuales no hay posibilidad de que se presenten cargas concentradas grandes ni de que la retracción de fraguado produzca fisuras que puedan reducir la capacidad de resistir cargas de la plaqueta. En los casos en que se puede prescindir de la armadura de temperatura, deben cumplirse los requisitos de los Parágrafos siguientes:

PARÁGRAFO C.13.2.4.1. Cuando se trate de una plaqueta fundida en el sitio y su espesor sea mayor o igual a 4 cm puede prescindirse del refuerzo de temperatura si el máximo esfuerzo que se presenta en la plaqueta, calculado para las cargas mayoradas no excede de 2

PARÁGRAFO C.13.2.4.2. Cuando se trate de aligeramiento por medio de bloques prefabricados de concreto o arcilla cocida puede prescindirse de la plaqueta fundida en el sitio sobre los bloques y/o de su armadura de temperatura cuando se demuestre ut experimentalmente que resiste el doble de la carga a la que se va a ver sometida durante la construcción y la vida útil de la edificación.



ARTÍCULO C.13.2.5. Los bloques de aligeramiento de concreto o arcilla cocida pueden considerarse como parte del recubrimiento del concreto que se prescribe en la Sección C.7.7 de éste Código.

SECCIÓN C.13.3.

LOSAS EN UNA DIRECCION.



ARTÍCULO C.13.3.1. Las losas en una dirección, ya sean nervadas o macizas deben analizarse y diseñarse para las cargas muertas y vivas a que van a verse sometidas. Este análisis puede llevarse a cabo por cualquier método aceptado de mecánica estructural que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. En a lugar de un análisis detallado en el análisis de losas en una ai dirección con luces menores de 8 metros pueden usarse los coeficientes dados en el Artículo C.13.3.2.



ARTÍCULO C.13.3.2. Pueden utilizarse los siguientes momentos y cortantes aproximados para el diseño de vigas y viguetas continuas y placas armadas en una dirección, en lugar de un método más exacto de análisis, siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

- (a) Haya dos o más luces.
- (b) Las luces sean aproximadamente iguales y la diferencia máxima entre dos luces adyacentes no sea más del 20% de la menor,
- (c) Las cargas sean uniformemente repartidas,
- (d) La carga viva unitaria no exceda de tres veces la carga muerta unitaria, y
- (e) Los elementos sean prismáticos.

- Momentos Positivos

Luces exteriores:

Apoyo restringido.....	exterior	no
Apoyo exterior construido integralmente con el elemento de soporte.....		
Luces interiores.....		

- Momentos Negativos

Cara exterior del primer apoyo interior:

Dos lotes.....		
....		
Más luces.....	de	dos
Apoyos interiores.....		
Apoyos interiores de losas con luces menores de 3.50 m ó elementos que llegan a apoyos muy rígidos.....		

Apoyo exterior de elementos contruidos integralmente con sus apoyos:

Apoyados sobre una viga.....	sobre	una
Apoyados sobre una columna.....		

- Cortante

Luces finales cara del primer apoyo.....
Otros
apoyos.....

La luz que se utilice en el cálculo de los momentos negativos debe ser el promedio de los lotes adyacentes.

Cuando se utilizan los coeficientes anteriores no se permite la redistribución de momentos indicada en el Artículo C.8.2.2. Las demás fuerzas internas deben calcularse de acuerdo con los momentos anteriores.

SECCIÓN C.13.4.

DEFINICIONES Y PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA LOSAS EN DOS DIRECCIONES.

ARTÍCULO C.13.4.1. La franja de columnas es una franja de diseño con un ancho a cada lado del eje de columnas igual a $0.25 l_2$ ó $0.25 l_1$, el que sea menor. Las franjas de columnas incluyen las vigas, si las hay.

ARTÍCULO C.13.4.2. La franja central es una franja de diseño limitada por dos franjas de columnas.



ARTÍCULO C.13.4.3. Un panel está limitado en todos sus lados por los ejes de las columnas, vigas o muros.

ARTÍCULO C.13.4.4. Para construcciones monolíticas o totalmente compuestas, la viga incluye aquella porción de losa que se extiende a cada lado de la viga una distancia igual al mayor de los salientes de la viga por encima o por debajo de la losa, pero no mayor de 4 veces el espesor de la losa.



ARTÍCULO C.13.4.5. Un sistema de losa puede diseñarse por cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica, si se demuestra que la resistencia de diseño en cada sección es por lo menos igual a la resistencia requerida considerando las Secciones C.9.2 y C.9.3, y que se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.



ARTÍCULO C.13.4.6. Para cargas verticales, un sistema de losa, incluyendo las vigas entre apoyos (si las hay), y las columnas o muros de apoyo, pueden ser diseñados por el Método Directo de Diseño (Sección C.13.6) o por el Método del Pórtico Equivalente (Sección C.13.7).



ARTÍCULO C.13.4.7. El análisis del sistema de losas mas columnas, para cargas laterales, debe hacerse tomando en cuenta el efecto del agrietamiento y el refuerzo en la rigidez y por métodos de análisis para pórticos no arriostrados.

PARÁGRAFO. Los resultados del análisis para cargas verticales pueden combinarse con los resultados del análisis para cargas horizontales.



ARTÍCULO C.13.4.8. La losa y las vigas entre apoyos (si las hay) se deben dimensionar para los momentos mayorados que rigen en cada sección.

ARTÍCULO C.13.4.9. Cuando las cargas de gravedad, viento, terremoto, u otras fuerzas laterales producen transferencia de momento entre la losa y la columna, una fracción del momento desequilibrado debe transferirse por flexión de acuerdo con los Parágrafos C.13.4.9.2 y C.13.4.9.3.

PARÁGRAFO C.13.4.9.1. La fracción del momento desequilibrado causado por cargas verticales, de viento, sismo u otra carga lateral que no se transfiera por flexión, debe transferirse por excentricidad de cortante de acuerdo con el Artículo C.11.12.2.

PARÁGRAFO C.13.4.9.2. Una fracción del momento desequilibrado dada por:

(C.13-1)

debe considerarse transferida por flexión sobre un ancho efectivo de losa entre líneas que estén por fuera de las caras opuestas de la columna o capitel una y media veces el espesor de la losa o del abaco (1.5 h).

PARÁGRAFO C.13.4.9.3. La concentración de refuerzo sobre la columna, por espaciamiento o por refuerzo adicional, puede utilizarse para resistir el momento sobre el ancho efectivo de losa definido en el Parágrafo C.13.4.9.2.

SECCIÓN C.13.5.

REFUERZO DE LA PLACA.



ARTÍCULO C.13.5.1. El área de refuerzo en cada dirección para sistemas de placa en dos direcciones debe determinarse según los momentos en las secciones críticas, pero no debe ser menor que la requerida por la Sección C.7.12.



ARTÍCULO C.13.5.2. El espaciamiento del refuerzo en las secciones críticas no debe ser mayor de 3 veces el espesor de la placa, excepto las áreas que sean de construcción celular o nervada.



ARTÍCULO C.13.5.3. El refuerzo para momento positivo perpendicular a un borde discontinuo debe extenderse hasta el borde de la placa y anclaje recto o con ganchos por lo menos a 15 cm en las vigas de borde, columnas o muros.



ARTÍCULO C.13.5.4. El refuerzo para momento negativo perpendicular a un borde discontinuo debe doblarse con o sin gancho y anclarse en las vigas de borde, columnas o muros de manera que se obtenga la longitud de desarrollo en la cara del apoyo, según lo estipulado en el Capítulo C.12.



ARTÍCULO C.13.5.5. Donde la placa no se apoye en una viga de borde o muro o en un borde discontinuo, o donde la placa quede en voladizo mas allá del apoyo, el refuerzo puede anclarse en la placa.



ARTÍCULO C.13.5.6. En placas con vigas entre apoyos cuyo valor de a sea mayor que 1, debe proporcionarse refuerzo especial, superior e inferior, en las esquinas exteriores de acuerdo con los siguientes requisitos:

- (a) El refuerzo especial tanto en la parte superior como en la inferior debe ser suficiente para resistir un momento igual al máximo momento positivo de la placa (por unidad de ancho).
- (b) Se supone que la dirección del momento es paralela a la diagonal desde la esquina en la parte superior de la placa y perpendicular a esa diagonal en la parte inferior.
- (c) El refuerzo especial debe colocarse a una distancia igual a $1/5$ de la luz mayor, en ambas direcciones, a partir de la esquina.

Tanto en la parte superior como en la inferior, el refuerzo especial puede colocarse en una sola banda en la dirección del momento o en dos bandas paralelas a los lados de la placa.



ARTÍCULO C.13.5.7. Donde se utilicen sobreespesores o abacos para reducir la cantidad de refuerzo negativo sobre la columna de una placa, el tamaño del sobreespesor debe estar de acuerdo con los siguientes requisitos:

- (a) El sobreespesor debe extenderse en cada dirección a partir del eje del apoyo a una distancia no menor de $1/6$ de la luz, medida centro a centro de apoyos en dicha dirección.

(b) El saliente del sobreespesor debajo de la placa debe tener al menos, $1/4$ del espesor de la placa por fuera del sobreespesor.

(c) Al calcular el refuerzo que requiere la placa, no debe suponerse que el sobreespesor por debajo de esta sea mayor de $1/4$ de la distancia desde el borde de la columna o capitel.



ARTÍCULO C.13.5.8. DETALLES DEL REFUERZO EN PLACAS SIN VIGAS. Además de los otros requisitos de la Sección C.13.5, el refuerzo en placas sin vigas debe tener los puntos de doblamiento y extensiones indicadas en la Figura C.13-1.

PARÁGRAFO C.13.5.8.1. Donde las luces adyacentes sean desiguales, la extensión del refuerzo negativo mas allá de la cara del apoyo según se indica la Figura C.13-1, debe basarse en los requisitos para la luz mayor.

PARÁGRAFO C.13.5.8.2. Las barras dobladas pueden utilizarse sólo cuando la relación espesor-luz permita usar dobleces de 45° ó menos.

PARÁGRAFO C.13.5.8.3. Para placas en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral o para las placas que resistan cargas laterales, las longitudes del refuerzo deben determinarse por análisis, pero no pueden ser menores que las prescritas en la Figura C.13-1.



ARTÍCULO C.13.5.9. ABERTURAS EN SISTEMAS DE PLACA. Pueden disponerse aberturas de cualquier tamaño en el sistema de placa, si se demuestra por análisis que la resistencia suministrada es, por lo menos, la requerida en las Secciones C.9.2 y C.9.3 y que se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones.

PARÁGRAFO. En lugar del análisis especial requerido por el Artículo C.13.5.9, pueden disponerse aberturas en sistemas de placa sin vigas solo cuando se cumplan los siguientes requisitos:

(a) Que en el área común de la intersección de las franjas centrales puedan localizarse aberturas de cualquier tamaño, siempre que se mantenga la cantidad total de refuerzo requerida para placa sin abertura.

(b) Que en el área común de la intersección de las franjas de columna no se interrumpa el refuerzo con aberturas de más de $1/8$ del ancho de la franja de columna en cualquiera de las luces. El equivalente del refuerzo interrumpido debe añadirse en los lados de la abertura.

(c) Que en si área común a una franja de columna y una franja central, no se interrumpa el refuerzo por efectos de la abertura mas de $1/4$ en cada franja. El equivalente del refuerzo interrumpido debe añadirse en los lados de la abertura.

(d) Que se cumplan los requisitos de corte del Artículo C.11.11.5.

SECCIÓN C.13.6.

METODO DIRECTO DE DISEÑO.



ARTÍCULO C.13.6.1. LIMITACIONES. Los sistemas de losas dentro de las siguientes limitaciones pueden diseñarse por el Método Directo de Diseño.

PARÁGRAFO C.13.6.1.1. En cada dirección debe haber un mínimo de tres luces continuas.

PARÁGRAFO C.13.6.1.2. Los paneles deben ser rectangulares con una relación de la luz mas larga a la mas corta dentro de cada panel no mayor de 2.

PARÁGRAFO C.13.6.1.3. Las longitudes de las luces sucesivas, en cada dirección, no pueden diferir en más de 1/3 de la luz más larga.

PARÁGRAFO C.13.6.1.4. Las columnas pueden desalinearse un máximo del 10% de la luz (en la dirección del desalineamiento) de cualquier eje entre columnas sucesivas.

PARÁGRAFO C.13.6.1.5. Todas las cargas pueden ser únicamente de gravedad y estar uniformemente distribuidas sobre un panel completo. La carga viva no debe exceder de 3 veces la carga muerta.

PARÁGRAFO C.13.6.1.6. Para un panel con vigas entre apoyos por todos los lados, la rigidez relativa de las vigas en dos direcciones

(C.13-2)

no debe ser menor de 0.2 ni mayor de 5.0.

PARÁGRAFO C.13.6.1.7. La redistribución de momentos, tal como lo permite la Sección C.8.4, no debe aplicarse a los sistemas de losa diseñados por el Método Directo de Diseño. Véase el Artículo C.13.6.7.

PARÁGRAFO C.13.6.1.8. Las variaciones a las limitaciones del Artículo C.13.6.1 pueden considerarse aceptables si se demuestra por el análisis que se satisfacen los requisitos del Artículo C.13.4.5.



ARTÍCULO C.13.6.2. Momento estático mayorado total para una luz. El momento estático mayorado total para una luz debe determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje del panel a cada lado del eje de los apoyos.

PARÁGRAFO C.13.6.2.1. La suma de los valores absolutos del momento positivo y del promedio de los momentos negativos mayorados en cada dirección no debe ser menor que:

C.13-3

PARÁGRAFO C.13.6.2.2. Donde varíe la luz transversal de los paneles a cualquier lado del eje de apoyos, l_2 en la Ecuación C.13-3 debe tomarse como el promedio de las luces transversales adyacentes.

PARÁGRAFO C.13.6.2.3. Cuando se considere la luz adyacente y paralela a un borde, la distancia del borde al eje del panel debe sustituirse por l_2 en la Ecuación C.13-3.

PARÁGRAFO C.13.6.2.4. La luz libre l_n debe extenderse de cara a cara de las columnas, capiteles, ménsulas o muros. El valor de l_n utilizado en la Ecuación C.13-3 no debe ser menor que 0.65. Los apoyos de forma circular o de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados de la misma área.



ARTÍCULO C.13.6.3. Momentos mayorados negativos y positivos - Los momentos mayorados negativos deben localizarse en la cara de los apoyos rectangulares. Los apoyos de forma circular o de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados de la misma área.

PARÁGRAFO C.13.6.3.1. En una luz interior, el momento estático total M_o debe distribuirse como sigue:

Momento mayorado negativo..... 0.65

Momento mayorado positivo..... 0.35

PARÁGRAFO C.13.6.3.2. En una luz extrema, el momento estático total M_o debe distribuirse según la Tabla C.13-1.

PARÁGRAFO C.13.6.3.3. Las secciones de momento negativo en luces que concurren a un apoyo común deben diseñarse para resistir el mayor de los dos momentos mayorados negativos interiores determinados a no ser que se haga un análisis para distribuir el momento desequilibrado de acuerdo con las rigideces de los elementos adyacentes.

PARÁGRAFO C.13.6.3.4. Las vigas de borde o los bordes de losa deben dimensionarse para resistir a torsión, su parte del momento mayorado negativo exterior.



ARTÍCULO C.13.6.4. Momentos mayorados en franjas de columna - Las franjas de columna deben dimensionarse para resistir las porciones, en porcentaje, de los momentos mayorados negativos interiores que se muestran en la Tabla C.13-2.

PARÁGRAFO C.13.6.4.1. Las franjas de columnas deben dimensionarse para resistir las porciones, en porcentaje, de los momentos mayorados negativos exteriores que se muestran en la Tabla C.13-3.

PARÁGRAFO C.13.6.4.2. Donde los apoyos consistan de columnas o muros que se extienda una distancia igual o mayor que $3/4$ de la longitud de la luz l_2 utilizada para calcular M_o , los momentos negativos deben considerarse uniformemente distribuidos a través de

PARÁGRAFO C.13.6.4.3. Las franjas de columnas deben diseñarse para resistir las porciones, en porcentaje, de los momentos mayorados positivos que se muestran en la Tabla C.13-4.

PARÁGRAFO C.13.6.4.4. Para losas con vigas entre apoyos, la porción de losa de las franjas de columna deben dimensionarse para resistir aquella parte de los momentos de la franja de columna no resistida por las vigas.



ARTÍCULO C.13.6.5. Momentos mayorados en vigas. Las vigas entre apoyos deben dimensionarse para resistir el 85% de los momentos de la franja de columnas si es igual o mayor de 1.0

PARÁGRAFO C.13.6.5.1. Para valores de $(a_1 l_2/l_1)$ entre 1.0 y cero, la proporción de los momentos de la franja en la columnas resistida por las vigas se obtiene por interpolación lineal entre 85 y cero por ciento.

PARÁGRAFO C.13.6.5.2. Además de los momentos calculados de acuerdo con el Artículo C.13.6.5 y el parágrafo C.13.6.5.1, las vigas deben dimensionarse para resistir los momentos causados por las cargas aplicadas directamente sobre ellas.



ARTÍCULO C.13.6.6. Momentos mayorados en franjas centrales - Aquella porción de los momentos mayorados negativos y positivos no resistida por las franjas de columnas debe asignarse proporcionalmente a las medias franjas centrales correspondientes.

PARÁGRAFO C.13.6.6.1. Cada franja central debe dimensionarse para resistir la suma de los momentos asignados a sus dos medias franjas centrales.

PARÁGRAFO C.13.6.6.2. Una franja central adyacente y paralela a un borde apoyado en un muro debe dimensionarse para resistir el doble del momento asignado a la media franja central correspondiente a la primera fila de apoyos interiores.



ARTÍCULO C.13.6.7. Modificación de los momentos mayorados Los momentos mayorados negativos y positivos pueden modificarse en un 10% siempre y cuando el momento estático total para un panel en la dirección considerada no sea menor que el requerido por la Ecuación C.13-3.



ARTÍCULO C.13.6.8. Cortante mayorado en sistemas de losa, con vigas. Las vigas igual o mayor de 1.0, deben dimensionarse para resistir el cortante causado por las cargas mayoradas sobre las áreas tributarias limitadas por líneas trazadas a 45 grados desde las esquinas de los paneles y los ejes de los paneles adyacentes paralelos a los lados largos.

PARÁGRAFO C.13.6.8.1. Las vigas con α menor de 1.0 deben dimensionarse para resistir el cortante obtenido por interpolación lineal, suponiendo que las vigas con $\alpha = 0$ no soportan carga.

PARÁGRAFO C.13.6.8.2. Además de los cortantes calculados de acuerdo con el Artículo C.13.6.8 y el párrafo C.13.6.8.1, las vigas deben dimensionarse para resistir los cortantes causados por las cargas mayoradas aplicadas directamente sobre ellas.

PARÁGRAFO C.13.6.8.3. La resistencia a cortante de una losa puede calcularse bajo la suposición de que la carga se distribuye a las vigas de apoyo de acuerdo con el Artículo C.13.6.8 ó el párrafo C.13.6.8.1. Debe proporcionarse resistencia a la cortante total que ocurre en un panel.

PARÁGRAFO C.13.6.8.4. La resistencia a cortante debe cumplir los requisitos del Capítulo C.11.



ARTÍCULO C.13.6.9. Momentos mayorados en columnas y muros. Las columnas y los muros construidos monolíticamente con un sistema de losa deben resistir los momentos causados por las cargas mayoradas sobre el sistema de losa.

PARÁGRAFO. En un apoyo interior, los elementos de apoyo por encima y por debajo de la losa deben resistir el momento especificado por la Ecuación C.13-4 en proporción directa a sus rigideces, a no ser que se haga un análisis general.

donde se refieren a la luz más corta.

ARTÍCULO C.13.6.10. Disposiciones para los efectos de la distribución de la carga - Donde la relación β_a de carga muerta a carga viva sea menor de 2, debe cumplirse una de las siguientes condiciones:

(a) La suma de las rigideces a flexión de las columnas por encima y por debajo de la losa debe ser tal que a_c no sea menor que el a_{min} especificado en la Tabla C.13.6-10.

(b) Si a_c para las columnas por encima y por debajo de la losa es menor que el a_{min} especificado en la Tabla C.13-5, los momentos mayorados positivos en los paneles apoyados en tales columnas deben multiplicarse por el coeficiente determinado en la Ecuación C.13-5.

(C.13-5)

donde β_a es la relación de carga muerta a carga viva, por unidad de área (en cada caso sin factores de carga).

SECCIÓN C.13.7.

METODO DEL PORTICO EQUIVALENTE.



ARTÍCULO C.13.7.1. El diseño de sistemas de placa por el Método de Pórtico Equivalente se basa en las suposiciones dadas en los Artículos C.13.7.2 a C.13.7.6. Todas las secciones de la placa y de los elementos soportantes deben dimensionarse para los momentos y cortantes así obtenidos.

PARÁGRAFO C.13.7.1.1. Donde se utilicen capiteles metálicos de columnas, pueden tenerse en cuenta sus contribuciones a la rigidez y a la resistencia de momento y cortante.

PARÁGRAFO C.13.7.1.2. Pueden despreciarse los cambios en la longitud de las columnas y de las placas debidos a los esfuerzos directos, y las deflexiones debidas al cortante.

ARTÍCULO C.13.7.2. PÓRTICO EQUIVALENTE. Si Método del Pórtico Equivalente se basa en los siguientes principios:

PARÁGRAFO C.13.7.2.1. La estructura debe considerarse constituida por pórticos equivalentes tornados longitudinal y transversalmente a través del edificio sobre las líneas de columnas.

PARÁGRAFO C.13.7.2.2. Cada pórtico consiste en una fila de columnas o apoyos equivalentes y franjas de placa-viga limitados lateralmente por líneas central de la placa a cada lado del eje de columnas o apoyos.

PARÁGRAFO C.13.7.2.3. Los pórticos adyacentes y paralelos a un borde están limitados por dicho borde y por la línea central de la placa adyacente.

PARÁGRAFO C.13.7.2.4. Puede analizarse un pórtico equivalente, sometido solamente a cargas de gravedad, aislando cada piso de los adyacentes, superior e inferior, y considerando empotrados los extremos lejanos de las columnas.

PARÁGRAFO C.13.7.2.5. Cuando se analicen las vigas-placa separadamente para determine el momento en un apoyo dado, puede suponerse que la viga-placa esta empotrada en cualquier apoyo distante dos paneles de allí, siempre que la placa continúe más allá de ese punto.



ARTÍCULO C.13.7.3. VIGAS - PLACAS. El momento de inercia de las vigas-placas en cualquier sección transversal fuera de los nudos o capiteles de columnas, puede basarse en el área bruta de concreto.

PARÁGRAFO C.13.7.3.1. Debe tenerse en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo del eje de las vigas-placa.

PARÁGRAFO C.13.7.3.2. El momento de inercia de las vigas-placa desde el centro de columna hasta la cara de la columna, ménsula o capitel se supone igual a su momento de inercia en la cara de columna, ménsula o capitel dividido por la cantidad donde y se miden transversalmente a la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos.

ARTÍCULO C.13.7.4. COLUMNAS. El momento de inercia de las columnas en cualquier sección localizada fuera de los nudos o capiteles puede determinarse de la sección bruta de concreto.

PARÁGRAFO C.13.7.4.1. Deben tomarse en cuenta las variaciones del momento de inercia a lo largo del eje de la columna.

PARÁGRAFO C.13.7.4.2. El momento de inercia de la columna dentro de la viga-placa puede suponerse infinito.

ARTÍCULO C.13.7.5. ELEMENTOS A TORSIÓN. Debe suponerse que los elementos a torsión anexos tienen una sección transversal constante en toda su longitud, consistente en la mayor de:

- (a) Una porción de placa con ancho igual al de la columna, ménsula o capitel en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos.
- (b) Para construcción monolítica o totalmente compuesta, la porción de placa especificada en (a) más la porción de la viga transversal por encima y por debajo de la placa;
- (c) La viga transversal tal como se define en el Artículo C.13.4.4.

PARÁGRAFO C.13.7.5.1. La rigidez, K_t , de un elemento a torsión anexo debe calcularse con la expresión siguiente:

(C.13-6)

donde C_2 y L_2 se refieren a las luces transversales a cada lado de la columna.

PARÁGRAFO C.13.7.5.2. La constante C en la Ecuación C.13-6 puede evaluarse para la sección transversal dividiéndola en partes rectangulares separadas y efectuando la siguiente sumatoria:

(C.13-7)

PARÁGRAFO C.13.7.5.3. En el caso de que lleguen vigas a las columnas en las direcciones de la luz para la cual se determinan los momentos, el valor de K_t calculado según la Ecuación C.13-6 debe multiplicarse por la relación entre el momento de inercia de la placa con dicha viga y el momento de inercia de la placa sin la viga.



ARTÍCULO C.13.7.6. Distribución de la carga viva - Cuando se conozca la distribución de cargas, el pórtico equivalente debe analizarse para esas cargas.

PARÁGRAFO C.13.7.6.1. Cuando la carga viva sea variable pero no exceda de los $3/4$ de la carga muerta, o la naturaleza de la carga viva sea tal que todos los paneles estén cargados simultáneamente, puede suponerse que los momentos mayorados ocurren en todas las secciones con carga viva mayorada sobre todo el sistema de placa.

PARÁGRAFO C.13.7.6.2. Para condiciones de carga diferentes a las definidas en el Parágrafo C.13.7.6.1 puede suponerse que el máximo momento mayorado positivo cerca al centro de un panel ocurre con los $3/4$ de la carga viva mayorada sobre ese panel y sobre los paneles alternos; y además que el máximo momento mayorado negativo sobre un apoyo ocurre con los $3/4$ de la carga viva mayorada sobre los paneles adyacentes solamente.

PARÁGRAFO C.13.7.6.3. Los momentos mayorados no deben tomarse menores de los que ocurren con la carga viva mayorada total en todos los paneles.

ARTÍCULO C.13.7.7 MOMENTOS MAYORADOS. En los apoyos interiores la sección crítica para momento mayorado negativo (tanto en las franjas de columna como en la franja central) debe tomarse en la cara de los apoyos rectilíneos, pero no más de 0.175 desde el centro de la columna.

PARÁGRAFO C.13.7.7.1. En los apoyos exteriores provistos de ménsulas o capiteles, la sección crítica para momento mayorado negativo en la luz perpendicular a un borde debe tomarse en una distancia de la cara del elemento de apoyo no mayor de la mitad del saliente de la ménsula o capitel mas allá de la cara del elemento de apoyo.

PARÁGRAFO C.13.7.7.2. Para la localización de la sección crítica para momento negativo, los apoyos de forma circular o de polígono regular deben tratarse como apoyos cuadrados con la misma área.

PARÁGRAFO C.13.7.7.3. Un sistema de losas que cumpla las limitaciones del Artículo C.13.6.1, cuando se analiza por el Método del Pórtico Equivalente puede conducir a momentos calculados resultantes, reducidos en tal proporción, que la suma absoluta del momento positivo y el promedio de los negativos utilizados en el diseño no necesiten exceder el valor obtenido en la Ecuación C.13-3.

PARÁGRAFO C.13.7.7.4. Los momentos en las secciones críticas a través de la franja de viga-losa de cada pórtico pueden distribuirse a franjas de columnas, vigas y franjas centrales tal como se estipula en los Artículos C.13.6.4, C.13.6.5 y C.13.6.6, si se cumplen los requisitos del Parágrafo C.13.6.1.6.

SECCIÓN C.13.8.

METODO DE LAS LINEAS DE FLUENCIA.



ARTÍCULO C.13.8.1. Al utilizar el Método de las Líneas de Fluencia son válidas igualmente todas las Secciones anteriores de este Capítulo.

ARTÍCULO C.13.8.2. Al escoger la relación entre valores absolutos de momento negativo y momento positivo en un panel, debe tenerse en cuenta que el panel adyacente sea capaz de aportar el momento negativo así fijado y, además, que los momentos negativos sobre un mismo apoyo provenientes de dos paneles adyacentes sean iguales.

ARTÍCULO C.13.8.3. MOMENTOS NEGATIVOS. Si los momentos negativos sobre un mismo apoyo, calculados de dos paneles adyacentes, resultan diferentes, debe modificarse la relación entre valores absolutos de momento negativo y momento positivo en uno o ambos paneles de tal manera que se logre la igualdad deseada o se pueda absorber la diferencia por torsión del apoyo, de ser ello posible.

PARÁGRAFO. Cuando la diferencia entre los momentos negativos calculados sobre un mismo apoyo de dos paneles adyacentes sea inferior al 25%, puede tomarse como momento negativo de diseño el promedio de los dos calculados, ajustando correspondientemente los momentos positivos de las dos luces adyacentes en el sentido de la corrección solamente.



ARTÍCULO C.13.8.4. Los apoyos deben dimensionarse para la magnitud y forma de las cargas delimitadas por la porción definida de las Líneas de fluencia.



ARTÍCULO C.13.8.5. Cuando el análisis de la placa se haga por medio del Método de Líneas de Fluencia, todo el refuerzo positivo debe llegar a los apoyos, a menos que el recorte de parte de la armadura haya sido tenido en cuenta en el análisis respectivo.

TABLA C.13-1.

DISTRIBUCION DEL MOMENTO ESTATICO.

Borde exterior sin restricción		Losa con vigas entre todos los apoyos	Losas sin vigas entre los apoyos interiores	Borde exterior totalmente restringido	
		Sin vigas de borde		Con vigas de borde	
Momento Mayorado Negativo Interior	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65

Momento Mayorado Positivo	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
Momento Mayorado Negativo Exterior	0	0.16	0.26	0.30	0.65

TABLA C.13-2.

MOMENTOS MAYORADOS NEGATIVOS INTERIORES EN PORCENTAJE.

0.5	1.0	2.0
75	75	75
90	75	45

TABLA C.13-3.

MOMENTOS MAYORADOS NEGATIVOS EXTERIORES EN PORCENTAJE.

	0.5	1.0	2.0
	100	100	100
	75	75	75
	100	100	100
	90	75	45

Puede interpolarse linealmente entre los valores dados.

TABLA C.13-4.

MOMENTOS MAYORADOS POSITIVOS EN PORCENTAJE.

0.5	1.0	2.0
60	60	60
90	75	45

TABLA C.13-5

VALORES DE

CAPÍTULO C.14.

MUROS.

SECCIÓN C.14.0.

NOMENCLATURA.

A_g = Area bruta de la sección, expresada en cm^2

f'_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión determinada con probetas de tamaño normalizado, expresada kg/cm^2 .

h = Espesor total del elemento, expresado en cm .

k = Coeficiente de longitud efectiva.

= Distancia vertical entre apoyos, expresada en cm .

P_{nw} = Resistencia nominal a carga axial de un muro diseñado de la Sección C.14.2.

= Coeficiente de reducción de resistencia. (Véase la Sección C.9.3).

SECCIÓN C.14.1.

ALCANCE.



ARTÍCULO C.14.1.1. Las disposiciones del Capítulo C.14 cubren diseño de muros sometidos a carga axial con o sin flexión:



ARTÍCULO C.14.1.2. Los muros de contención en voladizo de diseñarse de acuerdo con las disposiciones del Capítulo C.10 y las cuantías de refuerzo horizontal mínimo que da el Artículo C.14.3.3.

SECCIÓN C.14.2.

GENERAL.



ARTÍCULO C.14.2.1. Los muros deben diseñarse para las cargas excéntricas y cualquier carga lateral u otra carga que los afecten.



ARTÍCULO C.14.2.2. Los muros sometidos a cargas axiales de diseñarse de acuerdo con las Secciones C.14.2 y C.14.3 y una de Secciones C.14.4 y C.14.5.



ARTÍCULO C.14.2.3. El diseño para cortante debe hacerse de acuerdo con la Sección C.11.10.



ARTÍCULO C.14.2.4. A menos que se demuestre por medio de análisis detallado, la longitud horizontal de muro que se considera efectiva para cada carga concentrada no debe exceder la distancia centro a centro entre cargas ni el ancho de contacto más cuatro veces el espesor del muro.



ARTÍCULO C.14.2.5. Los elementos a compresión contruidos integralmente con el muro deben cumplir los requisitos del Artículo C.10.8.2.



ARTÍCULO C.14.2.6. Los muros deben anclarse a los elementos que los interceptan tales como entrepisos, cubiertas, columnas, pilastras, contrafuertes, muros que los interceptan y zapatas.

ARTÍCULO C.14.2.7. Las cuantías de armadura y los límites que se den para los espesores en las Secciones C.14.3 y C.14.5 pueden ser dispensados en aquellos casos en que el análisis estructural demuestre resistencia y estabilidad adecuados.'



ARTÍCULO C.14.2.8. La transferencia de las fuerzas a la zapata en la base del muro debe hacerse de acuerdo con la Sección C.15.8.

SECCIÓN C.14.3.

REFUERZO MINIMO.



ARTÍCULO C.14.3.1. El refuerzo mínimo, tanto horizontal como vertical debe ser el que fijan los Artículos C.14.3.2 y C.14.3.3 a menos que B_e requiere una cantidad mayor por razones de cortante como lo prescriben los Artículos C.11.10.8 y C.11.10.9.



ARTÍCULO C.14.3.2. Las cuantías mínimas para refuerzo vertical, calculadas sobre el área bruta del muro son:

(a) 0.0012 para barras corrugadas con diámetro menor o igual al de la barra No. 5, con f_y no menor de 4200 kg/cm².

(b) 0.0015 para las otras barras corrugadas,

(c) 0.0012 para malla electrosoldada (lisa o corrugada) con alambres de diámetro menor de 16 mm.



ARTÍCULO C.14.3.3. Las cuantías mínimas para refuerzo horizontal, calculadas sobre el área bruta del muro son:

(a) 0.0016 para barras corrugadas con diámetro menor o igual al de la barra No. 5 con f_y no menor de 4200 kg/cm².

(b) 0.0020 para las otras barras corrugadas.

(c) 0.0016 para malla electrosoldada (lisa o corrugada) con alambre de diámetro menor de 16 mm.



ARTÍCULO C.14.3.4. Los muros con espesores de 25 cm o más, con la excepción de muros de sótanos, deben tener su armadura en cada dirección dispuesta en dos cortinas paralelas a las caras del muro y de acuerdo con lo siguiente:

(a) Debe colocarse una cortina consistente en más del 50% y menor del 66% del refuerzo total requerido en cada dirección a más de 5 cm y menos de un 1/3 del espesor del muro, de la cara externa del muro.

(b) La otra cortina con el resto del refuerzo debe colocarse a más de 2 cm y a menos de 1/3 del espesor del muro, de la cara interior del muro.



ARTÍCULO C.14.3.5. El refuerzo horizontal y vertical no debe estar espaciado en más de tres veces el espesor del muro ni a más de 45 cm.



ARTÍCULO C.14.3.6. El refuerzo vertical no hay necesidad de rodearlo de estribos transversales si la cuantía de refuerzo vertical es menor de 0.01 o debido a que el refuerzo vertical no se requiere refuerzo a compresión.

ARTÍCULO C.14.3.7. Además del refuerzo mínimo requerido por los Artículos C.14.3.1 y C.14.3.2 deben colocarse al menos dos barras No. 4 alrededor de los huecos para ventanas y puertas. Esas barras deben extenderse más allá de la esquina hasta ser capaces de desarrollar el esfuerzo de fluencia f_y , pero no menos 60 cm.

SECCIÓN C.14.4.

DISEÑO ESTRUCTURAL.

A menos que se diseñen de acuerdo con la Sección C.14.5., los muros sometidos a cargas axiales y de flexión combinadas deben diseñarse de acuerdo con las disposiciones de las Secciones C.10.2, C.10.3, C.10.10, C.10.11, C.10.12, C.10.13, C.14.2 y C.14.3

SECCIÓN C.14.5.

METODO DE DISEÑO EMPIRICO.



ARTÍCULO C.14.5.1. Los muros pueden diseñarse de acuerdo con las disposiciones empíricas de la Sección C.14.5, si la resultante de las cargas axiales mayoradas está localizada dentro del tercio central del espesor total del muro, y se cumplen todos los límites de las Secciones C.14.2, C.14.3 y C.14.5.



ARTÍCULO C.14.5.2. La resistencia de diseño a carga axial, P_{nw} , de un muro dentro de las limitaciones del Artículo C.14.5.1 debe calcularse por

(C.14-1)

donde $\alpha = 0.70$ y el factor de longitud efectiva k es:

Para muros arriostrados arriba y abajo contra traslación lateral:

(a) Arriostrado en uno de los dos extremos.....	0.8
(b) Libres para rotar arriba y abajo.....	1.0
Para muros no arriostrados.....	2.0

ARTÍCULO C.14.5.3. ESPESOR MÍNIMO PARE MUROS DISEÑADOS POR EL MÉTODO EMPÍRICO DE DISEÑO. El espesor de muros portantes no debe ser menos de 1/25 de la longitud no soportada, horizontal o vertical, la mas corta, ni menos de 10 cm.

PARÁGRAFO. El espesor de muros de sótano y muros que hagan parte de la cimentación no debe ser menor de 15 cm.

SECCIÓN C.14.6.

MUROS NO PORTANTES.

El espesor de los muros que no sean portantes no debe ser menos de 10 cm ni menos de 1/30 de la menor distancia entre elementos que le den soporte lateral.

SECCIÓN C.14.7.

MUROS COMO VIGAS A NIVEL DEL SUELO.



ARTÍCULO C.14.7.1. Los muros diseñados como vigas a nivel del suelo deben tener refuerzo arriba y abajo tal como se requiere para momento de acuerdo con lo establecido en las Secciones C.10.2, a C.10.7. El diseño para cortante debe hacerse de acuerdo con las disposiciones del Capítulo C.11.



ARTÍCULO C.14.7.2. Las partes de los muros construidos como vigas a nivel del suelo y expuestas a él, deben cumplir también los requisitos de la Sección C.14.3.

CAPÍTULO C.15.

ZAPATAS.

SECCIÓN C.15.0.

NOMENCLATURA.

= Área bruta de la sección.

= Diámetro del pilote en la base de la zapata.

= Raíz cuadrada de la resistencia especificada del concreto a la compresión, determinada con probetas de tamaño normalizado, expresada en kg/cm².

= Relación del lado largo al lado corto de la zapata.

= Coeficiente de reducción de resistencia (Véase la Sección C.9.3.).

SECCIÓN C.15.1.

ALCANCE.

ARTÍCULO C.15.1.1. Las disposiciones de este Capítulo regulan el diseño de zapatas aisladas, y donde sean aplicables, el de zapatas combinadas y placas de fundación.



ARTÍCULO C.15.1.2. Los requisitos adicionales para el diseño de zapatas combinadas y placas de fundación se dan en la Sección C.15.10.

SECCIÓN C.15.2.

CARGAS Y REACCIONES.



ARTÍCULO C.15.2.1. Las zapatas deben dimensionarse para que resistan las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados en este Código y según se establece en este Capítulo.

ARTÍCULO C.15.2.2. Las fuerzas de las zapatas, deben transferirse al suelo en que se apoyan sin exceder las fatigas permisibles.



ARTÍCULO C.15.2.3. Para las zapatas sobre pilotes, el cálculo de los momentos y cortantes puede basarse en la suposición de que la reacción de cualquier pilote está aplicada en su centro.



ARTÍCULO C.15.2.4. El área de la base de la zapata o el número y distribución de los pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos externos (transmitidos por la zapata al suelo o a los pilotes) y la presión permisible sobre el suelo, o la capacidad permisible de los pilotes determinadas a través de los principios de la mecánica de suelos.

SECCIÓN C.15.3.

ZAPATAS QUE SOPORTAN COLUMNAS O PEDESTALES CIRCULARES O EN FORMA DE POLIGONO REGULAR.

Para la localización de las secciones críticas de momento, cortante y desarrollo del refuerzo de las zapatas, las columnas o los pedestales de concreto, circulares o en forma de polígono regular pueden tratarse como elementos cuadrados con la misma área.

SECCIÓN C.15.4.

MOMENTO EN LA ZAPATA.



ARTÍCULO C.15.4.1. El momento externo en cualquier sección de una zapata debe determinarse pasando un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata, en un lado de ese plano vertical.



ARTÍCULO C.15.4.2. El momento mayorado máximo para una zapata aislada debe calcularse como se prescribe en el Artículo C.15.4.1, en las siguientes secciones críticas:

- (a) En la cara de la columna, pedestal o muro, para las zapatas que soportan columnas, pedestales o muros de concreto.
- (b) En la mitad de la distancia entre el centro y el borde del muro, para las zapatas que soportan un muro de mampostería.
- (c) En la mitad de la distancia entre la cara de la columna o pedestal y el borde de la base de acero, para las zapatas que soportan columnas o pedestales con placas de acero en la base.



ARTÍCULO C.15.4.3. En las zapatas que trabajan en una dirección y en las zapatas cuadradas que trabajan en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a todo su ancho."



ARTÍCULO C.15.4.4. En las zapatas rectangulares que trabajan en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse de la siguiente forma:

- (a) El refuerzo en la dirección larga debe distribuirse uniformemente a todo lo ancho de la zapata.
- (b) Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total dado por la Ecuación C.15-

1 debe distribuirse uniformemente sobre un ancho de banda centrada sobre el eje de columnas o pedestales igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto del refuerzo que se requiere en la dirección corta, debe distribuirse uniformemente por fuera del ancho de la banda central de la zapata.

(C.15-1)

ARTÍCULO C.15.4.5. En zapatas que trabajen en una o en dos direcciones el refuerzo a flexión debe tener una cuantía mínima de 0.0018 en ambas direcciones.

SECCIÓN C.15.5.

CORTANTE EN LAS ZAPATAS.

ARTÍCULO C.15.5.1. El cálculo del cortante en las zapatas debe hacerse de acuerdo con la Sección C.11.11.



ARTÍCULO C.15.5.2. La sección crítica para el cortante, de acuerdo con el Capítulo C.11, debe localizarse midiendo a partir de la cara de las columnas, pedestal o muro para las zapatas que soportan una columna, pedestal o muro. Para zapatas que soportan una columna o pedestal con placas de acero en la base, la sección crítica debe localizarse midiendo a partir del sitio definido en el Artículo C.15.4.2 (c).

ARTÍCULO C.15.5.3. El cálculo del cortante en cualquier sección a través de una zapata apoyada sobre pilotes debe hacerse de acuerdo con las siguientes pautas:

(a) La totalidad de la reacción de cualquier pilote cuyo centro esté localizado a $d_p/2$, o más, por fuera de la sección, debe considerarse que produce cortante en esa sección.

(b) La reacción de cualquier pilote cuyo centro esté localizado a $d_p/2$ o más, dentro de la sección, debe considerarse que no produce cortante en esa sección.

(c) Para las posiciones intermedias del centro del pilote, la porción de la reacción del pilote que se supone que produce cortante en la sección, debe basarse en una interpolación lineal entre el valor total en $d_p/2$ por fuera de la sección y el valor cero en $d_p/2$ dentro de la sección.

SECCIÓN C.15.6.

DESARROLLO DEL REFUERZO EN LAS ZAPATAS.



ARTÍCULO C.15.6.1. El cálculo del desarrollo del refuerzo en las zapatas debe estar de acuerdo con el Capítulo C.12.



ARTÍCULO C.15.6.2. El refuerzo de tracción o de compresión en cada sección se desarrolla a cada lado de dicha sección por medio de la longitud apropiada de anclaje, anclaje extremo, ganchos (a tracción únicamente), o por combinación de estos.



ARTÍCULO C.15.6.3. Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo deben suponerse en los mismos sitios definidos en el Artículo C.15.4.2., para el momento mayorado máximo, y en todos los, otros planos verticales donde ocurran cambios de sección o de refuerzo. (Véase también Artículo C.12.11.6).

SECCIÓN C.15.7.

ESPESOR MINIMO DE LA ZAPATA.

El espesor de la zapata por encima del refuerzo inferior no puede ser menor de 15 cm para zapatas sobre el suelo, ni menor de 30 cm para zapatas sobre pilotes.

SECCIÓN C.15.8.

TRANSFERENCIA DE LAS FUERZAS EN LA BASE DE LA COLUMNA O PEDESTAL REFORZADO.



ARTÍCULO C.15.8.1. Todos los momentos y fuerzas aplicados en la base de una columna o pedestal, deben transmitirse por compresión a la zapata en la sección de apoyo; a través del concreto y del refuerzo. Si las condiciones de las cargas requeridas incluyen fuerzas de levantamiento, la fuerza de tracción total debe ser resistida por el refuerzo.



ARTÍCULO C.15.8.2. Las fuerzas laterales deben transmitirse a las zapatas usando llaves de cortante u otros medios.



ARTÍCULO C.15.8.3. El esfuerzo del apoyo sobre el concreto de la superficie de contacto entre el elemento soportante y el elemento soportado, no debe exceder la resistencia del concreto a fuerzas de contacto para ambas superficies, de acuerdo con lo especificado en la Sección C.10.16.



ARTÍCULO C.15.8.4. Debe suministrarse refuerzo a lo largo de la superficie de contacto entre el elemento soportante y el soportado, bien sea extendiendo las barras longitudinales dentro del elemento soportante, o por barras pasantes.

PARÁGRAFO C.15.8.4.1. El refuerzo a través de las superficies de contacto debe ser suficiente para satisfacer las dos condiciones siguientes:

- (a) Que haya refuerzo para transferir toda la fuerza que exceda la resistencia del concreto a los esfuerzos de contacto en el elemento soportante o en el soportado.
- (b) Que el área de refuerzo no sea menor que 0.005 veces el área bruta del elemento soportado con un mínimo de 4 barras.

PARÁGRAFO C.15.8.4.2. Si se utilizan barras pasantes, su diámetro no debe exceder al de las barras longitudinales en más de 0.4 cm, con excepción de lo previsto en el Artículo C.15.8.6.



ARTÍCULO C.15.8.5. El desarrollo del refuerzo para la transferencia de las fuerzas entre el elemento soportante y el elemento soportado debe hacerse de acuerdo con lo especificado en el Capítulo C.12.



ARTÍCULO C.15.8.6. Las barras longitudinales No. 14 y No. 18, que trabajan a compresión solamente, pueden empalmarse en las zapatas por traslapeo con las barras pasantes para proporcionar el área requerida, teniendo en cuenta las exigencias del Parágrafo C.15.8.4.1. Las barras pasantes no deben ser mayores de la No. 11 y deben extenderse dentro de la columna por una distancia no menor que la longitud de desarrollo de las barras No. 14 y 18, o que la longitud del empalme de las barras pasantes, la que sea mayor; y dentro de la zapata, a una distancia menor que la longitud de desarrollo de las barras pasantes.

SECCIÓN C.15.9.

ZAPATAS INCLINADAS O ESCALONADAS.



ARTÍCULO C.15.9.1. En las zapatas inclinadas o escalonadas, el ángulo de la pendiente o la altura y la localización de los escalones debe ser tal que satisfaga, en cada sección, los requisitos de diseño.



ARTÍCULO C.15.9.2. Las zapatas inclinadas o escalonadas que se diseñen como una unidad deben construirse de modo que se garantice su acción como tal.

SECCIÓN C.15.10.

ZAPATAS COMBINADAS Y PLACAS DE FUNDACION.



ARTÍCULO C.15.10.1. Las zapatas que soportan más de una columna, pedestal o muro (zapatas combinadas o placas de fundación), deben dimensionarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados establecidos en este Código.



ARTÍCULO C.15.10.2. La distribución de la presión del suelo bajo zapatas combinadas y placas de fundación debe ser consistente con las propiedades del suelo y de la estructura, y con los principios establecidos en el estudio de suelos.



ARTÍCULO C.15.10.3. El método del Diseño Directo del Capítulo C.13 de este Código no debe ser utilizado en el diseño de zapatas combinadas ni placas de fundación.

SECCIÓN C.15.11.

PEDESTALES Y ZAPATAS DE CONCRETO SIMPLE.



ARTÍCULO C.15.11.1. Los esfuerzos de diseño en pedestales y zapatas de concreto simple no deben exceder de los siguientes valores:

Flexión - Esfuerzo de la fibra extrema a 1.3	
tracción.....	
Cortante Acción de 0.53	
- viga.....	
Acción en dos direcciones.....	1.1



ARTÍCULO C.15.11.2. El esfuerzo de compresión máximo en pedestal de concreto simple, no debe exceder la resistencia a los esfuerzos de contacto que se especifica en la Sección C.10.16. Donde se exceda la resistencia a los esfuerzos de contacto del concreto, deban proporcionarse refuerzo y diseñarse el pedestal como elemento de concreto reforzado.



ARTÍCULO C.15.11.3. No debe utilizarse concreto simple para zapatas sobre pilas y pilotes.



ARTÍCULO C.15.11.4. El espesor de las zapatas de concreto simple no debe ser menor de 20 cm.

CAPÍTULO C.16.

CONCRETO PREFABRICADO.

SECCIÓN C.16.1.

ALCANCE.



ARTÍCULO C.16.1.1. Las disposiciones de este capítulo deben aplicarse solamente al diseño de elementos prefabricados de concreto elaborados bajo condiciones controladas de planta.



ARTÍCULO C.16.1.2. Todas las disposiciones de este Código deben aplicarse en los elementos prefabricados de concreto, con excepción de las modificaciones de este Capítulo.

SECCIÓN C.16.2.

DISEÑO.



ARTÍCULO C.16.2.1. El diseño de elementos prefabricados debe tener en cuenta todas las condiciones de carga y de restricción desde la fabricación inicial hasta la terminación de la estructura, incluyendo remoción de formaletas, almacenamiento, transporte y montaje.



ARTÍCULO C.16.2.2. En la construcción prefabricada que no se comporte monolíticamente, los efectos de todos los detalles de interconexión y empalme deben tenerse en cuenta para garantizar el funcionamiento adecuado del sistema estructural.



ARTÍCULO C.16.2.3. Deben considerarse los efectos de las deflexiones iniciales y a largo plazo, incluyendo los efectos sobre los elementos ya interconectados.



ARTÍCULO C.16.2.4. El diseño de las juntas y de los apoyos debe incluir los efectos de todas las fuerzas que se vayan a transmitir, incluyendo retracción de fraguado, flujo plástico, temperatura, deformación elástica, viento y sismo.



ARTÍCULO C.16.2.5. Todos los detalles deben diseñarse teniendo en cuenta las tolerancias de fabricación e instalación y los esfuerzos temporales de instalación.

SECCIÓN C.16.3.

MUROS PANEL PREFABRICADOS.



ARTÍCULO C.16.3.1. Los muros prefabricados de carga, y los que no soportan carga, deben diseñarse de acuerdo con las especificaciones del Capítulo C.14.



ARTÍCULO C.16.3.2. Cuando los paneles prefabricados se diseñen para que se extiendan horizontalmente hasta columnas o zapatas aisladas, la relación de altura a espesor no debe limitarse siempre y cuando se tengan en cuenta en el diseño los efectos de la acción como viga de gran altura, el pandeo lateral y las deflexiones. Véase Sección C.10.7.

SECCIÓN C.16.4.

DETALLES.

ARTÍCULO C.16.4.1. Todos los detalles de refuerzo, conexiones, asientos de apoyo, inserciones, anclajes, recubrimiento del concreto, aberturas, dispositivos para levantamiento, fabricación y tolerancias para la instalación, deben mostrarse en los planos de taller.



ARTÍCULO C.16.4.2. Cuando lo apruebe el Ingeniero, los elementos empotrados (tales como barras pasantes o inserciones) que sobresalgan del concreto o permanezcan expuestos para inspección, pueden empotrarse mientras el concreto esté en estado plástico siempre y cuando:

- (a) Los elementos que se empotran no tengan que ser enganchados o amarrados al refuerzo dentro del concreto plástico,
- (b) los elementos que se empotran se mantengan en posición correcta, mientras el concreto permanece plástico, y
- (c) los elementos que se empotran se anclen adecuadamente, para 'desarrollar las cargas mayoradas requeridas.

SECCIÓN C.16.5.

IDENTIFICACION Y MARCA.

ARTÍCULO C.16.5.1. Cada miembro o elemento prefabricado debe marcarse para indicar la localización en la estructura, la superficie superior, y la fecha de fabricación.



ARTÍCULO C.16.5.2. Las marcas de identificación deben corresponder a los planos de colocación y montaje.

SECCIÓN C.16.6.

TRANSPORTE, ALMACENAMIENTO Y MONTAJE.



ARTÍCULO C.16.6.1. Durante el curado, remoción de formaletas, almacenamiento, transporte e instalación, los elementos prefabricados no deben someterse a esfuerzos excesivos, alabeo, o deterioro alguno, ni deben tener deflexiones que puedan afectarlos adversamente.



ARTÍCULO C.16.6.2. Los elementos prefabricados deben arriostrarse y soportarse adecuadamente durante el montaje para asegurar el alineamiento adecuado y la integridad estructural hasta que se completen las conexiones permanentes.

CAPÍTULO C.17.

ELEMENTOS COMPUESTOS DE CONCRETO SUJETOS A FLEXION.

SECCIÓN C.17.0.

NOMENCLATURA.

b_y = Ancho de la sección transversal en la superficie de contacto, que se investiga para cortante horizontal.

d = Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción para la sección compuesta completa.

V_{nh} = Resistencia nominal a esfuerzo cortante horizontal.

V_u = Esfuerzo cortante mayorado en la sección.

= Coeficiente de reducción de resistencia. (Véase la Sección C.9.3).

SECCIÓN C.17.1.

ALCANCE.



ARTÍCULO C.17.1.1. Las disposiciones de este Capítulo deben aplicarse al diseño de elementos compuestos de concreto sujetos a flexión, definidos como elementos de concreto prefabricados, fundidos o no en sitio, construídos en lugares separados pero interconectados de tal manera que todos los elementos respondan a las cargas como una unidad.



ARTÍCULO C.17.1.2. Todas las disposiciones de este Código deben aplicarse a los elementos compuestos de concreto sujetos a flexión, con excepción de los que específicamente se modifique en este Capítulo.

SECCIÓN C.17.2.

GENERALIDADES.

ARTÍCULO C.17.2.1. Para resistir cortante y momento puede utilizarse el elemento compuesto completo o partes del mismo.



ARTÍCULO C.17.2.2. Los elementos individuales deben investigarse para todas las etapas críticas de carga.



ARTÍCULO C.17.2.3. Si la resistencia especificada, el peso unitario u otras propiedades de los diversos elementos son diferentes, deben utilizarse en el diseño las propiedades de los elementos individuales o los valores más críticos.



ARTÍCULO C.17.2.4. Al calcular la resistencia de los elementos compuestos, no debe distinguirse entre elementos apuntalados y no apuntalados.



ARTÍCULO C.17.2.5. Todos los elementos deben diseñarse para soportar todas las cargas introducidas antes del desarrollo total de la resistencia de diseño de los elementos compuestos.



ARTÍCULO C.17.2.6. Debe proporcionarse el refuerzo requerido para controlar el agrietamiento e impedir la separación entre los elementos individuales y los miembros compuestos.

ARTÍCULO C.17.2.7. Los elementos compuestos deben cumplir los requisitos para control de deflexiones de acuerdo con la Sección C.9.5.

SECCIÓN C.17.3.

APUNTALAMIENTO.

Cuando se utilice el apuntalamiento sólo debe quitarse cuando los elementos hayan desarrollado las propiedades de diseño que se requieran para soportar todas las cargas y limiten las deflexiones y agrietamientos en el momento de la remoción.

SECCIÓN C.17.4.

RESISTENCIA A CORTANTE VERTICAL.



ARTÍCULO C.17.4.1. Cuando se supone que un miembro compuesto completo resiste cortante vertical, el diseño debe hacerse de acuerdo con los requisitos del Capítulo C.11 como para un miembro fundido monolíticamente con sección transversal de la misma forma.



ARTÍCULO C.17.4.2. El refuerzo para cortante debe anclarse totalmente dentro de los elementos interconectados de acuerdo con la Sección C.12.14.



ARTÍCULO C.17.4.3. El refuerzo a cortante extendido y anclado puede incluirse como amarre para cortante horizontal.

SECCIÓN C.17.5.

RESISTENCIA A CORTANTE HORIZONTAL.



ARTÍCULO C.17.5.1. En un elemento compuesto debe asegurarse la transferencia total de las fuerzas cortantes horizontales en las superficies de contacto de los elementos interconectados.



ARTÍCULO C.17.5.2. Puede suponerse que hay transferencia total de las fuerzas cortantes horizontales cuando se cumplen los requisitos siguientes:

- (a) Que las superficies de contacto estén limpias, libres de lechada y se hayan hecho, intencionalmente rugosidades con amplitud de 0.5 cm aproximadamente;
- (b) Que se proporcionen estribos mínimos de acuerdo con la Sección C.17.6;
- (c) que los miembros del alma estén diseñados para resistir la totalidad del cortante vertical, y
- (d) que todo el refuerzo de cortante esté totalmente anclado en todos los elementos interconectados.



ARTÍCULO C.17.5.3. Si no se cumplen todos los requisitos anteriores, debe investigarse el cortante horizontal de acuerdo con los Artículos C.17.5.4 ó C.17.5.5.



ARTÍCULO C.17.5.4. A menos que se calcule de acuerdo con el Artículo C.17.5.5, el diseño de las secciones transversales sometidas a cortante horizontal debe cumplir la condición

(C.17-1)

donde v_u es el esfuerzo cortante mayorado en la sección que se considere y v_{nh} es la resistencia nominal a esfuerzo cortante horizontal de acuerdo con lo siguiente:

PARÁGRAFO C.17.5.4.1. Cuando las superficies de contacto estén limpias, libres de lechada y se hayan hecho rugosidades intensionalmente, la resistencia a cortante horizontal v_{nh} no debe tomarse mayor de 6 kg/cm².

PARÁGRAFO C.17.5.4.2. Cuando as proporcionen estribos mínimos según lo estipulado en la Sección C.17.6 y las superficies de contacto estén limpias y libres de lechada, pero no se hayan hecho rugosidades intensionalmente, la resistencia a cortante horizontal v_{nh} no debe tomarse mayor de 6 kg/cm².

PARÁGRAFO C.17.5.4.3. Cuando se proporcionan estribos mínimos según lo estipulado en la Sección C.17.6 y las superficies de contacto estén limpias, libres de lechada y se hayan hecho intensionalmente rugosidades con amplitud de 0.5 cm aproximadamente, la resistencia a cortante v_{nh} no debe tomarse mayor de 25 kg/cm².

PARÁGRAFO C.17.5.4.4. Cuando el esfuerzo cortante mayorado, v_u , en la sección considerada exceda de 25 kg/cm² el diseño para cortante horizontal debe hacerse de acuerdo con la Sección C.11.7.



ARTÍCULO C.17.5.5. El cortante horizontal puede investigarse calculando la fuerza real de compresión o tracción en cualquier segmento y tomando medidas para transferir dicha fuerza como cortante horizontal al elemento de apoyo. El esfuerzo cortante horizontal mayorado no debe exceder la resistencia a cortante horizontal. v_{nh} tal como se establece en los Parágrafos C.17.5.4.1 a C.17.5.4.4.



ARTÍCULO C.17.5.6. Cuando existe tracción perpendicular a cualquier puede suponer transferencia de cortante por contacto sólo cuando se proporcionen estribos mínimos de acuerdo con la Sección C.17.6.

SECCIÓN C.17.6.

ESTRIBOS PARA CORTANTE HORIZONTAL.

ARTÍCULO C.17.6.1. Cuando se proporcionen estribos para transferir cortante horizontal, el área de estribos no debe ser menor que la requerida por el Parágrafo C.11.8.5.3 y la separación entre estribos no debe exceder de 4 veces la menor dimensión del elemento soportado ni de 60 cm.



ARTÍCULO C.17.6.2. Los estribos para cortante horizontal pueden consistir en barras o alambres individuales, estribos de ramas múltiples, o ramas verticales de malla soldada (de alambre liso o corrugado).



ARTÍCULO C.17.6.3. Todos los estribos deben anclarse totalmente dentro de los elementos interconectados de acuerdo con la Sección C.12.14.

CAPÍTULO C.18.

CONCRETO PREESFORZADO.

SECCIÓN C.18.0.

NOMENCLATURA.

A = Área de aquella parte de la sección transversal entre la cara de flexión a tracción y el centro de gravedad de la sección bruta, expresada en cm^2 .

A_c = Área del concreto en la sección transversal considerada, expresada en cm^2 .

A_{ps} = Área del refuerzo pretensado en la zona de tracción, expresada en cm^2 .

A_s = Área del refuerzo a tracción no pretensado, expresada en cm^2 .

A'_s = Área del refuerzo a compresión, expresada en cm^2 .

b = Ancho de la cara a compresión del elemento, expresado en cm.

d = Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo preesforzado, o el centroide combinado cuando se incluye el refuerzo no pretensado a tracción, expresada en cm.

e = Base de los logaritmos Neperianos.

f'_c = Resistencia especificada del concreto a la compresión determinada con probetas de tamaño normalizado.

= Raíz cuadrada de la resistencia especificada del concreto a la compresión determinada con probetas de tamaño normalizado, expresada en kg/cm^2 .

f'_{ci} = Resistencia a la compresión del concreto en el momento del preesfuerzo inicial, expresada en kg/cm^2 .

f_{ci} = Raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del concreto en el momento del preesfuerzo inicial, expresada en kg/cm^2 .

f_{pc} = Esfuerzo de compresión promedio en el concreto debida solamente a la fuerza de preesfuerzo efectiva (después de descoctar todas las pérdidas de preesfuerzo), expresado en kg/cm^2 .

f_{ps} = Esfuerzo en el refuerzo preesforzado a la resistencia nominal, expresada en kg/cm^2 .

f_{pu} = Resistencia a la tracción especificada de los tendones en preesfuerzo, expresada en kg/cm^2 .

f_{py} = Resistencia a la fluencia especificada de los tendones en preesfuerzo, expresada en kg/cm^2 .

f_r = Módulo de rotura del concreto expresada en kg/cm^2 .

f_{se} = Esfuerzo efectivo en el refuerzo preesforzado (después de descontar todas las pérdidas de preesfuerzo), expresada en kg/cm^2 .

f_y = Resistencia a la fluencia especificada del refuerzo no preesforzado, expresada en kg/cm^2 .

g = Carga permanente unitaria.

h = Espesor total del elemento, expresado en cm.

k = Coeficiente de fricción por desviación, por metro de tendón en preesfuerzo.

= Longitud del tendón de pretensado desde el extremo del gato hasta cualquier punto x , expresada en m. Véase las Ecuaciones C.18-1 y C.18-2.

= Longitud de la luz de las placas en dos direcciones, en la dirección paralela a la del refuerzo que se está determinando, expresada en cm. Véase Ecuación C.16-6.

N_c = Fuerza de tracción en el concreto debida a la carga muerta más la carga viva no mayorada ($D + L$).

P = Sobrecarga unitaria.

P_s = Fuerza en el tendón en preesfuerzo en el extremo del gato.

P_x = Fuerza en el tendón en preesfuerzo en cualquier punto x .

= Variación angular total del perfil del tendón en preesfuerzo en radianes, desde el extremo del gato hasta cualquier punto x

= Coeficiente de fricción por curvatura.

= Cuantía del refuerzo a tracción A_s/bd .

= Cuantía del refuerzo a compresión. $A's/bd$.

= Cuantía del refuerzo preesforzado. A_{ps}/bd .

= Coeficiente de reducción de resistencia. Véase la Sección C.9.3.

=.

= .

= .

= Índices de refuerzo para las secciones con alas calculadas en igual forma que excepto que b debe ser el ancho del alma, y el área del refuerzo debe ser la que se requiere para desarrollar la resistencia a la compresión del alma únicamente.

SECCIÓN C.18.1.

ALCANCE.



ARTÍCULO C.18.1.1. Las disposiciones de este Capítulo deben aplicarse a los elementos preesforzados con alambres, torones, o barras, que cumplen las disposiciones para tendones para concreto preesforzado del Capítulo C.3.5.5.



ARTÍCULO C.18.1.2. Todas las disposiciones del Código cuya exclusión no sea específicamente mencionada, y que no estén en conflicto con las disposiciones de este Capítulo, deben aplicarse al concreto preesforzado.



ARTÍCULO C.18.1.3.

Las siguientes disposiciones del Código no deben aplicarse al concreto preesforzado, excepto cuando se indiquen específicamente: Artículos C.8.8.2, C.8.8.3, C.8.8.4, C.10.3.2, C.10.3.3, C.10.9.1, C.10.9.2; Secciones C.8.9, C.10.5, C.10.6 y Capítulos C.13 y C.14.

SECCIÓN C.18.2.

GENERALIDADES.



ARTÍCULO C.18.2.1. Los elementos preesforzados deben cumplir los requisitos de resistencia especificada en este Código.



ARTÍCULO C.18.2.2. El diseño de los elementos preesforzados debe basarse en la resistencia y el comportamiento bajo condiciones de servicio en todas las etapas de carga que puedan ser críticas durante la vida de la estructura, desde el momento en que se aplique por primera vez el preesfuerzo.



ARTÍCULO C.18.2.3. Debe considerarse en el diseño las concentraciones de tensiones debidas al preesfuerzo.



ARTÍCULO C.18.2.4. Deben tomarse las medidas necesarias para prevenir los efectos que tengan las construcciones adyacentes sobre las deformaciones elásticas y plásticas, las deflexiones, los cambios de longitud, y las rotaciones debidas al preesfuerzo. Deben incluirse también los efectos de la retracción y la temperatura.

ARTÍCULO C.18.2.5. Es necesario tener en cuenta la posibilidad, de pandeo en un elemento entre los puntos donde están en contacto con el concreto los tendones de preesfuerzo, y el pandeo de almas y alas delgadas.



ARTÍCULO C.18.2.6. También debe tenerse en cuenta el efecto por la pérdida de área, debida a ductos abiertos, al calcular las propiedades de la sección antes de la adherencia de los tendones en preesfuerzo.

SECCIÓN C.18.3.

SUPOSICIONES DE DISEÑO.



ARTÍCULO C.18.3.1. El diseño por resistencia de los elementos preesforzados para flexión y fuerzas axiales, debe basarse en las suposiciones dadas en la Sección C.10.2, excepto que el

Artículo C.10.2.4 únicamente debe aplicarse a refuerzo que cumpla con lo dispuesto en el Artículo C.3.5.3.



ARTÍCULO C.18.3.2. Para la investigación de los esfuerzos en la transferencia del preesfuerzo, a cargas de servicio, y a cargas de agrietamiento, puede utilizarse la teoría de la línea recta con las siguientes suposiciones:

PARÁGRAFO C.18.3.2.1. Las deformaciones varían linealmente con la profundidad a través de todo el rango de cargas.

PARÁGRAFO C.18.3.2.2. En secciones agrietadas; el concreto no resiste tracción.

SECCIÓN C.18.4.

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO - ELEMENTOS A FLEXION.



ARTÍCULO C.18.4.1. Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo (antes de las pérdidas de preesfuerzo dependientes del tiempo), no deben exceder los siguientes valores:

- (a) Esfuerzo en la fibra extrema a compresión..... 0.60
- (b) Esfuerzo en la fibra extrema a tracción, excepto lo permitido en (c).. 0.80
- (c) Esfuerzo en la fibra extrema a tracción en los elementos simplemente apoyados..... 1.6

Donde los esfuerzos de tracción calculados excedan estos valores, debe proporcionarse refuerzo auxiliar adherido, (preesforzado o no preesforzado) en la zona de tracción para resistir la fuerza total de tracción en el concreto calculada con la suposición de sección no agrietada.



ARTÍCULO C.18.4.2. Los esfuerzos en el concreto a cargas de servicio (después de descontar todas las pérdidas del preesfuerzo) no debe exceder los siguientes valores:

- (a) Esfuerzo en la fibra extrema a compresión..... 0,45
- (b) Esfuerzo en la fibra extrema a tracción en la zona a tracción precomprimada..... 1,1
- 6

(c) Esfuerzo en la fibra extreme a tracción en la zona de tracción) precomprimida de los elementos, excepto sistemas de losa en dos direcciones, en los cuales el análisis que se base en las secciones agrietadas transformadas y en las deflexiones, inmediatas y a largo plazo, cumplen los requisitos del Artículo - C.9.5.2. y donde los requisitos de recubrimiento cumplen con con el Parágrafo C.7.7.3.1..... 3.2



ARTÍCULO C.18.4.3. Los esfuerzos permisibles en el concreto dados por los Artículos C.18.4.1 y C.18.4.2 puedan excederse si se demuestra por ensayos o por análisis que el funcionamiento no se perjudica.

SECCIÓN C.18.5.

ESFUERZOS PERMISIBLES EN LOS TENDONES EN PREESFUERZO.



ARTÍCULO C.18.5.1. El esfuerzo de tracción en los tendones en preesfuerzo no debe exceder los siguientes valores:

(a) Debido a la fuerza en el gato..... 0.85
 0.94

la que sea menor, pero no mayor que el valor máximo recomendado por el fabricante de los tendones o anclajes en preesfuerzo.

- (a) Tendones en pretensado inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo..... 0.82
- (b) Tendones en postensado inmediatamente después del anclaje del tendón..... 0.70

SECCIÓN C.18.6.

PERDIDAS DE PREESFUERZO.



ARTÍCULO C.18.6.1. Para determinar el preesfuerzo efectivo, fse, deben considerarse descuentos por las siguientes causas de pérdidas:

- (a) Corrimiento de anclaje.

- (b) Acortamiento elástico del concreto.
- (c) Fluencia del concreto.
- (d) Retracción del concreto.
- (e) Relajación del esfuerzo del tendón.
- (f) Pérdidas por fricción debidas a la curvatura intencional o no intencional en los tendones en postensado.



ARTÍCULO C.18.6.2. Pérdidas por fricción en los tendones en postensado - El efecto de las pérdidas por fricción en los tendones en postensado debe calcularse por:

(C.18-1)

Los valores de los coeficientes de fricción K y $\dot{\iota}$ deben tomarse de la Tabla C.18-1 al final de este Capítulo.

PARÁGRAFO C.18.6.2.1. Las pérdidas por fricción deben basarse en un valor determinado experimentalmente para los coeficientes de fricción, por desviación K y curvatura $\dot{\iota}$, y debe verificarse durante las operaciones de tensado del tendón.

PARÁGRAFO C.18.6.2.2. Los valores de los coeficientes de desviación y curvatura que se utilicen en el diseño, y los rangos aceptables de las fuerzas en los gatos, y de los alargamientos de los tendones, deben mostrarse en los planos de diseño.



ARTÍCULO C.18.6.3. Donde se pueda presentar pérdida del preesfuerzo en un elemento debido a la conexión a construcciones adyacentes, esta pérdida de preesfuerzo debe tenerse en cuenta en el diseño.

SECCIÓN C.18.7.

RESISTENCIA A FLEXION.

ARTÍCULO C.18.7.1. La resistencia a momento de diseño de los elementos a flexión debe calcularse por los métodos de diseño para resistencia especificados en este Código. Para los tendones en preesfuerzo, f_{ps} debe sustituirse por f_y en los cálculos de resistencia.



ARTÍCULO C.18.7.2. En lugar de una determinación más exacta de f_{ps} , basada en la compatibilidad de deformaciones, deben utilizarse los siguientes valores-aproximados de f_{ps} , si f_{se} no es menor que 0.5 f_{pu} :

(a) Para elementos con tendones en preesfuerzo adheridos:

(C.18-2)

(b) Para elementos con tendones de pretensado adheridos:

(C.18-3)

pero f_{ps} en la Ecuación C.18-3 no debe tomarse mayor que f_{py} ni mayor que $(f_{se} + 4200)$.



ARTÍCULO C.18.7.3. El refuerzo no preesforzado que cumpla con el Artículo C.3.5.3, si se utiliza con tendones en preesfuerzo, puede considerarse que contribuye a la fuerza de tracción e incluirse en los cálculos de resistencia a momento a un esfuerzo igual a la resistencia a la fluencia especificada f_y . Se puede incluir otro refuerzo no preesforzado en los cálculos de resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos en dicho refuerzo.

SECCIÓN C.18.8.

LIMITES PARA EL REFUERZO DE ELEMENTOS A FLEXION.

ARTÍCULO C.18.8.1. Las cuantías del refuerzo preesforzado y no preesforzado que se utiliza para el cálculo de la resistencia a momento de un elemento, excepto lo establecido en el Artículo C.18.8.2, deben ser tales que ρ no sean mayores que 0.30.



ARTÍCULO C.18.8.2. Cuando se proporcione una cuantía del refuerzo mayor de la especificada en el Artículo C.18.8.1, la resistencia a momento de diseño no debe exceder la resistencia a momento basada en la parte de compresión del par de momento.



ARTÍCULO C.18.8.3. La cantidad total del refuerzo preesforzado y no preesforzado debe ser la adecuada para desarrollar una carga mayorada al menos de 1.2 veces la carga de agrietamiento calculada con base en el módulo I_r , especificado en el Parágrafo C.9.5.3.1.

SECCIÓN C.18.9.

REFUERZO ADHERIDO MINIMO.



ARTÍCULO C.18.9.1. Debe proporcionarse un área mínima de refuerzo adherido en todos los elementos a flexión con tendones en preesfuerzo no adheridos tal como se exige en el Artículo C.18.9.2.



ARTÍCULO C.18.9.2. Excepto lo establecido en el Artículo C.18.9.3, el área mínima de refuerzo adherido debe calcularse por:

(C.18-4)

$$A_s = 0.004 A$$

PARÁGRAFO C.18.9.2.1. El refuerzo adherido que se requiere por la Ecuación C.18-4 debe distribuirse uniformemente sobre la zona a tracción precomprimida y tan cerca como sea posible a la fibra extrema a tracción.

PARÁGRAFO C.18.9.2.2. El refuerzo adherido debe ser necesario sean cuales fueren las condiciones de tensión bajo cargas de servicio.



ARTÍCULO C.18.9.3. Para placas planas en dos direcciones, que se definen como losas sólidas de espesor uniforme, el área mínima y la distribución del refuerzo adherido deben ser como sigue:

PARÁGRAFO C.18.9.3.1. No se requiere refuerzo adherido en áreas de momento positivo donde el esfuerzo de tensión calculado en el concreto, a cargas de servicio, (después de descontar todas las pérdidas de preesfuerzo) no exceda de 0.53 .

PARÁGRAFO C.18.9.3.2. En áreas de momento positivo donde el esfuerzo de tensión calculado en el concreto a cargas de servicio, exceda de 0.53 , el área mínima de refuerzo adherido debe calcularse por:

(C.18-5)

donde la resistencia a la fluencia de diseño f_y no debe exceder de 4200 kg/cm². El refuerzo adherido debe distribuirse uniformemente sobre la zona de tracción precomprimida tan cerca como sea posible de la fibra extrema a tracción.

PARÁGRAFO C.18.9.3.3. En las áreas de momento negativo de los apoyos de columna, el área mínima de refuerzo adherido en cada dirección debe calcularse por:

(C.18-6)

$$A_s = 0.00075 h_t$$

donde es la longitud de la luz en la dirección paralela a la del refuerzo que se está determinando.

El refuerzo adherido que se requiere por la Ecuación C.18-6 debe distribuir dentro de un ancho de los entre líneas que están a 1.5 h por fuera de las caras opuestas de la columna de apoyo. Debe proporcionarse al menos 4 barras o alambres en cada dirección. El espaciamiento de refuerzo adherido no debe exceder de 30 cm.



ARTÍCULO C.18.9.4. La longitud mínima de refuerzo adherido que se requiere en los Artículos C.18.9.2 y C.18.9.3, es como sigue:

PARÁGRAFO C.18.9.4.1. En áreas de momento positivo, la longitud mínima del refuerzo adherido debe ser 1/3 de la longitud de la luz libre y debe estar centrada en el área del momento positivo.

PARÁGRAFO C.18.9.4.2. En áreas de momento negativo, el refuerzo adherido se debe extenderse a 1/6 de la luz libre a cada lado del apoyo.

PARÁGRAFO C.18.9.4.3. Donde se proporcione refuerzo adherido para resistencia a momento de diseño de acuerdo con el Artículo C.18.7.3, o para condiciones de esfuerzo de tensión de acuerdo con el Parágrafo C.18.9.3.2, la longitud mínima también debe cumplir las disposiciones del Capítulo C.12.

SECCIÓN C.18.10.

PORTICOS Y CONSTRUCCION CONTINUA.

ARTÍCULO C.18.10.1. Los pórticos y la construcción continua de concreto preesforzado debe diseñarse para un funcionamiento satisfactorio bajo condiciones de carga de servicio, y para la resistencia adecuada.



ARTÍCULO C.18.10.2. El funcionamiento bajo condiciones de carga de servicio debe determinarse por un análisis elástico, considerando las reacciones, momentos, cortantes y fuerzas axiales producidas por el preesfuerzo, fluencia, retracción, cambios de temperatura, deformación axial, restricciones de los elementos estructurales conectados, y asentamientos de las cimentaciones.



ARTÍCULO C.18.10.3. Los momentos que se vayan a utilizar para calcular la resistencia requerida deben ser la suma de los momentos debidos a las reacciones inducidas por el

preesfuerzo (con un factor de carga de 1.0) y los momentos debidos a las cargas de diseño, incluyendo la redistribución, tal como se permite en el Artículo C.18.10.4.



ARTÍCULO C.18.10.4. La redistribución de momentos negativos debidos a las cargas de gravedad en elementos preesforzados continuos a flexión, deben obedecer a las siguientes pautas:

PARÁGRAFO C.18.10.4.1. Donde se proporcione refuerzo adherido en los apoyos de acuerdo con el Artículo C.18.9.2, los momentos negativos calculados por la teoría elástica para cualquier distribución de carga supuesta pueden aumentarse o disminuirse en no más de:

PARÁGRAFO C.18.10.4.2. Deben utilizarse momentos negativos modificados para calcular los momentos en las secciones dentro de las luces para la misma distribución de carga.

PARÁGRAFO C.18.10.4.3. La redistribución de momentos negativos debe hacerse únicamente cuando la sección en la cual se reduce el momento esté diseñada de tal manera que la que sea aplicable, no sea mayor de 0.20.

SECCIÓN C.18.11.

ELEMENTOS A COMPRESION-FLEXION Y FUERZAS AXIALES COMBINADAS.



ARTÍCULO C.18.11.1. Los elementos de concreto preesforzado sometidos a flexión y fuerzas axiales combinadas, con o sin refuerzo no preesforzado, deben dimensionarse por los métodos de diseño por resistencia de este Código para elementos sin preesfuerzo. Deben incluirse los efectos del preesfuerzo, fluencia, retracción y cambios de temperatura.



ARTÍCULO C.18.11.2. Límites para el refuerzo de elementos preesforzados a compresión - Los elementos con preesfuerzo promedio f_{pc} menor de 15.8 kg/cm² deben tener un refuerzo mínimo de acuerdo con los Artículos C.10.9.1 y C.10.9.2 y la Sección C.7.10, para columnas, o la Sección C.10.15 para muros.

PARÁGRAFO C.18.11.2.1. Excepto para muros, los elementos con un preesfuerzo promedio f_{pc} mayor o igual a 15.8 kg/cm², deben tener todos los tendones en reesfuerzo encerrados por espirales o por estribos laterales de acuerdo con los siguientes requisitos:

(a) Las espirales deben cumplir con lo estipulado en el Artículo C.7.10.1.

(b) Los estribos laterales deben ser al menos barras No. 3 o malla, soldada de alambre de área equivalente, y espaciados verticalmente, sin exceder de 48 diámetros de la barra, o alambre del estribo, o la menor dimensión del elemento a compresión.

(c) Los estribos deben localizarse verticalmente espaciándolos según lo prescrito en los laterales anteriores (a) y (b); debe comenzarse la colocación a partir de un plano situado por encima del plano superior de la zapata a no más de media separación de los estribos, y debe extenderse la colocación hasta un plano también distante en no más de media separación contada a partir de la armadura inferior más baja de los elementos que se apoyen encima.

(d) Donde haya vigas o ménsulas por todos los lados de una columna, los estribos pueden terminarse a no más de 7.5 cm, por debajo del refuerzo más bajo de tales vigas o ménsulas.

PARÁGRAFO C.18.11.2.3. Para muros con un preesfuerzo promedio f_{pc} igual o mayor de 15.8 kg/cm², el refuerzo mínimo que se requiere en la Sección C.14.3 puede obviarse cuando el análisis estructural muestre una resistencia y una estabilidad adecuadas.

SECCIÓN C.18.12.

SISTEMAS DE PLACA.



ARTÍCULO C.18.12.1. Los sistemas de placa preesforzada para flexión en más de una dirección, pueden diseñarse por cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad geométrica. En los métodos de análisis debe tenerse en cuenta la rigidez de la columna, la rigidez de las conexiones placa-columna, y los efectos de preesfuerzo de acuerdo con la Sección C.18.10.



ARTÍCULO C.18.12.2. Los coeficientes de momento y cortante que se utilizan para el diseño de sistemas de placas reforzadas con refuerzo no preesforzado no son aplicables.

SECCIÓN C.18.13.

ZONAS DE ANCLAJE DE TENDONES.



ARTÍCULO C.18.13.1. Debe proporcionarse refuerzo donde se requiera e en las zonas de anclaje de tendones para resistir agrietamientos, hendimientos y fuerzas de descascaramiento inducidas por los anclajes del tendón. Las regiones que tengan un cambio abrupto de sección deben reforzarse adecuadamente.



ARTÍCULO C.18.13.2. Deben proporcionarse bloques extremos cuando se requiera para dar soporte o para distribuir las fuerzas concentradas de preesfuerzo.

ARTÍCULO C.18.13.3. Los anclajes de postensado y el concreto de soporte, deben diseñarse para resistir la máxima fuerza en el gato de acuerdo con la resistencia del concreto en el momento del preesfuerzo.



ARTÍCULO C.18.13.4. Las zonas de anclaje del preesfuerzo deben diseñarse para desarrollar la resistencia a tensión última garantizada de los tendones en preesfuerzo, utilizando un factor de reducción de resistencia. = 0.90 para el concreto.

SECCIÓN C.18.14.

PROTECCION CONTRA LA CORROSION PARA TENDONES EN PREESFUERZO NO ADHERIDOS.



ARTÍCULO C.18.14.1. Los tendones no adheridos deben recubrirse completamente con material adecuado para garantizar su protección contra la corrosión.



ARTÍCULO C.18.14.2. La envoltura de los tendones debe ser continua sobre toda la longitud no adherida, y debe impedir el paso de pasta e de cemento o la pérdida de materiales de revestimiento durante la colocación del concreto.

SECCIÓN C.18.15.

CONDUCTOS DE POSTENSADO.



ARTÍCULO C.18.15.1. Los conductos para los tendones inyectados con lechada o no adheridos, deben ser a prueba de fuga de mortero y a prueba de reacción con el concreto de los tendones o con el material de relleno.



ARTÍCULO C.18.15.2. Los conductos para los tendones inyectados con lechada, de un solo alambre, torón o barra, deben tener un diámetro interior, al menos, 0.64 cm mayor que el diámetro del tendón.



ARTÍCULO C.18.15.3. Los conductos para los tendones, inyectados con lechada, de varios torones, cables, o barras deben tener un área transversal, por lo menos, 2 veces mayor que el área neta de los tendones.



ARTÍCULO C.18.15.4. Los conductos deben mantenerse libres de agua e el caso de que los elementos que se vayan a inyectar con lechada puedan estar expuestos a temperaturas por debajo del punto de congelación antes de la inyección de la lechada.



ARTÍCULO C.18.75.5. Los cables de postensionamiento, sus conductos y anclajes deben sujetarse firmemente al hierro de refuerzo y la formaleta para evitar desplazamientos durante el vaciado del concreto.



ARTÍCULO C.18.15.6. Los cables deben colocarse con una tolerancia de 5 mm en dimensiones de concreto de 15 cm o menos; de 10 mm en dimensiones de concreto mayores de 15 cm y menores de 50 cm; y de 13 mm en dimensiones de concreto de más de 50 cm. En placas la tolerancia horizontal de colocación de los cables no debe exceder 25 mm en 5 m de longitud del cable.



ARTÍCULO C.18.15.7. Antes de fundir el concreto deben examinarse los conductos de los cables y deben repararse los desperfectos que puedan encontrarse.

SECCIÓN C.18.16.

LECHADA PARA TENDONES EN PREESFUERZO ADRERIDOS.



ARTÍCULO C.18.16.1. La lechada debe consistir de cemento portland y agua, o cemento portland, arena y agua.



ARTÍCULO C.18.16.2. Los materiales para lechada deben cumplir los siguientes requisitos:

- (a) El cemento portland debe cumplir con lo' especificado en la Sección C.3.2.
- (b) El agua debe cumplir con lo estipulado en la Sección C.3.4.
- (c) La arena, si se utiliza, debe cumplir con la norma ASTM C 144, excepto que la granulometría puede modificarse según sea necesario para obtener una satisfactoria trabajabilidad.

(d) Pueden utilizarse los aditivos que cumplan con la Sección C.3.6 y que se conozca que no tienen efectos nocivos sobre la lechada, el acero, o el concreto. No se puede utilizar cloruro de calcio.



ARTÍCULO C.18.16.3. Dosificación de la lechada - Las proporciones de los materiales para la lechada deben basarse en uno de los siguientes criterios:

(a) Resultados de ensayos efectuados sobre la lechada fresca y humedecida antes de empezar las operaciones de colocación de la misma, o

(b) experiencia documentada con materiales y equipos similares y bajo condiciones de campo comparables.

PARÁGRAFO C.18.16.3.1. El cemento que utilice la obra debe corresponder a aquel en el cual haya

basado la dosificación de la lechada.

PARÁGRAFO C.18.16.3.2. El contenido de agua debe ser el mínimo necesario para el bombeo adecuado de la lechada; sin embargo, la relación agua-cemento no debe exceder de 45% en masa.

PARÁGRAFO C.18.16.3.3. No debe agregarse agua para aumentar la fluidez de la lechada que se haya disminuido por la demora en el uso.



ARTÍCULO C.18.16.4. Mezclado y bombeo de la lechada - La lechada debe mezclarse en un equipo capaz de efectuar un mezclado y una agitación mecánica continuos y que produzca una distribución uniforme de los materiales; debe pasarse a través de tamices, y bombearse de una manera tal que llene completamente los conductos de los tendones.

PARÁGRAFO C.18.16.4.1. La temperatura de los elementos en el momento de la inyección de la lechada debe estar por encima de los 2 y se debe mantenerse por encima de esta hasta que los cubos de lechada de 50 mm, curados en el campo, alcancen una resistencia mínima a la compresión de 56 kg/cm².

PARÁGRAFO C.18.16.4.2. La temperatura de la lechada no debe estar por encima de los 32°C durante el mezclado y del bombeo.

SECCIÓN C.18.17.

PROTECCION PARA LOS TENDONES EN PREEFUERZO.

Las operaciones de quemado o soldadura en la vecindad- de los tendones en preesfuerzo, debe hacerse con cuidado de modo que los tendones no se sometan a temperaturas excesivas, chispas de soldadura, o corrientes tierra.

SECCIÓN C.18.18.

APLICACION Y MEDIDA DE LA FUERZA DEL PREESFUERZO.



ARTÍCULO C.18.18.1. La fuerza del preesfuerzo debe determinarse por los dos siguientes métodos:

(a) Medida del alargamiento del tendón. El alargamiento requerido debe determinarse con base en las curvas promedio de carga-alargamiento para los tendones en preesfuerzo que se utilicen.

(b) Observaciones de la fuerza en el gasto en un medidor calibrado o celda de carga, o mediante un dinamómetro calibrado.

La causa de cualquier diferencia en la determinación de la fuerza entre (a) y (b) que exceda del 5% debe investigarse y corregirse.



ARTÍCULO C.18.18.2. Donde la transferencia al concreto de la fuerza del anclaje de la cama de pretensar, se logre mediante corte con llama sobre los tendones de preesfuerzo, los puntos y la secuencia de corte debe determinarse previamente para evitar tensiones temporales indeseables.



ARTÍCULO C.18.18.3. Los tramos largos de los torones pretensados que queden expuestos, deben cortarse cerca del elemento para minimizar el impacto sobre el concreto.



ARTÍCULO C.18.18.4. La pérdida total de preesfuerzo debida a tendones rotos no reemplazados, no debe exceder del 2% del preesfuerzo total.

SECCIÓN C.18.19.

ANCLAJE Y ACOPLES DE POSTENSADO.



ARTÍCULO C.18.19.1. Los anclajes para los tendones en preesfuerzo no adheridos y los acoples, deben desarrollar la resistencia última especificada de los tendones sin exceder el corrimiento previsto.



ARTÍCULO C.18.19.2. Los anclajes para tendones en preesfuerzo adheridos, deben desarrollar al menos el 90% de la resistencia última especificada de los tendones, cuando se ensayen en condición no adherida, sin exceder el corrimiento previsto. Sin embargo, el 100% de la resistencia última especificado de los tendones debe desarrollarse después de que estos estén adheridos al elemento.



ARTÍCULO C.18.19.3. Los acoples deben colocarse en áreas aprobadas por el Ingeniero y encerrarse en nichos suficientemente largos para permitir los movimientos necesarios.



ARTÍCULO C.18.19.4. En la construcción no adherida que esté sometida a cargas repetidas, debe prestarse especial atención a la posibilidad de fatiga en los anclajes y acoples.

ARTÍCULO C.18.19.5. Los anclajes y las conexiones de los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

TABLA 18-1

COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA TENDONES EN PREESFUERZO PARA USO EN LA ECUACION (C.18-1)

CAPÍTULO C.19.

PRUEBAS DE CARGA.

SECCIÓN C.19.0.

NOMENCLATURA.

a = Máxima deflexión de un elemento bajo la carga de ensayo, con respecto a la línea que une los extremos de la luz, o del extremo libre de un voladizo con respecto a su apoyo, expresada en cm.

D = Carga muerta.

h = Espesor total del elemento, expresado en cm.

l_t = Luz de un elemento bajo la carga de ensayo (la Luz más corta de las placas planas y de las placas apoyadas en los cuatro lados). Luz de un elemento, excepto lo que se establece en la Sección C.19.4, es la distancia entre los centros de los apoyos, o la distancia libre entre ellos, más el espesor del elemento, la que sea menor, expresada en cm.

L = Carga viva.

SECCIÓN C.19.1.

EVALUACION DE LA RESISTENCIA - GENERALIDADES.

Cuando existan dudas acerca de la seguridad de una estructura o de un elemento, debe ordenarse una investigación sobre la resistencia estructural, ya sea por análisis o por medio de ensayos de carga, o por una combinación de análisis y ensayos de carga.

SECCIÓN C.19.2.

INVESTIGACIONES ANALITICAS - GENERALIDADES.



ARTÍCULO C.19.2.1. Si la evaluación de la resistencia se hace por medio del análisis, se debe efectuar una investigación muy completa de las dimensiones y detalles de los elementos, propiedades de los materiales, y demás condiciones pertinentes de la estructura, tal como realmente se construyó.



ARTÍCULO C.19.2.2. Los análisis basados en investigaciones requeridas por el Artículo C.19.2.1, deben garantizar que los factores de carga cumplan con los requisitos y propósitos de este Código.

(Véase la Sección C.19.6).

SECCIÓN C.19.3.

ENSAYOS DE CARGA - GENERALIDADES.



ARTÍCULO C.19.3.1. Cuando la evaluación de la resistencia se haga por medio de ensayos de carga, los ensayos respectivos deben ser controlados por un ingeniero calificado para este fin.



ARTÍCULO C.19.3.2. El ensayo de carga no debe efectuarse hasta que la parte de la estructura que se vaya a cargar tenga por lo menos 56 días de edad. Cuando el propietario de la estructura,

el contratista, y todas las partes involucradas estén mutuamente de acuerdo, el ensayo puede hacerse a una edad menor.



ARTÍCULO C.19.3.3. Cuando se vaya a ensayar solamente una parte de la estructura, la parte en duda debe ensayarse en tal forma que se someta a prueba adecuada la causa sospechosa de debilidad.



ARTÍCULO C.19.3.4. Cuarenta y ocho horas antes de la aplicación de la carga de ensayo, hay que aplicar una carga que simule el efecto de la parte de las cargas muertas que todavía no actúan en la estructura y dejarla colocada hasta que termine todo el ensayo.

SECCIÓN C.19.4.

ENSAYOS DE CARGA DE ELEMENTOS A FLEXION.



ARTÍCULO C.19.4.1. Cuando los elementos a flexión, incluyendo vigas y bras se sometan a ensayos de carga, deben aplicarse las disposiciones adicionales de la Sección C.19.4.



ARTÍCULO C.19.4.2. Deben hacerse lecturas de base (referencias para las medidas de la flexión) inmediatamente antes de la aplicación de la carga de ensayo.



ARTÍCULO C.19.4.3. La parte de la estructura seleccionada para la prueba, debe someterse a una carga total, incluyendo las cargas muertas que ya actúen, equivalente a $0.85 (1.4 D + 1.7 L)$. La determinación de L debe tener en cuenta las reducciones de carga viva permitidas en el Título B de este Código.



ARTÍCULO C.19.4.4. La carga de ensayo debe aplicarse en no menos de cuatro incrementos aproximadamente iguales, sin que produzca impacto sobre la estructura y de tal manera que se evite el efecto de arco en los materiales de carga.



ARTÍCULO C.19.4.5. Después de que las cargas de ensayo hayan estado en su sitio por lo menos 20 horas, deben tomarse nuevas lecturas.



ARTÍCULO C.19.4.6. La carga de ensayo se remueve inmediatamente después de que se hayan tornado las lecturas de la deflexión. Una vez descargada la estructura, se toman lecturas de las deflexiones. Si la recuperación es igual o superior al 75% de la deflexión producida en el ensayo, se toman esas lecturas como valores finales de deflexión. En caso contrario debe esperarse, por lo menos, 20 horas antes de tomar las lecturas finales.



ARTÍCULO C.19.4.7. Si la parte de la estructura sometida a prueba muestra evidencias visibles de falla, se considera que la parte ensayada no ha aprobado el ensayo y no debe permitirse ninguna repetición del ensayo sobre esa parte.



ARTÍCULO C.19.4.8. Si la parte de la estructura sometida a prueba no muestra evidencias visibles de falla, deben tomarse los siguientes criterios como índices de un comportamiento satisfactorio:

(a) Si la deflexión máxima, a , medida en una viga, piso o techo es menos que $(l_t)^2/20.000 h$.

(b) Si la deflexión máxima medida de una viga, piso o techo excede de $(l_t)^2/20.000 h$, la recuperación de la deflexión dentro de las 24 horas después de la remoción de la carga de ensayo, debe ser por lo menos el 75% de la máxima deflexión para concreto no preesforzado, o el 80% para concreto preesforzado.



ARTÍCULO C.19.4.9. En Artículo C.19.4.8 (a) y (b), para voladizos debe tomarse como 2 veces la distancia del apoyo al extremo del voladizo, y la deflexión debe ajustarse para cualquier movimiento del apoyo.



ARTÍCULO C.19.4.10. La construcción de concreto no preesforzado que no muestre el 75% de recuperación de deflexión tal como lo exige el Artículo C.19.4.8 (b), puede reensayarse, pero después de transcurridas 72 horas de la remoción de la carga del primer ensayo. La parte de la estructura se considera satisfactoria si:

(a) Sometida a prueba, no muestra evidencia de falla en el reensayo,

(b) la recuperación de la deflexión en el segundo ensayo de carga es a por lo menos el 80% de la máxima deflexión obtenida en el segundo ensayo.



ARTÍCULO C.19.4.11. La construcción de concreto preesforzado no debe reensayarse.

SECCIÓN C.19.5.

OTROS ELEMENTOS NO SOMETIDOS A FLEXION.

Los elementos distintos a los sometidos a flexión, deben investigarse preferiblemente por medio del análisis.

SECCIÓN C.19.6.

SEGURIDAD.



ARTÍCULO C.19.6.1. Los ensayos de carga deben efectuarse de tal modo que no comprometan la seguridad de la vida humana ni de la estructura durante su ejecución.



ARTÍCULO C.19.6.2. Las medidas de seguridad no deben interferir con los procedimientos del ensayo de carga ni afectar los resultados.

CAPÍTULO C.20.

REQUISITOS DE CONCRETO REFORZADO EN ZONAS DE RIESGO SISMICO INTERMEDIO.

SECCIÓN C.20.0.

NOTACION.

A_c = Area de la sección del elemento medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. Definida en el Artículo C.20.4.2.

A_g = Area bruta de la sección, en cm^2

A_{sh} = Area del refuerzo transversal, incluyendo estribos complementarios, con espaciamiento s y perpendicular a la dimensión h_c .

d = Altura efectiva de la sección del elemento de concreto.

f'_c = Resistencia a la compresión especificada para el concreto a los 28 días, en kg/cm^2 .

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm^2 .

f_{yh} = Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo transversal, en kg/cm^2 .

h_c = Dimensión del núcleo confinado de la columna, medida centro a centro del refuerzo transversal en la dirección perpendicular a la dirección bajo estudio.

s = Espaciamiento de refuerzo transversal medido a lo largo del eje de elemento.

SECCIÓN C.20.1.

GENERAL.



ARTÍCULO C.20.1.1. En las zonas de Riesgo Sísmico Intermedio, tal como las define el Artículo A.2.3.2 del Título A de este Código, los elementos estructurales de concreto reforzado deben dimensionarse y diseñarse para que cumplan los requisitos del Capítulo C.20 además de los Capítulos C.1 a C.19. de este Código.



ARTÍCULO C.20.1.2. Los detalles del refuerzo en los elementos del pórtico deben cumplir la Sección C.20.3 si la máxima fuerza axial mayorada a que está sometido el elemento es menor que el valor $(0.10 f'c Ag)$. Si la máxima fuerza axial excede este valor, los detalles deben cumplir los requisitos de la Sección C.20.4 a menos que el elemento tenga refuerzo en espiral colocado de acuerdo con la Ecuación C.10-4. Si un sistema de losas en dos direcciones, sin vigas forma parte del sistema de resistencia sísmica, los detalles del refuerzo en cualquier luz que resista momentos causados por el sismo deben cumplir los requisitos de la Sección C.20.6.

ARTÍCULO C.20.1.3. El acero de refuerzo longitudinal en los elementos que hagan parte del sistema de resistencia sísmica debe cumplir la Norma ASTM A706. Puede usarse acero longitudinal que cumpla las Normas ICONTEC 245 y 248, siempre y cuando llene los siguientes requisitos adicionales:

- (a) El esfuerzo de fluencia real no debe exceder el esfuerzo de fluencia nominal en más de 1250 kg/cm^2 .
- (b) La relación entre el esfuerzo último a tensión real y el esfuerzo de fluencia real no debe ser menor de 1.25.
- (c) La deformación en el punto de esfuerzo último debe ser al menos del 12 por ciento.

SECCIÓN C.20.2.

RESISTENCIA AL CORTANTE.

La resistencia al cortante de diseño de las vigas, columnas y losas en dos direcciones, que soporten efectos causados por el sismo, debe ser mayor que uno cualquiera de los dos valores siguientes:

(a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de las resistencias nominales a momento, sin incluir el factor de reducción de resistencia, en los extremos restringidos de la luz libre del elemento y el cortante isostático calculado para las fuerzas a verticales mayoradas.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de mayoración de las cargas de diseño que incluyan el efecto sísmico tomado al doble del valor prescrito en este Código. Esta operación puede llevarse a cabo utilizando un valor de 2.0 para el factor de carga de E en las Ecuaciones B.2.4-5 y B.2.4-6 del Título B de este Código.

SECCIÓN C.20.3.

VIGAS.



ARTÍCULO C.20.3.1. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo. La resistencia tanto a momento negativo como a momento positivo en cualquier sección del elemento no debe ser menor que un quinto de la máxima resistencia a momento en cualquiera de las caras de los nudos.



ARTÍCULO C.20.3.2. En ambos extremos del elemento deben colocarse aros, como los define la Sección C.2.1, en una distancia, medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz, igual a dos veces la altura de la viga. El primer aro debe colocarse a menos de cinco centímetros de la cara del nudo. En la zona (de confinamiento) el diámetro de los estribos debe ser por lo menos No.3 (3/8") y su máximo espaciamiento no debe exceder el menor de los siguientes valores (a) $d/4$

(b) Ocho veces el diámetro de la mínima barra longitudinal que abrace.

(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo.

(d) 30 cm.



ARTÍCULO C.20.3.3. El espaciamiento de los aros en la zona en que no se requiere confinamiento no debe ser mayor que $d/2$.



ARTÍCULO C.20.3.4. La excentricidad del eje de la viga con respecto a la columna que cruza, medida como distancia entre los ejes de los dos elementos, no debe ser mayor del 25 por ciento de la S_r dimensión que tenga la columna perpendicularmente a la viga.

SECCIÓN C.20.4.

COLUMNAS.

ARTÍCULO C.20.4.1. DIMENSIONES MÍNIMAS. La dimensión más pequeña de la sección de columnas que sostengan más de dos pisos no puede ser menor que 25 cm. Las columnas en forma L, T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 20 cm pero su área no debe ser menor que 625 cm²

ARTÍCULO C.20.4.2. REFUERZO TRANSVERSAL. Debe colocarse refuerzo transversal como se especifica en los Artículos C.20.4.3 a C.20.4.7, a menos que se requiera una cantidad mayor por efectos del cortante calculado de acuerdo a la Sección C.20.2. El diámetro de los estribos no debe ser menor que No.3 (3/8").

PARÁGRAFO. El refuerzo transversal puede consistir en aros, tal como los define la Sección C.2.1, sencillos o dobles. Pueden usarse ganchos suplementarios del mismo diámetro y con el mismo espaciamiento de los estribos perimetrales. Cada extremo del gancho suplementario debe abrazar el aro perimetral y asegurarse a una barra longitudinal.

ARTÍCULO C.20.4.3. ZONAS DE CONFINAMIENTO. Este refuerzo de confinamiento debe colocarse a lo largo de una distancia medida a partir de la cara del nudo mayor que:

- (a) Un sexto de la luz libre del elemento.
- (b) La máxima dimensión de la sección del elemento.
- (c) 45 cm.



ARTÍCULO C.20.4.4. CANTIDAD DE REFUERZO DE CONFINAMIENTO. Como refuerzo transversal en la zona confinada deben usarse estribos, como mínimo de barra No.3, cuya cantidad y separación puede determinarse de acuerdo con uno de los dos procedimientos dados en los siguientes párrafos:

PARÁGRAFO C.20.4.4.1. Estribos colocados con una separación máxima de 10 cm. Si la distancia entre dos ramas paralelas del estribo es mayor que 20 cm deben usarse tantos ganchos suplementarios de barra No.3 (3/8") como sean necesarios para que esta separación entre ramas paralelas no exceda 20 cm.

PARÁGRAFO C.20.4.4.2. Alternativamente el área de estribos rectangulares puede calcularse como la mayor obtenida cuando las Fórmulas C.20-1 ó C.20-2.

(C.20-1)

(C.20-2)

El valor de s no puede ser mayor que:

- (a) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña que abrace.
- (b) 24 veces el diámetro de la barra del estribo.
- (c) La mitad de la dimensión más pequeña de la sección del elemento.
- (d) 30 cm.



ARTÍCULO C.20.4.5. El primer estribo debe localizarse a una distancia que no exceda cinco centímetros de la cara del nudo.



ARTÍCULO C.20.4.6. El refuerzo dentro del nudo debe cumplir el Artículo C.11.12.1 de este Código.

ARTÍCULO C.20.4.7. El espaciamiento de los estribos en la zona donde no se requiere confinamiento no debe exceder dos veces, el espaciamiento usado en la zona de confinamiento.

SECCIÓN C.20.5.

MUROS ESTRUCTURALES DIAFRAGMAS Y CERCHAS.

Deben cumplirse todos los requisitos que para estos elementos trae el Capítulo C.14 de este Código

SECCIÓN C.20.6.

LOSAS EN DOS DIRECCIONES SIN VIGAS.



ARTÍCULO C.20.6.1. Debe tenerse especial cuidado de no exceder los requisitos de deriva máxima dados en el Capítulo A.6 de este Código, a cuando se utilice este sistema estructural.

Además debe dejarse en la memoria de cálculos una constancia explícita de que se hizo esta verificación.

ARTÍCULO C.20.6.2. Los momentos sísmicos mayorados de la losa en sus extremos deben determinarse para las combinaciones de carga que fija el Título B de este Código en su Sección B.2.4. Todo el refuerzo que se coloque para resistir el momento causado por las cargas sísmicas debe quedar dentro de la franja de columna que se define en el Capítulo C.13 de este Código.



ARTÍCULO C.20.6.3. La armadura que se coloque para resistir el momento causado por el sismo debe quedar en viguetas de capitel.

ARTÍCULO C.20.6.4. Más de la mitad del refuerzo de la franja de columnas en el apoyo debe colocarse dentro del un ancho efectivo de losa conformado por el ancho de la columna más 1.5 veces el espesor de la losa.



ARTÍCULO C.20.6.5. Más de una cuarta parte del refuerzo superior en el apoyo en la franja de columnas debe ser continuo a lo largo de la luz.



ARTÍCULO C.20.6.6. El refuerzo inferior continuo en la franja de columnas no debe ser menor que una tercera parte del refuerzo superior en el apoyo en la franja de columnas.

ARTÍCULO C.20.6.7. No menos de la mitad de todo el refuerzo inferior en el centro de la luz debe ser continuo y debe desarrollar su resistencia de fluencia en la cara del apoyo.

ARTÍCULO C.20.6.8. En los bordes discontinuos de la losa, tanto el refuerzo superior como el inferior deben ser capaces de desarrollar su resistencia en la cara del apoyo.

ARTÍCULO C.20.6.9. Las viguetas de capitel deben tener estribos cerrados de dos ramas. El estribo de una rama solo se permite en o aquellas viguetas que no sean de capitel.

CAPÍTULO C.21.

REQUISITOS DE CONCRETO REFORZADO EN ZONAS DE RIESGO SISMICO ALTO.

SECCIÓN C.21.0.

NOTACION.

A_c = Área de la sección del elemento medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.

A_{cp} = Área de la sección de concreto de un segmento de pared sometido a fuerza cortante, en cm^2 .

A_{cv} = Área neta de la sección de concreto definida por el espesor del alma y la altura de la sección en la dirección en que se toma el cortante, en cm^2 . Definida en la Sección C.21.10.

A_j = Definida en el Artículo C.21.9.3.

A_{sh} = Área del refuerzo transversal, incluyendo estribos complementarios, con espaciamiento s y perpendicular a la dimensión h_c .

b_w = Ancho del alma.

d = Altura efectiva de la sección del elemento de concreto.

f'_c = Resistencia a la compresión especificada para el concreto a los 28 días, en kg/cm^2 .

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm^2 .

f_{yh} = Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo transversal, en kg/cm^2 .

h_c = Dimensión del núcleo confinado de la columna, medida centro a centro del refuerzo transversal en la dirección perpendicular a la dirección bajo estudio.

h_w = Altura de la sección del muro (o diafragma) o del segmento bajo consideración.

= Longitud de desarrollo de una barra recta.

= Longitud de desarrollo de una barra con un gancho estándar en su extremo.

= Distancia mínima, medida a lo largo del eje del elemento, desde la cara del nudo, dentro de la cual debe colocarse refuerzo transversal especial.

= Longitud total de la pared (diafragma), o segmento de pared, considerada en la dirección de la fuerza cortante.

= Suma de los momentos, tomada en el centro del nudo, correspondientes a las resistencias nominales a flexión de f las columnas que llegan a ese nudo. La resistencia nominal a flexión de las columnas debe calcularse para el nivel de la fuerza axial mayorada que corresponda a la menor resistencia a la flexión de las columnas en la dirección considerada.

= Suma de los momentos, tomada en el centro del nudo, correspondiente a la resistencia nominal a la flexión de las vigas que llegan a este nudo.

s = Espaciamiento de refuerzo transversal medido a lo largo del eje de elemento.

S_o = Espaciamiento máximo para el refuerzo transversal.

V_n = Resistencia nominal de cortante de muros estructurales y diafragmas de concreto reforzado.

= Coeficiente definido en la Sección C.21.10.

= Cuantía de refuerzo horizontal en vigas.

= Cuantía de refuerzo de cortante distribuido en un plan perpendicular al plano de A_{cv}

= Cuantía volumétrica de refuerzo espiral calculada como el cociente entre el volumen de acero de la espiral y el volumen de concreto confinado por la espiral, medido exteriormente a la espiral.

= A_{sv}/A_{cv} .

Donde A_{cv} es la proyección en A_{cv} del área de refuerzo que cruza el plano A_{cv}

= Coeficiente de Reducción de Resistencia.

ARTÍCULO C.21.1. GENERAL.



ARTÍCULO C.21.1.1. En las zonas de Riesgo Sísmico Alto, tal como las define el Artículo A.2.3.3 del Título A de este Código, los elementos estructurales de concreto reforzado deben dimensionarse y diseñarse para que cumplan los requisitos de este Capítulo, edemas de los Capítulos C.1 a C.19 de este Código.



ARTÍCULO C.21.1.2. Los requisitos especiales de este Capítulo permiten diseñar y construir miembros de concreto reforzado en los cuales las fuerzas de diseño relacionadas con efectos sísmicos, se han determinado con base en la capacidad de disipar energía en el rango inelástico de respuesta.

SECCIÓN C.21.2.

ANALISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.



ARTÍCULO C.21.2.1. Los elementos estructurales localizados por debajo de la base que deban transmitir fuerzas sísmicas a la cimentación deben diseñarse siguiendo los requisitos de este Capítulo.



ARTÍCULO C.21.2.2. Todos los elementos estructurales que no sean parte del sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos de la Sección C.21.11.

SECCIÓN C.21.3.

COEFICIENTES DE REDUCCION DE RESISTENCIA.

Deben usarse los coeficientes de reducción de resistencia dados en la Sección C.9.3 de este Código, excepto en los siguientes casos:

ARTÍCULO C.21.3.1. En cualquier elemento estructural en donde la resistencia nominal al cortante sea menor que el cortante obtenido a partir de las resistencias nominales a flexión, debe usarse un coeficiente de reducción de resistencia para cortante igual a 0.6.



ARTÍCULO C.21.3.2. En los elementos de pórticos donde la carga axial mayorada excede ($0.10 f'cAg$) el coeficiente de reducción de resistencia para compresión axial con flexión debe ser 0.5 si no se han cumplido los requisitos de refuerzo transversal dados en el Artículo C.21.7.4.

ARTÍCULO C.21.3.3. El coeficiente de reducción de resistencia para cortante en nudos debe ser 0.85.

SECCIÓN C.21.4.

RESISTENCIA DEL CONCRETO EN ELEMENTOS DE SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA.

La resistencia especificada del concreto a los 28 días no debe ser menor de 210 kg/cm^2 para elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

SECCIÓN C.21.5.

ACERO EN ELEMENTOS DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA.



ARTÍCULO C.21.5.1. El acero de refuerzo longitudinal en los elementos que hagan parte del sistema de resistencia sísmica debe cumplir la Norma ASTM A706.



ARTÍCULO C.21.5.2. Puede usarse acero longitudinal que cumpla las Normas ICONTEC 245 y 248 siempre y cuando llene los siguientes requisitos adicionales:

(a) El esfuerzo de fluencia real no debe exceder el esfuerzo de fluencia nominal en más de 1250 kg/cm^2

(b) La relación entre el esfuerzo último a tensión real y el esfuerzo de fluencia real no debe ser menor de 1.25.

(c) La deformación en el punto de esfuerzo último debe ser al menos del 12 por ciento.

SECCIÓN C.21.6.

VIGAS.



ARTÍCULO C.21.6.1. ALCANCE. Para que una viga pueda formar parte del sistema de resistencia sísmica y pueda diseñarse de acuerdo con esta Sección deben cumplirse los siguientes requisitos:

- (a) Debe estar sometida principalmente a esfuerzos de flexión.
- (b) Su carga axial mayorada no debe exceder $(0.10 f'c A_g)$.
- (c) La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura efectiva.
- (d) Su relación ancho a alto no debe ser menor que 0.3.
- (e) El ancho del elemento no debe ser menor que 25 cm, ni mayor que el ancho de la columna (medida en un plano perpendicular al eje de la viga) más tres cuartos del alto de la viga a cada lado.
- (f) Su excentricidad respecto a la columna que cruza, medida como distancia entre los ejes de los dos elementos, no debe ser mayor del 25 por ciento de la dimensión que tenga la columna perpendicularmente a la viga.



ARTÍCULO C.21.6.2. ACERO LONGITUDINAL. En cualquier sección de un elemento sometido a flexión, la cantidad de refuerzo tanto superior como inferior no debe ser menor que $(14 b_w d / f_y)$ ni mayor que $(0.0250 b_w d)$. Debe haber por lo menos dos barras No.5 continuas, a lo largo del elemento, tanto arriba como abajo.

PARÁGRAFO C.21.6.2.1. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo. La resistencia a momento tanto negativa como positiva en cualquier parte del elemento no debe ser menor que un cuarto de la resistencia máxima a momento dada en la cara de cualquiera de los nudos.

PARÁGRAFO C.21.6.2.2. Los empalmes por traslapo se permiten únicamente si se proveen aros, como los define la Sección C.2.1, a lo largo de la longitud de traslapo. El espaciamiento máximo de los aros en la longitud del traslapo no debe exceder $d/4$ a 10 cm. No deben hacerse empalmes por traslapo en los nudos o dentro de una zona localizada a $2d$ de la cara del nudo. Cuando se trate de acero positivo el empalme puede hacerse cumpliendo los requisitos del Parágrafo C.21.6.2.3.

PARÁGRAFO C.21.6.2.3. Los empalmes por traslapo de acero positivo, en las zonas cercanas al nudo deben cumplir los siguientes requisitos:

- (a) El refuerzo debe desarrollar f_y en la cara del nudo.
- (b) La longitud mínima de traslapo debe ser 40 diámetros.
- (c) Deben colocarse aros en una distancia d más allá del punto en donde se suspendió el acero. El espaciamiento de los aros no debe exceder el dado en el Parágrafo C.21.6.3.1.

PARÁGRAFO C.21.6.2.4. Al menos el 60 por ciento del refuerzo longitudinal superior e inferior, de las vigas que hagan parte del sistema de resistencia sísmica, debe atravesar el núcleo de cada columna que intersecte la viga.

ARTÍCULO C.21.6.3. REFUERZO TRANSVERSAL. Debe colocarse refuerzo transversal de confinamiento de diámetro mayor o igual al de barra No.3 (3/8"), en las siguientes regiones de las vigas:

- (a) En una longitud igual a $2d$ a partir de la cara del nudo y hacia el centro de la luz.
- (b) En una longitud igual a $2d$ a ambos lados de cualquier sección en donde pueda presentarse plastificación causada por los desplazamientos inelásticos del pórtico.
- (c) Donde haya refuerzo a compresión.

PARÁGRAFO C.21.6.3.1. El primer aro debe colocarse a una distancia menor que 5 cm de la cara del nudo. El espaciamiento de los aros, en las zonas de confinamiento no debe exceder el menor de los siguientes valores:

- (a) $d/4$
- (b) 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de diámetro más pequeño.
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del aro.
- (d) 30 cm.

PARÁGRAFO C.21.6.3.2. En las zonas de confinamiento en donde se requieren aros, el refuerzo longitudinal debe proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal colocando los aros de tal manera que las barras de esquina y las barras alternas queden soportadas por una esquina del aro, y ninguna barra quede colocada a más de 15 cm libres de una barra que tenga soporte lateral.

PARÁGRAFO C.21.6.3.3. En las zonas donde no se requieren aros, los estribos no deben estar espaciados a más de $d/2$ a todo lo largo del elemento.

SECCIÓN C.21.7.

COLUMNAS.

ARTÍCULO C.21.7.1. ALCANCE. Para que una columna pueda formar parte del sistema de resistencia sísmica y pueda diseñarse de acuerdo con esta Sección deben cumplirse los siguientes requisitos:

- (a) Tener una carga axial mayorada superior a $(0.10 f'c A_g)$.
- (b) La dimensión más pequeña de su sección, medida sobre una línea recta que pasa por el centroide, no debe ser menor que 30 cm. Las columnas en forma de L, T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 20 cm, pero su área no puede ser menor que 900 cm^2 .
- (c) La relación entre su dimensión más pequeña y la más grande no debe ser menor que 0.3.



ARTÍCULO C.21.7.2. RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS. La resistencia a flexión de cualquier columna que se dimensiona para resistir una carga axial mayorada superior a $(0.10 f'c A_g)$ debe cumplir los requisitos de los Parágrafos C.21.7.2.1 y C.21.7.2.2. La resistencia a cargas horizontales así como la rigidez para este efecto de las columnas que no cumplan el Parágrafo C.21.7.2.1 debe despreciarse en la determinación de la resistencia y rigidez de la estructura ante cargas horizontales, pero deben cumplir la Sección C.21.11.

PARÁGRAFO C.21.7.2.1. La resistencia a la flexión de las columnas debe cumplir la Ecuación C.21-1.

(C.21-1)

Donde:

= Suma de los momentos, tomada en el centro del nudo, correspondientes a las resistencias nominales a flexión de las columnas que llegan a ese nudo. La resistencia nominal a flexión de las columnas debe calcularse para el nivel de la fuerza axial mayorada que corresponda a la menor resistencia a la flexión de las columnas en la dirección considerada.

= Suma de los momentos, tomada en el centro del nudo, correspondiente a la resistencia nominal a la flexión de las vigas que llegan a este nudo.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que las resistencias de las columnas se opongan a las de las vigas. La Ecuación C.21-1 debe cumplirse para momentos en las vigas que actúen en las dos direcciones en el plano vertical del pórtico considerado.

PARÁGRAFO C.21.7.2.2. Si no se cumple el Parágrafo C.21.7.2.1 en un nudo, las columnas que soporten reacciones de miembros que lleguen a este nudo deben tener refuerzo transversal especial como lo especifica el Artículo C.21.7.4 en toda su longitud.

ARTÍCULO C.21.7.3. REFUERZO LONGITUDINAL. La cuantía de refuerzo longitudinal, p , no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06. Las barras longitudinales no deben ser menores que No.5 (5/8")

PARÁGRAFO. Los empalmes por traslapo deben hacerse en la mitad central de la longitud de la columna. Se pueden hacer empalmes por traslapo en sitios diferentes, siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- (a) No se empalmen más de la mitad de las vanillas de una cara.
- (b) La longitud de traslapo no sea menor de 40 diámetros de barra.
- (c) No se traslapen barras mayores de la No.10.

ARTÍCULO C.21.7.4. REFUERZO TRANSVERSAL. Debe colocarse refuerzo transversal como se especifica a continuación, a menos que se requiera una cantidad mayor por efectos del cortante calculado de acuerdo con la Sección C.21.10.

(a) La cuantía volumétrica de la espiral, p_s , no debe ser menor que la dada en la Ecuación C.21-2:

(C.21-2)

y no debe ser menor que la que se obtiene por medio de la Ecuación C.10-4 de este Código.

(b) El área de los aros rectangulares no debe ser menor que la obtenida por las Ecuaciones C.21-3 y C.21-4.

(C.2-13)

(C.2-14)

(c) El refuerzo transversal puede consistir en aros sencillos dobles. Pueden usarse ganchos suplementarios del mismo diámetro con el mismo espaciamiento s , medido a lo largo del eje de elemento. Cada extremo del gancho suplementario debe sujetar un aro perimetral y estar asegurado contra una barra longitudinal. En los ganchos suplementarios consecutivos debe alternarse el tipo de extremo.

Si el núcleo del miembro es suficiente para resistir las fuerza provenientes de la combinación de las cargas muertas, vivas y de sismo, no hay necesidad de cumplir los requisitos de las Ecuaciones C.21-3 ni la C.10-4 de este Código, mas sí la C.21-4.

PARÁGRAFO C.21.7.4.1. El refuerzo transversal que debe colocarse en las zonas definidas en el Artículo C.21.7.6, no debe estar espaciada más de:

- (a) Un cuarto de la dimensión mínima de la columna.

(b) 10 cm.

PARÁGRAFO C.21.7.4.2. Los ganchos suplementarios y las ramas de los estribos dobles no deben estar espaciados a más de 35 cm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal de la columna,



ARTÍCULO C.21.7.5. Alternativamente a los requisitos del Artículo C.21.7.4 pueden usarse como refuerzo transversal estribos de diámetro no menor de No.4 (1/2") con f_{vh} mayor o igual a 4200 kg/cm², con separación vertical máxima de 10 cm. Si la distancia horizontal entre las ramas del estribo es mayor que 25 cm, debe usarse tantos ganchos suplementarios de barra No. 4 (1/2") como es necesario para que la separación entre ramas no sea mayor que 25 cm

ARTÍCULO C.21.7.6. El refuerzo transversal especificado en el Artículo C.21.7.4 o C.21.7.5 debe colocarse por una distancia, lo, medida a partir de cada nudo, no menor que:

(a) La mayor dimensión del miembro en la cara del nudo.

(b) Un sexto de la luz libre del elemento.

(c) 45 cm.

PARÁGRAFO. En el primer tramo de la columna debe colocarse el refuerzo transversal especificado en el Artículo C.21.7.4 o C.21.7.5, entre el borde superior del pedestal o dado de fundación un punto localizado a una distancia no menor de la dada en (a), (b) ó c) por encima de la placa de piso.



ARTÍCULO C.21.7.7. Las columnas que soportan reacciones de elementos más rígidos que se han discontinuado, como muro estructurales o cerchas, deben tener refuerzo transversal como el especificado antes, en toda su longitud, en el nivel inferior al de la discontinuidad, si la carga axial mayorada de compresión es mayor de $(0.10 f'c A_g)$ en cualquiera de las hipótesis que incluyen sismo.

SECCIÓN C.21.8.

MUROS ESTRUCTURALES, DIAFRAGMAS Y CERCHAS.

ARTÍCULO C.21.8.1. ALCANCE. Los requisitos de esta Sección se refieren a muros estructurales y cerchas que hacen parte del sistema de resistencia sísmica así como a diafragmas, amarres y elementos colectores que transmitan fuerzas sísmicas y que no cumplan lo exigido en las Secciones C.21.6 y C.21.7.

ARTÍCULO C.21.8.2. REFUERZO. La cuantía de refuerzo, P_y, para muros estructurales no debe ser menor que 0.0020 en cada una de las direcciones longitudinal y transversal, del elemento.

El espaciamiento del refuerzo no debe exceder de 45 cm. El refuerzo requerido por análisis para cortante debe estar distribuido. Uniformemente a lo largo del plano de cortante.

PARÁGRAFO C.21.8.2.1. Deben usarse dos cortinas de refuerzo en el muro si la fuerza cortante mayorada asignada al muro excede ($0.5 A_{cv} f_c$), donde f_c está dado en kg/cm^2

PARÁGRAFO C.21.8.2.2. Los elementos de cerchas estructurales, así como los miembros de diafragmas; que tengan esfuerzos de compresión en exceso de ($0.20 f_c$) deben tener refuerzo transversal especial, tal como lo prescribe el Artículo C.21.7.4 en toda su longitud. El refuerzo transversal puede discontinuarse en la sección en donde el esfuerzo de compresión sea menor que ($0.15 f_c$). Los esfuerzos deben calcularse usando las fuerzas mayoradas obtenidas por medio de un modelo linealmente elástico y tomando la propiedad de correspondientes a la sección bruta del elemento.

PARÁGRAFO C.21.8.2.3. Todo el refuerzo continuo en muros estructurales, diafragmas, cerchas y elementos colectores debe anclarse de acuerdo con las prescripciones para refuerzo en tensión dados en el Artículo C.21.9.4.



ARTÍCULO C.21.8.3. ELEMENTOS DE BORDE PARA MUROS ESTRUCTURALES Y DIAFRAGMAS. Deben colocarse elementos de borde alrededor de los huecos y en los bordes de muros estructurales y diafragmas donde el esfuerzo calculado en la fibra extrema para las fuerzas mayoradas que incluyen efectos sísmicos exceda ($0.2 f_c$), a menos que en la totalidad del muro o diafragma se coloque armadura tal como lo especifican los Artículo C.21.7.4 o C.21.7.5. Los elementos de borde pueden suspenderse donde el esfuerzo de compresión sea menor que ($0.15 f_c$). Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas mayoradas obtenidas usando un modelo linealmente elástico y las propiedades correspondientes a la sección bruta del elemento.

PARÁGRAFO C.21.8.3.1. Los elementos de borde deben tener refuerzo transversal tal como lo define el Artículo C.21.7.4 en toda su longitud.

PARÁGRAFO C.21.8.3.2. Los elementos de borde de muro estructurales deben diseñarse para que resistan todas las cargas mayoradas del muro, inclusive peso propio y cargas aferentes, además de la carga vertical requerida para resistir el momento de vuelo producido por el sismo.

PARÁGRAFO C.21.8.3.3. Los elementos de borde de diafragmas deben diseñarse para resistir la suma de las fuerzas de compresión que actúan en el plano del diafragma y la fuerza obtenida de dividir el momento mayorado en la sección por la distancia entre los bordes de diafragma en esa sección.

PARÁGRAFO C.21.8.3.4. El refuerzo transversal en muros con elementos de borde debe quedar anclado dentro del núcleo confinado del miembro de borde para que sea capaz de desarrollar su esfuerzo de fluencia.

PARÁGRAFO C.21.8.3.5. Todas las juntas de construcción en muros y diafragmas deben cumplir los requisitos del Artículo C.6.4 y las superficies de contacto deben hacerse rugosas de acuerdo con el Artículo C.11.7.9.

SECCIÓN C.21.9.

NUDOS DE PORTICOS.



ARTÍCULO C.21.9.1. REQUISITOS GENERALES. Las fuerzas en el acero longitudinal de las vigas en los nudos deben calcularse suponiendo que su esfuerzo es $1.25 f_y$.

PARÁGRAFO C.21.9.1.1. La resistencia del nudo está gobernada por los coeficientes de reducción de resistencia apropiados,, dados en la Sección C.9.3 de este Código.

PARÁGRAFO C.21.9.1.2. El refuerzo longitudinal de la viga que termina en la columna debe llevarse hasta la cara opuesta del núcleo confinado de la columna donde debe ser anclado, en tracción siguiendo los requisitos del Artículo C.21.9.4 y, en compresión, los del Capítulo C.12 de este Código.

ARTÍCULO C.21.9.2. REFUERZO TRANSVERSAL. A menos que el nudo esté confinado por elementos estructurales como lo define el Parágrafo C.21.9.2.1, debe colocarse refuerzo transversal como el especificado en el Artículo C.21.7.4 dentro del nudo.

PARÁGRAFO C.21.9.2.1. Dentro de la altura de la viga menos alta que llega al nudo debe colocarse refuerzo transversal en una cantidad igual, por lo menos, a la mitad de la especificada en el Artículo C.21.7.4 siempre y cuando lleguen vigas a las cuatro caras verticales del nudo y ninguna viga tenga un ancho menor que tres cuartos del de la columna.

PARÁGRAFO C.21.9.2.2. Debe colocarse refuerzo transversal como el que especifica el Artículo C.21.7.4 para proveer confinamiento al acero longitudinal de la viga que quede fuera del núcleo confinado de la columna, en el caso en que los miembros que lleguen no den el confinamiento adecuado.

ARTÍCULO C.21.9.3. ESFUERZOS CORTANTES. Las resistencias nominales al cortante del nudo no deben exceder las fuerzas siguientes:

Para nudos confinados:

Otros nudos:

A_j es el área mínima de sección del nudo en un plano paralelo al eje del refuerzo que genera la fuerza cortante. Un nudo se considera confinado si a él llegan elementos a todas sus caras verticales y si por lo menos tres cuartas partes de la cara están cubiertas por el elemento que llega al nudo.

ARTÍCULO C.21.9.4. LONGITUD DE DESARROLLO PARA REFUERZO EN TENSIÓN. La longitud de desarrollo, l_{dh} para una barra con un gancho estándar de 90 grados no debe ser menor que:

- (a) $8 d_b$
 - (b) 15 cm
 - (c) La longitud requerida por la Ecuación C.21-5
- (C.21-5)

El gancho de 90 grados debe quedar dentro de la zona confinada de la columna o elemento de borde.

PARÁGRAFO C.21.9.4.1. Para barras No.3 a No.11 la longitud de desarrollo, para barra recta, , no debe ser menor que:

- (a) 2.5 veces la longitud requerida, , si se trata de barras inferiores.
- (b) 3.5 veces la longitud requerida, , si se trata de barras superiores.

PARÁGRAFO C.21.9.4.2. Las barras rectas que terminan en el nudo deben llevarse a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de la longitud de anclaje que no quede dentro del núcleo confinado debe aumentarse por un factor de 1.6.

SECCIÓN C.21.10.

REQUISITOS DE RESISTENCIA AL CORTANTE.

ARTÍCULO C.21.10.1. En las vigas, las fuerzas de diseño para cortante deben determinarse de la consideración de las fuerzas estáticas que actúan sobre el elemento en las caras de los nudos.

Debe suponerse que momentos de signo opuesto, correspondientes a la resistencia probable a la flexión, actúan en las caras de los nudos y que el elemento está cargado con la carga aferente vertical a todo lo largo de la luz. Los momentos correspondientes a la resistencia probable deben calcularse usando las propiedades del miembro en la cara de la columna sin los coeficientes de reducción de resistencia y con el esfuerzo en el acero de tensión igual a $1.25 f_y$.

ARTÍCULO C.21.10.2. En las columnas, las fuerzas cortantes de diseño deben determinarse a partir de las resistencias nominales a momento calculadas para la carga axial mayorada que conduzca al máximo momento, que actúa en las caras de los nudos.



ARTÍCULO C.21.10.3. En los muros estructurales, diafragmas y cerchas las fuerzas cortantes de diseño deben obtenerse del análisis realizado para las fuerzas sísmicas con la carga mayorada tal como lo prescribe el Título B de este Código.

ARTÍCULO C.21.10.4. REFUERZO TRANSVERSAL EN ELEMENTOS DE PÓRTICOS.

- Para determinarse el refuerzo transversal requerido en elementos de pórtico donde las fuerzas cortantes inducidas por el sismo, determinadas de acuerdo con el Artículo C.21.10.1, representan más de la mitad de la fuerza cortante de diseño, la cantidad v_c debe tomarse como cero siempre y cuando la carga axial en el elemento sea menor que $(0.05 f'c A_g)$.

PARÁGRAFO. Los estribos y flejes necesarios para resistir el cortante deben cumplir los requisitos de aro cuando están dentro de una de las zonas especificadas en los Artículos C.21.6.3, C.21.7.6 y C.21.9.2.



ARTÍCULO C.21.10.5. RESISTENCIA AL CORTANTE DE MUROS ESTRUCTURALES Y DIAFRAGMAS. La resistencia nominal al cortante de muros estructurales y diafragmas debe calcularse usando ya sea el Parágrafo C.21.10.5.1 o el Parágrafo C.21.10.5.2.

PARÁGRAFO C.21.10.5.1. La resistencia cortante nominal v_n , de muros estructurales y diafragmas, no debe exceder la fuerza cortante obtenida usando la Ecuación C.21-6:

(C.21-6)

PARÁGRAFO C.21.10.5.2. Para muros, diafragmas o segmentos de ellos que tengan una relación de (h_w/l_w) menor que 2.0, la resistencia nominal al cortante del muro o diafragma puede determinarse usando:

(C.21-7)

El coeficiente a_c , varía linealmente desde 0.80 para $(h_w/l_w) = 1.0$ hasta 0.53 para $(h_w/l_w) = 2.0$.

PARÁGRAFO C.21.10.5.3. En el Parágrafo C.21.10.5.2 la relación (h_w/l_w) usada para determinar V_n para segmentos de muro o diafragma, debe ser la mayor de las relaciones obtenidas para todo el muro o para el segmento considerado.

PARÁGRAFO C.21.10.5.4. Los muros y diafragmas deben tener refuerzo para cortante distribuido de tal manera que provea resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro o diafragma. Si la relación (h_w/l_w) no excede 2.0, la cuantía, v , no debe ser menor que la cuantía v_s , donde v_s es la cuantía de refuerzo en la sección que forma A_{cv}

PARÁGRAFO C.21.10.5.5. La resistencia nominal a cortante en todos los segmentos de muro que comparten una fuerza horizontal común no debe exceder $(2.1 A_{cv} v_s)$, donde A_{cv} es el área de la sección total, y la resistencia nominal al cortante en cualquiera de los segmentos de muro no

puede exceder ($2.65 A_{cp}$), donde A_{cp} representa el área de la sección del segmento considerado.

PARÁGRAFO C.21.10.5.6. La resistencia nominal al cortante de los segmentos horizontales de muro no debe exceder ($2.65 A_{cp}$) donde A_{cp} representa al área de la sección del elemento horizontal de muro.

SECCIÓN C.21.11.

ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA QUE NO HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SISMICA.

ARTÍCULO C.21.11.1. Todos los elementos de la estructura que no hagan parte del sistema de resistencia sísmica deben investigarse y debe demostrarse que su capacidad de resistir carga vertical es adecuada al suponer que la estructura se ha deflectado horizontalmente el doble de la deflexión horizontal obtenida con las cargas sísmicas especificadas en este Código. Estos miembros deben cumplir los requisitos de refuerzo mínimo en los Capítulos C.7, C.10 y C.11 de este Código.



ARTÍCULO C.21.11.2. Todos los elementos que tengan una carga axial mayor de ($0.10 f'c A_g$) deben cumplir los siguientes requisitos, a menos que cumplan los requisitos de la Sección C.21.7.4.

PARÁGRAFO C.21.11.2.1. Los estribos deben tener ganchos de 135 grados con extensiones no menores que seis diámetros de barra de estribo ó 6 cm. Pueden utilizarse ganchos suplementarios tal como se defines en C.2.1.

PARÁGRAFO C.21.11.2.2. El máximo espaciamiento de los estribos debe ser S_o , en una distancia lo medida a partir de la Cara del nudo.

El espaciamiento so no debe exceder:

- (a) 8 diámetros de la barra longitudinal más pequeña que abrace.
- (b) 24 diámetros de estribo.
- (c) La mitad de la dimensión mínima del elemento.

La distancia lo no debe ser menor de:

- (a) Un sexto de la luz libre del elemento.
- (b) La dimensión máxima del elemento.
- (c) 45 cm.

PARÁGRAFO C.21.11.2.3. El primer estribo debe estar a menos de una distancia igual a $s_o/2$ de la cara del nudo.

PARÁGRAFO C.21.11.2.4. El espaciamiento de los estribos no debe exceder $2s_o$ en ninguna parte del elemento.

TÍTULO D.

MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL.

CAPÍTULO D.1.

REQUISITOS GENERALES.

SECCIÓN D.1.

ALCANCE.



ARTÍCULO D.1.1.1. El Título D de este código establece los requisitos de diseño y construcción para muros de mampostería estructural. Una estructura de mampostería construida siguiendo los requisitos generales de este Título tiene un nivel de seguridad comparable a los de estructuras de otros materiales construidas siguiendo los requisitos establecidos por este Código.



ARTÍCULO D.1.1.2. Los requisitos consignados en este Título están dirigidos fundamentalmente a lograr un comportamiento adecuado de la estructura cuando esta se vea sometida a un sismo.

SECCIÓN D.1.2.

INTERVENTORIA Y SUPERVISION TECNICA.

La mampostería estructural es un sistema de construcción muy susceptible a los efectos de la calidad de la mano de obra, por lo tanto debe construirse bajo una estricta interventoría y supervisión técnica, la cual debe llevarse a cabo por un profesional idóneo, independiente del constructor. La interventoría debe llevar un registro escrito de su labor donde deben anotarse las observaciones hechas y los resultados de los ensayos de los materiales. El interventor, o su delegado, debe estar presente durante las labores de colocación de las unidades de mampostería y de las armaduras, así como en las operaciones de inyección de mortero. Deben consultarse además las Secciones A.1.5 y A.1.6.

SECCIÓN D.1.3.

ENSAYOS DE CALIDAD DE LOS MATERIALES.

Durante la construcción de edificaciones de mampostería reforzada deben llevarse a cabo los siguientes ensayos de calidad de los materiales:



ARTÍCULO D.1.3.1. Para mortero de pega debe realizarse por lo menos un ensayo de resistencia a la compresión al día, o uno por; cada 200 metros cuadrados de muro. Los ensayos de morteros de pega deben realizarse por medio de cubos de cinco cm de arista ensayados a los 28 días. Los ensayos de morteros de inyección deben realizarse siguiendo la Norma ICONTEC 673.

ARTÍCULO D.1.3.2. El valor de $f' m$ debe verificarse en obra mediante ensayos de muretes.

Debe ensayarse una muestra, compuesta de tres muretes, por cada 500 metros cuadrados de muro. En el ensayo deben seguirse los requisitos dados en el Artículo D.2.7.2.



ARTÍCULO D.1.3.3. Deben ensayarse por lo menos cinco unidades de mampostería representativas por lote de producción y no menos de una unidad por cada 200 metros cuadrados de muro. La resistencia a la compresión debe obtenerse cumpliendo las siguientes normas:

- ASTM C-140 Bloque de Concreto y Arcilla de Perforación Vertical
- ASTM C-112 Bloques de Arcilla de Perforación Horizontal
- ASTM C-67 Ladrillo tolete

SECCIÓN D.1.4.

REQUISITOS GENERALES PARA EDIFICACIONES DE MUROS.

ARTÍCULO D.1.4.1. Los muros son unos elementos estructurales que tienen gran rigidez y resistencia cuando se les aplican cargas paralelas a su plano, pero presentan muy poca rigidez y resistencia cuando se les aplican cargas perpendiculares a él. Por esta razón toda estructura compuesta de muros debe tenerlos en las dos direcciones principales ortogonales. En cualquier piso, la menor rigidez aportada por el conjunto de muros en un sentido no debe ser inferior al 25% de la aportada por los muros en la dirección ortogonal.



ARTÍCULO D.1.4.2. Dado que los muros se comportan, para efecto de las cargas horizontales, como un conjunto de elementos verticales en voladizo, los cuales tienen una deformación horizontal igual en cada piso debido al efecto de diafragma de la losa de entrepiso, esta debe

tener la resistencia necesaria para actuar como un diafragma y debe verificarse que pueda transportar las fuerzas que el sismo le induce de acuerdo con las prescripciones del Artículo A.3.6.7.



ARTÍCULO D.1.4.3. Debido a que la estructura trabaja en el rango inelástico al verse afectada por el sismo, no es conveniente mezclar sistemas estructurales con diferentes capacidades de disipación de energía. Cuando se mezclen sistemas estructurales en elevación, debe usarse, de acuerdo en el Artículo A.3.2.3, el menor valor del coeficiente de modificación de respuesta, R , de los dos sistemas que se combinan, en la obtención de las fuerzas sísmicas en, ambos sentidos y el mayor valor de C_d de los dos sistemas, excepto en los casos mencionados en la Sección D.1.4.4.

ARTÍCULO D.1.4.4. Cuando el sistema de muros sea suspendido y quede soportado por un sistema más flexible, deben cumplirse los siguientes requisitos:

(a) El valor del Coeficiente de Modificación de Respuesta, R , debe ser dos tercios del menor valor del sistema flexible que soporta los muros y el valor del Coeficiente de Amplificación de Desplazamientos, C_d , debe ser 1.5 veces el valor del sistema flexible.

(b) Los pórticos de soporte deben diseñarse siguiendo los requisitos del Capítulo C.21 de este Código, no importa cual sea la zona de riesgo sísmico en que se encuentre la edificación.

(c) El entrepiso de transición debe ser un diafragma rígido.

(d) Deben disponerse pórticos en las dos direcciones principales de tal manera que se garantice la estabilidad general y el control de las derivas.

(e) Las fuerzas internas (momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales) que tenga el muro en el punto en que se suspende, deben ser resistidas en su totalidad por el elemento o elementos que le soportan.

SECCIÓN D.1.5.

DEFINICIONES.

Las definiciones siguientes hacen referencia únicamente a este Título. Deben consultarse también las consignadas en la Sección A.1.5.

AREA, SECCION BRUTA - Es el área total de cara a cara de la mampostería, incluyendo las celdas y cavidades de la sección perpendicular a la dirección de la carga.

AREA, NETA DE APOYO - Es el área de las piezas de mampostería que esta apoyada sobre el mortero. En mampostería donde se inyectan celdas, estas celdas inyectadas hacen parte del área de apoyo.

AREA, NETA DE SECCION DE UNIDADES HUECAS - Es el área bruta de la sección menos el área promedio de las celdas no inyectadas

AREA, NETA VERTICAL PARA CORTANTE - Es el área mínima de una sección vertical. Se debe tomar como la menor de: (a) El área que se obtiene de descontar el área de las celdas no inyectadas (b) El área de contacto del mortero de pega en la junta vertical entre unidades de mampostería.

APAREJO - Es la manera como se colocan las unidades de mampostería. Para efectos de esta norma se distinguen los siguientes tipos de aparejo:

Trabado - es aquel en que las piezas de una hilada están corridas media unidad con respecto a las de la hilada anterior. De esta manera si una hilada inicia con una pieza completa, la siguiente debe iniciar con media pieza.

Petaca - es aquel aparejo donde la pieza de una hilada se coloca exactamente encima de la de la hilada inferior.

BLOQUE - Es un tipo de pieza de mampostería que tiene huecos. Se distinguen los siguientes tipos:

BLOQUE DE PERFORACION VERTICAL Puede ser de concreto o de arcilla cocida.

Tiene perforaciones verticales que forman celdas donde se coloca el refuerzo.

BLOQUE DE PERFORACION HORIZONTAL - Es un bloque de arcilla cocida que tiene perforaciones horizontales y que se sitúa sobre una cara que no tiene huecos.

CUANTIA - Es la relación entre el área de refuerzo que cruza perpendicularmente una sección de muro y el área bruta de la sección de muro.

DIMENSIONES - Las dimensiones que identifican las unidades y los muros son nominales; sus dimensiones reales no pueden diferir de las nominales en más de 1.5 cm. Las dimensiones de los espesores de las paredes de los bloques, de las celdas que se inyectan, las separaciones pedidas y los recubrimientos son dimensiones reales.

JUNTA DE CONTROL - Es una junta continua, usualmente vertical que se coloca en aquellos lugares donde puede haber concentración de esfuerzos, con el fin de ayudar a controlar los movimientos del muro. La junta de control debe permitir el libre movimiento, pero debe tener suficiente resistencia para soportar las fuerzas que se requiera. Deben ser impermeables cuando estén expuestas a la intemperie.

JUNTA DE PEGA - Es la capa de mortero que se usa para unir dos piezas, puede ser horizontal o vertical.

MAMPOSTERIA Esta Norma reconoce los siguientes tipos de mampostería:

MAMPOSTERIA DE MUROS CONFINADOS - En este tipo de mampostería las cargas tanto horizontales como verticales son llevadas por los muros de mampostería. Los muros se confinan con vigas columnas de amarre.

MAMPOSTERIA DE MUROS DIAFRAGMA - Se consideran muros diafragma aquellos muros que se colocan dentro de una estructura de pórticos con el fin de rigidizarla para cargas laterales.

MAMPOSTERIA NO REFORZADA Es la construcción a base de piezas de mampostería unidas por medio de mortero que cumple los requisitos del Capítulo D.4.

MAMPOSTERIA PARCIALMENTE REFORZADA - Es la construcción a base de piezas de mampostería unidas por medio de mortero, las cuales se encuentran reforzada por barras de acero y que cumple los requisitos del Capítulo D.5.

MAMPOSTERIA REFORZADA - Es la construcción a base de piezas de mampostería unidas por medio de mortero, las cuales se encuentran reforzada por barras de acero y que cumple los requisitos del Capítulo D.6.

MURO DE CORTANTE - Es un elemento estructural que resiste cargas horizontales a través de esfuerzos cortantes en su propio Plano y flexión.

NO ESTRUCTURAL - Se refiere a elementos que no hacen parte del sistema de resistencia de la estructura y que tan solo deben resistir su propio peso.

TOLETE - Es una unidad de mampostería sólida. Puede ser de arcilla cocida, de concreto o de cal y arena.

SECCIÓN D.1.6.

NOMENCLATURA.

A_g = Área de la sección de la columna de mampostería.

A_t = Área de una sección horizontal de muro diafragma.

A_v = Área de estribos de cortante en muros de mampostería.

A_s = Área del refuerzo en la columna de amarre en mampostería confinada.

b = Ancho neto efectivo de una sección rectangular, o del alma en secciones I o T, en muros de mampostería.

d = Altura efectiva de la sección del elemento. Distancia entre la fibra en máxima compresión y el centróide del acero.

f'_c = Resistencia a la compresión especificada para el concreto a los 28 días, en Kg/cm².

f'_m = Resistencia a la compresión de la mampostería en Kg/cm². Definida en la Sección D.2.7.

F_a = Esfuerzo unitario admisible de compresión por carga axial (Área neta).

F_a = Esfuerzo causado por la carga axial sobre el área neta.

F_b = Esfuerzo unitario admisible de compresión por flexión. (Área neta)

F_b = Esfuerzo causado por la flexión sobre el área neta.

F_s = Esfuerzo admisible en el refuerzo de la mampostería.

F_v = Esfuerzo admisible en el refuerzo de estribos en mampostería.

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo, en Kg/cm².

h = Altura de la sección de la columna o muro de mampostería.

j = Distancia entre los centróides de tensión y compresión dividida por d .

M = Momento a que esta sometido el muro de mampostería.

P = Máxima carga axial concéntrica en la columna.

P_g = Cuantía de refuerzo efectivo en columnas de mampostería. Sección A.10.3.4.

s = Espaciamiento de refuerzo transversal medido a lo largo del eje de elemento.

V = Fuerza cortante total en el muro de mampostería.

v = Esfuerzo cortante unitario en la mampostería.

V_u = Cortante último resistente del muro.

V_U = Resistencia de la mampostería al cortante.

CAPÍTULO D.2.

MATERIALES.

SECCIÓN D.2.1.

UNIDADES DE MAMPOSTERIA.



ARTÍCULO D.2.1.1. Las unidades de mampostería que se utilicen en las construcciones de mampostería estructural deben cumplir los siguientes requisitos y normas técnicas de calidad:

PARÁGRAFO D.2.1.1.1. Ladrillo Tolete o Macizo. Puede tener hasta un 25 por ciento de huecos en cualquier sección. Ningún hueco puede estar a menos de 2 cm del borde de la pieza. Además debe cumplir los requisitos de una de las siguientes normas técnicas:

De arcilla cocida: Norma ASTM C-62 o Norma ICONTEC 451

De concreto: Norma ASTM C-145

De cal y arena: Norma ASTM C-73

PARÁGRAFO D.2.1.1.2. Bloque de Perforación Vertical. Puede ser de concreto o de arcilla cocida. Puede tener hasta un 65 por ciento de vacíos medidos en un plano paralelo al plano sobre el cual se sienta. Las celdas para refuerzo no pueden tener ninguna dimensión menor que 5 cm ni menos de 30 cm² de área. La pared entre celdas debe tener un espesor mayor o igual a 1.3 cm y la pared exterior debe tener un espesor mayor o igual al dado en la Tabla D.2-1.

TABLA D.2-1.

ESPESOR MINIMO (cm) DE LAS PAREDES DE BLOQUE DE PERFORACION VERTICAL DE CONCRETO O DE ARCILLA

Ancho Nominal de la Pieza	Pared Exterior Portante	Pared Final	
	Sólida	Con Perforaciones	
10	2.0	-	2.0
15	2.5	2.5	2.5
20	3.0	3.8	2.5
25	3.5	4.1	2.8
30	3.8	5.0	2.8

El bloque de arcilla puede tener perforaciones paralelas a las celdas. Estas perforaciones no pueden quedar a menos de, 2 cm del borde de la pieza. Cuando se trate de perforaciones en la pared, estas no pueden quedar a menos de 1.25 cm del borde.

Además deben cumplir una de las siguientes normas técnicas:

- De arcilla cocida: Norma ASTM C-652, Norma ASTM C-34 o el Estándar UBC No.24-1.

- De concreto: Norma ASTM C-90 o Norma ICONTEC 247

PARÁGRAFO D.2.1.1.3.0. Bloque de Perforación Horizontal De arcilla cocida: Norma ASTM C-34 o Norma ICONTEC 451

ARTÍCULO D.2.1.2. En caso de que las unidades de arcilla tengan una tasa inicial de absorción alta, estas deben humedecerse antes de colocarse. Las unidades de concreto deben colocarse secas.

SECCIÓN D.2.2.

CEMENTO.

El cemento que se utilice debe cumplir los requisitos de la Sección C.3.2 de este Código.

SECCIÓN D.2.3.

CAL.

La cal que se utilice debe cumplir la Norma ASTM C-207.

SECCIÓN D.2.4.

AGREGADOS PARA MORTEROS DE MAMPOSTERIA.

Los agregados para morteros de mampostería deben cumplir la Norma ASTM C-144.

SECCIÓN D.2.5.

MORTERO DE PEGA.

ARTÍCULO D.2.5.1. Los morteros se clasifican como M, S o N de acuerdo con las proporciones de los materiales dadas en la Tabla D.2-2.

TABLA D.2-2.

PROPORCIONES DEL MORTERO POR VOLUMEN.

Mortero Tipo	Partes de Cemento por volumen	Partes de Cal por volumen	Arena
M	1	1/4	No menos de 2.25 y no mas de 3 veces la suma de los volúmenes de cemento y cal usados.
S	1	de 1/4 a 1/2	
N	1	de 1/2 a 1 1/4	

Nota: Esta Tabla es una guía para la dosificación de los morteros de pega. El uso de estas dosificaciones no exime de la obligación de obtener la resistencia según el Artículo D.2.5.2, con la frecuencia dada en el Artículo D.1.3.1.



ARTÍCULO D.2.5.2. La resistencia a la compresión del mortero, medida en cubos de cinco centímetros de arista a los 28 días debe ser al menos la siguiente:

Mortero Tipo M - 175 Kg/cm²

Mortero Tipo S - 125 Kg/cm²

Mortero Tipo N - 50 Kg/cm²



ARTÍCULO D.2.5.3. La cantidad de agua que debe agregarse debe ser la suficiente para llevar la mezcla a un estado plástico.

SECCIÓN D.2.6.

MORTERO DE INYECCION.

ARTÍCULO D.2.6.1. Los agregados del mortero de inyección deben cumplir la Norma ASTM C-404.

ARTÍCULO D.2.6.2. El mortero de inyección debe estar compuesto de una parte de cemento portland, no mas de un décimo de parte de cal y de dos a tres partes de arena, medidos por volumen.

ARTÍCULO D.2.6.3. Cuando el espacio que se va a inyectar tiene mas de diez centímetros de lado en ambas direcciones puede utilizarse concreto con un tamaño de agregado no mayor de 1 cm (3/8").

ARTÍCULO D.2.6.4. El mortero de inyección debe tener una resistencia mínima, a los 28 días, de 1.2 veces $f' m$ y máxima de 1.5 veces $f' m$ de la mampostería que se esta inyectando, medida de acuerdo con la Norma ICONTEC 673.

SECCIÓN D.2.7.

DETERMINACION DE $f' m$.

ARTÍCULO D.2.7.1. El valor de $f' m$ debe determinarse por medio de ensayos de muretes fabricados de acuerdo con los requisitos dados en el Artículo D.2.7.2, o puede suponerse de acuerdo con los valores dados en el Artículo D.2.7.3.



ARTÍCULO D.2.7.2. DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL. La construcción y el ensayo de los muretes que se utilicen en la determinación experimental de $f' m$, deben llevarse a cabo de acuerdo con la Norma ASTM E-447 edemas de los requisitos siguientes:

PARÁGRAFO D.2.7.2.1. Los muretes deben construirse con los mismos materiales y bajo las mismas condiciones que la estructura. El contenido de humedad de los materiales debe ser el mismo que se tiene en la estructura en el momento de construirse. La calidad de la mano de obra debe ser la misma que se va a utilizar en la construcción.

PARÁGRAFO D.2.7.2.2. El valor de $f' m$, para una muestra debe ser el promedio obtenido del ensayo de tres muretes de igual procedencia, pero no debe ser mayor del 125 por ciento del menor valor obtenido en los ensayos.

PARÁGRAFO D.2.7.2.3. Debe ensayarse una muestra (3 muretes) antes de iniciar la construcción y adicionalmente una por cada 500 m² de muro construidos.

PARÁGRAFO D.2.7.2.4. El valor de cada ensayo se obtiene de dividir la carga última obtenida por el área neta de la mampostería que tiene el murete ensayado.

PARÁGRAFO D.2.7.2.5. Los muretes deben tener un mínimo de 30 cm de altura y una relación altura-ancho mayor de 1.5 y menor de 5. Los muretes de mampostería de bloque de perforación vertical deben tener al menos el largo de una pieza completa. Los muretes de otros tipos deben tener al menos 10 cm de largo. El ancho y el tipo de construcción deben ser representativos del tipo de mampostería que se va utilizar. Las celdas de la mampostería de bloque de perforación vertical no deben llenarse, a menos que se trate de mampostería totalmente inyectada.

PARÁGRAFO D.2.7.2.6. El valor de $f'm$ debe corregirse multiplicándolo por el factor de corrección por esbeltez del murete dado en la Tabla D.2-3.

TABLA D.2-3.

FACTOR DE CORRECCION DE $f' m$ POR ESBELTEZ.

Alto/Dim. mínima	1.5	2.0	3.0	-4.0	5.0
Factor de Corrección	0.86	1.0	1.2	1.3	1.37

PARÁGRAFO D.2.7.2.7. Los muretes deben guardarse por siete días al aire a una temperatura de 21 grados centígrados, mas/menos 5 grados, a una humedad relativa que exceda el 90 por ciento, y luego a las mismas condiciones pero con una humedad relativa que puede estar entre el 30 y el 50 por ciento, hasta su ensayo a los 28 días de la fabricación. Los muretes que se construyan a pie de obra deben guardarse bajo un material que los conserve la humedad por un lapso de 48 a 96 horas y después de este tiempo se pueden llevar al laboratorio.

PARÁGRAFO D.2.7.2.8. Los muretes deben refrendarse y ensayarse de la misma manera y bajo la misma norma que los cilindros de concreto.



ARTÍCULO D.2.7.3. Valor supuesto de $f'm$ - Cuando no se determine, de acuerdo con lo establecido en el Artículo D.2.7.2, el valor de $f'm$ puede obtenerse de la Tabla D.2-4. En esta Tabla puede interpolarse entre valores mas no extrapolar fuera de ella. Las resistencias del bloque y del mortero deben comprobarse en obra de acuerdo con la Sección D.1.3.

SECCIÓN D.2.8.

ACERO DE REFUERZO.

Debe cumplir los mismos requisitos que pide la Sección C.3.5 de este Código.

TABLA D.2-4

VALORES SUPUESTOS DE $f'm$

(sobre área neta de la mampostería)

Tipo de Mampostería	$f'm$ (Kg/cm²)
Tolete de arcilla: -Grado I (ICONTEC 451)	120
-Grado II (ICONTEC 451)	70
-Grado III (ICONTEC 451)	30
Bloque de Perforación Vertical de Concreto (De acuerdo con la resistencia del bloque en Kg/cm ² , medida sobre el área neta) Pega con mortero tipo M o S	
420 Kg/cm o mas	170
280 Kg/cm ²	140
175 Kg/cm ²	110
140 Kg/cm ²	95
1.05 Kg/cm ²	80
70 Kg/cm ²	63
Bloque de Perforación Vertical de Arcilla -Grado LBX (ASTM C-34) (Resistencia mínima sección bruta 50 Kg/cm ²)	60
Igual con todas las celdas inyectadas	70
Bloque de Perforación Horizontal de Arcilla -Grado I (ICONTEC 451)	10

CAPÍTULO D.3.

TIPOS DE MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL.

Este Código acepta únicamente el uso de los cinco tipos de mampostería estructural siguientes:

(a) Mampostería No-Reforzada (Capitulo D.4)

(b) Mampostería Parcialmente Reforzada (Capítulo D.5)

(c) Mampostería Reforzada (Capítulo D.6)

(d) Mampostería de muros Confinados (Capítulo D.7)

(e) Mampostería de Muros Diafragmas (Capítulo D.8)

CAPÍTULO D.4.

MAMPOSTERIA NO-REFORZADA.

SECCIÓN D.4.1.

GENERAL.



ARTÍCULO D.4.1.1. Mampostería No-Reforzada es aquella mampostería que cumple los requisitos del Capítulo D.4 además de los Capítulos D.1 y D.2. Cuando una edificación en mampostería no cumple todos los requisitos que este Código da para Mampostería Parcialmente Reforzada o Mampostería Reforzada, debe clasificarse y diseñarse como Mampostería No-Reforzada. La mampostería No-Reforzada no puede utilizarse en las zonas de Riesgo Sísmico Intermedio ni en las zonas de Riesgo Sísmico Alto.

ARTÍCULO D.4.1.2. Este tipo de mampostería puede construirse utilizando cualquiera de las unidades de mampostería descritas en la Sección D.2.1.



ARTÍCULO D.4.1.3. Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor mínimo de 12 cm. La relación entre la distancia sin apoyos, ya sea horizontal o vertical, y el espesor del muro no debe ser mayor de 25. Los muros no estructurales que tan solo soportan su propio peso deben tener un espesor mínimo de 10 cm y una relación entre la distancia sin apoyos y su espesor no mayor de 30. En Edificaciones de Uno y Dos Pisos que pertenezcan al Grupo de Uso I, tal como lo define el Parágrafo A.2.5.1.3, pueden utilizarse los espesores mínimos dados en el Título E.

SECCIÓN D.4.2.

REQUISITOS DE CONSTRUCCION.



ARTÍCULO D.4.2.1. En el momento de pegarse las unidades o bloques deben estar limpios.

Todas las superficies deben estar en condiciones de desarrollar la adherencia necesaria con el mortero de pega y con el mortero de inyección.

ARTÍCULO D.4.2.2. MORTEROS. En la mampostería No-Reforzada se permite el empleo de morteros M, S y N. Pero el mortero tipo N solo puede utilizarse en muros interiores.

ARTÍCULO D.4.2.3. JUNTAS DE PEGA. Las juntas de pega, tanto horizontales como verticales deben tener un espesor mínimo de 7 mm y máximo de 13 mm.

PARÁGRAFO D.4.2.3.1. Las unidades cuyas celdas deban inyectarse posteriormente deben tener sus juntas tanto horizontales como verticales completamente pegadas con mortero. Todas las paredes de las juntas horizontales deben quedar pegadas con el mortero.

PARÁGRAFO D.4.2.3.1. Las unidades cuyas celdas no van a inyectarse solo requieren mortero en las juntas horizontales y verticales de las dos caras externas de la unidad.

ARTÍCULO D.4.2.4. APAREJO. En la mampostería No-Reforzada no se permiten muros dispuestos en aparejo de petaca como lo define la Sección D.1.5.

ARTÍCULO D.4.2.5. INYECCIÓN DEL MORTERO. Cuando se inyecten celdas de más de 1.40 m de altura debe hacerse una ventana de limpieza en la parte baja del muro, la cual debe cerrarse después de haber hecho la limpieza y antes de colocar el mortero. El mortero de inyección debe consolidarse por medio de vibrador o barra y recomprimirse poco tiempo después de haber sido inyectado y consolidado.

PARÁGRAFO. Ninguna celda donde se coloque refuerzo puede tener una dimensión menor que 5 cm ni un área menor que 30 cm.



ARTÍCULO D.4.2.6. Intersección y Amarre de Muros. Los muros que se encuentren o que se intersecten deben amarrarse por medio de conectores o trabarse entre sí, a menos que en el diseño se haya tenido en cuenta su separación.

ARTÍCULO D.4.2.7. APOYO DE VIGAS Y VIGUETAS EN LOS MUROS. Las, vigas y viguetas que se apoyan en los muros deben quedar suficientemente soportadas durante la construcción y vinculadas de una forma adecuada en forma permanente a las vigas que se deben fundir sobre tales muros.

PARÁGRAFO. Al calcular los esfuerzos sobre el muro de las cargas concentradas estas pueden distribuirse a 45 grados en el muro, pero sin exceder la distancia centro a centro entre cargas.

ARTÍCULO D.4.2.8. JUNTAS DE CONTROL. Deben proveerse juntas verticales de control en los muros para permitir los movimientos de la edificación en los siguientes puntos:

(a) En los cambios importantes de altura del muro.

- (b) Donde cambie el espesor del muro.
- (c) En el muro cuando haya junta de control en la fundación, la cubierta o los entrepisos.
- (d) En las muescas para columnas, instalaciones, etc.
- (e) En uno o ambos lados de huecos o aberturas.
- (f) En las intersecciones de muros no trabados.

PARÁGRAFO. La distancia máxima entre juntas de control verticales no puede exceder de 12 m cuando el muro no tiene refuerzo horizontal de junta. Esta distancia puede aumentarse a 13.5 m cuando hay refuerzo horizontal de junta espaciado cada 60 cm, a 15 m para espaciamientos de la armadura de junta de 40 cm y a 18 m cuando el refuerzo esta espaciado cada 20 cm.

ARTÍCULO D.4.2.9. COLUMNAS DE MAMPOSTERÍA NO-REFORZADA. La dimensión mínima en las columnas de mampostería No-Reforzada es de 30 cm. La dimensión mínima puede reducirse a 20 cm siempre y cuando se reduzcan los esfuerzos admisibles por carga axial a la mitad de los permitidos. Los esfuerzos por flexión no hay necesidad de que sean reducidos de acuerdo con lo anterior.

SECCIÓN D.4.3.

RESISTENCIAS Y ESFUERZOS ADMISIELES.

ARTÍCULO D.4.3.1. GENERAL. El diseño de mampostería No-Reforzada esta basado en la resistencia a la compresión $f' m$. La determinación de $f' m$ debe hacerse de acuerdo con lo establecido en la Sección D.2.7. Si valor de $f' m$ utilizado en el diseño debe aparecer claramente en los planos estructurales, así como la resistencia neta y bruta de las unidades de mampostería.

ARTÍCULO D.4.3.2. ESFUERZOS ADMISIBLES. Se aceptan los siguientes esfuerzos admisibles:

PARÁGRAFO D.4.3.2.1. Compresión Axial en Muros de Carga. El esfuerzo axial en los muros de mampostería no-reforzada no debe exceder el valor dado por la siguiente fórmula:

(D.4-1)

Donde:

F_a = Esfuerzo unitario de compresión en el muro de mampostería:

$f'm$ = Resistencia a la compresión de la mampostería, según la Sección D.2.7.

t = Espesor efectivo de acuerdo con el Artículo 0.4.4.5.

h = Altura efectiva de acuerdo con el Artículo D.4.4.4.

PARÁGRAFO D.4.3.2.2. COMPRESIÓN AXIAL EN COLUMNAS DE MAMPOSTERÍA NO-REFORZADA. La carga axial en la columna no debe exceder:

(D.4-2)

Donde:

A_g = Área de la sección de la columna

P = Máxima carga axial concéntrica en la columna

H = Altura efectiva de la columna de acuerdo a D.4.4.3

T = Dimensión menor de la columna

PARÁGRAFO D.4.3.2.3. Compresión por Flexión F_b – La compresión admisible por flexión es:

(D.4-3)

PARÁGRAFO D.4.3.2.4. ESFUERZO CORTANTE. Los esfuerzos cortantes admisibles se dan en la Tabla D.4-1,

PARÁGRAFO D.4.3.2.5. ESFUERZOS DE TRACCIÓN DEBIDOS A FLEXIÓN. Los esfuerzos admisibles de tracción por flexión se dan en la Tabla D.4-1.

TABLA D.4-1

ESFUERZOS PERMISIBLES PARA CORTANTE Y TENSION EN MAMPOSTERIA NOREFORZADA

(Kg/cm²)

Tipo de Esfuerzo	Unidades Huecas	Unidades Rellenas o Macizas		
		Mortero		
		N	M o S	N
Cortante	2.3	1.6	2.3	1.6
Tensión en flexión: Perpendicular a las Juntas Horizontales	1.6	1.1	2.7	1.9
-Paralela a las Juntas Horizontales	3.2	2.2	5.4	3.8

Nota: En las unidades huecas se toma únicamente el área neta al, calcular los esfuerzos.

PARÁGRAFO D.4.3.2.6. Módulos. Los módulos de elasticidad y rigidez tienen los siguientes valores:

Modulo de Elasticidad $1000 f' m = 140000 \text{ Kg/cm}^2$

Modulo de Rigidez $400 f' m = 56000 \text{ Kg/cm}^2$

PARÁGRAFO D.4.3.2.7. ESFUERZOS EN EL ACERO DE REFUERZO. Los esfuerzos en el acero de tracción no pueden exceder el valor dado a continuación:

Esfuerzos de tracción $0.4 f_y = 1400 \text{ Kg/cm}^2$

SECCIÓN D.4.4.

REQUISITOS DE DISEÑO.

ARTÍCULO D.4.4.1. GENERAL. El diseño de la mampostería No-Reforzada debe hacerse utilizando un análisis racional que utilice principios aceptados por la práctica de la ingeniería y que tenga en cuenta relaciones lineales entre esfuerzos y deformaciones.

PARÁGRAFO. Se acepta como método de diseño, el método de esfuerzos permisibles de trabajo tal como lo define la Sección B.2.3 de este Código. Debido a que las fuerzas sísmicas obtenidas siguiendo los requisitos de este Código corresponden a solicitaciones últimas, deben dividirse por 1.4. Para esfuerzos causados por las cargas sísmicas, los esfuerzos permisibles de trabajo que se dan en la Sección D.4.3 para Mampostería No-Reforzada pueden multiplicarse por un factor de 1.33, correspondiente a un 33% de sobreesfuerzo por ser el sismo una carga temporal. Para cargas verticales deben usarse los valores dados en la Sección D.4.3.

ARTÍCULO D.4.4.2. RELACIÓN DE ESBELTEZ. La relación de esbeltez de los muros portantes debe tomarse como la relación entre su altura efectiva y su espesor efectivo, y no debe exceder de 20.

PARÁGRAFO. La relación de esbeltez de las columnas debe tomarse como el valor mayor que se obtiene al dividir la altura efectiva en cualquier dirección por la dimensión de la sección de la columna en la dirección correspondiente. Este valor no debe ser mayor de 20.

ARTÍCULO D.4.4.3. ALTURA EFECTIVA DE LA COLUMNAS. Si la columna tiene soporte lateral en la dirección de ambos ejes principales tanto en la parte, inferior como en la parte superior, la altura efectiva en cualquier dirección es la altura de la columna.

PARÁGRAFO D.4.4.3.1. Si la columna tiene soporte lateral en la dirección de ambos ejes principales en la parte inferior, y solo en un eje en la parte superior, su altura efectiva en la dirección del soporte lateral en la parte superior debe ser la altura entre soportes. La altura efectiva en la dirección perpendicular a la dirección del soporte superior debe ser dos veces la altura medida a partir del soporte inferior.

PARÁGRAFO D.4.4.3.2. Cuando no se tiene ningún soporte superior, la altura efectiva de la columna, para ambas direcciones debe tomarse como dos veces la altura de la columna medida a partir del soporte inferior.



ARTÍCULO D.4.4.4. ALTURA EFECTIVA DE MUROS. Cuando el muro tenga soporte lateral tanto arriba como abajo, su altura efectiva es la altura del muro.

PARÁGRAFO. Cuando no haya soporte lateral en la parte superior del muro, su altura efectiva debe tomarse como dos veces la altura del muro, medida a partir del soporte inferior.

ARTÍCULO D.4.4.5. ESPESOR EFECTIVO. El espesor efectivo para muros sin machones es su espesor real.

PARÁGRAFO D.4.4.5.1. Para muros soportados a intervalos verticales y rigidizados y debidamente adheridos a machones también colocados a intervalos regulares, el espesor efectivo que debe utilizarse en el calculo de la relación de esbeltez debe ser el valor que se obtiene de multiplicar su espesor real en la zona entre machones por el coeficiente que se da in la Tabla D.4-2. Puede interpolarse entre valores seguidos dentro de la Tabla, pero no se permite extrapolar fuera de los límites dados.

PARÁGRAFO D.4.4.5.2. El espesor efectivo de una columna en cualquier dirección debe ser su espesor real en la dirección bajo consideración.

TABLA D.4-2.

COEFICIENTES PARA MUROS RIGIDIZADOS POR MACHONES.

Relación de Espaciamiento Machón a su Espesor	Espesor Machón /Espesor Muro		
	1.0	2.0	3.0
6	1.0	1.4	2.0
8	1.0	1.3	1.7
10	1.0	1.2	1.4
15	1.0	1.1	1.2
Mas de 20	1.0	1.0	1.0

ARTÍCULO D.4.4.6. CARGAS EXCÉNTRICAS. Cuando la excentricidad virtual no exceda 1/3 del espesor del elemento para miembros construídos con piezas macizas, o el valor que produce tracción para piezas huecas, los esfuerzos f_a y f_b deben determinarse utilizando relaciones lineales entre los esfuerzos y las deformaciones. Cuando la excentricidad virtual produce tracción en el muro, la sección del elemento que debe utilizarse para calcular los esfuerzos debe

tomar en cuenta la fisuración suponiendo que la mampostería no resiste tensión. El elemento debe dimensionarse de tal manera que cumpla la siguiente relación:

(D.4-5)

Donde:

F_a = Esfuerzo axial calculado (área neta)

F_a = Esfuerzo axial permisible (área neta)

F_b = Esfuerzo de compresión causado por la flexión (área neta)

F_b = Esfuerzo admisible de compresión por flexión (área neta)

En aquellos casos en que la excentricidad virtual exceda los límites dados anteriormente, los esfuerzos deben determinarse utilizando relaciones lineales entre esfuerzos y deformaciones en el área de la junta de mortero no fisurada. El elemento debe dimensionarse de tal manera que:

(D.4-5)

Donde:

f_t = Esfuerzo de tracción permisible dado en la Tabla D.4-1

ARTÍCULO D.4.4.7. EXCENTRICIDAD NORMAL AL PLANO DEL ELEMENTO. En los muros y columnas debe considerarse la excentricidad de las cargas con respecto al centro de resistencia del elemento tomando en cuenta la variación del módulo de elasticidad cuando haya diferentes materiales.

ARTÍCULO D.4.4.8. ÁREA EFECTIVA. En el diseño de mampostería No-Reforzada debe tomarse como área efectiva para el cálculo de los esfuerzos el área neta de la sección.

ARTÍCULO D.4.4.9. CARGAS CONCENTRADAS. Los esfuerzos de contacto en el apoyo de vigas, dinteles y viguetas, no deben exceder los siguientes valores:

Apoyo en toda el área = $0.25 f' m$

Apoyo en menos de 1/3 del área o menos = $0.38 f' m$

SECCIÓN D.4.5.

MUROS DE CORTANTE.



ARTÍCULO D.4.5.1. EXCENTRICIDAD PARALELA AL PLANO DEL MURO. La excentricidad en los muros de cortante, de cargas verticales y horizontales, paralela al plano de muro, no debe exceder el valor que produce tracción en la mampostería No-Reforzada. Cuando la excentricidad exceda este valor, debe diseñarse de acuerdo a los requisitos de la Sección D.5.5.

ARTÍCULO D.4.5.2. MUROS QUE SE INTERSECTAN. Puede adoptarse cualquier suposición razonable para definir la rigidez relativa de los muros con el fin de distribuir los momentos causados por la carga lateral. Puede suponerse efecto de viga T cuando una pared de cortante intersecta otro muro u otros muros, siempre y cuando el ala efectiva no exceda un sexto de la altura del muro medida a partir del nivel bajo análisis, y la zona del ala que sobresale no exceda seis veces su espesor. Cuando el muro de cortante intersecta paredes y forma en compañía de ellas secciones en forma de L o de C, el ala efectiva no debe sobresalir mas de 1/16 de la altura del muro medida a partir del nivel bajo estudio, ni mas de seis veces su espesor. El esfuerzo cortante vertical (cizalladura) en la intersección no debe exceder los valores dados en la Tabla D.4-1.



ARTÍCULO D.4.5.3. Cortante Horizontal Permitido La fuerza cortante horizontal, dividida por el área neta de la sección horizontal del alma del muro no debe exceder los valores de esfuerzo cortante permisible dados en la Tabla D.4-1. El ala no contribuye a la resistencia al cortante.

CAPÍTULO D.5.

MAMPOSTERIA PARCIALMENTE REFORZADA.

SECCIÓN D.5.1.

GENERAL.

ARTÍCULO D.5.1.1. Para que una edificación de mampostería pueda clasificarse, como de Mampostería Parcialmente Reforzada debe cumplir todos los requisitos del Capítulo D.5, además de los de los Capítulos D.1 y D.2 de este Código.



ARTÍCULO D.5.1.2. Este tipo de mampostería puede construirse utilizando bloques de perforación vertical que cumplan los requisitos dados en el Artículo D.2.1.1 (b).



ARTÍCULO D.5.1.3. Las cuantías mínimas de refuerzo que deben utilizarse son las dadas en la Sección D.5.5.



ARTÍCULO D.5.1.4. Los muros de este tipo de mampostería deben tener un espesor nominal mínimo de 15 cm. La relación entre la distancia sin apoyos, ya sea horizontal o vertical, y el espesor del muro, debe ser tal que se atienda adecuadamente el pandeo tanto horizontal como vertical. Los muros no estructurales que tan solo soportan su propio peso pueden tener un espesor mínimo de 10 cm y una relación de la distancia sin apoyos al espesor, máximo igual a 30. En edificaciones de Uno y Dos Pisos que pertenezcan al Grupo de Uso I, tal como lo define el Parágrafo A.2.5.1.3, pueden utilizarse los espesores mínimos de muro que se dan en el Capítulo A.11 de esta Norma para la zona de riesgo sísmico correspondiente.

SECCIÓN D.5.2.

REQUISITOS DE CONSTRUCCION.

ARTÍCULO D.5.2.1. GENERAL. En el momento de pegarse las unidades o bloques deben estar limpios. Todas las superficies deben estar en condiciones de desarrollar la adherencia necesaria con el mortero de pega y con el mortero de inyección.

ARTÍCULO D.5.2.2. MORTERO. En este tipo de mampostería solo pueden utilizarse Morteros Tipo M y S.

ARTÍCULO D.5.2.3. JUNTAS DE PEGA. Las juntas de pega tan horizontales como verticales deben tener más de 7 mm de espesor menos de 13 mm de espesor.

PARÁGRAFO D.5.2.3.1. Las unidades cuyas celdas deban inyectar posteriormente deben tener sus juntas tanto horizontales como verticales completamente pegadas con mortero en todo el espesor del muro. Todas las paredes de las juntas horizontales deben quedar pegadas con el mortero.

PARÁGRAFO D.5.2.3.2. Las unidades cuyas celdas no van a inyectar solo requieren mortero en las juntas horizontales y verticales las dos caras externas de la unidad.

ARTÍCULO D.5.2.4. APAREJO. En la mampostería parcialmente reforzada solo se permite el aparejo trabado, tal como se define la Sección D.1.5.

ARTÍCULO D.5.2.5. REFUERZO. El refuerzo debe cumplir los siguientes requisitos de construcción:

PARÁGRAFO D.5.2.5.1. SEPARACIÓN ENTRE BARRAS. La distancia libre mínima entre barras paralelas de refuerzo debe ser el diámetro refuerzo pero no menos de 2.5 cm, con excepción de los traslapos.

PARÁGRAFO D.5.2.5.2. TRASLAPOS. La longitud de traslapo debe ser la exigida por el Título C de este Código, y su localización de ser la indicada en los planos estructurales.

PARÁGRAFO D.5.2.5.3. REFUERZO DE JUNTA. El refuerzo que se coloque en las juntas horizontales debe quedar embebido en el mortero pega y debe tener un gancho que garantice su anclaje en cada uno los extremos del muro.

PARÁGRAFO D.5.2.5.4. REFUERZO EN LAS CELDAS. El refuerzo que coloque en las celdas de las unidades debe quedar completamente embebido dentro del mortero de inyección.

PARÁGRAFO D.5.2.5.5. NUMERO DE BARRAS POR CELDA. En muros de 1.5 cm de espesor o menos, solo puede colocarse una barra en una misma celda, para barras No.4 o mayores, y el diámetro máximo de la barra No.8 (25 mm). En ningún caso se pueden colocar más de dos barras por celda.

ARTÍCULO D.5.2.6. INYECCIÓN DEL MORTERO. Cuando se inyecte celdas de mas de 1.40 m de altura debe hacerse una ventana de limpieza en la parte baja del muro, la cual debe cerrarse después haber hecho la limpieza y antes de colocar el mortero. El mortero de inyección debe consolidarse por medio de vibrador o barra, y de recom pactarse pote tiempo despajes de haber sido inyectado consolidado. Ninguna celda donde se coloque refuerzo puede tener dimensión menor que 5 cm ni un área menor que 30 cm².

ARTÍCULO D.5.2.7. INTERSECCIÓN Y AMARRE DE MUROS. Los muros que se encuentren o que se intersecten deben amarrarse por medio de conectores o trabarse entre si, a menos que en el diseño se he tenido en cuenta su separación.



ARTÍCULO D.5.2.8. APOYO DE VIGAS Y VIGUETAS EN LOS MUROS. Las vigas y viguetas que son soportadas por los muros deben apoyarse suficientemente durante la construcción sobre unidades rellenas por lo menos sobre 5 cm o la mitad del espesor del muro, en forma permanentemente.

PARÁGRAFO. Al calcular los esfuerzos en los muros debidos a cargas concentradas, estas pueden distribuirse a 45 grados en muro pero sin exceder la distancia centro a centro entre cargas.

ARTÍCULO D.5.2.9. JUNTAS DE CONTROL. Deben proveerse juntas control en los muros para permitir los movimientos de edificación, en los siguientes lugares:

- (a) En aquellos sitios donde la altura del muro cambie de manera apreciable.
- (b) En donde cambie el espesor de muro.
- (c) En donde haya juntas de control en la fundación, los entrepisos o la cubierta.
- (d) En los huecos o aberturas en los muros.

PARÁGRAFO. La distancia máxima entre juntas de control verticales puede exceder de 12 m cuando el refuerzo horizontal de junta e separado 0.8 m. Esta distancia puede aumentarse a 13.5 m cuando refuerzo horizontal de junta espaciado cada 60 cm, a 15 m para espaciamientos de la armadura de junta de 40 cm y a 18 m cuando el refuerzo esta espaciado cada 20 cm.

ARTÍCULO D.5.2.10. COLUMNAS DE MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA. Las columnas de mampostería parcialmente reforzada deben cumplir los siguientes requisitos:

PARÁGRAFO D.5.2.10.1. DIMENSIÓN MÍNIMA. La dimensión mínima en las columnas de mampostería es de 30 cm. La dimensión mínima puede reducirse a 20 cm siempre y cuando se reduzcan los esfuerzos a permisibles por carga axial a la mitad de los admisibles. Los esfuerzos por flexión no hay necesidad de que sean reducidos a acuerdo con lo anterior.

PARÁGRAFO D.5.2.10.2. CUANTÍA. La cuantía de refuerzo en la columna, p , no debe ser menor que 0.5 por ciento ni mayor que 4 ciento del área de la columna. Debe tener al menos cuatro barras. Las barras no pueden tener un diámetro menor que No.4 (1/2").

PARÁGRAFO D.5.2.10.3. ARMADURA. Las barras longitudinales en columnas deben estar abrazadas por estribos. Estos estribos de ser por lo menos de barra No.2 (1/4"). Los estribos no deben espaciarse a más de 16 diámetro de barra longitudinal, - 48 diámetros de barra de estribo, la dimensión mínima de la columna, la altura de las unidades de mampostería, ni 20 cm.

PARÁGRAFO D.5.2.10.4. INYECCIÓN. Las columnas deben inyectarse su totalidad con mortero de inyección.

SECCIÓN D.5.3.

RESISTENCIAS Y ESFUERZOS PERMISIBLES.



ARTÍCULO D.5.3.1. El diseño de Mampostería Parcialmente Reforzada esta basado en la resistencia a la compresión $f' m$. La determinación de $f' m$ se hace de acuerdo con lo establecido en la sección D.2 El valor de $f' m$ utilizado en el diseño debe aparecer claramente con planos estructurales.

ARTÍCULO D.5.3.2. ESFUERZOS ADMISIBLES. Se aceptan los siguientes esfuerzos admisibles para la mampostería reforzada de bloque con perforación vertical:

PARÁGRAFO D.5.3.2.1. COMPRESIÓN AXIAL EN MUROS DE CARGA. El esfuerzo axial en los muros de Mampostería Parcialmente Reforzada, no debe exceder el valor dado por la siguiente formula:

(D.5-1)

Donde:

F_a = Esfuerzo unitario de compresión en el muro de mampostería.

$f' m$ = Resistencia a la compresión de la mampostería definida la sección D.2.7.

t = Espesor efectivo del muro.

h = Altura efectiva del muro.

PARÁGRAFO D.5.3.2.2. COMPRESIÓN AXIAL EN COLUMNAS DE MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA. La carga axial en la columna no debe exceder:

(D.5.-2)

Donde: en

P = Máxima carga axial concéntrica en la columna.

A_g = Área bruta de la columna.

f'_m = Resistencia a la compresión de la mampostería definida en la sección D.2.7.

P_g = Cuantía de refuerzo efectivo con respecto al área A_g .

f_s = Esfuerzo admisible en el refuerzo, dado en el Art. D.5.3.3.

t = Dimensión menor de la columna.

h = Altura efectiva de la columna.

PARÁGRAFO D.5.3.2.3. COMPRESIÓN POR FLEXIÓN F_b . El esfuerzo de compresión por flexión no debe exceder:

(D.5-3)

PARÁGRAFO D.5.3.2.4. ESFUERZOS CORTANTES. El refuerzo no resiste cortante.

Miembros en flexión

Muros de Cortante

Para valores intermedios puede interpolarse.

El refuerzo toma todo el cortante

Miembros en flexión

Muros de cortante

Para valores intermedios puede interpolarse.

PARÁGRAFO D.5.3.2.5. MÓDULOS.

PARÁGRAFO D.5.3.2.6. ESFUERZOS DE CONTACTO.

ARTÍCULO D.5.3.3. ESFUERZOS EN EL ACERO. Los esfuerzos en el acero no deben exceder los siguientes valores:

PARÁGRAFO D.5.3.3.1. ESFUERZOS DE TRACCIÓN.

PARÁGRAFO D.5.3.3.2. ESFUERZOS DE COMPRESIÓN EN COLUMNAS.

PARÁGRAFO D.5.3.3.3. ESFUERZOS DE COMPRESIÓN EN MIEMBROS A FLEXIÓN.

No debe ser mayor de los esfuerzos permitidos para tracción.

PARÁGRAFO D.5.3.3.4. MODULO DE ELASTICIDAD.

Modulo de elasticidad 2000000 Kg/cm².

SECCIÓN D.5.4.

REQUISITOS DE DISEÑO.

ARTÍCULO D.5.4.1. Se acepta como método de diseño el método de esfuerzos permisibles de trabajo tal como lo define la sección 8.2.3 de este código. Debido a que las fuerzas sísmicas obtenidas siguiendo los requisitos de esta Norma corresponden a sollicitaciones ultimas, deben dividirse por 1.4. Para esfuerzos causados por las cargas sísmicas, los esfuerzos permisibles de trabajo que se dan en la sección D.5.3 para Mampostería Parcialmente Reforzada pueden multiplicarse por un factor de 1.33, correspondiente a un 33% de sobreesfuerzo por ser el sismo una carga temporal., Para cargas verticales deben usarse los valores dados en la sección D.5.3.



ARTÍCULO D.5.4.2. La mampostería debe diseñarse para resistir efectos producidos por las cargas verticales y horizontales, incluido el efecto de excentricidad al aplicar las cargas verticales. Los elementos estructurales y no estructurales deben diseñarse para las fuerzas sísmicas inducidas por su propio peso.



ARTÍCULO D.5.4.3. Los siguientes principios deben cumplirse al realizar el diseño de la mampostería reforzada:

- (a) Una Sección plana permanece plana después de aplicarle el momento de flexión.
- (b) Los módulos de elasticidad de la mampostería y del refuerzo permanecen constantes.
- (c) Las fuerzas de tracción son resistidas únicamente por el refuerzo de tracción.

(d) El refuerzo se encuentra completamente rodeado y adherido al mortero de inyección de tal manera que trabaje homogéneamente con la mampostería dentro del rango de los esfuerzos de trabajo.

ARTÍCULO D.5.4.9. Cuando se combinen esfuerzos axiales con esfuerzos de flexión, los elementos deben tener dimensiones y resistencia, que le permitan cumplir la siguiente ecuación:

(D.5-4)

Donde:

f_a = Esfuerzo axial, calculado usando la carga axial total y el área efectiva.

F_a = Esfuerzo unitario axial permitido por la, sección D.5.3 para el elemento si solo lleva carga axial.

f_b = Esfuerzo unitario debido a la flexión.

F_b = Esfuerzo unitario permitido por la Sección D.5.3 Si el elemento lleva solo flexión.



ARTÍCULO D.5.4.5. El esfuerzo cortante unitario, v , en mampostería parcialmente reforzada debe calcularse como:

(D.5-5)

Donde:

b = Ancho neto efectivo de una sección rectangular, o del alma en secciones I o T. El valor del producto ($b * d$) no debe exceder el vertical de cortante, el área neta de apoyo ni el área neta de sección de unidades huecas.

d = Altura efectiva de la sección.

j = Cociente de la distancia entre los centróides de tensión y de compresión dividida por d . Se puede tomar $j = 0.8$ cuando no se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones.

V = Fuerza cortante total.

Cuando el esfuerzo unitario de cortante calculado de acuerdo con la formula D.5-5 excede el valor admisible del esfuerzo cortante en la mampostería debe colocarse refuerzo a cortante para tomar la totalidad del esfuerzo cortante. En ningún caso el refuerzo a cortante debe ser inferior al correspondiente a la cuantía mínima especificada en el Artículo D.5.5.1. El refuerzo a cortante debe anclarse en ambos extremos para que sea efectivo.

El área de refuerzo a cortante se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

(D.5-6)

Donde:

s = Separación de los estribos. Medida en una dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_v = Esfuerzo admisible para el refuerzo de junta, dado en la sección D.5.3.

SECCIÓN D.5.5.

MUROS DE CORTANTE DE MAMPOSTERÍA PARCIALMENTE REFORZADA.

Los muros de cortante de mampostería parcialmente reforzada sometidos a fuerzas verticales y horizontales que actúan en su plano deben cumplir además de los requisitos de las secciones D.5.1 a D.5.4, los siguientes requisitos:

ARTÍCULO D.5.5.1. REFUERZO. El refuerzo debe cumplir las prescripciones siguientes:

PARÁGRAFO D.5.5.1.1. CUANTÍAS MÍNIMAS. La cuantía de refuerzo en cada una de las direcciones vertical y horizontal no debe ser menor de 0.00027, medida sobre el área bruta del muro. Solo el refuerzo que sea continuo en el muro puede tenerse en cuenta al calcular las cuantías mínimas. La totalidad del refuerzo correspondiente a las cuantías mínimas debe quedar dentro del muro.

PARÁGRAFO D.5.5.1.2. ESPACIAMIENTO DE REFUERZO. El espaciamiento del refuerzo vertical no debe ser mayor de 2.40 m, centro a centro. El espaciamiento del refuerzo horizontal no debe ser mayor de 0.80 m.

PARÁGRAFO D.5.5.1.3. REFUERZO HORIZONTAL. Debe colocarse refuerzo horizontal en la parte superior de las zapatas, en la parte superior de todas las aberturas en los muros, a la altura de las losas y de la cubierta y en la parte superior de los parapetos. Si este refuerzo es continuo y está colocado dentro de muro, puede tenerse en cuenta para cumplir los requisitos de cuantía mínima.

PARÁGRAFO D.5.5.1.4. ARMADURA. Debe haber por lo menos una barra No.4 (1/2") o dos No.3 (3/8") en todos los bordes de todas las aberturas que tengan más de 60 cm en cualquier dirección. Esta armadura debe continuar una longitud de desarrollo, pero no menos de 60 cm, más allá del borde de la abertura. Las barras que requiere este Parágrafo deben colocarse además de las que se requieran por refuerzo mínimo.

ARTÍCULO D.5.5.2. ELEMENTOS DE BORDE. Los elementos de borde son miembros colocados en los extremos de los muros de cortante para resistir los efectos de volcamiento. Pueden estar o no embebidos en el muro.

ARTÍCULO D.5.5.3. INTERSECCIÓN DE MUROS. Cuando los muros de cortante intersecten otros muros y se conforman secciones en forma de I o T simétricas, el ala efectiva no debe

exceder $1/6$ de la altura vertical total del muro por encima del nivel bajo estudio, ni 8 veces el espesor del ala.

PARÁGRAFO D.5.5.3.1. Cuando los muros se intersecten y formen secciones en L o C, el ala efectiva no debe exceder $1/16$ de la altura ni 8 veces el espesor del ala.

PARÁGRAFO D.5.5.3.2. Debe tomarse en cuenta en el diseño el cortante vertical (cizalladura) que se presenta en la unión entre el ala y el alma.



ARTÍCULO D.5.5.4. ESFUERZOS VERTICALES DE TRACCIÓN Y COMPRESIÓN. Los esfuerzos verticales en los muros de cortante deben determinarse por el efecto combinado de las cargas verticales y por el efecto producido por las cargas laterales.



ARTÍCULO D.5.5.5. ELEMENTOS HORIZONTALES ENTRE MUROS DE CORTANTE. Deben tomarse precauciones en el diseño a cortante y flexión de las vigas que unen los diferentes muros de cortante. Cuando la luz del elemento sea menor de dos veces la altura del mismo, el refuerzo a cortante debe consistir en barras diagonales que van de una esquina a la otra y que están totalmente ancladas en el muro.

ARTÍCULO D.5.5.6. ESFUERZOS CORTANTE EN LOS MUROS. Al calcular el esfuerzo cortante en el muro solo debe tomarse en cuenta el área del alma de la sección, considerando únicamente el área donde hay mortero de pega o de inyección. El refuerzo para cortante debe calcularse de acuerdo con la Ecuación D.5-6. El refuerzo a cortante requerido debe colocarse a una distancia no mayor de $1/3$ de la dimensión mayor de la sección del muro, ni 80 cm. Este refuerzo debe terminarse en un gancho que quede colocado en el elemento de borde. Este gancho debe quedar embebido en mortero y dentro del elemento de borde.

CAPÍTULO D.6.

MAMPOSTERIA REFORZADA.

SECCIÓN D.6.1.

GENERAL.

Para que una edificación de mampostería pueda reconocerse como del Mampostería Reforzada debe cumplir todos los requisitos de los Capítulos D.1 y D.2, todos los requisitos de Mampostería Parcialmente Reforzada (Capítulo D.5) con la excepción de los Parágrafos D.5.5.1.1 y D.5.5.1.2 los cuales se substituyen, por los Artículos D.6.2.1 y D.6.2.2.

SECCIÓN D.6.2.

REFUERZO.

ARTÍCULO D.6.2.1. CUANTÍAS MÍNIMAS. La cuantía de refuerzo en cada una de las direcciones vertical y horizontal no debe ser menor de 0.0007 y la suma de ambas cuantías no debe ser menor de 0.002, evaluadas sobre el área bruta de la sección del muro. Toda la fuerza cortante debe ser resistida únicamente por el refuerzo. Solo el refuerzo que sea continuo en el muro puede ser tenido en cuenta al calcular las cuantías mínimas. La totalidad del refuerzo correspondiente a las cuantías mínimas debe quedar dentro del muro.

ARTÍCULO D.6.2.2. ESPACIAMIENTO DE REFUERZO. El espaciamiento del refuerzo vertical no debe ser mayor que 1.20 m, centre a centro. El espaciamiento del refuerzo horizontal no debe ser mayor que 0.60 m.

CAPÍTULO D.7.

MAMPOSTERIA DE MUROS CONFINADOS.

SECCIÓN D.7.1.

GENERAL.

ARTÍCULO D.7.1.1. DEFINICIÓN DE MUROS CONFINADOS. Se reconoce como Muros Confinados los muros de mampostería que están reforzados con columnas y vigas y que cumplen con los requisitos del Capítulo D.7 Los Muros Confinados pueden resistir tanto cargas verticales como horizontales.

PARÁGRAFO D.7.1.1.1. Las columnas pueden conformarse por unidades de bloque de perforación vertical en cuyas celdas se coloca el refuerzo vertical y se rellenan con mortero o bien construirse de concreto reforzado. En el primer caso los estribos se colocan en las juntas.

PARÁGRAFO D.7.1.1.2. Las columnas de este tipo de mampostería, y sean de concreto reforzado o estén embebidas dentro de bloque de perforación vertical deben cumplir todos los requisitos del Artículo D.7.3.5.

ARTÍCULO D.7.1.2. LIMITACIONES. El empleo de Muros Confinados esta reglamentado por los Capítulos A.7, A.8 y A.9 para las diferentes zonas de riesgo sísmico y grupos de uso.

ARTÍCULO D.7.1.3. METODOLOGÍA DE DISEÑO. Se acepta como método de diseño el método de esfuerzos permisibles de trabajo definido en la sección 5.2.3 del Título E de este Código.

Debido a que las fuerzas sísmicas obtenidas siguiendo los requisitos de este Código corresponden a sollicitaciones últimas, deben dividirse por 1.4 para esfuerzos causados por las cargas sísmicas, los esfuerzos permisibles de trabajo que se dan en las Secciones D.4.3 para Mampostería No-Reforzada y D.5.3 para Mampostería Parcialmente Reforzada, pueden multiplicarse por un factor de 1.33 correspondiente a un 33% de sobreesfuerzo por ser el sismo una carga temporal. Para cargas verticales deben usarse los valores dados las Secciones D.4.3 y D.5.3.

SECCIÓN D.7.2.

TIPOS DE MUROS CONFINADOS.

Se reconocen dos tipos de Muros Confinados:

- Muros Confinados Sin Refuerzo Interior
- Muros Confinados Con Refuerzo interior

SECCIÓN D.7.3.

MUROS CONFINADOS SIN REFUERZO INTERIOR.

Los Muros Confinados Sin Refuerzo Interior deben cumplir todos los requisitos del Capitulo D.4 para Mampostería No-Reforzada adicionalmente los siguientes:



ARTÍCULO D.7.3.1. El espesor mínimo de los muros es de 10 cm. La relación altura / espesor no debe exceder 25.



ARTÍCULO D.7.3.2. El concreto que se utilice debe tener una resistencia mínima a los 28 días ($f'c$) de 150 Kg/cm².

ARTÍCULO D.7.3.3. Las columnas de amarre no toman ningún cortante el cual debe resistirse en su totalidad por la mampostería.

ARTÍCULO D.7.3.4. VIGAS. Las vigas de amarre deben cumplir los siguientes requisitos:

PARÁGRAFO D.7.3.4.1. El ancho mínimo de las, vigas debe ser el espesor del muro y el área de su sección no debe ser menor de 200 cm².

PARÁGRAFO D.7.3.4.2. Deben colocarse vigas en todo extremo horizontal del muro y en todos los entresijos, a menos que este ya ligado con un elemento de concreto reforzado. Igualmente deben colocarse vigas en la parte superior e inferior de todo hueco cuya dimensión exceda la cuarta parte de la dimensión del muro en la misma dirección.

PARÁGRAFO D.7.3.4.3. Las vigas de amarre deben tener al menos cuatro barras longitudinales No.3 (3/8") con resistencia mínima a la fluencia de 2400 Kg/cm² se puede utilizar hierro de mayor resistencia y cambiar el diámetro de la barra manteniendo constante el producto de la resistencia por el área de la barra. La cuantía de hierro longitudinal total (positivo y negativo) no debe ser menor de 0.75 por ciento (0.0075). Esta armadura debe estar debidamente anclada en las columnas de tal manera que desarrolle su esfuerzo de fluencia.

PARÁGRAFO D.7.3.4.4. En las vigas de amarre debe haber un área de estribos no menor de:

(D.7-1)

Donde:

A_V = Área de refuerzo a cortante

s = Separación de los estribos.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

d = Distancia del acero de tensión a la fibra de compresión.

La separación entre estribos no puede ser mayor de 20 cm ni de 1.5 veces la menor dimensión de la viga.

ARTÍCULO D.7.3.5. COLUMNAS. Las columnas de amarre deben cumplir los siguientes requisitos:

PARÁGRAFO D.7.3.5.1. Las columnas de amarre deben tener como ancho mínimos el espesor del muro, y su área no debe ser menor de 200 cm².

PARÁGRAFO D.7.3.5.2. Deben colocarse columnas en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro, con una separación no mayor que 1.5 veces su altura ni cuatro metros.

Debe haber columna de amarre alrededor de todo hueco cuya dimensión exceda una cuarta parte de la dimensión del muro en la misma dirección.

PARÁGRAFO D.7.3.5.3. Las columnas de amarre extremas deben resistir el momento impuesto al muro por las cargas horizontales. El área de refuerzo longitudinal que debe tener la columna para resistir este momento debe calcularse por medio de la Ecuación D.7-2:

(D.7-2)

Donde:

A_s = Área de refuerzo en cada columna, en cm².

f_s = Esfuerzo admisible en el refuerzo, en Kg/cm².

h = Distancia entre los centróides de las columnas extremas, cm.

M = Momento a que esta sometido el muro, en Kg-cm.

PARÁGRAFO D.7.3.5.4. Las columnas de amarre deben tener como mínimo tres barras longitudinales No.3 (3/8") y la cuantía de hierro longitudinal no debe ser menor de 0.007. Esta

armadura debe ser capaz de desarrollar su esfuerzo de fluencia en los empalmes con los elementos inferior y superior. Debe haber columnas de amarre interiores en puntos intermedios a una separación que no debe ser mayor que 1.5 veces la altura del muro entre diafragmas ni cuatro metros.

Parágrafo D.7.3.5.5. Las columnas de amarre deben cumplir los mismos requisitos de área de estribos que se piden para las vigas de amarre en el Parágrafo D.7.3.4.4.

SECCIÓN D.7.4.

MUROS CONFINADOS CON REFUERZO INTERIOR.

Los Muros Confinados Con Refuerzo Interior deben cumplir todos los requisitos del Capítulo D.5, Mampostería Parcialmente Reforzada además de los requisitos dados en la sección D.7.3.

CAPÍTULO D.8.

MUROS DIAFRAGMAS.

SECCIÓN D.8.1.

GENERAL.

ARTÍCULO D.8.1.1. Se consideran muros diafragma aquellos muros que al encontrarse totalmente rodeados por vigas y columnas de una estructura de concreto reforzado la rigidizan para cargas horizontales.



ARTÍCULO D.8.1.2. En este Capítulo D.8, las fuerzas que se utilizan corresponden a sollicitaciones últimas, compatibles con los Capítulos A.1 a A.9 de esta Norma, por lo tanto el diseño de muros diafragma debe hacerse siguiendo los requisitos del método de la resistencia, tal como lo prescribe la sección 8.2.4 de este Código.



ARTÍCULO D.8.1.3. El conjunto compuesto por los Pórticos de Concreto Reforzado y los Muros Diafragma puede considerarse como un Pórtico Arriostrado, cuyo empleo esta reglamentado en los Capítulos E A.7, A.8 y A.9 de acuerdo con la Zona de Riesgo Sísmico y el Grupo de Uso, siempre y cuando los muros diafragma cumplan todos los requisitos de este Capítulo D.8, y los pórticos los requisitos para pórticos de concreto reforzado que se dan en los Capítulos A.7, A.8 y A.9.

SECCIÓN D.8.2.

REQUISITOS PARA MUROS DIAFRAGMA.



ARTÍCULO D.8.2.1. Los muros diafragma no pueden tener ninguna abertura. Deben llenar totalmente el espacio entre vigas y columnas.



ARTÍCULO D.8.2.2. El espesor mínimo de los muros diafragma es de 12 cm y la relación espesor dimensión máxima no puede exceder 25.



ARTÍCULO D.8.2.3. El muro diafragma puede tomar un cortante máximo igual a:

(D.8-1)

Donde:

V_u = cortante máximo que resiste el muro.

V_u = Resistencia de la mampostería al cortante. Dada en la Tabla D.8-1.

A_t = Área neta horizontal del muro.



ARTÍCULO D.8.2.4. Cada una de las vigas y cada una de las columnas debe ser capaz de resistir, en una zona igual a una cuarta parte de su luz, medida a partir de la esquina, una fuerza cortante igual a la cuarta parte de la que actúa sobre el muro.



ARTÍCULO D.8.2.5. Los elementos de concreto reforzado deben cumplir los requisitos que para ese material fija esta Norma en la zona de riesgo sísmico en que se encuentre la edificación.

TABLA D.8-1

VALORES DE V_u PARA MUROS DIAFRAGMA

Tipo de Mampostería	v_u (Kg/cm²)
Tolete de Arcilla:	
- Grado I (ICONTEC 451)	3.5
- Grado II (ICONTEC 451)	3.0
- Grado III (ICONTEC 451)	2.5

Bloque de Perforación Vertical:	
- Concreto Tipo 1 (ICONTEC 247)	2.5
- Arcilla Grado LBX (ASTM C-34)	2.5
Bloque de Perforación Horizontal de Arcilla	
- Grado I (ICONTEC 451)	1.5

TÍTULO E.

EDIFICACIONES DE UNO Y DOS PISOS.

CAPÍTULO E.1.

INTRODUCCION.

SECCIÓN E.1.1.

GENERAL.

El presente Título establece los requisitos para la construcción sismo-resistente de edificaciones de uno y dos pisos. Estos requisitos son de índole general y están dirigidos a todos los profesionales de la Ingeniería y la Arquitectura que trabajan en construcción de vivienda, así no Sean especialistas en cálculo estructural.

SECCIÓN E.1.2.

ALCANCE.



ARTÍCULO E.1.2.1. En este Título se dan los requisitos mínimos que se deben seguir en el diseño y construcción de edificaciones de uno y dos pisos, sobre muros de mampostería, que pertenecen al Grupo de Uso I tal como lo define la Sección A.2.5 y dentro de las limitaciones establecidas en la Sección A.1.3. No obstante, si se desea, puede llevarse a cabo el diseño siguiendo los requisitos de los Capítulos A.1 a A.9 y el Título D de este Código.



ARTÍCULO E.1.2.2. Las edificaciones de uno y dos pisos que pertenezcan a los Grupos de Uso II y III tal como los define la Sección A.2.5 de este Código, las bodegas y similares y todas aquellas edificaciones de uno y dos pisos cuya estructura no consiste de muros de mampostería, deben diseñarse siguiendo los requisitos de los Capítulos A.1 a A.9 de este Código.

SECCIÓN E.1.3.

CONCEPTOS GENERALES.



ARTÍCULO E.1.3.1. El buen comportamiento sísmico de una edificación de uno y dos pisos depende en gran parte de que, en su planeamiento, se sigan algunos principios generales, que se enumeran a continuación:

PARÁGRAFO E.1.3.1.1. SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA. El sistema de resistencia sísmica para las edificaciones contempladas en este Capítulo debe garantizar un comportamiento adecuado, tanto individual como de conjunto, ante cargas verticales y horizontales. Este se logra a través de los siguientes mecanismos:

(a) Muros de carga que además de soportar las cargas verticales sirven para llevar las fuerzas sísmicas paralelas a su propio plan, desde el nivel donde se generan hasta la cimentación.

(b) Muros transversales que, además de soportar su propio peso, sirven para llevar las fuerzas sísmicas paralelas a su propio plano, desde el nivel donde se generan hasta la cimentación, Estos muros pueden considerarse muros de carga cuando el entrepiso trabaje en dos direcciones.

(c) Un conjunto de muros de carga y transversales dispuestos de tal manera que provean resistencia sísmica suficiente en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, partiendo del postulado de que los muros solo trabajan ante fuerzas horizontales en la dirección paralela a su propio plano.

(d) Un sistema que amarrando los muros de carga y transversales a nivel de entrepiso y de cubierta, transmita a ellos las fuerzas sísmicas que deben resistir y los obligue a trabajar como un conjunto. Un sistema que cumple estas condiciones se reconoce como un diafragma.

PARÁGRAFO E.1.3.1.2. SIMETRÍA. Con el fin de evitar torsiones de toda la edificación esta debe tener una planta lo más simétrica posible. La edificación como un todo, y todos los bloques que la conforman deben ser simétricos con respecto a sus ejes. Cuando la planta asimétrica sea inevitable, la edificación debe dividirse en bloques por medio, de juntas. Deben evitarse los bloques largos y angostos con longitud mayor a tres veces su ancho. También es conveniente que la localización de los vanos de puertas y ventanas sea lo más simétrica posible.

PARÁGRAFO B.1.3.1.3. CANTIDAD DE MUROS EN LAS DIRECCIONES PRINCIPALES. Debido a que toda la resistencia a las fuerzas horizontales generadas por el sismo la dan los muros de la estructura y estos solo resisten adecuadamente las cargas horizontales que actúan en la dirección paralela a su propio plano, deben colocarse muros en dos direcciones ortogonales, o aproximadamente ortogonales. Por lo tanto, la cantidad de muros en una dirección debe ser similar a la cantidad en la otra dirección. Debe prestarse especial cuidado a aquellos casos en que el entrepiso trabaja en una sola dirección y hay tendencia a colocar muros de carga en una dirección solamente. Cuando esto ocurra deben colocarse muros transversales capaces de resistir las cargas sísmicas en la dirección perpendicular a los muros de carga. Para que un muro pueda considerarse que contribuye a la resistencia sísmica, debe llegar hasta la base de la edificación.

PARÁGRAFO E.1.3.1.4. AMARRES EN LOS MUROS. Este Código establece limitaciones en el uso de la mampostería No-Reforzada y, por lo tanto, solo en aquellos casos en que explícitamente lo exima se podrá prescindir del refuerzo en los muros. Los muros pueden reforzarse interiormente o confinarse por medio de vigas y columnas de amarre según los requisitos mínimos establecidos en este Capítulo.

PARÁGRAFO E.1.3.1.5. DIAFRAGMAS. Un diafragma es un elemento estructural que amarre los muros de la estructura. El entrepiso y la cubierta pueden considerarse como diafragmas cuando cumplen una serie de requisitos que garanticen su efectividad. El diafragma, debido a la rigidez que tiene en su propio plano, distribuye las fuerzas sísmicas entre los diferentes muros, haciendo que el muro trabaje únicamente en su dirección longitudinal. Para que un diafragma sea efectivo debe ser suficientemente rígido y resistente, y además debe estar adecuadamente amarrado a los elementos verticales que resisten las fuerzas. En aquellos casos en que no exista un diafragma, el diseño de los muros debe realizarse por un especialista, de acuerdo con los Capítulos A. 1 a A.9 de este Código, suponiendo que las fuerzas sísmicas que actúa en la dirección perpendicular al plano del muro se obtienen de multiplicar el coeficiente Sísmico correspondiente por el peso propio del muro y por las cargas verticales aferentes. En este Último caso el muro debe suponerse empotrado en la cimentación y debe verificarse la estabilidad del conjunto muro-cimiento.

PARÁGRAFO E.1.3.1.6. PESO DE LOS ELEMENTOS DE CONSTRUCCIÓN. Las fuerzas que genera el sismo son fuerzas inerciales y, por lo tanto mientras mayor sea la masa, mayor es la fuerza generada. Este aspecto es de especial importancia en las cubiertas, en las cuales deben evitarse elementos muy pesados.

SECCIÓN E.1.4.

DEFINICIONES.

Además de las siguientes definiciones deben consultarse las dadas en la Sección A.1.5 y en el Artículo D.1.1.5.

CERCHA - Es un elemento estructural reticulado destinado a recibir y trasladar a los muros portantes las cargas de la cubierta.

CINTA DEAMARRE - Es un elemento de amarre con altura no menor de 10 cm, ni mayor de 15 cm.

COLUMNA DE AMARRE - Es un elemento vertical reforzado que se coloca embebido en el muro.

DIAFRAGMA - Elemento estructural que reparte las fuerzas inerciales laterales a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, o sea a los muros.

MUROS. CONFINADOS - Son muros de mampostería enmarcados por vigas y columnas de amarre.

MUROS DIVISORIOS - Son muros que no llevan más carga que su peso propio, no cumplen ninguna función estructural para cargas verticales u horizontales y, por lo tanto pueden ser removidos sin comprometer la seguridad estructural del conjunto.

MUROS DE CARGA - Son muros de mampostería que además de su peso propio llevan otras cargas verticales provenientes de los entresijos y la cubierta. Estos muros deben estar amarrados al diafragma.

MUROS TRANSVERSALES - Son muros de mampostería, transversales a los muros portantes o de carga. Sirven para reducir la esbeltez de aquellos y para resistir las fuerzas sísmicas horizontales perpendiculares a los muros de carga. Estos muros deben estar amarrados al diafragma.

PARAPETO - Es el remate del muro por encima de la cubierta. Debe amarrarse tal como se indica más adelante.

VIGA DE AMARRE - Es un elemento de concreto reforzado de no menos de 15 cm de altura que sirve para amarrar a diferentes niveles los muros de una edificación. La viga de amarre puede estar embebida dentro de la losa de entrepiso cuando esta es de concreto reforzado, y en este caso puede tener el mismo espesor del entrepiso.

CAPÍTULO E.2.

MUROS DE CARGA Y MUROS TRANSVERSALES.

SECCIÓN E.2.1.

GENERAL.

ARTÍCULO E.2.1.1. Los muros de carga son aquellos que llevan las cargas verticales correspondientes a su peso propio además de las que le sean aferentes. Los muros transversales no llevan más carga vertical que su propio peso.

PARÁGRAFO. Cuando el sistema de entrepiso trabaja en dos direcciones, los muros transversales deben cumplir los requisitos de muros de carga.



ARTÍCULO E.2.1.2. Tanto los muros de carga como los transversales proveen la resistencia a las cargas sísmicas. Las cargas sísmicas son llevadas por los muros únicamente en su sentido longitudinal, en proporción a sus rigideces, siempre y cuando haya un diafragma que obligue a los muros a trabajar conjuntamente.

ARTÍCULO E.2.1.3. Cuando un muro de carga o un muro transversal pierda en algún punto más del 50 por ciento de su sección debido a una bajante o algún otro elemento perteneciente a las instalaciones interiores, debe considerarse que el muro se ha fraccionado en dos muros que deben analizarse y diseñarse independientemente.

SECCIÓN E.2.2.

MATERIALES.

ARTÍCULO E.2.2.1. Los materiales utilizados en la construcción de los muros de carga y en los muros transversales deben cumplir los requisitos mínimos de calidad dados a continuación:

(a) Unidades de Mampostería

Las unidades de mampostería deben cumplir al menos las siguientes normas técnicas de calidad:

- Tolete de Arcilla cocida: ICONTEC 451 Grado III
- Bloque de Perforación Vertical de Concreto: ICONTEC 247 Tipo 2
- Bloque de Perforación Vertical de Arcilla: ASTM C-34 Grado LBX
- Bloque de Perforación Horizontal de Arcilla: ICONTEC 451 Grado III

(b) Mortero

Se permite el uso de morteros de pega compuestos de cemento portland y arena. En ningún caso la dosificación, por volumen, puede ser inferior de 1:5 (Cemento: arena).

(c) Concreto

El concreto que se utilice en los elementos de amarre debe tener una resistencia a la compresión al menos de 150 Kg/cm² a los 28 días.

(d) Acero

El acero de refuerzo debe tener una resistencia a la fluencia al menos de 2400 Kg/cm².

SECCIÓN E.2.3.

DIMENSIONES.



ARTÍCULO E.2.3.1. Los muros de carga y transversales deben cumplir las siguientes prescripciones respecto a sus dimensiones:

ARTÍCULO E.2.3.2. MUROS DE CARGA. La distancia libre, horizontal o vertical, entre apoyos o amarres no puede exceder 25 veces el espesor del muro. Para esta limitación debe considerarse verticalmente la distancia entre la cimentación y la losa entrepiso o viga de amarre, o entre la losa de entrepiso y la viga de amarre de la cubierta, y horizontalmente la distancia

entre columnas de amarre o muros transversales trabados. En ningún caso el muro puede tener un espesor menor de los espesores dados en la Tabla E.2-1.

TABLA E.2-1

ESPEORES MINIMOS (cm) PARA MUROS DE CARGA

Tipo de Edificación	Zona de Riesgo Sísmico		
	Alto	Intermedio	Bajo
Casas de Un Piso	12	12	10
Casas de Dos Pisos			
- Primer Piso	12	12	12
- Segundo Piso	12	10	10

Nota - Para estos espesores mínimos no se deben tener en cuenta los panetes y acabados.

Estos espesores mínimos pueden disminuirse solo cuando se realiza diseño completo de la edificación de acuerdo con los requisitos (los Capítulos A.1 a A.9 y el Título D de este Código.

ARTÍCULO E.2.3.3. MUROS TRANSVERSALES. La distancia libre horizontal o vertical, entre apoyos o amarres no puede exceder a 30 veces el espesor del muro. Para esta limitación debe considerarse verticalmente la distancia entre la cimentación y la losa entrepiso o viga de amarre, o entre la losa de entrepiso y la viga de amarre de la cubierta, y horizontalmente la distancia entre columnas de amarre o muros de carga trabados. En ningún caso muro puede tener un espesor menor de 10 cm.

SECCIÓN E.2.4.

CONFINAMIENTO DE MUROS.



ARTÍCULO E.2.4.1. Para poder garantizar que la edificación tenga reserva de energía en el rango inelástico, debe proveerse longitud mínima de muros confinados con amarres en cada una de J. direcciones principales. Los muros confinados deben ser muros de carga o muros transversales.



ARTÍCULO E.2.4.2. Para poder garantizar que el comportamiento individual y de conjunto sea adecuado, los muros confinados deba ubicarse buscando la menor simetría y la mayor rigidez torsional la edificación. Esto se logra disponiendo muros confinado simétricos lo más cerca posible a la periferia.



ARTÍCULO E.2.4.3. Para proveer un reparto uniforme de responsabilidad de resistir las cargas sísmicas en el rango inelástico, los muros confinados que haya en cada una de las direcciones principales deben tener longitudes similares y longitudes de aquellos muros confinados que estén ubicados en mismo plano vertical no deben sumar más de la mitad de la longitud total de muros confinados en esa dirección.



ARTÍCULO E.2.4.4. La longitud de muros confinados en metros, cada una de las dos direcciones principales no puede ser menor el producto del coeficiente M_o dado en la Tabla E.2-2 por el área en metros cuadrados del entrepiso más la cubierta cuando se trata de muros de primer piso o por el área de la cubierta cuando se trata de muros de segundo piso, o de edificaciones de un piso. Si edificación no cumple los requisitos de estas Sección, debe diseñar en su totalidad siguiendo los requisitos de los Capítulos A.1 a A.9 y el Título D de este Código.

TABLA E.2-2

COEFICIENTE M_o PARA MUROS CONFINADOS

Espesor del Muro (cm)	Zona de Riesgo Sísmico		
	Alto	Intermedio	Bajo
14	0.12	0.08	0.05
12	0.18	0.12	0.08
10	0.24	0.16	0.12

ARTÍCULO E.2.4.5. Para efectos de contabilizar la longitud de muros confinados en cada dirección principal no deben tenerse la cuenta los huecos de las puertas y ventanas, ni aquellos tramos a muro cuya longitud sea inferior a un metro.

ARTÍCULO E.2.4.6. Solo se permitirán aberturas en los muros confinados cuando la longitud requerida de muros confinados sea incrementada en un cincuenta por ciento y estas aberturas cumple los requisitos siguientes:

Las aberturas en los muros confinados de carga y transversales la hagan parte del sistema de resistencia sísmica, deben cumplir:

- (a) El área total de aberturas no debe ser mayor del 35 por ciento del área del muro comprendida entre amarres horizontales verticales.
- (b) La suma de las longitudes horizontales de las aberturas entre amarres verticales del muro no debe ser mayor de la mitad de distancia entre los mismos amarres.
- (c) La distancia horizontal entre el borde de una abertura y esquina del muro debe ser mas de una cuarta parte de la altura de le abertura.

(d) La separación horizontal entre aberturas debe ser mayor que mitad de la menor altura de las aberturas, pero no menor de 50 cm.

(e) La separación vertical entre aberturas debe ser mayor que mitad del ancho de la abertura mayor pero no menor de 50 cm.

Cuando todas las aberturas se rodean de columnas y vigas de amarre no hay necesidad de cumplir los requisitos anteriores. Las columnas de amarre que rodeen las aberturas deben ir del elemento de amarre del diafragma inferior al elemento de amarre del diafragma superior

SECCIÓN E.2.5.

VIGAS DE AMARRE.



ARTÍCULO E.2.5.1. El ancho mínimo de las vigas de amarre debe ser mayor o igual al espesor del muro. En el caso de que el espesor del muro sea mayor o igual a 15 cm, se permite una reducción del mínimo de acuerdo con lo prescrito en el Artículo E.2.5.4. Cuando las solicitaciones de flexión y cortante lo permitan, las vigas de amarre pueden ser reemplazadas por cintas de amarre.

ARTÍCULO E.2.5.2. En general las vigas de amarre deben formar anillo cerrado, entrelazando los muros existentes en las direcciones principales para conformar un diafragma al colocarse vigas de amarre:

(a) En la parte superior de la cimentación cuando el Artículo E.5.2.3 así lo exija.

(b) A la altura del entrepiso en edificaciones de dos pisos. Esta viga puede ir embebida en la losa de entrepiso.

(c) A la altura del enrase de cubierta. Esta viga debe conformar un diafragma horizontal.

(d) De culata en la parte superior de los muros que estén por encima de la viga de cubierta.

Estas vigas de culata en conjunto con los elementos de cubierta, deben formar diafragmas en los planos de las vertientes.



ARTÍCULO E.2.5.3. Las vigas de amarre deben tener como mínimo las armaduras exigidas en esta Sección. Cuando la viga trabaje como un dintel debe diseñarse de acuerdo con los requisitos del Título C de este Código y la armadura mínima exigida en esta Sección puede considerarse como parte de la armadura solicitada por cálculo. Debe tenerse especial cuidado en la colocación del refuerzo en los cruces y esquinas, donde el refuerzo de la cara interior debe llevarse hasta la cara exterior del miembro que lo intersecta y debe anclarse con gancho cuando el elemento no continúa.

Las armaduras deben tener como mínimo una resistencia a la fluencia igual a 2400 Kg/cm². Si se usan resistencias diferentes, puede variarse el diámetro de las barras pero manteniendo el producto de la resistencia por el área de la barra constante.

Deben colocarse como mínimo las armaduras dadas a continuación:

(a) Las vigas a nivel de entrepiso y las vigas de cubierta por lo menos deben tener cuatro barras longitudinales No.3 (3/8") y estribos de barra No.2 (1/4") espaciados cada 20 cm.

(b) Las vigas de culata deben tener como mínimo 2 barras longitudinales No.3 (3/8") y estribos de barra No.2 (1/4") espaciados cada 20 cm.

(c) Las cintas de amarre deben tener dos barras longitudinales de barra No.3 (3/8") de diámetro unidas por ganchos de una rama de barra No.2 (1/4") colocados cada 20 cm.

ARTÍCULO E.2.5.4. Las vigas deben fundirse sobre el muro ya levantado. Cuando se trate de muros a la vista en una de sus caras, se permite enchapar la viga con el mismo material del muro. Este enchape no debe ocupar mas de un tercio del espesor del muro dejando, dos tercios para la viga.

SECCIÓN E.2.6.

COLUMNAS DE AMARRE.

ARTÍCULO E.2.6.1. Las columnas de amarre son elementos verticales reforzados que confinan el muro. Estas columnas pueden estar conformadas por bloques, de perforación vertical con sus celdas inyectadas de mortero, o construirse de concreto reforzado.

ARTÍCULO E.2.6.2. El ancho mínima de las columnas de amarre debe ser el espesor del muro pero el área no debe ser menor de 200 cm². En muros de 15 cm o más de espesor se permite una reducción del ancho mínimo de acuerdo con el Artículo E.2.6.6. La columna de amarre debe ir de la viga inferior a la viga superior quedando debidamente anclada en estos elementos. El refuerzo de la columna debe llevarse hasta la parte inferior del concreto ciclópeo o de la zapata. Debe haber continuidad de las columnas de amarre de un piso a otro.

ARTÍCULO E.2.6.3. Deben colocarse columnas de amarre:

(a) Donde se requiera para conformar los muros confinados que hacen parte del sistema de resistencia sísmica y que se contabilizan dentro de las longitudes de muro exigidas en la Sección E.2.4.

(b) En el punto de intersección de dos muros de carga y/o transversales que no se traben entre sí.

(c) En puntos intermedios de los muros de carga y transversales a una separación tal que no se excedan los límites establecidos en los Artículos E.2.3.1 y E.2.3.2.



ARTÍCULO E.2.6.4. Las columnas de amarre deben tener como mínimo cuatro barras longitudinales No.3 (3/8") y estribos de barra No.2 (1/4") espaciados cada 20 cm. El acero debe tener al menos una resistencia de 2400 Kg/cm². Puede reemplazarse el acero por uno de mayor resistencia y el diámetro de la barra cambiarse, manteniendo constante el producto del área de la barra por el valor de la resistencia.

PARÁGRAFO. En las columnas de confinamiento de bloque de perforación vertical no deben colocarse mas de dos barras en la misma celda y los estribos deben colocarse en las juntas horizontales.

ARTÍCULO E.2.6.5. Las columnas de amarre cuando sean de concreto reforzado deben fundirse contra el muro ya alzado y debe colocarse formaleta únicamente en los costados donde no hay muro.

ARTÍCULO E.2.6.6. Cuando el muro sea a la vista se permite hacer un enchape a la columna que no debe ocupar mas de un tercio del espesor dejando dos tercios para la columna de amarre.

CAPÍTULO E.3.

MUROS DIVISORIOS Y PARAPETOS.

SECCIÓN E.3.1.

MUROS DIVISORIOS.

Los muros divisorios solo cumplen la función de separar espacios dentro de la edificación y por lo tanto no son portantes. Deben ser capaces de resistir las fuerzas que el sismo les impone y además deben estar debidamente amarrados en su parte superior al diafragma.

SECCIÓN E.3.2.

PARAPETOS.

Los parapetos actúan como elementos en voladizo sometidos a una fuerza horizontal perpendicular a su propio plano. Los parapetos que tengan más de 50 cm de altura deben tener columnas de amarre distanciadas a separaciones no mayores de 25 veces el espesor del muro. Estas columnas de amarre deben estar debidamente ancladas al diafragma inmediatamente inferior y ser coronadas con una cinta de amarre. Los parapetos de alturas mayores deben diseñarse siguiendo las prescripciones del Título D.

CAPÍTULO E.4.

LOSAS DE ENTREPISO Y CUBIERTAS.

SECCIÓN E.4.1.

LOSAS DE ENTREPISO.



ARTÍCULO E.4.1.1. El entrepiso debe diseñarse para las cargas verticales establecidas en el Título B de este Código.

ARTÍCULO E.4.1.2. El entrepiso debe poseer suficiente rigidez en su propio plano para garantizar su trabajo como diafragma.

ARTÍCULO E.4.1.3. Las vigas de amarre de los muros de carga y transversales deben quedar embebidas dentro del sistema de entrepiso y hacer parte de él para garantizar el efecto de diafragma. El nivel superior de la viga de amarre, debe corresponder con el nivel superior del entrepiso. El nivel inferior de la viga de amarre no debe estar por encima del nivel inferior del entrepiso.

ARTÍCULO E.4.1.4. Cuando en el entrepiso se utilizan elementos prefabricados estos deben tener anclajes que los unan a las vigas de amarre de los muros. Estos anclajes deben ser capaces de resistir el 25 por ciento del peso del elemento de entrepiso.

ARTÍCULO E.4.1.5. Cuando el sistema de entrepiso se funda en el sitio, deben cumplirse los requisitos dados en las Secciones C.12.12 y C.12.13 de este Código.

SECCIÓN E.4.2.

CUBIERTAS.



ARTÍCULO E.4.2.1. Si la cubierta es de concreto reforzado debe cumplir los requisitos que se dan para entrepisos en la Sección E.4.1.

ARTÍCULO E.4.2.2. Los elementos portantes de cubierta, de cualquier material, deben conformar un conjunto estable para cargas laterales. Por lo tanto deben disponerse suficientes elementos de arriostamiento tales como riostras, tirantes, contra vientos, muros trabados y entramados que garanticen la estabilidad del conjunto.

CAPÍTULO E.5.

CIMENTACION.

SECCION E.5.1.

GENERAL.

ARTÍCULO E.5.1.1. Cuando para la obtención de la Licencia de Construcción no se exija Estudio de Suelos deben cumplirse los siguientes requisitos mínimos:

(a) Realización de un aplique de una profundidad mínima de dos metros que demuestre la calidad razonable del suelo de cimentación.

(b) La capacidad portante máxima para la cual se diseña la cimentación no puede exceder de 0.5 Kg/cm².

(c) Investigar el comportamiento de edificaciones similares en las zonas aledañas desde el punto de vista de asentamientos y deslizamientos, demostrando que el comportamiento ha sido adecuado.

PARÁGRAFO. En aquellas ciudades donde la experiencia ha demostrado que es aceptable utilizar capacidades portantes del suelo mayores de 0.5 Kg/cm², la oficina o dependencia distrital o municipal encargada de conceder las licencias de construcción puede fijar un límite diferente a esta capacidad.

ARTÍCULO E.5.1.2. La cimentación debe diseñarse de acuerdo con prácticas analíticas aceptadas y debe construirse de acuerdo con las recomendaciones del Estudio de Suelos o en su defecto de acuerdo con los requisitos de las secciones E.5.2 y E.5.3.

SECCIÓN E.5.2.

CIMIENTOS DE CONCRETO CICLOPEO.



ARTÍCULO E.5.2.1. Los cimientos de concreto ciclópeo deben tener una altura mínima de 30 cm y un ancho que corresponda a las cargas del muro que soporta y a la capacidad portante del suelo, pero en ningún caso menor de 25 cm.

ARTÍCULO E.5.2.2. Los cimientos excéntricos de concreto ciclópeo de medianería o de junta, deben tener cimientos perpendiculares que garanticen su estabilidad.

ARTÍCULO E.5.2.3. En los muros confinados y en los otros muros cuando así lo exija el Estudio de Suelos debe coronarse el cimiento de concreto ciclópeo con una viga de amarre de espesor mayor o al menos igual al del muro que va a soportar.

ARTÍCULO E.5.2.4. La altura de esta viga de amarre debe determinarse para que sea capaz de resistir las discontinuidades que se presentan en los vanos de las puertas y ventanas al suponer una reacción uniforme del suelo en el cimiento. En ningún caso la altura de esta viga puede ser inferior a 20 cm.

ARTÍCULO E.5.2.5. La viga debe tener al menos cuatro barras longitudinales No. 3 (3/8"), arriba y dos abajo y estribos de barra No. 2 (1/4") espaciados cada 20 cm. En las esquinas deben evitarse los dobleces en ángulo recto de la armadura a menos de 10 cm de la esquina inferior.

La resistencia del acero no debe ser menor de 2400 Kg/cm. Puede usarse hierro de mayor resistencia y el diámetro de las barras puede modificarse manteniendo constante el producto del área de la barra por su resistencia. Esta armadura puede colocarse dentro del concreto ciclópeo teniendo especial cuidado en la colocación del agregado para no desplazar las armaduras.

SECCIÓN E.5.3.

CIMIENTOS CORRIDOR DE CONCRETO REFORZADO.

ARTÍCULO E.5.3.1. El cimiento debe tener una altura no menor de 30 cm.

TÍTULO F.1.

ESTRUCTURAS METALICAS.

CAPÍTULO F.1.

REQUISITOS GENERALES.

SECCIÓN F.1.0.

GENERAL.

ARTÍCULO F.1.0.1. ALCANCE. Las normas contenidas en el Título F de este Código son aplicables al diseño de estructuras conformadas por elementos de acero, soldados, atornillados, o remachados, y cuya calidad debe certificarse.

ARTÍCULO F.1.0.2. ZONAS SÍSMICAS. Los requisitos para estructuras metálicas que se dan en el presente Título de este Código, deben aplicarse a cada una de las Zonas de Riesgo Sísmico que se definen en la Sección A.2.3 del Título A de este Código así:

PARÁGRAFO F.1.0.2.1. ZONAS DE RIESGO SISMICO BAJO. Las estructuras metálicas y sus elementos, localizadas en Zonas de Riesgo Sísmico Bajo, tal como se define en el Artículo A.2.3.1 deben cumplir los requisitos de los Capítulos A.1 a A.7 del Titulo A de este Código y los requisitos de los Capítulos F.1 y F.2 del presente Título.

PARÁGRAFO F.1.0.2.2. ZONAS DE RIESGO SÍSMICO INTERMEDIO. Las estructuras metálicas y sus elementos, localizadas en Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio, tal como se definen en el Artículo A.2.3.2, deben cumplir los requisitos de los Capítulos A.1 a A.6 y el Capítulo A.8 del Título A de este Código y los requisitos de los Capítulos F.1, F.2 y F.3 del presente Título.

PARÁGRAFO F.1.0.2.3. ZONAS DE RIESGO SÍSMICO ALTO. Las, estructuras metálicas y sus elementos, localizadas en Zonas de Riesgo Sísmico Alto, tal como se definen en el Artículo

A.2.3.3, deben cumplir los requisitos de los Capítulos A.1 a A.6 y el Capítulo A.9 del Título A de este Código y los requisitos de los Capítulos F.1, F.2 y F.3 del presente Título.

SECCIÓN F.1.1.

PLANOS.

ARTÍCULO F.1.1.1. GENERAL. En los planos deben mostrarse los diseños completos, con sus dimensiones, despieces y localización de los distintos elementos que conforman la obra. Deben acotarse los niveles, los ejes de columnas y usarse una escala tal que permita apreciar adecuadamente la información. Los planos deben indicar el tipo o tipos de Construcción por emplear (según se define en la Sección F.1.2), complementados con datos concernientes a las cargas supuestas, fuerzas cortantes, momentos y cargas axiales por las que estén solicitados estos elementos y sus uniones, para obtener un adecuado despiece en los planos de fabricación. Cuando las uniones se ensamblen con pernos de alta resistencia, que deban resistir las fuerzas cortantes entre dichos elementos, debe indicarse el tipo de unión a usar, ya sea por fricción o por aplastamiento. Siempre que se requieran contraflechas en celosías, vigas o vigas maestras, debe consignarse el detalle correspondiente en el diagrama de diseño.

ARTÍCULO F.1.1.2. PLANOS DE TALLER. Los planos de taller deberán suministrar la totalidad de la información necesaria para la fabricación de los elementos que constituyen la estructura, incluyendo localización, tipos y dimensiones de remaches, pernos y soldaduras. Se distinguirá claramente entre remaches, pernos y soldaduras de taller o de montaje. Los planos de taller se harán de acuerdo con los últimos avances tecnológicos que proporcionen la mayor rapidez y economía en la fabricación y montaje de la obra. Cada plano de taller debe contener, como mínimo:

(a) Esquema con ejes teóricos.

(b) Dibujos de los elementos en sí, a escala adecuada, en donde se muestren:

- Las líneas de gramil, los ejes teóricos o ambos, determinando claramente el punto de Corte de los ejes.

- Los perfiles, con indicación del material y su ubicación real, es decir, el sentido que deben tener sus aletas teniendo en cuenta las distancias de gramillas o líneas teóricas, numeración o posición de cada uno para su fácil identificación y las vistas o detalles necesarios para mostrar y aclarar todas las perforaciones destijeres o soldaduras.

- Las dimensiones de cada elemento, es decir, si se trata de una estructura remachada o atornillada, longitud total, descuentos, distancias entre las perforaciones y símbolos de éstas; o si es soldada, longitud del miembro, descuentos, destijeres y símbolos de la soldadura necesaria.

- La forma de las cartelas y su numeración. En cuanto a la forma se determinará según el número de pernos o remaches, o la longitud las soldadura, correspondiente a cada uno de los perfiles que se van a unir por intermedio de la cartela.

- El título, en donde se indique de que elemento se trata y cantidad necesaria de el para ejecutar la obra.

- Los Cortes, secciones o detalles necesarios para mostrar claramente la unión de los diferentes perfiles o las formas compuestas de los montantes, diagonales y cuchillos.

- El despiece de aquellos perfiles que por su forma o localización sea difícil acotar dentro del conjunto

(c) Dibujo de las riostras, pies de amigo, o elementos de arriostramiento, en donde se indiquen los ejes teóricos, la forma, etc. si se trata de un plano de cercha o elemento que los necesite.

ARTÍCULO F.1.1.3. INDICACIONES PARE SOLDADURA. En lo planos deberán indicar los sitios donde es especialmente importante según una secuencia determinada de soldadura y una técnica de la misma cuidadosamente controlada, para minimizar restricciones y evitar distorsiones indebidas. Las longitudes de soldadura señaladas los planos de taller deberán ser longitudes netas efectivas.

SECCIÓN F.1.2.

TIPOS DE CONSTRUCCION.

En estructuras metálicas se reconocen tres tipos básicos en construcciones cada uno de los cuales involucra suposición específicas cuyo cumplimiento debe garantizarse en el diseño fabricación y montaje de los elementos y sus conexiones.

ARTÍCULO F.1.2.1. TIPO 1. Llamado común mente "Entramado Rígido Pórtico Continuo" en el que se Considera que las conexiones entre vigas y columnas tienen suficiente rigidez para mantener virtualmente sin cambio los ángulos originales de los elementos que se intersectan.



ARTÍCULO F.1.2.2. TIPO 2. Llamado Comúnmente "Entramado Simple Construcción Simplemente Apoyada" en el que se Considera que, en lo referente a cargas muertas, los extremos de las vigas principales y secundarias pueden rotar libremente y cuyas conexiones son adecuadas únicamente para resistir la fuerza de corte causada por ellas.

ARTÍCULO F.1.2.3. TIPO 3. Llamado "Entramado Semi-Rígido Parcialmente Restringido", en el que las conexiones entre vigas principales y secundarias poseen una capacidad de momento confiable conocida, de valor intermedio entre la rigidez total del Tipo 1 y e flexibilidad del Tipo 2.



ARTÍCULO F.1.2.4. Todas las conexiones deberán diseñarse de manera consistente con el tipo de construcción señalado en los planos de diseño.



ARTÍCULO F.1.2.5. Las estructuras comprendidas en el Tipo 1, se pueden diseñar por uno de los siguientes métodos:

PARÁGRAFO F.1.2.5.1. Por teoría elástica sin ninguna limitación con base en las cargas especificadas y en los esfuerzos admisibles prescritos en la Sección F.1.5.

PARÁGRAFO F.1.2.5.2. Por teoría plástica, si se trata de pórtico continuos o de partes de ellos, con base en las cargas últimas y en las resistencia máxima predecible de la estructura. Las cargas últimas se obtienen multiplicando las cargas especificadas por los coeficientes de carga prescritos en el Capítulo F.2. Además deberán cumplirse las limitaciones de la Sección F.2.1.

ARTÍCULO F.1.2.6. En edificios de varios pisos diseñados con construcción del Tipo 2, es decir, con conexiones flexibles entre vigas y columnas para Cargas muertas, los momentos producidos por viento o sismo pueden distribuirse entre nudos seleccionados de pórtico siempre y cuando

(a) Las conexiones y los elementos conectados tengan capacidad para resistir los momentos producidos por el viento o sismo.

(b) Las vigas principales tengan capacidad para resistir la totalidad de cargas muertas como si actuaran con el carácter de vigas simplemente apoyadas.

(c) Las conexiones tengan suficiente capacidad de rotación inelástica para evitar sobreesfuerzos en los sujetadores soldaduras bajo la acción combinada de cargas muertas y de vientos sismo.



ARTÍCULO F.1.2.7. El Tipo 3 de construcción se puede usar únicamente cuando hay evidencia de que las conexiones son capaces de aportar como mínimo una cantidad previsible de restricción. El diseño de los elementos principales unidos por tales conexiones deberá hacerse con base en una restricción no mayor que este mínimo



ARTÍCULO F.1.2.8. Para las construcciones de los Tipos 2 y pueden aceptarse algunas deformaciones inelásticas de una parte de la estructura, siempre y cuando sean auto limitantes.

SECCIÓN F.1.3.

CARGAS.

En el diseño de la estructura deben utilizarse las cargas dadas en el Título B de este Código.

SECCIÓN F.1.4.

MATERIALES.



ARTÍCULO F.1.4.1. ACERO ESTRUCTURAL. Este Código es aplicable a material que cumpla con una de las siguientes especificaciones:

- Norma ICONTEC 245. Barras lisas o corrugadas torsionadas entorno a su propio eje.
- Norma ICONTEC 248. Barras corrugadas laminadas en caliente.
- A Acero Estructural, ASTM A36.
- Tubo de acero, soldado y sin costura, ASTM A53, Grado B.
- Acero Estructural de baja aleación y alta resistencia ASTM A242
- Acero Estructural de baja aleación con manganeso y vanadio, y alta resistencia, ASTM A441.
- Tubos de cualquier configuración, formados en frío, de acero dulce soldados y sin costura, ASTM A500.
- Tubos de acero dulce, formados en caliente, soldados y sin costura a ASTM A501.
- Plancha de acero soldable, aleado y templado, de alta resistencia y la fluencia, ASTM A514.
- Acero estructural con punto mínimo de fluencia de 29.5 kg/mm², ASTM A529.
- Lámina de acero dulce, laminada en caliente, de calidad estructural, ASTM A570, grados D y E.
- Aceros de calidad estructural, baja aleación con colombio y vanadio, y alta resistencia, ASTM A 572.
- Acero Estructural de Baja aleación y alta resistencia con punto de fluencia mínimo de 35.1 Kg/mm y espesor de hasta 101.6 mm, ASTI A588.3
- Lámina de acero, laminada en frío o en caliente, de Baja aleación alta resistencia, con resistencia mejorada a la corrosión, ASTM A606
- Lámina de acero, laminada en Frío o en caliente, de baja aleación de colombio o vanadio, o con ambos, y alta resistencia, ASTM A607.
- Tubo estructural de baja aleación y alta resistencia, formado en caliente, soldado y sin costura, ASTM A618.

PARÁGRAFO F.1.4.1.1. Se considera suficiente evidencia de cumplimiento con las normas anteriores el informe certificado de que si las cumplen, según los ensayos de aceria efectuados por el productor, o informes certificados de los ensayos realizados por el fabricante o por un laboratorio independiente reconocido. Tales ensayos deberán hacerse siguiendo las normas ICONTEC correspondientes o las ASTM A6 o A568, según corresponda. Adicionalmente, si el cliente lo requiere, el fabricante deberá certificar que el acero estructural suministrado cumple con los requisitos del grado especificado.

PARÁGRAFO F.1.4.1.2. En la fabricación de partes de importancia menor, o de detalles sin importancia, puede utilizarse acero sin identificar, siempre y cuando este libre de imperfecciones superficiales y si el desconocimiento de las propiedades físicas precisas del acero y de su soldabilidad no afecta la resistencia de la estructura.

ARTÍCULO F.1.4.2. OTROS METALES. El acero fundido debe cumplir con una de las siguientes normas:

-Fundiciones de acero al carbono, de resistencia baja a media, ASTM grado 63-35.

-Fundiciones de acero de alta resistencia para uso estructural, ASTM A 148

Las piezas forjadas de acero deben cumplir con la siguiente norma:

-Forjas de acero al carbón y aleado para uso industrial general, ASTM A.668.

PARÁGRAFO. Se acepta como evidencia de cumplimiento con las normas anteriores, los informes de ensayos certificados.

ARTÍCULO F.1.4.3. REMACHES. Los remaches de acero deben cumplir con la norma:

-Remaches de acero estructural, ASTM A502.

PARÁGRAFO. Se acepta el certificado del productor como evidencia suficiente de cumplimiento con la norma.

ARTÍCULO F.1.4.4. PERNOS. Los pernos de acero deberán cumplir con una de las siguientes normas:

-Conectores normalizados de acero de bajo contenido de carbón, con rosca interna y externa, ASTM A307.

-Pernos de alta resistencia para juntas estructurales de acero, incluyendo las arandelas de acero endurecido y las tuercas apropiadas, ASTM A325.

-Pernos y pasadores de acero templado, ASTM A449.

-Pernos de acero aleado y templado para juntas estructurales de acero, ASTM A490.

PARÁGRAFO F.1.4.4.1. En las conexiones, los pernos A449 pueden usarse únicamente cuando se trate de conexiones tipo apoyo que requieran pernos con diámetro superior a 38.1 mm.

PARÁGRAFO F.1.4.4.2. El material de los pernos A449 se acepta también en pernos de anclaje de alta resistencia y en varillas roscadas de cualquier diámetro.

PARÁGRAFO F.1.4.4.3. El certificado del productor constituye evidencia suficiente de conformidad con las normas.



ARTÍCULO F.1.4.5. Metal de aportación y fundentes para soldadura - Los electrodos y fundentes para soldadura deben cumplir la norma correspondiente de la Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society, AWS).

Existen las normas siguientes:

-Especificación para electrodos de acero dulce, recubiertos, para soldadura de arco, AWSA. 5.1.

-Especificación para electrodos de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura de arco, AWS-A.5.5.

-Especificación para electrodos de acero dulce, desnudos, y fundentes para soldadura de arco sumergido, AWS-A.5.17.

-Especificación para electrodos de acero dulce para soldadura de arco metálico con atmósfera de protección, AWS-A.5.18.

-Especificación para electrodos de acero dulce, para soldadura de arco con núcleo de fundente, AWS-A.5.20.

-Especificación para electrodos de acero de baja aleación, desnudos, y fundentes para soldadura de arco sumergido, AWS-A.5.23.

PARÁGRAFO. Se acepta como evidencia suficiente de conformidad con la norma, el certificado del productor.

ARTÍCULO F.1.4.6. PERNOS PARA CONEXIONES A CORTE. Los pernos que se utilicen para transmitir fuerzas de corte al concreto, en construcción compuesta, deben cumplir con los requisitos de los Artículos 4.26 y 4.27 del Código de Soldadura Estructural (Structural Welding Code), AWS D 1.1-77, de la Sociedad Americana de Soldadura.

PARÁGRAFO. El certificado del productor se acepta como evidencia suficiente de cumplimiento con el código.

SECCIÓN F.1.5.

ESFUERZOS ADMISIBLES.

Excepto lo indicado en las Secciones F.1.6, F.1.7, F.1.10, F.1.11, en el Artículo F.1.16.4, y en el Capítulo F.2, todos los componentes de una estructura deberán diseñarse de manera que el esfuerzo no exceda los siguientes valores.

ARTÍCULO F.1.5.1. ACERO ESTRUCTURAL. A continuación se dan los valores permisibles de los esfuerzos en acero estructural:

PARÁGRAFO F.1.5.1.1. TENSIÓN. F_t no debe exceder de $0.60 F_y$, la sección total, ni de $0.50 F_u$ en la sección neta efectiva tal como la define la Sección F.1.T4, excepto En los miembros conectados mediante pasadores. Para estos últimos, en su sección neta:

Para las partes roscadas sometidas a tensión, véase la Tabla F.1.5.2.1.

PARÁGRAFO F.1.5.1.2. CORTE. Los esfuerzos admisibles de corte serán los siguientes:

(a) Excepto lo indicado en (b) y en el párrafo F.1.10.5.2, el esfuerzo cortante admisible sobre la sección efectiva que resiste el corte esta dado por:

El área efectiva resistente al corte en perfiles laminados o fabricados puede tomarse como el producto de la altura total por el espesor del alma.

En conexiones del extremo de una viga cuando la aleta superior está despuntada y en situaciones similares en que la falla puede ocurrir por corte a lo largo de un plano que pasa por los elementos de conexión, o por una combinación de corte a lo largo de dicho plano y tensión a los largo de un plano perpendicular, el esfuerzo admisible en el área efectiva que resiste el desgarramiento, sera:

El área efectiva es la superficie neta mínima de falla, limitada por los huecos para pernos.

PARÁGRAFO F.1.5.1.3. COMPRESIÓN. Los esfuerzos admisibles para miembros a compresión serán los siguientes:

(a) Para miembros a compresión cargados axialmente cuya sección transversal cumpla los requisitos de la Sección F.1.9, cuando la relación de esbeltez efectiva mayor (Kl/r) de cualquier segmento sin arriostamiento, según se define en la Sección F.1.8, sea menor que C_c , se tomará como valor del esfuerzo admisible sobre la sección total.

(F.1.5 - 1)

Donde:

Cuando la relación Kl/r de estos miembros excede el valor de C_c , se tomará como esfuerzo admisible sobre la sección total:

(F.1.5 - 2)

(b) Si se trata de miembros secundarios o de arriostramiento c cargados axialmente a compresión y con K^i/r mayor que 120, tomando $K=1$, el esfuerzo admisible sobre toda la sección esta dado por:

(F.1.5 -3)

(c) Para miembros a compresión cargados axialmente que contengan elementos, atiesados o no, con relaciones ancho/espesor mayores que los límites establecidos en la Sección F.1.9, el esfuerzo admisible no deberá exceder el valor dado por la Fórmula 1.5-4 cuando la mayor relación de esbeltez efectiva de cualquier segmento sin arriostramiento del miembro sea menor que $C' c$:

(F.1.5 - 4)

En donde:

Los términos Q_s y Q_a se definen en la Sección F.1.9.

Cuando la mayor relación de esbeltez efectiva exceda $C'c$, o l/r sea mayor que 120 se usaran las ecuaciones (F.1.5-2) o (F.1.5-3), según el caso.

(d) Sobre la sección total de atiesadores de vigas fabricadas, de alma llena:

Sobre el alma de perfiles laminados en la zona de transición entre aletas y alma:

PARÁGRAFO F.1.5.1.4. FLEXIÓN. Los esfuerzos admisibles en flexión son los siguientes:

(a)- Para tensión y compresión en las fibras extremas de miembros F compactos, laminados en caliente o fabricados (excepto en vigas híbridas o acarteladas y en miembros de acero A514) simétricas con respecto al plano de su eje menor, cargadas en dicho plano, y que cumplan los requisitos de esta sección:

Los requisitos que debe cumplir un miembro para tener cabida en esta sección son:

(1) La conexión entre aletas y el alma debe ser continua.

(2) La relación ancho/espesor de los elementos proyectados que carezcan de rigidizadores según se define en el Parágrafo F.1.9.1.1, no deberá exceder de 54/

La relación ancho/espesor de los elementos rigidizados de la aleta a compresión, según se define en el Parágrafo F.1.9.2.1,, no e deberá exceder de 159/

En el caso de elementos sometidos a combinación de flexión y e compresión axial la relación altura/espesor del alma o almas no deberá exceder del Valor dada por las formulas (F.1.5-4_a), o (F.1.5-4_b) según el caso.

(5) La longitud, sin apoyo lateral, de la aleta a compresión de elementos diferentes a los circulares y a los de tipo cajón no deberá exceder de

(6) La longitud, sin apoyo lateral, de la aleta a compresión de un miembro en forma de cajón, de sección transversal rectangular, cuya altura no sea mayor de 6 veces el ancho y con un espesor de aleta no mayor del doble del espesor del alma, no deberá exceder del siguiente valor:

- y debe no ser menor que $843 (b/F_y)$

(7) La relación diámetro/espesor de secciones circulares huecas no debe exceder de $2320/F_y$. Excepto en el caso de vigas híbridas y miembros de acero A514, las vigas maestras principales (inclusive los miembros diseñados con base en acción compuesta) que cumplan los requisitos de los subparágrafos (1) a (7) y sean continuas sobre los apoyos o estén rígidamente conectadas a las columnas por medio de remaches, soldaduras o pernos de alta resistencia, pueden diseñarse para los $9/10$ de los momentos negativos máximos en los puntos de apoyo, producidos por las cargas de gravedad, siempre y cuando para tales miembros se incremente el momento máximo positivo en $1/10$ del promedio de los momentos negativos. Esta reducción no se aplicará a los momentos producidos por cargas sobre voladizos. Si el momento negativo es resistido por una columna conectada rígidamente a la viga en cuestión, puede utilizarse la reducción de $1/10$ en el diseño de la columna bajo la acción combinada de carga axial y flexión, siempre y cuando el esfuerzo f_a debido a cualquier carga axial concurrente a que este sometido el miembro no exceda de $0.15 F_a$.

(b) - Los miembros (excepto las vigas híbridas y los de acero A514) que cumplan con los requisitos de (a), excepto que $b_f / 2t_f$ exceda de $54/$ pero sea menor que $79/$, pueden diseñarse con base en un esfuerzo admisible a flexión:

(F.1.5. - 5a)

(c) - Para tensión y compresión en las fibras extremas de perfiles doblemente simétricos, I o H, que cumplan los requisitos del Subparágrafo (a), (1) y (2), flexionados con respecto a su eje meow (exceptuando los de acero A514); en barras redondas y cuadradas y el secciones rectangulares sólidas flexionadas con respecto a su eje menor:

Los miembros en I o H, doblemente simétricos, flexionados con respecto a su eje menor (exceptuando las vigas híbridas y los miembros de acero A514) que cumplan los requisitos del Subparágrafo (a), (1), excepto en que $b_f / 2t_f$ exceda de $54/-$ pero sea menor $79/$, pueden diseñarse con base en el esfuerzo admisible flexión:

(F.1.5 - 5b)

Las secciones tubulares rectangulares que cumplan los requisitos de Subparágrafo (a), (1), (3) y (4), y que esten flexionados con respecto a su eje menor, pueden diseñarse con base en el esfuerzo admisible a flexión:

(d)- Para tensión y compresión en las fibras extremas en miembros flexión tipo cajón cuyas relaciones ancho/espesor de la aleta compresión o del alma no cumplan los requisitos del Subpárrafo (a), pero si los de la Sección F.1.9:

En las secciones tipo cajón cuya altura sea menor que 6 veces su ancho, no necesita investigarse el pandeo lateral de torsión. En estas secciones, si la relación altura/ancho es mayor, es necesario determinar los requisitos de apoyo mediante un análisis especial.

(e) - En las fibras extremas de los miembros a flexión no cubiertos por los subpárrafos (a), (b), (c) y (d):

(1) A tensión:

(2) A compresión:

- En miembros que cumplan los requisitos del Párrafo F.1.9.1.2 que tengan un eje de simetría en el plano del alma y estén cargados en dicho plano y en canales flexionados con respecto a su eje mayor el mayor valor de los calculados mediante las formulas (F.1.5-6a) (F.1.5-6b), según el caso y la formula (1.5-7) a menos que pueda justificarse un valor superior con base en un análisis más preciso pero no mayor que $0.60F_y$.

O cuando la aleta a compresión es sólida, de sección transversal aproximadamente rectangular

y con área no inferior a la de la aleta a tensión:

En donde:

l = Distancia entre secciones transversales arriostradas contra torsión o desplazamiento lateral de la aleta a compresión el caso de voladizos arriostrados contra torsión únicamente el apoyo, se puede tomar conservativamente como valor de la longitud del voladizo.

r_T = Radio de giro con respecto a un eje en el plano del alma, una sección que comprenda la aleta a compresión y un tercio del área a compresión del alma.

A_f = Area de la aleta a compresión.

pero no mayor que 2.3, en donde M_1 y M_2 son los momentos flectores, menor y mayor respectivamente, en los extremos de la longitud sin arriostramiento, con respecto al eje mayor del miembro. Se considera positiva la relación M_1/M_2 cuando los momentos M_1 y M_2 tienen el mismo signo (flexión con doble curvatura) y negativa cuando su signo es diferente (flexión con curvatura simple). El valor de C_b se tomará igual a la unidad cuando el momento flector en cualquier punto intermedio del tramo sin arriostramiento considerado, es mayor que los de ambos extremos de dicho tramo. Para calcular los F_{bx} y los F_{by} que entran en la fórmula (F.1.6-1a), se puede averiguar mediante la fórmula dada atrás cuando se trate de pórtico sometidos a desplazamiento de los nudos y deberá tomarse igual a la unidad cuando se trate de pórticos arriostrados contra dicha translación. Para vigas en voladizo C_b puede tomarse conservativamente igual a la unidad.

Para vigas híbridas fabricadas con plancha, el F_y de las fórmulas (F.1.5-6a) y (F.1.5-6b) es el esfuerzo de fluencia de la aleta compresión. La fórmula (F.1.5-7) no es aplicable a vigas híbridas

- Para miembros a compresión que cumplen los requisitos del Parágrafo F.1.9.1.2, no incluidos en la parte anterior de este subparágrafo (e),(2):

siempre y cuando las secciones flexionadas con respecto a su eje mayor estén arriostradas lateralmente en la región de esfuerzos compresión a intervalos que no excedan de $64bf /$.

PARÁGRAFO F.1.5.1.5. APLASTAMIENTO. Los esfuerzos permisibles no aplastamiento son los siguientes:

(a) Sobre el área de contacto de superficies cepilladas y extremos de rigidizadores de apoyo y sobre el área proyectada de pasadores en perforaciones rimadas o taladradas:

Cuando las partes en contacto tienen diferente esfuerzo de fluencia se toma como F el menor valor.

(b) En los rodillos de expansión y en los balancines, por unidad el longitud:

Donde:

d = Diámetro del rodillo o balancín (mm).

F_p = Carga admisible de aplastamiento por unidad de longitud (Kg./mm)

(c) Sobre el área proyectada de pernos y remaches en conexiones que únicamente resistan corte:

en donde F_u es la resistencia mínima especificada a tensión de las partes conectadas.



ARTÍCULO F.1.5.2. REMACHES, PERNOS Y BARRAS ROSCADAS. El diseño de los remaches, pernos y barras roscadas debe hacerse de acuerdo con las siguientes prescripciones:

PARÁGRAFO F.1.5.2.1. Los esfuerzos admisibles a tensión y a corte sobre remaches, pernos y partes roscadas (Kg. por milímetro cuadrado del área de remaches antes de colocarlos o del área sin roscar del cuerpo del perno, y partes roscadas como se indica) deben ser los indicados en la tabla F.1.5.2.1. Los pernos de alta resistencia requeridos para soportar cargas aplicadas por medio de tensión directa, deben ser escogidos de tal forma que su esfuerzo promedio a tensión, calculado sobre la base del área nominal del perno e independiente de cualquier fuerza inicial de tensionamiento, no exceda los esfuerzos apropiados dados en la tabla F.1.5.2.1.- La carga aplicada debe ser la suma de la carga externa y de cualquier tensión resultante de la acción de tenaza, producida por la deformación de las partes conectadas.

PARÁGRAFO F.1.5.2.2. El diseño de pernos, remaches y partes roscadas sometidas a cargas que producen fatiga se regirá por la sección B3 del Apéndice B de las Especificaciones para el Diseño, Fabricación y Erección de Acero Estructural para Edificios, promulgadas por el Instituto Americano de Construcciones en Acero.

ARTÍCULO F.1.5.3. SOLDADURAS. Las soldaduras deberán diseñarse en forma tal que cumplan los requisitos de esfuerzo establecidos en la Tabla F.1.5.3, salvo lo estipulado en la Sección F.1.7.

ARTÍCULO F.1.5.4. ACERO FUNDIDO Y ACERO FORJADO. Los esfuerzos admisibles son los mismos dados en el Artículo F.1.5.1, cuando resulten aplicables.

ARTÍCULO F.1.5.5. APLASTAMIENTO EN MAMPOSTERÍA. Se usarán los siguientes valores para el esfuerzo admisible:

- En piedra caliza y arenisca $F_p = 0.28 \text{ kg/mm}^2$	
- En ladrillo con pegamento de mortero de cemento	$FP = 0.18 \text{ kg/mm}^2$
En el área total de un apoyo de concreto	$F_p = 0.35 f' c$
En un área parcial de un apoyo de hormigón	$FP = 0.35 f' c$

En donde:

$F' c$ = Resistencia especificada del concreto a la compresión.

A_1 = Area de contacto.

A_2 = Area total de apoyo del hormigón.

TABLA F.1.5.3

ESFUERZO ADMISIBLE EN SOLDADURAS

Tipo de soldadura y es fuerzo	Esfuerzo admisible	Nivel requerido de resistencia de la soldadura (b),(c)
----------------------------------	--------------------	--

Soldaduras de surco de penetración total

Tensión normal al área efectiva (a)	El mismo del metal de base	Se debe utilizar metal de soldadura "compatible"
Compresión normal al área efectiva (a)	El mismo del metal de base	Se puede utilizar metal de soldadura con resistencia igual menor al de la soldadura "compatible"

Tensión o compresión paralelas al eje de la soldadura	El mismo del metal de base	S puede utilizar metal de soldadura con resistencia igual o menor al de la soldadura "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	El mismo del metal de Base	
Corte sobre el área efectiva	0.30 la resistencia nominal a tensión del metal de la soldadura (Kg./mm), excepto que el esfuerzo cortante sobre el metal base no excederá 0.40 el esfuerzo de fluencia del metal base.	

Soldadura de surco de penetración parcial (d)

Compresión normal al área efectiva	El mismo del metal de base	Se puede utilizar metal de soldadura con resistencia igual o menor al de la soldadura "compatible"
Tensión o compresión paralelas al eje de la soldadura	El mismo del metal de base	
Corte paralelo al eje de soldadura	0.30 la resistencia nominal a tensión del metal de la soldadura (Kg./mm), excepto que el esfuerzo cortante sobre el metal base no excederá 0.40 el esfuerzo de fluencia del metal base	
Tensión normal al área efectiva	0.30 la resistencia nominal a tensión del metal de la soldadura (kg/mm ²), excepto que el esfuerzo cortante sobre el metal base no excederá 0.60 el esfuerzo de fluencia del metal base	

Soldadura de filete (e)

Corte sobre el área efectiva (a)	0.30 la resistencia nominal a tensión del metal de la soldadura (kg/mm ² .), excepto que el esfuerzo cortante sobre el metal base no excederá	Puede utilizarse metal de soldadura con resistencia igual o menor al de la soldadura "compatible"
----------------------------------	--	---

	0.60 el esfuerzo de fluencia del metal base	
Tensión o compresión paralelas al eje de la soldadura	El mismo del metal de base	

Soldadura de Tapón y Ranura

Corte paralelo de las superficies unidas (sobre el área efectiva)	0.30 la resistencia nominal a tensión del metal de la soldadura (Kg./mm ²), excepto que el esfuerzo cortante sobre el metal base no excederá 0.40 el esfuerzo de fluencia del metal base	Puede utilizarse metal de soldadura con resistencia igual o menor al de la soldadura "compatible"
---	--	---

(a) Véase en la Sección F.1.14.6 la definición de área efectiva.

(b) Los metales de soldadura "compatibles" están dados en la Tabla 4.1-1 de la Norma AWS D.1.1-77.

(c) Se permitirá metal de soldadura con una resistencia superior en un nivel a la del metal de soldadura "compatible"

(d) En la Sección F.1.10.8 se limita el uso de juntas soldadas de surco de penetración parcial.

(e) Las soldaduras de filete y las de surco de penetración parcial que unen los componentes de miembros ensamblados, como por ejemplo las conexiones entre aleta y alma, pueden diseñarse sin considerar los esfuerzos a tensión o a compresión en estos elementos, que actúan paralelos a los ejes de las soldaduras.

TABLA F.1.5.2.1

ESFUERZOS ADMISIBLES EN SUJETADORES (kg/mm²)

Descripción de los sujetadores	Tensión Admis. Ft (g)	Cortante Admisible (Fv) (g)	
		Conexiones Tipo Fricción con huecos (e, i)	Tipo Aplastamiento (i)

		estándar	Grandes o alarg.	Muy alarg.	
Remaches A502 - Grado 1 colocados en caliente	(a) 16.2			(f) 12.3	
Remaches A502 - Grado 2 colocados en caliente	(a) 20.4			(f) 15.5	
Pernos A307 (Grado 2, Norma ICONTEC 858)	(a) 14.1			(b, f) 7.0	
Partes roscadas que cumplan los requisitos de F.1.4.1 y F.1.4.4, pernos A449 (Grado 4, ICONTEC 858) que cumplan los requisitos de F.1.4.4 cuando el plano de corte queda en la parte roscada	(a,c,h) 0.33 Fu			(h) 0.17 Fu	
Igual al anterior cuando el plano de corte no queda en la parte roscada	(a, h) 0.33 Fu			(h) 0.22 Fu	
Pernos A325 (Grado 5, ICONTEC 858), cuando el plano de corte queda en la parte roscada	(d) 30.9	12.3	10.5	8.8	(f) 14.8
Igual al anterior cuando el plano de corte no queda en la parte roscada	(d) 30.9	12.3	10.5	8.8	(f) 21.1
Igual al anterior cuando el plano de corte queda en la parte roscada	(d) 30.8	15.5			(f) 19.7
Igual al anterior cuando el plano de corte no queda en la parte roscada	(d) 38.0	15.5	13.4	11.2	(f) 28.1

Notas de la Tabla F.1.5.2.1:

(a) Únicamente para carga estática

(b) Permitidas las roscas en el plano de corte.

(c) La capacidad a tensión de la porción roscada de una barra con extremos ensanchados, basada en el área de la sección correspondiente al diámetro mayor de la rosca, A_b' deberá ser mayor que el valor obtenido al multiplicar $0.6F$ por el área nominal del cuerpo de la barra antes de su ensanchamiento.

(d) Véase la Sección F.1.7 cuando se trate de Pernos A325 y A490 sujetos a cargas que produzcan fatiga.

(e) Cuando lo especifique el diseñador, pueden incrementarse los esfuerzos a corte, F_v en conexiones tipo fricción cuyas superficies unidas, tengan condiciones especiales, a los valores aplicables dados en el Apéndice E de las especificaciones de la AISC.

(f) Los valores tabulados deben reducirse en un 20% cuando las conexiones tipo fricción utilizadas para unir miembros a tensión, tengan una línea de sujetadores cuya longitud, medida en la dirección paralela a la de la fuerza sea mayor que 1270 mm.

(g) Véase el Artículo F.1.5.6.

(h) Véase en la Tabla 2 del Apéndice A de las especificaciones de la AISC los valores correspondientes a los diferentes aceros según las normas ASTM.

(i) En el Artículo F.1.23.4 se establecen limitaciones para el uso de huecos sobredimensionados y alargados.



ARTÍCULO F.1.5.6. ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL CASO DE VIENTO Y SISMO. Los esfuerzos admisibles establecidos antes pueden incrementarse en $1/3$ al estudiar el efecto de cargas sísmicas o eólicas que actúan solas o en combinación con las cargas muerta y viva de diseño.

La sección requerida con base en este incremento no podrá ser menor que la exigida por la combinación de cargas muerta y viva de diseño e impacto (si lo hay), calculada sin el incremento en esfuerzos. Además, los esfuerzos admisibles incrementados sólo pueden aplicarse a combinaciones de cargas en que no se hayan utilizado coeficientes de reducción por otras causas. El incremento en esfuerzos admisibles no se aplica a los miembros sometidos a fatiga.

SECCIÓN F.1.6.

ESFUERZOS COMBINADOS.

ARTÍCULO F.1.6.1. FLEXIÓN Y COMPRESIÓN AXIAL. Los elementos solicitados simultáneamente por esfuerzos de flexión y de compresión axial deben ser diseñados para satisfacer los siguientes requisitos:

Cuando $f_a/F_a \leq 0.15$ se puede utilizar la fórmula (F.1.6-2), en lugar de las (F.1.6-1a) y (F.1.6-1b):

En las formulas (F.1.6-1a), (F.1.6-1b) y (F.1.6-2) los subíndices x y y, combinados con los subíndices b, m y e, indican el eje de flexión con respecto al cual se aplica un esfuerzo particular o una propiedad de diseño, y

F = Esfuerzo axial permisible si existiera únicamente fuerza axial.

F_b = Esfuerzo a compresión debido a flexión, permisible si solo existiera momento flector.

Esfuerzo crítico de Euler dividido por un factor de seguridad. (En la expresión para $F'e$, l_b es la longitud real no soportada en el plano de flexión, r_b es el radio de giro correspondiente, y K el factor de longitud efectiva en el plano de flexión. Como en el caso de F_a , F_b , y $0.6F_y$, $F'e$ puede ser incrementado en un tercio de acuerdo con el Artículo F.1.5.6.

f_a = Esfuerzo axial calculado.

f_b = Esfuerzo a compresión debido a flexión, calculado en el punto en consideración.

C_m = Un coeficiente cuyo valor se establece como sigue:

1. Para miembros a compresión en marcos con translación lateral de sus uniones:
2. Para elementos comprimidos con restricción en los apoyos, pertenecientes a marcos arriostrados contra translación de sus uniones, y no sujetos a cargas transversales entre sus apoyos, en el plano de flexión considerado:

pero no menor que 0.4 en donde M_1/M_2 es la relación entre los momentos en los extremos del respectivo tramo sin arriostrar, en el plano de flexión estudiado; siendo M_1 el menor y M_2 el mayor de estos dos momentos. Esta relación M_1/M_2 es positiva cuando hay doble curvatura en el elemento; y negativa, en el caso de curvatura simple.

3. Para elementos comprimidos en marcos arriostrados contra translación de sus uniones en el plano de carga y con cargas transversales entre sus apoyos, el valor de C_m se puede calcular mediante un análisis racional. Sin embargo a falte de tal a análisis, se pueden emplear los siguientes valores:

(a) Para miembros cuyos extremos están restringidos

(b) Para miembros con extremos no restringidos



ARTÍCULO F.1.6.2. FLEXIÓN Y TENSIÓN AXIAL. Los elementos solicitados simultáneamente por esfuerzos de flexión y de tensión axial se deben diseñar en toda su longitud para satisfacer los requisitos de la formula F.1.6-1b, en donde f_b es el esfuerzo calculado a tensión por efectos de la flexión. Además se debe comprobar que el esfuerzo a compresión producido por la flexión considerada separadamente, no exceda del esfuerzo admisible, establecido en el Parágrafo F.1.5.1.4.

ARTÍCULO F.1.6.3. ESFUERZO CORTANTE Y TENSIÓN. Los remaches pernos solicitados por esfuerzos cortantes combinados con tensión se deben diseñar para que el esfuerzo a tensión, F_t' en Kg./mm calculado con base en el área nominal del cuerpo, A_b , y producido por las fuerzas aplicadas a las piezas conectadas, no exceda de los valores calculados mediante las formulas de la Tabla F.1.6.3, en donde el esfuerzo cortante producido por las mismas fuerzas, f_v no debe exceder de los valores admisibles especificados en el Artículo F.1.5.2. Cuando los esfuerzos admisibles son incrementados a considerar cargas por viento o sismo de acuerdo con el Artículo F.1.5.6, las constantes en las formulas de la Tabla F.1.6.3 s: incrementarán en 1/3, pero el factor aplicado a f_v no debe incrementarse. Para pernos A-325 y A-490 empleados en juntas fricción el esfuerzo cortante admisible dado por la Tabla F.1.5.2.1 debe multiplicarse por el coeficiente de reducción $(1 - f_t A_b / T_b)$, en donde f_t es el esfuerzo promedio a tensión producido por una carga directa aplicada a todos los pernos en la unión y T_b , la carga de pretensionamiento especificada aplicada al perno. Cuando los esfuerzos admisibles se incrementan para cargas de viento o sismo de acuerdo con el Artículo F.1.5.6, el esfuerzo cortante admisible reducido, debe incrementarse en 1/3.

SECCIÓN F.1.7.

MIEMBROS Y CONEXIONES SUJETOS A VARIACIONE: REPETIDAS DE ESFUERZOS (FATIGA).

ARTÍCULO F.1.7.1. GENERAL. La fatiga se define como el daño que puede convertirse en fractura, después de un número determinado de variaciones repetidas de esfuerzos. Se define el rango de esfuerzo como la magnitud de estas variaciones. En el caso de inversión de esfuerzos, este rango se calculará como la suma numérica de los máximos esfuerzos repetidos a tensión y compresión, o como la suma de los valores máximos de esfuerzos cortantes de dirección opuesta en un punto dado, que resulten de las diversas localizaciones de las cargas vivas. Son pocos los elementos o conexiones en edificios convencionales que necesitan ser diseñados para fatiga, puesto que en la mayoría de los casos, la variación de las cargas en tales estructuras se presenta pocas veces, o bien produce fluctuaciones de esfuerzos de menor importancia. La ocurrencia de las cargas totales a causa de viento o de sismo es tan poco frecuente que no justifica el diseño a la fatiga. Sin embargo, los puentes puente-gruas y estructuras de soporte de maquinaria y equipo, con frecuencia, están sujetos a condiciones de carga que implican: fatiga.

TABLA F.1.6.3

ESFUERZO ADMISIBLE A TENSION (F_t) DE SUJETADORES EN CONEXIONES TIPO

APLASTAMIENTO (kg/mm^2)

ARTÍCULO F.1:7.2. DISEÑO A LA FATIGA. Los miembros y su conexiones sujetos a cargas de fatiga, deberán ser diseñados de conformidad con lo estipulado en el Apéndice B de las especificaciones de la AISC (Especificaciones para el Diseño Fabricación y Erección de Acero Estructural para Edificios de Instituto Americano de Construcción en Acero, AISC).

SECCIÓN F.1.8.

ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ.

ARTÍCULO F.1.8.1. GENERAL. Se debe proporcionar estabilidad general a la estructura; en conjunto, y a cada uno de sus elementos solicitados a compresión. Se deben considerar en el diseño los efectos significativos de carga que resulten por la deformación de la estructura o de los elementos individuales del sistema que resiste las cargas laterales. Tales efectos se deben considerar en las vigas, columnas, elementos de arriostramiento, conexiones muros que soportan corte. Para la determinación de la relación de esbeltez de un elemento solicitado por cargas axiales de compresión se tomará la longitud efectiva, Kl , y su correspondiente radio de giro, r , excepto lo especificado en el Parágrafo F.1.5.1.3 (c).

ARTÍCULO P.1.8.2. MARCOS ARRIOSTRADOS. En armaduras y marcos par los cuales la estabilidad lateral se da mediante un sistema adecuado tal como riostras diagonales, muros de Corte, conexión con estructuras adyacentes cuya estabilidad lateral está garantizada, o con placas de piso o de cubierta aseguradas horizontalmente mediante paredes o sistemas de arriostramiento paralelos al plan del entramado, el factor K de longitud efectiva para los elementos a compresión, debe tomarse igual a la unidad, a menos que un análisis válido demuestre que se puede usar un valor menor.

ARTÍCULO F.1.8.3. MARCOS NO ARRIOSTRADOS. En marcos en los cuales la estabilidad lateral dependa de la rigidez a flexión de vigas y columnas conectadas rígidamente, la longitud efectiva de los miembros a compresión debe determinarse por un método racional y no ser menor que la longitud real sin arriostramiento.

ARTÍCULO F.1.8.4. RELACIONES DE ESBELTEZ MÁXIMAS. La relación de esbeltez, Kl/r , de los miembros a compresión no excederá de 200. Se recomienda que las relaciones de esbeltez, l/r , de miembros a tensión, exceptuando las varillas, no excedan:

- En miembros principales.....240
- En miembros de arriostramiento lateral y otros elementos secundarios...300

SECCIÓN F.1.9.

RELACIONES ANCHO/ESPESOR.

ARTÍCULO F.1.9.1. ELEMENTOS DE COMPRESIÓN, NO-ATIESADOS. Los elementos en compresión no-atiesados deben diseñarse de acuerdo con los siguientes requisitos:

PARÁGRAFO F.1.9.1.1. Se entiende por elementos en compresión no atiesados los que tienen una arista libre paralela a la dirección del esfuerzo a compresión, El ancho de las platabandas debe ser medido desde la arista libre a la primera hilera de sujetadores o de soldadura. Para el caso de aletas de ángulos, de canales o zetas y para las almas de las tees se debe tomar la dimensión nominal completa. En el caso de aletas de tees y dobles tees y perfiles H, debe tomarse como la mitad del ancho nominal. Para el caso de aletas acarteladas, el espesor t debe medirse en el Centro del tramo entre la arista libre y la cara del alma correspondiente.

PARÁGRAFO F.1.9.1.2. Los elementos no atiesados sometidos a compresión axial o a compresión causada por flexión, se considerarán totalmente efectivos siempre y cuando el cociente entre el ancho y el espesor no exceda de los valores límites dados a continuación:

Para miembros sometidos a compresión axial, constituidos por ángulos sencillos o por ángulos dobles con separadores de 64/

Para miembros sometidos a compresión axial, constituidos por ángulos dobles con sus aletas en contacto; ángulos o platinas que sobresalen de vigas, columnas u otros miembros en compresión; aletas de vigas, sometidas a compresión, y rigidizadores de vigas fabricadas, de.80/

Para las almas de perfiles "T", de 06/

Cuando la relación entre el ancho y el espesor excede de los valores anteriores, el esfuerzo admisible en elementos no atiesados se reducirá mediante un factor QS.

(a) A menos que se especifique lo contrario, el valor de Qs se hallará mediante las fórmulas F.1.9-1 a F.1.9-6, la que sea aplicable, donde b es el ancho definido en el Parágrafo F.1.9.1.1.

Para ángulos sencillos:

Para ángulos o platinas que sobresalen de columnas u otros miembros a compresión, y para aletas en compresión de vigas de alma llena:

Para almas de tees:

solicitado por flexión, el esfuerzo admisible no puede exceder de 0.6 Fy Qs ni del valor obtenido mediante la formula adecuada del Parágrafo P.1.5.1.4 (e). A su vez, el esfuerzo admisible de los miembros solicitados por compresión axial debe reducirse como se indicó en el Parágrafo F.1.5.1.3 (c).

PARÁGRAFO F.1.9.1.3. Los elementos no atiesados de canales y tees cuyas relaciones entre ancho y espesor exceden los limites dados en el Parágrafo F.1.9.1.2, deberán cumplir con las limitaciones prescritas en la Tabla F.1.9.1.

TABLA F.1.9.1

PROPORCIONES LÍMITES PARA CANALES Y TEES

Clase de Perfil	Relación entre el ancho de la aleta y la altura del perfil	relación entre el espesor de la aleta y el espesor del alma
Canales ensamblados o laminados		

Tees ensambladas	
Tees laminadas	

ARTÍCULO F.1.9.2. ELEMENTOS EN COMPRESIÓN ATIESADOS. Se conocen como elementos atiesados solicitados por compresión, aquellos que tienen soporte lateral a lo largo de ambos bordes, paralelo a la dirección del esfuerzo de compresión. El ancho de tales elementos se tomará como la distancia entre hileras de sujetadores o soldadura más próximas, o entre las raíces de las aletas en el caso de secciones laminadas.

PARÁGRAFO F.1.9.2.2. Los elementos atiesados solicitados por compresión axial, o por compresión uniforme producida por flexión, tal como la aleta de una sección doble T, se consideran efectivos en su totalidad cuando la relación ancho a. espesor es menor que:

Para aletas de secciones tipo caja, cuadrados o rectangulares, de espesor uniforme, 200/ Para el ancho sin soportar de platabandas perforadas, con una sucesión de huecos de acceso, 266/

Para todos los otros tipos de elementos atiesados, sometidos a compresión uniforme, 212/

Y

Excepto en el caso de las platabandas perforadas, cuando la relación ancho/espesor excede de estos valores, se debe emplear un valor de ancho efectivo, b_e , al determinar las propiedades de diseño a flexión de la sección que contiene el elemento, y el esfuerzo axial admisible. Se sobreentiende que la relación b_e/t no necesariamente debe cumplir las relaciones antes establecidas.

(a) El ancho efectivo, b_e , de los elementos atiesados se calculará así:

Para aletas de secciones cuadradas y rectangulares, de espesor uniforme,

Donde:

b = Ancho del elemento en compresión, atiesado, tal como se define en el Parágrafo F.1.9.1.2.

t = Su espesor

f = Esfuerzo de compresión en los elementos atiesados, calculado mediante las propiedades de diseño que se especifican en el Artículo F.1.9.3. Si la sección total incluye elementos no atiesados, el f . para los elementos atiesados debe ser tal que el esfuerzo máximo de compresión en los elementos no atiesados no exceda de $F_a Q_s$ o $F_b Q_s$, el que sea aplicable. Cuando el esfuerzo admisible se incremento en un 33% al diseñar para cargas de viento o sismo, como se indica en el Artículo F.1.5.6, el ancho efectivo, b_e , se calculará con base en el 75% del esfuerzo causado por estas cargas actuando solas o en- combinación con las cargas viva y muerta de diseño.

PARÁGRAFO F.1.9.2.3. Los miembros tubulares circulares solicitados por compresión axial se consideran totalmente efectivos cuando el cociente entre su diámetro exterior y su espesor no excede de $2320/F_y$. Cuando dicha relación esta comprendida entre $2320/F_y$ y $9140/F_y$ el esfuerzo admisible de tales miembros será el menor de los determinados mediante el Parágrafo F.1.5.1.3 o la siguiente ecuación:

En donde:

D = Diámetro exterior del tubo

t = Espesor de su pared

ARTÍCULO F.1.9.3. PROPIEDADES DE DISEÑO. Las propiedades de diseño se deben determinar de acuerdo con los métodos convencionales, empleando la sección total del miembro, con las siguientes excepciones:

Al calcular el momento de inercia y el módulo elástico de la sección, de miembros solicitados por flexión, que posean elementos atiesados en compresión, paralelos al eje de flexión, con relaciones ancho/espesor mayores que las establecidas en el Parágrafo -T.1.9.2.2, se debe usar su ancho efectivo en vez del ancho real. El eje neutro debe ser relocalizado de acuerdo con las nuevas dimensiones y la condición de equilibrio.

Sin embargo, en caso de secciones por lo demás simétricas, se permite calcular las nuevas propiedades suponiendo también un área efectiva correspondiente en la zona en tensión, con lo cual se obtiene un diseño más conservador.

La porción de área que se descuenta al calcular el área efectiva debe localizarse en forma simétrica e inmediatamente adyacente, al centro del elemento atiesado correspondiente.

Para calcular el esfuerzo f_a producido por la carga axial, y el radio de giro r, se emplea el área real de la sección transversal. Sin embargo, el esfuerzo axial admisible F_a , está afectado por el factor de forma.

en donde el área efectiva es igual al área real menos $(b - b_e) t$, como se indico en el Parágrafo F.1.5.1.3 (c).



ARTÍCULO F.1.9.4. ESFUERZOS AXIALES Y DE FLEXIÓN COMBINADOS. Al aplicar los Artículos F.1.6.1 y F.1.6.2 a miembros sometidos a esfuerzos axiales y de flexión, que poseen elementos atiesados con relaciones ancho/espesor mayores que los límites aplicables dados en el Artículo F.1.9.2, se deben calcular los esfuerzos F_a , f_{bx} y f_{by} con base en las propiedades de la sección establecidas en el Parágrafo F.1.5.1.3 (c) y en el Artículo F.1.9.3, según el caso. En miembros con elementos no atiesados, cuyas relaciones ancho/espesor exceden los límites establecidos en el Artículo F.1.9.1, el esfuerzo admisible por flexión F_b será el menor entre $0.6 F_y Q_s$ y el prescrito en el Parágrafo F.1.5.1.4 (e).

SECCIÓN F.1.10.

VIGAS ENSAMBLADAS DE ALMA LLENA, Y VIGAS LAMINADAS.

ARTÍCULO F.1.10.1. DIMENSIONAMIENTO. Las vigas ensambladas de alma llena, las vigas con platabandas, y las vigas laminadas o soldadas se deben diseñar en general con base en el momento de inercia de su sección total. No debe hacerse ninguna reducción de área en las aletas por concepto de perforaciones, excepto cuando tal reducción, calculada según lo especificado en el Artículo F.1.14.2, exceda del 15% del área total de la aleta. En tal caso se deducirá el área de orificios que sobrepase dicho porcentaje.

Las vigas híbridas pueden diseñarse con base en el momento de inercia de su sección total, cumpliendo las disposiciones aplicables de la Sección F.1.10, siempre y cuando no vayan a resistir una fuerza axial mayor de $0.15 F_y$ por el área de la sección total, en donde F_y es el esfuerzo de fluencia del material de la aleta. Para calificar como viga híbrida, en cualquier sección las aletas deban tener la misma área de sección transversal y estar elaboradas del mismo grado de acero.

ARTÍCULO F.1.10.2. ALMA. La distancia libre entre las aletas en mm, no deberá ser mayor que:

en donde F_y es el punto de fluencia de la aleta en compresión, el Kg./mm, excepto que cuando se usen atiesadores transversales espaciados a una distancia no mayor que 1.5 veces la altura de la viga, basta con que la distancia libre entre las aletas no sea mayor que:

ARTÍCULO F.1.10.3. ALETAS. El espesor de las partes salientes de las aletas deben cumplir los requisitos del Parágrafo F.1.9.1.2.

Las aletas de vigas soldadas de alma llena pueden variar de espesor y ancho traslapando una serie de platinas o usando platabandas.

El área total de las platabandas en vigas remachadas de alma llena no debe exceder del 70% del área total de la aleta.

ARTÍCULO F.1.10.4. DESARROLLO DE LA ALETA. Los remaches, perno de alta resistencia o soldaduras que unen las aletas al alma, o la platabandas a la aleta se calcularán para resistir el corte horizontal máximo que resulte de las fuerzas de flexión en la viga. La distribución longitudinal de tales remaches, pernos o soldadura intermitentes será proporcional a la intensidad del corte; sin embargo, su espaciamiento longitudinal podrá exceder el máximo permitido para elementos a compresión y tensión en los Parágrafo F.1.18.2.3 y F.1.18.3.1, respectivamente. Además, los remaches soldaduras que unen la aleta al alma se diseñarán para transmitir a alma todas las cargas que se apliquen directamente a la aleta excepto cuando se toman medidas para transmitir tales cargas por apoyo directo.

Las platabandas de longitud parcial se extenderán más allá del punto teórico en que ya no se necesitan y la porción extendida se unirá la viga mediante remaches, pernos de alta resistencia (unión tipo fricción), o soldaduras de filete adecuadas, sin sobrepasar los esfuerzos aplicables

permitidos en los Artículos F.1.5.2, F.1.5.3 en la Sección F.1.7, con el fin de desarrollar la parte del momento resistente de la viga que corresponde a las platabandas, en el punto teórico en que dejan de necesitarse.

Adicionalmente en platabandas soldadas, las soldaduras que unen terminación de la platabanda a la viga tendrán como mínimo longitud a' , definida más adelante, y desarrollarán la parte del momento flector que les corresponde a las platabandas, sin sobrepasar los esfuerzos admisibles, a la distancia a' del extremo de la platabanda.

La distancia a' , medida desde el extremo de la platabanda, debe ser:

(1) Igual al ancho de la platabanda cuando la soldadura se aplica continua, transversalmente en el extremo, y en una longitud a' a largo de los bordes laterales de la platina. El tamaño de esta soldadura no será menor que los $3/4$ del espesor de la platabanda.

(2) Igual a 1.5 veces el ancho de la platabanda cuando la soldadura se aplica en la forma descrita en el punto 1, pero su tamaño menor que los $3/4$ del espesor de la platina.

(3) Igual a dos veces el ancho de la platabanda cuando no ha s soldadura transversal en el extremo de la platina, sino únicamente soldaduras continuas, cada una de longitud a' , a lo largo de ambos bordes de la platabanda.

ARTÍCULO F.1.10.5. ATIESADORES. Los atiesadores deben cumplir los siguientes requisitos:

PARÁGRAFO F.1.10.5.1. Se deben colocar pares de atiesadores apoyo en las almas de las vigas de alma llena, en sus extremos, y los puntos de aplicación de cargas concentradas que lo requieran. Dichos atiesadores tendrán contacto directo contra la aleta o aletas a través de las cuales reciben las cargas o reacciones, y extenderán aproximadamente hasta el borde de la platina o ángulo que conforma la aleta. Se diseñarán como columnas sujetas a las disposiciones del Artículo F.1.5.1, suponiendo que la sección de columnas está compuesta por el par de atiesadores y una sección del alma con ancho no mayor que 25 veces su espesor para atiesador intermedios y 12 veces para atiesadores en los extremos. La longitud efectiva no se tomará menor que $3/4$ de la longitud de los atiesadores, al calcular la relación de esbeltez. únicamente la parte del atiesador por fuera del filete del ángulo, o de la soldadura entre la aleta y el alma, se debe considerar efectiva el suministro de apoyo.

PÁRAGRAFO F.1.10.5.2. El corte promedio máximo en el alma, f_y en Kg./mm, calculado para cualquier condición de carga total o parcial no debe exceder el valor dado por la fórmula (F.1.10-1).

En donde:

t = Espesor del alma, mm.

a = Distancia libre entre atiesadores transversales, mm.

h = Distancia libre entre aletas en la sección investigada, mm.

Alternativamente, para vigas de alma llena que no sean híbridas, si se colocan atiesadores intermedios, espaciados de tal manera que cumplan lo indicado en el Parágrafo F.1.10.5.3, y si C es menor de 1.0 se puede admitir el esfuerzo calculado con la fórmula (F.1.10-2) en lugar del dado por la fórmula (F.1.10-1).

PARÁGRAFO F.1.10.5.3. Sujeto a las limitaciones del Artículo F.1.10.2 no se necesitan atiesadores cuando la relación h/t es menor de que 260 y el esfuerzo cortante-máximo en el alma, f_v , es menor de el permitido por la fórmula (F.1.10-1). La separación en al atiesadores intermedios, cuando se requieran estos, será tal que los esfuerzos de corte en el alma no excedan el valor de F_v dado por la fórmulas (F.1.10-1) o (F.1.10-2), la que sea aplicable según el caso, y la relación a/h no excederá de $(260/(h/t))^2$, ni del valor de 3.0.

En vigas diseñadas con base en la acción de campo tensionado, la separación de los atiesadores en los paneles extremos, en paneles con grandes agujeros y en los adyacentes a estos, será tal que el F_v no exceda del valor dado por la fórmula (F.1.10-1).

PARÁGRAFO F.1.10.5.4. El momento de inercia de un par de atiesadores intermedios, o de un atiesador intermedio sencillo, con respecto a un eje en el plano del alma no será menor que $(h/50)^4 \text{ mm}^4$. El área total, en mm^2 , de los atiesadores intermedios, espaciados según lo requiera la fórmula (F.1.10-2), no debe ser menor que la calculada por la fórmula (F.1.10-3):

en donde:

C_v , a , h y t están definidos en el Parágrafo F.1.10.5.2.

Y = Cociente entre los esfuerzos de fluencia del alma y del atiesador.

D = 1.0 para pares de atiesadores.

= 1.8 para atiesadores sencillos de ángulo.

= 2.4 para atiesadores sencillos de platina.

Cuando el esfuerzo de corte máximo en un panel, f_v , es menor que el permitido por la fórmula (F.1.10-2), el área requerida de atiesadores se puede reducir proporcionalmente. Los atiesadores intermedios requeridos por la fórmula (F.1.10-2) se deben conectar al alma de manera que transmitan un corte total en Kg./mm lineal de atiesador sencillo, o de par de ellos, no menor que el calculado por la siguiente fórmula:

en donde F_y es el esfuerzo de fluencia del alma.

Esta transferencia de corte puede reducirse en la misma proporción en que el esfuerzo de corte máximo calculado, f_v , en los paneles adyacentes sea menor que el permitido por la fórmula (F.1.10-2). Sin embargo los remaches y soldaduras en los atiesadores intermedios que se necesiten para transmitir al alma, cargas o reacciones concentradas, se calcularán para la transmisión de estas cargas.

Salvo que se necesite apoyo directo para transmitir una carga concentrada o una reacción, basta con que los atiesadores intermedios lleguen cerca de la aleta en tensión. La soldadura que los conecta al alma se terminará a una distancia del pie cercano del filete de conexión alma-aleta, no menor de 4 veces el espesor del alma ni mayor de 6 veces este espesor.

Cuando se utilicen rigidizadores sencillos y la aleta a compresión sea una placa rectangular, los rigidizadores irán conectados a dicha aleta con-el fin de resistir cualquier tendencia a levantarse causada por torsión en la placa. Cuando se conecten riostras laterales a un rigidizador, o a un par de ellos, estos a su vez se conectarán a la aleta en compresión en forma tal, que transmitan el 1% de la fuerza total en la aleta, a menos que esta sea sólo de ángulos.

Los remaches que conectan los atiesadores con el alma de la viga estarán espaciados como máximo 300 mm entre centros. Si se usan soldaduras intermitentes de filete, la distancia libre entre, soldaduras no será mayor de 16 veces el espesor del alma, ni de 250 mm.



ARTÍCULO F.1.10.6. REDUCCIÓN DE ESFUERZOS EN LA ALETA. Cuando la relación entre la altura del alma y su espesor exceda de $637/\sqrt{F_b}$, el esfuerzo máximo en la aleta en compresión no excederá de:

en donde:

F_b = Esfuerzo aplicable de flexión según el Par.P.1.5.1.4, kg/mm^2

A_w = Area del alma en la sección investigada, mm^2

A_f = Area de la aleta en compresión, mm^2 .

El máximo esfuerzo en cualquier aleta de una viga híbrida no excederá del valor dado en la fórmula (F.1.10-5), ni de:

en donde:

a = Cociente entre los esfuerzos de fluencia del alma y de la aleta

ARTÍCULO F.1.10.7. ESFUERZOS COMBINADOS DE TENSIÓN Y CORTE. Las almas de las vigas de alma llena cuyo diseño dependa de la acción de campo tensionado, conforme la Ecuación (F.1.10-2), se calcularán de tal manera que el esfuerzo de tensión por flexión, causado por el momento en el plano del alma de la viga no exceda de $0.60F_y$, ni de:

f_v = Esfuerzo cortante promedio en el alma, obtenido al dividir el corte total por el área del alma, kg/mm^2 .

F_v = Esfuerzo cortante admisible en el alma según la fórmula (F.1.10-2), kg/mm^2 , El esfuerzo admisible de corte en las almas de vigas que tengan aletas y almas hechas con acero A514, no

excederá del valor dado por la fórmula (F.1.10 -1) si el esfuerzo en la aleta debido a flexión, f_b , excede de $0.75 F_b$.

ARTÍCULO F.1.10.8. EMPALMES. Los empalmes soldados de surco en vigas de alma llena se diseñarán para que desarrollen la resistencia total de la pieza conectada más pequeña. Los otros tipos de empalmes en secciones transversales de vigas de alma llena se diseñarán para que desarrollen la resistencia exigida por los esfuerzos en el punto de empalme.

ARTÍCULO F.1.10.9. FUERZAS HORIZONTALES. Las aletas de viga de alma llena que soportan grúas u otras cargas móviles se diseñarán para resistir las fuerzas horizontales producidas por tales cargas. (véase el Artículo F.1-3.4).

ARTÍCULO F.1.10.10. ARRUGAMIENTO DEL ALMA. Las almas deben diseñarse de acuerdo con las siguientes prescripciones:

PARÁGRAFO F.1.10.10.1. Las almas de las vigas de alma llena, laminadas o soldadas, se diseñarán de tal manera que el esfuerzo de compresión en el pie correspondiente al alma del filete de unión entre esta y la aleta, causados por cargas concentradas que no son soportadas por atiesadores de apoyo, no excedan de $0.75 F$; de lo contrario se colocarán atiesadores de apoyo. Para evaluar dicho esfuerzo se usarán las siguientes formulas:

Para las cargas interiores:

Para las reacciones en los extremos: R

en donde:

R = Carga concentrada o reacción, en kg.

t = Espesor del alma en mm.

N = Longitud de contacto (no menor que k si se trata de reacciones), mm.

k = Distancia de la cara exterior de la aleta al pie correspondiente al alma del filete de unión entre esta y la aleta, en mm.

PARÁGRAFO F.1.10.10.2. Las almas de las vigas de alma llena también se diseñarán o atiesarán de manera que la suma de los esfuerzos de compresión causados por cargas concentradas y distribuidas, apoyadas directamente o a través de una placa de aleta, en el borde de compresión de la placa del alma, y no soportadas directamente por atiesadores de apoyo, no exceda de:

cuando la aleta esta arriostrada contra rotación, ni de:

cuando no lo esta. Estos esfuerzos se calcularán como sigue:

(a) Las cargas concentradas, en Kg., se dividirán por el producto del espesor del alma y la altura de la viga o la longitud del panel en el cual la carga está aplicada, la que sea menor.

(b) Las cargas distribuidas, en Kg./mm, se dividirán por el espesor alma.



ARTÍCULO F.1.10.11. RESTRICCIÓN A LA ROTACIÓN EN PUNTOS DE APOYO. Las vigas, las vigas de alma llena y las armaduras tendrán restringida la rotación con respecto a su eje longitudinal, en los puntos de apoyo.

SECCIÓN F.1.11.

CONSTRUCCION COMPUESTA.

ARTÍCULO F.1.11.1. DEFINICIÓN. La construcción compuesta consiste en vigas de acero que soportan una placa de concreto reforzado, interconectadas en tal forma que actúan monolíticamente para resistir flexión. Cuando la losa se extiende a ambos lados de la viga, el ancho efectivo de la aleta de concreto no se tomará mayor que, un cuarto de la luz de la viga, y su proyección efectiva más allá del borde de la viga no se tomará mayor que la mitad de la distancia libre a la viga adyacente ni mayor que ocho veces el espesor de la losa. Cuando solo existe losa a un lado de la viga, la proyección efectiva no se tomará mayor que 1/12 de la luz de la viga, que 6 veces su espesor, ni que 1/2 de la distancia libre a la viga adyacente. Se considera que hay sección compuesta en los siguientes casos:'

(1) Cuando se utilicen transmisores de corte diseñados de acuerdo al Artículo F.1.11.4.

(2) Cuando se use recubrimiento de concreto que cumpla los siguientes requisitos:

(a) Que tanto la losa como el recubrimiento sean fundidos monolíticamente.

(b) Que el recubrimiento, tanto lateral como de la aleta inferior a la viga no sea menor de 5 cm.

(c) Que el recubrimiento incorpore malla u otro refuerzo adecuado que impida su descascamiento, y

(d) Que la cara superior de la viga quede por lo menos 4 cm por debajo de la parte superior de la losa y 5 cm por encima de su cara inferior.



ARTÍCULO F.1.11.2. HIPÓTESIS DE DISEÑO. Deben utilizarse las siguientes hipótesis de diseño:

PARÁGRAFO F.1.11.2.1. Las vigas con recubrimiento se diseñarán para soportar por si mismas las cargas muertas aplicadas antes del endurecimiento del concreto (a menos que estas cargas sean soportadas temporalmente por la cimbra) y para soportar en conjunto con la losa, todas

las cargas aplicadas después de endurecido el concreto. En ambas circunstancias, el esfuerzo calculado de flexión no excederá de $0.66 F_y$, donde F_y , es el esfuerzo de fluencia de la viga de acero. El esfuerzo de flexión producido por las cargas aplicadas después del endurecimiento del concreto, las calculará con base en las propiedades de la sección compuesta. Los esfuerzos de tensión en el concreto se considerarán despreciables. Si se prefiere, puede diseñarse la viga de acero para resistir por si misma el momento positivo producido por todas las cargas, utilizando un esfuerzo de flexión igual a $0.76 F_y$; en cada caso, no se requiere apuntalamiento temporal.

PARÁGRAFO F.1.11.2.2. Cuando se utilicen transmisores de corte de acuerdo con el Artículo F.1.11.4, la sección compuesta se diseñará para soportar todas las cargas en tal forma que no se excedan los esfuerzos admisibles del Parágrafo F.1.5.1.4, aun en el caso en que la sección de acero no sea apuntalada durante la construcción. En los análisis de secciones compuestas en zonas de momento positivo, la sección de acero puede excluirse de los requerimientos de sección compacta del Parágrafo F.1.5.1.4.

El refuerzo paralelo a la viga contenido dentro del ancho efectivo de la placa, cuando esta ha sido anclada de acuerdo con los requisitos de éste Código, puede incluirse en el cálculo de propiedades de la sección compuesta, siempre y cuando se provean conectores que cumplan los requerimientos del Artículo F.1.11.4. Las propiedades de la sección compuesta se calcularán de acuerdo con la teoría elástica. Por ser despreciables se omitirán los esfuerzos de tensión en el concreto. Para el cálculo de esfuerzos, el área de compresión de la sección de concreto se hará equivalente a un área de acero dividiéndola por la relación modular, n , para concreto de peso normal de la resistencia especificada. Para si cálculo de deflexiones, las propiedades de la sección transformada se basarán en la relación modular apropiada, n , para la resistencia y el peso del concreto especificado, con $n = E_s/E_c$

Cuando no sea factible o necesario proveer los conectores adecuados que satisfagan los requerimientos de corte horizontal para desarrollar la acción compuesta total, el módulo efectivo de la sección se determinará así:

Con V_h y $V'h$ definidos en el Artículo F.1.11.4.

S_s = Modulo de la sección de la viga de acero referido a la fibra inferior, mm^3

S_{tr} = Módulo de la sección compuesta transformada referido a la fibra inferior calculado con el máximo ancho permitido para la aleta en compresión. Artículo (F.1.11.1), mm^3 .

Cuando se construya sin apuntalamiento temporal, los esfuerzos en la sección de acero deberán calcularse para el momento de las cargas muerta y viva totales con el módulo de la sección transformada S_{tr} cuidando que el valor numérico que se utilice de S_{tr} no exceda al resultante de:

En la expresión anterior, M_L' es el momento producido por las cargas aplicadas posteriormente al instante en que el concreto ha logrado el 75% de su resistencia, M_D , el momento producido por las cargas aplicadas antes de ese instante y S_s el módulo de la sección de viga de acero referido a la aleta donde el esfuerzo se calcula. En las secciones sometidas a un momento

positivo, el esfuerzo se calculará para la aleta de tensión del acero. En las secciones sometidas a momento negativo, los esfuerzos se calcularán para las aletas de tensión y compresión de la viga de acero. Estos esfuerzos no deberán exceder los valores del Artículo F.1.5.1. El Artículo F.1.5.6 no se aplica a los esfuerzos en la zona de momento negativo. El módulo de la sección compuesta transformada deberá utilizarse en el cálculo de los esfuerzos de compresión por flexión en el concreto y, cuando se construya sin apuntalamiento, este esfuerzo deberá calcularse para las cargas aplicadas después que el concreto ha alcanzado el 75% de la resistencia requerida. El esfuerzo en el concreto no ha de sobrepasar de $0.45 f'c$.

ARTÍCULO F.1.11.3. FUERZA CORTANTE EN LOS EXTREMOS. El nervio y las conexiones extremas de la viga del acero deben diseñarse para soportar la reacción total.

ARTÍCULO F.1.11.4. TRANSMISORES DE CORTE. Excepto para el caso de vigas embebidas, definidas en el Artículo F.1.11.1, el corte total horizontal en la unión de la viga de acero y la losa de concreto se transferirá por transmisores de corte soldados a la aleta superior de la viga y embebidos en el concreto. Para una completa acción compuesta con el concreto sujeto a esfuerzos de compresión por flexión, toda la fuerza cortante horizontal actuante entre el punto de momento máximo y los puntos de inflexión se tomará como la menor obtenida de:

Y

con

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto.

A_c = Area efectiva de la aleta de concreto definida en el Artículo f.11.1

A_s = Area de la viga de acero.

En vigas compuestas continuas cuando el acero de refuerzo longitudinal se considere que actúa en forma compuesta con la viga de acero en las regiones de momento negativo, el corte total horizontal resistido por los conectores comprendidos entre un apoyo interior y cada uno de los puntos de inflexión adyacentes se tomará como:

con

A_{sr} = Area total de refuerzo longitudinal sobre un apoyo interior localizado dentro del ancho efectivo de la aleta (Sección F.1.11)

F_{yr} = Esfuerzo mínimo de fluencia del acero de refuerzo. F_{yr}

Para una acción compuesta total, el número de conectores que resisten la fuerza cortante horizontal V_h , localizados a cada lado del punto de momento máximo, no deberá ser menor que el dado por la relación V_h / q , en donde q es la fuerza de corte admisible de un conector dado en la Tabla F.1.11.4 para losas con cielo raso plano construidas con agregados que cumplan la norma ASTM C33. Para losas con cielo raso plano construidas con agregados producidos en horno giratorio de acuerdo a la norma ASTM C330, con concretos

de peso unitario no menor de 1440 kg/m³, la fuerza admisible de corte para un conector se obtiene de multiplicar los valores de la Tabla F.1.11.4 por los coeficientes de la Tabla F.1.11.4-A.

Para acción compuesta parcial con concreto sujeto a compresión por flexión, la fuerza cortante horizontal $V'h$, que se utiliza en el cálculo de S_{eff} deberá tomarse como el producto de q por el número de conectores colocados entre el punto de momento máximo y el punto más cercano de inflexión. El valor de $V'h$ deberá ser mayor que 1/4 del valor más pequeño dado por la fórmula (F.1.11-3) utilizando el ancho efectivo máximo permitido para la clase de concreto, o el dado por la fórmula (F.1.11-4). El momento de inercia efectivo para cálculo de deflexiones se determinará así:

en donde:

I_s = Momento de inercia de la viga de acero, mm⁴

I_{tr} = Momento de inercia de la sección compuesta transformada, mm⁴

TABLA F.1.11.4

FUERZA DE CORTE HORIZONTAL ADMISIBLE POR CONECTOR, Kg.^(a)

CONECTOR ^(b)	Resistencia especificada a la compresión del concreto f'_c , (Kg./cm ²)		
	210	245	2280
Vástago de 13 mm x 50 mm, con gancho o cabeza.	2310	2490	2680
Vástago de 16 mm x 63 mm, con gancho o cabeza.	3630	3900	4170
Vástago de 19 mm x 76 mm, con gancho o cabeza	5220	5670	6030
Vástago de 22 mm x 89 mm, con gancho o cabeza	7080	620	8160
Canal C3 x 4.1 (c)	76.8w	83.9w	89.3w
Canal C4 x 5.4 (c)	82.1w	89.3w	94.6w
Canal C5 x 6.7 (c)	87.5w	94.6w	100.0w

Notas:

(a) Aplicable solamente a concreto con agregados ASTM C33.

(b) La fuerza cortante horizontal tabulada puede usarse por conectores de vástago más largo que el indicado.

(c) w = Longitud del canal, mm.

TABLA F.1.11.4-A

**COEFICIENTES A UTILIZAR CUANDO EL CONCRETO ESTA HECHO CON AGREGADOS
ASTM C330**

Resistencia especificada del concreto 4f'c) kg/m ²	Peso unitario del concreto seco al aire, Kg./cm						
1440		1520	1600	1680	760	1840	920
280 o menos	0.73	0.76	0.78	0.81	0.83	0.86	0.88
350 o más	0.82	0.85	0.87	0.91	0.93	0.96	0.99

Los conectores requeridos a cada lado del punto de momento máximo en la zona de momento positivo pueden distribuirse uniformemente entre este punto y los puntos adyacentes de inflexión, excepto que N_2 , número de conectores necesarios entre cualquier carga concentrada en esa área y el punto de inflexión, no deberá ser menor que el valor dado por la fórmula (F.1.1 1-7):

en donde:

M = Momento (menor que el momento máximo) en el punto de aplicación de la carga concentrada.

N_1 = Número de conectores requeridos entre el punto de momento máximo y el punto de inflexión, determinados mediante la relación V_h/q o V'_h/q , según el caso.

Para una viga continua, los conectores requeridos en la región de momento negativo pueden ser uniformemente distribuidos entre el punto de momento máximo y cada punto de inflexión. Los conectores deberán tener un recubrimiento mínimo lateral de concreto de 2.5 mm, exceptuando el caso de aquellos instalados en los salientes de las láminas corrugadas que constituyen el tablero. El diámetro de los conectores de vástago no deberá ser mayor que 2.5 el espesor de la aleta a la cual ellos están soldados, excepto los conectores colocados directamente sobre el nervio. El espaciamiento o mínimo centro a centro de los conectores de vástago deberá ser de 6 diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga y 4 diámetros en la dirección transversal. El máximo espaciamiento de centro a centro no excederá de 8 veces el espesor total de la placa.

ARTÍCULO F.1.11.5. SECCIONES COMPUESTAS CON LÁMINA CORRUGADA DE ACERO. La construcción compuesta de placas de concreto sobre láminas corrugadas de acero conectadas a vigas de acero se diseñarán de acuerdo con los Artículos F.1.11.14 a F.1.11.4, con las siguientes modificaciones:

PARÁGRAFO F.1.11.5.1. GENERALIDADES.

(1) El Artículo F.1.11.5 se aplica a tableros con altura nominal de la ondulación no mayor que 75 mm.

(2) El ancho promedio de la nervadura de concreto o capitel, w_r no deberá ser menor que 50 mm pero no deberá ser tomada en los cálculos como más que la mínima distancia libre en la parte superior del tablero de acero. Véase el Parágrafo F.1.11.5.3, (2) y (3) para los requisitos adicionales.

(3) La losa de concreto se conectará a la viga de acero a través de espigas soldados transmisores de corte, de 19 mm (3/4") de diámetro o menos (AWSD- 1.1-77, Sección 4, Parte F). Los conectores de espigo se soldaran a través del tablero metálico o directamente al miembro metálico.

(4) Los conectores de espiga deberán sobresalir por lo menos 38 mm por encima de la parte superior del tablero metálico después de su instalación.

(5) El espesor total de la losa, incluyendo los salientes, deben usarse en la determinación del ancho efectivo de la aleta de concreto.

(6) El espesor de la losa por encima del tablero metálico no deberá ser menor de 50 mm.

PARÁGRAFO F.1.11.5.2. TABLEROS METÁLICOS DE LAMINA CORRUGADA, SON SUS SALIENTES PERPENDICULARES A LAS VIGAS DE ACERO.

(1) El concreto por debajo de la parte superior del tablero de acero debe despreciarse en la determinación de las propiedades de la sección y en el cálculo de A_s para la fórmula (F.1.11-3).

(2) El espaciamiento longitudinal de los conectores de espigo no deberá ser mayor de 800 mm.

(3) La fuerza horizontal de corte admisible por espigo, q , será la estipulada en el Artículo F.1.11.4. (Tablas F.1.11.4 y F.1.11.4^a) multiplicada por el siguiente factor de reducción:

en donde:

h_r = Altura nominal de los salientes, mm

H_s = Longitud del conector de espigo por encima de la soldadura, que no exceda el valor ($h_r + 75$) en el cálculo, aunque la longitud real sea mayor, mm.

N_r = Número de conectores de la viga en un saliente del tablero que no exceda de 3 en los cálculos, aunque haya instalados más.

w_r = Ancho promedio del saliente de concreto (véase el Paragr.1.11.5.1, subparágrafo 2).

(4) Para prevenir el levantamiento, el tablero metálico deberá anclarse a todas las vigas de acero diseñadas para acción compuesta, a espaciamientos no mayores de 400 mm. Tal anclaje puede proporcionarse con conectores de espigo o mediante una combinación de ellos y soldadura de punto u otro sistema especificado por el diseñador.

PARÁGRAFO F.1.11.5.3. TABLEROS METÁLICOS DE LAMINA CORRUGADA, SON SUS SALIENTES PARALELAS A LAS VIGAS DE ACERO.

(1) El concreto por debajo de la parte superior del tablero de acero debe incluirse en la determinación de las propiedades de la sección y en el cálculo de A_c para la fórmula. (F.1.11-3).

(2) Los salientes de la lámina corrugada, podrán cortarse longitudinalmente y separarse para formar un capitel de concreto.

(3) Cuando la altura nominal del tablero de acero sea de 38 mm o más el ancho promedio, w_r , del capitel soportado o el saliente no deberá ser menor de 50 mm para el primer conector en la fila transversal más 4 diámetros del mismo para cada espigo adicional.

(4) La fuerza cortante horizontal admisible para cada conector de espigo, q , será el dada en el Artículo F.1.11.4 (Tablas F.1.11.4 y F.1.11.4A), multiplicado por el siguiente factor de reducción:

excepto cuando la relación w_r/h_r sea menor de $1.5 H_s$ y h_r so definidas en el Parágrafo F.1.11.52 y w_r el ancho promedio de la nervadura de concreto o capitel (Veanse los Paráramos F.1.11.5.1 (b) y F.1.11.5.3 (c)).

ARTÍCULO F.1.11.6. CASOS ESPECIALES. Cuando la construcción compuesta no se acomoda a los requerimientos de los Artículos F.1.11.1 a F.1.11.5 la fuerza admisible por conector debe establecerse mediante un adecuado programa de ensayos.

SECCIÓN F.1.12.

LUCES SIMPL7S Y LUCES CONTINUAS.

ARTÍCULO F.1.12.1. LUCES SIMPLES. Las vigas de alma llena y de celosía se deben diseñar, ordinariamente, con lotes simples y considerar su longitud efectiva igual a la distancia entre los centros de gravedad de los elementos a los cuales transmiten sus reacciones.

ARTÍCULO F.1.12.2. RESTRICCIÓN EN EL EXTREMO. Cuando se diseña sobre la hipótesis de restricción parcial o total en un extremo debido a la acción de una continuidad, una semicontinuidad o un voladizo, las vigas llenas y de celosía, así como las secciones de los elementos a los cuales se conectan, deben diseñarse para recibir los esfuerzos cortantes y los momentos que así se introducen, sin exceder en ningún punto el esfuerzo unitario estipulado en el Artículo F.1.5.1, salvo que se permite alguna deformación inelástico, pero autolimitada de una parte de la conexión, cuando esta es esencial para evitar la sobrecarga de los sujetadores.

SECCIÓN F.1.13.

DEFLEXIONES, VIBRACION Y EMPOZAMIENTO DE AGUA.

ARTÍCULO F.1.13.1. REFLEXIONES. Las vigas principales y secundarias que soportan cubiertas y pisos, se deben dimensionar con debida atención a la reflexión producida por las

cargas de diseño. Estas vigas, cuando soportan cielos rasos de panete, se deben dimensionar de modo que la flecha máxima debida a la carga viva no sobrepase 1/360 de la Luz.

ARTÍCULO F.1.13.2. VIBRACIÓN. Las vigas principales y secundarias que soportan grandes áreas abiertas, libres de tabiques u otras fuentes de amortiguación, donde la vibración transitoria producida por el tránsito peatonal pueda no ser aceptable, deben diseñarse con la debida atención a esta vibración.

ARTÍCULO F.1.13.3. EMPOZAMIENTO DE AGUA. Salvo que la superficie de cubierta se prevea con pendiente suficiente hacia los puntos de desagüe libre o hacia drenajes individuales adecuados para prevenir la acumulación de aguas lluvias, el sistema de cubierta se debe investigar mediante un análisis racional, para asegurar la estabilidad bajo condiciones de empozamiento, con la siguiente excepción:

Un sistema de cubierta puede considerarse estable y no se requerirá de investigación detenida

sí:

en donde:

L_p = Espaciamiento entre columnas en dirección de las vigas principales longitud de los elementos principales en mm.

L = Espaciamiento entre columnas perpendicular a los elementos principales (longitud de los elementos secundarios), en mm.

S = Espaciamiento entre elementos secundarios, en mm.

I_p = Momento de inercia de los elementos principales, mm^4 I_s = Momento de inercia de los elementos secundarios, mm^4

I_d = Momento de inercia por unidad de longitud del tablero metálico apoyado en los momentos secundarios, mm^4 por mm.

Para armaduras y viguetas de celosía, el momento de inercia, I_s , se puede disminuir en un 15 por ciento cuando se utilizan las formulas anteriores Una cubierta metálica podrá considerarse como elemento secundario cuando este soportada directamente por los elementos primarios.

El esfuerzo de flexión total debido a las cargas muertas, cargas vivas gravitacionales (si las hay) y el empozamiento de agua no debe exceder de $0.80 F_y$ en los elementos principales ni en los secundarios. No es necesario incluir en un análisis de empozamiento los esfuerzos originados por el viento o por fuerzas sísmicas.

SECCIÓN F.1.14.

AREAS TOTALES Y NETAS.

ARTÍCULO F.1.14.1. DEFINICIONES. El área total de un miembro en cualquier punto estará determinada por la suma de los productos de los espesores por el ancho total de cada elemento, medido perpendicularmente al eje del miembro. El área neta se determinará sustituyendo el ancho total por el ancho neto calculado en concordancia con los Artículos F.1.14.2 a F.1.14.5, inclusive.

ARTÍCULO F.1.14.2. AREA NETA Y AREA NETA EFECTIVA. El área neta y el área neta efectiva se determina de la siguiente manera:

PARÁGRAFO F.1.14.2.1. En el caso de una cadena de huecos extendida a través de un elemento; bien en sentido diagonal o en zigzag, el ancho neto del elemento se obtendrá deduciendo la suma de los diámetros de todos los huecos en la cadena, y sumando, por cada espacio de gramil en la cadena, la cantidad

en donde:

s = Distancia de centro a centro (paso) de dos huecos consecutivos, en mm.

g = Espaciamiento a través entre los mismos dos huecos, en mm.

El área crítica neta, A_n , del elemento se obtiene al encontrar la trayectoria que produzca el área neta menor.

Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón redondas u ovaladas, el área de la soldadura propiamente dicha no se considerará como parte del área neta.

PARÁGRAFO F.1.14.2.2. El área neta efectiva, A_e , de elementos tensionados axialmente en tal forma que la carga se transmite por medio, de pernos a remaches a través de parte, pero no de todos los elementos de la sección transversal del perfil deberá computarse según la fórmula

donde:

A_n = Área neta del perfil

C_t = Coeficiente de reducción

A menos que puedan justificarse otros valores por medio de ensayos o de algún otro método de criterio reconocido, se usarán para las computaciones los siguientes:

(1) En los perfiles W, M o S con aletas de anchos menores que 2/3 de la altura, y las tees estructurales cortadas de dichos perfiles, siempre y cuando la conexión sea a las aletas y conste de por lo menos 3 conectores por línea en la dirección del esfuerzo: $C_t = 0.90$

(2) En los perfiles W, M o S que no cumplan con la condición del punto (1) anterior, las tees estructurales cortadas de esos perfiles, y cualquier otro perfil, incluyendo los ensamblados, siempre y cuando la conexión conste de por lo menos 3 conectores por línea en la dirección del esfuerzo: $C_t = 0.85$.

(3) En todos los miembros cuyas conexiones tengan únicamente dos conectores por línea en la dirección del esfuerzo: $C_t = 0.75$

PARÁGRAFO F.1.14.2.3. Las platinas de empalme o cartelas y otros accesorios sometidos a fuerzas tensoras deben diseñarse en concordancia con las previsiones hechas en el Artículo F.1.5.1.1, donde el área efectiva debe tomarse como el área neta, excepto, para propósitos de cálculo de diseño, en los que no debe tomarse más del 85 por ciento del área total.

ARTÍCULO F.1.14.3. ANGULOS. Para ángulos, el ancho total será la suma de los anchos de las aletas menos el espesor. La separación de las perforaciones situadas en aletas diferentes se halla sumando las distancias desde el talón del ángulo y descontando el espesor.

ARTÍCULO F.1.14.4. TAMAÑO DE LAS PERFORACIONES. En el cómputo de las áreas netas el ancho de una perforación para pernos o remaches se considerará 1.6 mm más ancho que el tamaño nominal del hueco medido en la dirección en que se aplica el esfuerzo.



ARTÍCULO F.1.14.5. MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES. Las barras de ojo deben ser de espesor uniforme, sin refuerzos en el hueco para el pasador, y tener cabezas "circulares" en tal forma que la periferia de la cabeza más allá del hueco sea concéntrica con este. El radio de transición entre la cabeza circular y el cuerpo de la barra de ojo debe ser igual o mayor que el diámetro de la cabeza.

El ancho del cuerpo de la barra de ojo no debe exceder 8 veces su espesor y este no ser menor de 12.7 mm. El área neta de la cabeza a través del hueco de pasador y perpendicular al eje del cuerpo, deberá ser no menor de 1.33 ni mayor de 1.50 veces el área del cuerpo de la barra de ojo. El diámetro del pasador no deberá ser menor que $7/8$ el ancho del cuerpo de la barra de ojo. El diámetro del hueco del pasador no deberá ser mayor que el diámetro del pasador más 0.79 mm. Para aceros que tengan un límite de fluencia mayor que 49.2 Kg./mm², el diámetro del hueco del pasador no debe exceder 5 veces el espesor de la platina.

Para conexiones hechas con pasadores en platinas diferentes a las barras de ojo, el esfuerzo a tensión en el área neta, a través del eje del miembro, no debe exceder el esfuerzo permitido en el Parágrafo F.1.5.1.1, y el esfuerzo de apoyo en el área proyectada por el pasador no deberá exceder el esfuerzo permitido en el Parágrafo F.1.5.1.5 (a). El área mínima más allá del hueco del pasador y paralela al eje del miembro, no deberá ser menor que $2/3$ el área neta a través del hueco del pasador.

La distancia transversal al eje de una platina conectada por pasadores o cualquier elemento de un miembro fabricado, desde el borde del hueco del pasador hasta el borde del miembro o elemento, no debe exceder 4 veces el espesor en el hueco del pasador. El diámetro del hueco del pasador no deberá ser menor que 1.25 veces la menor distancia entre el borde del hueco del pasador y el borde de la platina conectada por pasadores o un elemento separado de un miembro fabricado en el hueco del pasador. Para miembros conectados por pasadores en los cuales se espera que el pasador permita relativo movimiento entre las partes conectadas al

aplicar la carga total, el diámetro del hueco del pasador no debe superar en 0.79 mm el diámetro del pasador.

Las esquinas más allá del hueco del pasador pueden cortarse a 45° con respecto al eje del miembro, siempre y cuando el área neta más allá del hueco del pasador en un plano perpendicular al corte, no sea menor que el requerido más allá del hueco del pasador, paralelamente al eje del miembro.

Las limitaciones de espesores tanto para las barras de ojo como para las platinas conectadas por pasadores pueden no tenerse en cuenta cuando se usan tuercas externas en tal forma que aprieten las platinas para el pasador y las de suplemento para que queden bien ajustadas.

Cuando las platinas quedan contenidas así, el esfuerzo admisible de apoyo no debe ser mayor que el especificado en el Parágrafo F.1.5.1.5 (a).

ARTÍCULO F.1.14.6. AREAS EFECTIVA DE SOLDADURA. El área efectiva de las soldaduras se calculará de acuerdo con:

PARÁGRAFO F.1.14.6.1. SOLDADURAS DE BISEL. El área efectiva de las soldaduras de bisel será la resultante de multiplicar la longitud efectiva de la soldadura por el espesor efectivo de la garganta de la soldadura.

La longitud efectiva de una soldadura de bisel será el ancho de la parte unida.

(1) El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de bisel de penetración completa, será el espesor de la parte unida más delgada.

(2) El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de bisel de penetración parcial será como se muestra en la Tabla F.1.14.6.1.2.

(3) El espesor efectivo de una soldadura de bisel acampanada cuando esta a ras de la superficie de la parte sólida de la barra será como se muestra en la Tabla F.1.14.6.1.3.

Secciones aleatorias de soldaduras de producción para cada procedimiento o las secciones del ensayo solicitadas por el Ingeniero, se deben usar para verificar que el espesor efectivo de la garganta se está obteniendo consistentemente.

Se aceptan espesores efectivos de garganta mayores de los contenidos en la Tabla F.1.14.6.1.3, siempre y cuando el taller pueda establecer, por medio de calificación, que es capaz de producir de manera consistente tales espesores efectivos de garganta. La calificación consistirá en seccionar el miembro biselado, perpendicularmente a su eje, en la parte central y en los extremos de la soldadura. Tal seccionamiento deberá hacerse en varias combinaciones de tamaños de material que sean representativos del intervalo que se usará en la fabricación o según lo estipule el diseñador.

PARÁGRAFO F.1.14.6.2. SOLDADURAS DE FILETE. El área efectiva de una soldadura de filete será la resultante de multiplicar su longitud efectiva por el espesor efectivo de la garganta.

La longitud efectiva de una soldadura de filete, excepto cuando esta se halla dentro de huecos y ranuras, será la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo dobleces.

El espesor efectivo de la garganta del filete será la distancia más corta entre la raíz y la cara de las soldadura, excepto que para las soldaduras de filete hechas por el proceso de arco sumergido, será igual al tamaño del cateto para filetes de 9.5 mm o menos, y al tamaño teórico de la garganta más 2.8 mm para soldaduras de filete mayores de 9.5 mm.

Para soldaduras de filete en huecos y ranuras, la longitud efectiva será la del eje de la soldadura medida en el centro del plano que contenga la garganta. Sin embargo, en el caso de filetes traslapados, el área efectiva no excederá el área nominal de la sección transversal del hueco o la ranura, en el plano de la superficie de empalme.

PARÁGRAFO F.1.14.6.3. SOLDADURA DE TAPÓN Y DE RANURA. El área efectiva al corte de una soldadura de tapón o de ranura será el área nominal del hueco o de la ranura, en el plano de la superficie de unión.

SECCIÓN F.1.15.

CONEXIONES.



ARTÍCULO F.1.15.1. CONEXIONES MÍNIMAS. La conexiones que según el calculo hayan de transmitir esfuerzos deberán diseñarse para soportar una carga no inferior a 2.7 T. Se exceptúan las correspondientes a elementos de enlace, riostras y templetes.

ARTÍCULO F.1.15.2. CONEXIONES EXCÉNTRICAS. Siempre que sea practico, los elementos sometidos a carga axial deberán conectarse en forma tal que sus ejes centroidales se encuentren en un punto. En caso contrario, deberán considerarse los esfuerzos flectores producidos por la excentricidad.

TABLA F.1.14.6.1.2

ESPEJOR EFECTIVO DE LA GARGANTA DE LAS SOLDADURAS DE BISEL DE PENETRACION PACIAL

Proceso de Soldadura	Posición al soldar	Angulo comprendido en la raíz del bisel	Espesor efectivo de la garganta
Arco metálico protegido o Arco sumergido	Todas	< 60° pero ? 45°	La profundidad del bisel menos 3 mm.
		60°	La profundidad del bisel

Arco metálico gaseoso o Arco o núcleo fundente	Todas	60°	La profundidad del bisel
Horizontal o plana		60° pero 45°	La profundidad del bisel
Vertical o sobrecabeza		60° pero 45°	La profundidad del bisel menos 3 mm.
Electrosas	Todas	60°	La profundidad del bisel

TABLA F.1.14.6.1.3

ESPESOR EFECTIVO DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS DE BISEL ACAMPANADO

Tipo de soldadura	Radio(R) de la barra o doblez	Espesor efectivo de la garganta
Ranura acampanada para bisel	Todos	(5/16) R
Ranura acampanada para V	Todos	(1/2) R (a)

(a) Emplee 3/8 R para soldadura a gas (excepto con el proceso de transferencia por corto circuito) cuando R 25 mm.

ARTÍCULO F.1.15.3. Colocación de Remaches, Pernos y Soldaduras Con las excepciones indicadas en este Código, los grupos de remaches, pernos o soldaduras ubicados en los extremos de cualquier miembro y que deban transmitirle esfuerzos axiales, se han de disponer en forma tal que su centróide coincida con el del miembro, a menos que se hayan tornado medidas para absorber el efecto de la excentricidad resultante. Sin embargo, cuando se trate de cordones de soldadura que conecten los extremos de ángulos sencillos o dobles, o elementos similares, no es necesario que los cordones balanceen la carga con respecto al eje neutro, salvo cuando los miembros citados estén sometidos a variaciones repetidas de esfuerzos, según se define en la Sección F.1.7. En elementos del tipo anterior cargados estáticamente y conectados mediante pernos o remaches, puede despreciarse la excentricidad entre los ejes centroidales de los elementos y los ejes de gramiles de sus conexiones. Tal excentricidad deberá considerarse, en cambio, cuando se trate de miembros sometidos a cargas que produzcan fatiga.

ARTÍCULO F.1.15.4. MIEMBROS SIN RESTRICCIÓN. Exceptuando los casos en que el calculista indique algo diferente, las conexiones de vigas y armaduras se diseñaran como flexibles y se calcularan para resistir únicamente las fuerzas cortantes de reacción. Las conexiones flexibles de vigas deben permitir la rotación de las vigas simplemente apoyadas. Para lograrlo, se permite una acción inelástica en la conexión.

ARTÍCULO F.1.15.5. MIEMBROS RESTRINGIDOS. Los miembros restringidos deben cumplir los siguientes requisitos:

PARÁGRAFO F.1.15.5.1. Los elementos de conexión y las soldaduras en los miembros de vigas y elementos de armaduras, deberán diseñarse para el efecto combinado de momento y corte debidos a la rigidez de las conexiones.

PARÁGRAFO F.1.15.5.2. Cuando en conexiones de extremo de viga, que deben transmitir momento, se suelden las aletas o platinas de conexión a la aleta de una columna constituida por un perfil I o H, se debe proporcionar al alma de la columna un par de rigidizadores que tengan área transversal total, A_{st} , no inferior a la calculada mediante la ecuación (F.1.15-1), a menos que dicho calculo resulte negativo.

(F.1.15-1)

Donde:

F_{yc} = Esfuerzo de fluencia de la columna (Kg/mm²).

F_{yst} = Esfuerzo de fluencia de los rigidizadores (Kg/mm²).

k = Distancia entre la cara exterior de la aleta y el pie del alma de la zona de transición, si se trata de un perfil de acería, o la distancia equivalente, si el perfil de la columna ha sido fabricado.

P_{bf} = La fuerza calculada que transmite la aleta o platina de conexión de momento, multiplicada por 5/3 cuando se consideran únicamente cargas muertas y vivas, o por 4/3, cuando se incluyen además de las anteriores, fuerzas de viento o sísmicas (Kg).

t = Espesor del alma de la columna (mm).

t_b = Espesor de la aleta o de la platina de conexión de momento que transmite la fuerza concentrada (mm).

PARÁGRAFO F.1.15.5.3. Además de lo requerido en el Parágrafo F.1.15.5.2, se deben colocar uno o dos rigidizadores opuestos a la aleta a compresión siempre que

(F.1.15-2)

En donde d_c es la altura del alma de la columna, con exclusión de los filetes.

Por otra parte, se debe colocar un par de rigidizadores opuestos a la aleta a tensión, siempre que el espesor de la aleta de la columna, t_f , sea menor que:

(F.1.15-3)

PARÁGRAFO F.1.15.5.4. Los rigidizadores a que se refieren los Parágrafos F.1.15.5.2 y F.1.15.5.3 deben cumplir los siguientes requisitos:

(1) El ancho de cada rigidizador más $1/2$ del espesor del alma de la columna no debe ser inferior a $1/3$ del ancho de la aleta o platina de conexión de momento que transmite la fuerza concentrada.

(2) El espesor de los rigidizadores no debe ser inferior a $t_b / 2$

(3) Cuando la fuerza concentrada por transmitir se presenta en una sola aleta de columna, no es necesario que la longitud del rigidizador exceda de $1/2$ la altura de la columna.

(4) La soldadura que conecta los rigidizadores al alma de la columna debe calcularse para resistir la fuerza en el rigidizador que causa el desbalance de los momentos que actúan en los lados opuestos de la columna.

PARÁGRAFO F.1.15.5.5. Las conexiones que produzcan fuerzas cortantes altas en el alma de la columna, deberán investigarse especialmente.

ARTÍCULO F.1.15.6. ELEMENTOS DE RELLENO. Cuando haya pernos o remaches que por calculo transmitan esfuerzos y que pasen por entre elementos de relleno con espesor mayor de 6.3 mm, dichos elementos deberán extenderse mas allá del material de empalme. La extensión de la platina de relleno deberá asegurarse con un numero suficiente de pernos o remaches para garantizar que la carga total que transmite el miembro se distribuye uniformemente sobre la sección combinada de miembro y platina de relleno; de lo contrario, se debe incluir en la conexión un número equivalente de sujetadores. Se exceptúan de la prescripción anterior las conexiones tipo fricción hecha con pernos de alta resistencia. En construcción soldada, toda platina de relleno con espesor igual o mayor a 6.3 mm deberá extenderse mas allá de los bordes de la platina de empalme y conectarse a la parte en que se acomode con suficiente soldadura para que pueda transmitir el refuerzo existente en dicha platina, aplicado como carga excéntrica en la superficie del elemento de relleno. Las soldaduras que unen la platina de empalme con la de relleno deberán poder transmitir el esfuerzo de dicha platina y tener suficiente longitud para evitar un sobre esfuerzo del elemento de relleno a lo largo del pie de la soldadura.

Las platinas de relleno con espesores menores que 6.3 mm deberán tener sus bordes a ras con los de la platina de empalme; el tamaño de la soldadura deberá ser el requerido para transmitir el esfuerzo en dicha platina adicionado del espesor de la platina de relleno.

ARTÍCULO F.1.15.7. CONEXIONES DE MIEMBROS DE ARMADURAS, SOMETIDOS A TENSIÓN" O COMPRESIÓN. Las conexiones de los extremos de miembros de armaduras sometidos a tensión o compresión, deberán poder transmitir la fuerza causada por las cargas de diseño, pero no menos del 50 por ciento de la resistencia efectiva del miembro, calculada con base en el tipo de esfuerzo que gobierna la escogencia del mismo.

ARTÍCULO F.1.15.8. MIEMBROS A COMPRESIÓN CON UNIONES QUE TRANSMITEN CARGAS POR APLASTAMIENTO. Siempre que las columnas descansen sobre platinas de base, o tengan un acabado que transmita las cargas por aplastamiento en los empalmes, que en adelante se denominaran conexiones por aplastamiento, deberá haber un número suficiente de pernos, remaches o soldaduras para asegurar que todas las partes se mantengan en su lugar.

Cuando haya otros miembros a compresión con acabados que transmitan cargas por aplastamiento, el material de empalme y sus pernos, remaches o soldaduras se dispondrán en tal forma que todas las partes se mantengan alineadas y se diseñaran para transmitir un 50 por ciento del esfuerzo calculado.

Todas las uniones mencionadas acá se diseñaran para que resistan cualquier tensión que pueda presentarse al combinar las fuerzas laterales especificadas con el 75 por ciento de las cargas muertas y ninguna carga viva.

ARTÍCULO F.1.15.9. COMBINACIÓN DE SOLDADURAS. Cuando se combinen en una misma unión dos o más tipos de soldadura (garganta, filete, tapón, ranura), la capacidad admisible de la combinación se determinará calculando por separado la capacidad efectiva de cada tipo, con respecto al eje del grupo.



ARTÍCULO F.1.15.10. PERNOS Y REMACHES COMBINADOS CON SOLDADURA. En trabajos nuevos no se debe suponer que los remaches y pernos de acero A307 o de alta resistencia, utilizados en conexiones tipo apoyo, compartan con las soldaduras los esfuerzos presentes en la unión. Siempre que se utilicen soldaduras en este tipo de junta, se deberán diseñar para que ellas solas transmitan todos los esfuerzos de la conexión. En conexiones que transmitan las cargas por fricción, que en adelante se denominaran conexiones por fricción, en cambio, se puede considerar que los pernos de alta resistencia comparten los esfuerzos con las soldaduras.

Cuando se hagan modificaciones utilizando conexiones soldadas a estructuras existentes, se puede confiar a los remaches y pernos de alta resistencia, adecuadamente apretados, presentes en la unión, la transmisión de los esfuerzos debidos a las cargas muertas originales; en consecuencia, solo se necesita diseñar las soldaduras para transmitir el esfuerzo adicional, o sea, el debido a las cargas nuevas más el de la carga viva original.

ARTÍCULO F.1.15.11. COMBINACIÓN DE REMACHES CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA EN CONEXIONES POR FRICCIÓN. Se puede considerar que los remaches y pernos de alta resistencia, instalados en conexiones por fricción que cumplan los requisitos del Artículo F.1.16.1, que comparten los esfuerzos debidos a carga muertas y vivas. Esto es valido tanto para trabajos nuevos como para modificaciones.

ARTÍCULO F.1.15.12. CONEXIONES DE CAMPO. Conexiones en las cuales se deben utilizar remaches, pernos de alta resistencia o soldadura:

- Empalmes de columnas en estructura de varios pisos o más de 60 m de altura.
- Empalmes de columnas en estructuras de varios pisos con altura entre 30 y 60 m, si la dimensión mínima en planta es menor que el 40 por ciento de la altura.
- Empalmes de columnas en estructuras de varios pisos con altura inferior a 30 m si la dimensión mínima en planta es menor que el 25 por ciento de la altura.

- Todas las conexiones de vigas a columnas y las de vigas entre si cuando de ellas depende el arriostramiento de las columnas, en estructuras con altura superior a 40 m.
- En todas las estructuras que soportan grúas de más de 5 Ton de capacidad en los siguientes sitios: empalmes de columnas, arriostramientos de la misma, pies de amigo y apoyos de la grúa.
- Conexiones para soportar maquinarias en movimientos u otras cargas vivas que produzcan impacto o inversión de esfuerzos.
- Cualquier otra conexión cuando así lo estipulen los planos de diseño.

En todos los otros casos las conexiones de campo pueden hacerse con pernos A307. Para los fines de este Artículo, se tomara como altura de una estructura de varios pisos la distancia vertical entre el nivel del andén y el punto más alto de las vigas de cubierta, en el caso de techos planos, o la altura media de la cubierta cuando se trate de techos con inclinación superior 12.5 (22%). Cuando no se ha establecido el nivel del andén o cuando la estructura no queda adyacente a una calle, se utilizara en lugar de aquel, el nivel medio del terreno circundante. Los altillos se pueden excluir en el cálculo de la altura de la estructura.

SECCIÓN F.1.16.

PERNOS Y REMACHES.

ARTÍCULO F.1.16.1. PERNOS DE ALTA RESISTENCIA. El uso de pernos de alta resistencia debe ajustarse a los requisitos de la "Especificación para juntas estructurales que utilizan pernos ASTM A235 o A490 ", ultima edición, aprobada por el Consejo de Investigación de Juntas Estructurales Atornilladas o Remachadas excepto cuando este código indique otra cosa. En todos los casos de conexiones a, tensión, corte y aplastamiento en que se requiera apretar pernos A449 a más del 50 por ciento de su resistencia a tensión mínima especificada, ha de colocarse una arandela de acero templado bajo la cabeza del perno y las tuercas deben cumplir los requisitos de la norma ASTM A325.



ARTÍCULO F.1.16.2. ÁREA EFECTIVA DE APLASTAMIENTO.

Se considera que el área efectiva de aplastamiento de pernos y remaches es el producto del diámetro respectivo por la longitud sometida a aplastamiento, salvo en el caso de pernos y remaches avellanados en que debe deducirse de dicha longitud la mitad de la profundidad del avellanado.

ARTÍCULO F.1.16.3. PERNOS Y REMACHES MUY ESBELTOS. En el caso de pernos A307 y los remaches sometidos a esfuerzos calculados, cuya longitud de agarre exceda de 5 diámetros deberá aumentarse su numero en un uno por ciento por cada 1.5 mm en exceso de los 5 diámetros.

ARTÍCULO F.1.16.4. SEPARACIÓN MÍNIMA. A continuación se prescriben las separaciones mínimas:

PARÁGRAFO F.1.16.4.1. La distancia mínima entre centros de perforación estándar agrandadas o alargadas para colocar remaches o pernos no podrá ser inferior a $2 \frac{2}{3} d$ y se preferirá que se igual a $3d$, en donde d es el diámetro nominal del respectivo elemento de conexión. Además no podrá ser menor a la establecida en el Parágrafo F.1.16.4.2 cuando este sea aplicable.

Parágrafo F.1.16.4.2. A lo largo de una línea paralela a la línea de acción de la fuerza transmitida, la distancia entre centros de perforaciones no podrá ser inferior a la dada a continuación:

(1) Para perforaciones estándar:

(F.1.16-1)

En donde:

P = Fuerza transmitida por un elemento de conexión a la parte crítica conectada, en Kg.

F_u = Resistencia a la tensión Mínima especificada de la parte crítica conectada, en Kg/mm.

t = Espesor de la parte crítica conectada en mm.

2) Para agujeros agrandados y alargados: La distancia requerida en el subparágrafo anterior para las perforaciones estándar, mas el incremento aplicable, C_1 , dado en la tabla F.1.16.4.2, con el requisito adicional que la distancia libre entre perforaciones no sea inferior al diámetro del perno o remache.

ARTÍCULO F.1.16.5. DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE. A continuación se dan las distancias mínimas al borde:

PARÁGRAFO F.1.16.5.1. La distancia del centro de una perforación estándar a cualquier borde de una parte conectada no será inferior al valor aplicable de la tabla F.1.16.5.1 ni al valor dado en los Parágrafos F.1.16.5.2 o F.1.16.5.3 según corresponda.

PARÁGRAFO F.1.16.5.2. A lo largo de la línea de acción de la fuerza transmitida, la distancia del centro de una perforación estándar Al borde de la parte conectada, medida en dirección paralela a la fuerza será como mínimo igual a

(F.1.16-2)

En donde P , F_u y t tienen el mismo significado que en el Parágrafo F.1.16.4.2.

PARÁGRAFO F.1.16.5.3. En conexiones de extremos unidas con pernos al alma de una viga y diseñadas para resistir únicamente su reacción de cortante, prescindiendo de los efectos de la

excentricidad de los conectores, la distancia entre el centro de la perforación estándar más próxima al borde de la viga y dicho borde será como mínimo:

(F.1.16-3)

En donde P_R es la reacción de la viga en Kg, dividida por el número de pernos y F y t tienen el mismo significado que en el Parágrafo F.1.16.5.2. Este requisito puede obviarse cuando el esfuerzo de aplastamiento causado por el conector no excede de $0.90 F_u$.

PARÁGRAFO F.1.16.5.4. La distancia del centro de una perforación agrandada o alargada a cualquier borde de una parte conectada no será inferior a la prevista para una perforación estándar en los Parágrafos F.1.16.5.1, F.1.16.5.2 o F.1.16.5.3 según el caso, adicionada con el incremento aplicable C2 dado en la tabla F.1.16.5.4.

ARTÍCULO F.1.16.6. MÁXIMA DISTANCIA AL BORDE. La distancia máxima del centro de cualquier perno o remache al borde más próximo de partes que se encuentren en mutuo contacto será igual a 12 veces el espesor de la parte conectada en consideración, pero sin exceder de 150 mm.

TABLA F.1.16.4.2

VALORES DEL INCREMENTO DE SEPARACION C1 ESTABLECIDO EN EL PARAGRAFO F.1.16.4.2 (mm)

Orificios alargados

Diámetros Nominal del conector (mm)	Orificios Agrandados	Perpendicular a la línea de Acción de la fuerza		
		Paralela a la línea de acción de la fuerza		
		Ranuras Cortas	Ranuras Largas (a)	
22.2	3.2	0	4.8	$1 \frac{1}{2}d - 1.6$
25.4	4.8	0	6.4	36.5
28.6	6.4	0	7.9	$1 \frac{1}{2}d - 1.6$

(a) Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima -admisible (véase la tabla 1.23.4), puede reducirse C1 en una magnitud igual a la diferencia entre las longitudes máxima y real del orificio.

TABLA F.1.16.5.1

DISTANCIA MINIMA AL BORDE (mm) (Centro del orificio estándar (a) al borde de la parte conectada)

Diámetro Nominal del perno (mm)	A bordes cortados con cizalla	A bordes laminados de platinas, perfiles o barras y bordes cortados con soplete (b)
12.7	22	19
15.9	29	22
19.1	32	25
22.2	38 (c)	29
25.4	44 (c)	32
28.6	51	38
31.8	57	41
> 31.8	1.75 x diámetro	1.25 x diámetro

(a) Para orificios agrandados o alargados, véase el Parágrafo F.1.16.5.4

(b) Todas las distancias al borde de esta columna pueden reducirse 3 mm cuando el orificio esta en un punto en donde el esfuerzo no excede del 25% del esfuerzo máximo admisible en el elemento

(c) Pueden ser 32 mm en los extremos del ángulo que conecta vigas

TABLA F.1.16.5.4

VALORES DEL INCREMENTO DE DISTANCIA AL BORDE C₂ ESTABLECIDO EN EL PARAGRAFO F.1.16.5.4 (mm)

Orificios alargados

Diámetros Nominal del conector (mm)	Orificios Agrandados	Perpendicular al borde	Paralelo al borde	
		Ranuras Cortas	Ranuras Largas (a)	
22.2	1.6	3.2	3/4 d	0
25.4	3.2	3.2	3/4 d	0
28.6	3.2	4.8	3/4 d	0

(a) Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima admisible (véase la tabla F.1.23.4), puede reducirse C₂ en una longitud igual a la mitad de la diferencia entre las longitudes máximas y real del orificio.

SECCIÓN F.1.17.

SOLDADURAS.

ARTÍCULO F.1.17.1. Los trabajos que se llevan a cabo conforme a esta sección deberán observar todas las especificaciones del Código de Soldaduras Estructural AWS-D 1.1-77 de la Sociedad Americana de Soldadura, con excepción de los Numerales 2.3, 2.4, 2.5, 8.13.1 y los de la Sección 9.

ARTÍCULO F.1.17.2. TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURAS DE FILETE Y SOLDADURAS DE PENETRACIÓN PARCIAL. El tamaño mínimo de soldaduras de filetes deberá ser el que se muestra en la tabla F.1.17.2.A. El mínimo espesor efectivo de la garganta de una soldadura acanalada de penetración parcial deberá ser la que se indica en la tabla F.1.17.2.B. El tamaño de la soldadura esta determinado por la mas gruesa de las dos partes unidas, excepto que no necesita exceder el espesor de la parte mas delgada a menos que mediante el calculo de esfuerzos, se requiera un tamaño menor Debido a esta excepción deberá tomarse especial cuidado en que haya suficiente precalentamiento para lograr una buena soldadura.

ARTÍCULO F.1.17.3. TAMAÑO MÁXIMO DE LOS FILETES. El tamaño máximo de la soldadura de filete que puede usarse a lo largo de los bordes de las partes conectadas obedece a las siguientes prescripciones:

(1) A lo largo de los bordes de material con espesores inferiores a 6 mm, no deberá ser mayor que el espesor del material.

(2) A Lo largo de bordes de material con espesores de 6 mm o mayores no deberá exceder el espesor del material menos 1.6 mm (1/6 x"), a menos que se haya indicado otro tamaño en los planos, con el fin de obtener el espesor necesario para llenar completamente la garganta de la unión.

TABLA F.1.17.2.A.

TAMAÑO MINIMO DE SOLDADURAS DE FILETE

Espesor del material de la parte mas gruesa mm (pulg.)	Tamaño mínimo (a) del filete mm (pulg.)
Haste 6.4(1/4)	3.2 (1/8)
De 6.4 (1/4) a 12.7 (1/2)	5 (3/16)
De 12.7 (1/2) a 19 (3/4)	6.4 (1/4)
Mayor de 19 (3/4)	8 (5/16)

(a) Dimensión de la base del filete.

TABLA F.1.17.2.B

MINIMO ESPESOR EFECTIVO DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACION PARCIAL

Espesor del material de la parte mas gruesa unida mm (pulg.)	Espesor mínimo efectivo (a) de la garganta mm (pulg.)
Hasta 6,4 (1/4)	3.2 (1/8)
De 6,4 (1/4) a 12,7 (1/2)	5 (3/16)
De 12,7 (1/2), a 19 (3/4)	6.4 (1/4)
De 19 (3/4) a 38 (11/2)	8 (5/16)
De 38 (11/2) a 57 (21/4)	9.5 (3/8)
De 57 (21/4) a 52 (6)	16 (5/8)
Mayor de 152 (6)	

(a) Véase el Artículo F.1.14.6

ARTÍCULO F.1.17.4. LONGITUD DE SOLDADURAS DE FILETE. La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete diseñada con base en su resistencia no deberá ser inferior a cuatro veces su tamaño nominal o de otro modo, el tamaño de la soldadura deberá ser tal que no, exceda 1/4 de su longitud efectiva.

Si solo se usan filetes longitudinales de soldadura en las conexiones terminales de barras planes de miembros en tensión, la longitud de cada filete no deberá ser inferior a la distancia perpendicular entre ellos. El espaciamiento transversal de filetes longitudinales de soldadura usados en conexiones terminales no deberá exceder de 203 mm (8 pulgadas), a menos que el diseño impida de otra forma una flexión transversal excesiva en la conexión.

ARTÍCULO F.1.17.5. SOLDADURAS DE FILETE INTERMITENTES. Se pueden usar soldaduras de filete intermitentes para transferir los esfuerzos calculados a través de una junta o de superficies en contacto cuando la resistencia requerida es inferior a la que desarrolla un cordón continuo de filete del menor tamaño permitido, y también para unir componentes de miembros armados. La longitud efectiva de cualquier segmento de filete intermitente no deberá ser inferior a cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 38 mm (1 1/2 pulgadas).

ARTÍCULO F.1.17.6. JUNTAS TRASLAPADAS. La cantidad mínima de traslapo deberá ser cinco veces el espesor de la parte más delgada unida, pero no menor de 25 mm (1 pulgada). Las juntas traslapadas que unen platinas o barras sujetas a esfuerzos axiales deberán soldarse mediante filetes a lo largo de los extremos de las partes traslapadas, excepto donde la deflexión de las partes traslapadas este suficientemente restringida para prevenir la abertura de la junta bajo máxima carga.



ARTÍCULO F.1.17.7. REMATE TERMINAL DE SOLDADURAS DE FILETE. Donde quiera que sea practico hacerlo, las soldaduras de filete laterales o finales que terminen en los extremos o

a los lados, respectivamente, de partes o miembros, deberán rematarse en forma continua alrededor de las esquinas en una distancia no menor de dos veces el tamaño nominal de la soldadura. Esta estipulación se aplicara a soldaduras de filete laterales o terminales que unan ménsulas, asientos de vigas, y conexiones similares, sobre el plano alrededor del cual se calculen momentos de flexión. El remate terminal se indicara en los planos de diseño y de taller.

ARTÍCULO F.1.17.8. SOLDADURAS DE FILETE EN AGUJEROS Y RANURAS. Las - soldaduras de filete en agujeros o ranuras se pueden usar para transmitir corte en juntas traslapadas, evitar el pandeo o separación de elementos traslapados, y unir componentes de miembros armados.

Este tipo de soldaduras se pueden traslapar, mediante sujeción a las estipulaciones del Parágrafo F.1.14.6.2. Las soldaduras de filete en agujeros o ranuras no se deben considerar como de tapón o de ranura.

ARTÍCULO F.1.17.9. SOLDADURAS DE TAPÓN Y DE RANURA. Estas soldaduras se pueden usar para transmitir corte en juntas traslapadas, impedir el pandeo de partes traslapadas o unir partes componentes de miembros ensamblados.

El diámetro de los agujeros para una soldadura de tapón no deberá ser menor que al espesor de la parte que la contiene más 8 mm ni mayor de 2.25 veces el espesor del material soldado.

La distancia mínima entre centros de agujeros de soldaduras de tapón deberá ser cuatro veces el diámetro del agujero.

La longitud de la ranura de una soldadura de esta clase no deberá exceder 10 veces el espesor de la soldadura. El ancho de la ranura no ha de ser menor que el espesor de la parte que contiene más 8 mm, ni mayor de 2.25 veces el espesor de la soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas, con un radio no menor que el espesor de la parte que la contiene, excepto en aquellos casos en que la ranura se extienda hasta el borde del elemento.

El mínimo espaciamiento entre las líneas de soldaduras de ranura en la dirección normal a su longitud deberá ser de 4 veces el ancho de la ranura. La distancia mínima entre centros de soldadura en el sentido longitudinal sobre cualquier línea deberá ser dos veces la longitud de la ranura.

Si el espesor de un material es menor que o igual a 16 mm, el de la soldadura de tipo agujero o ranura que se aplique debe ser igual.

En materiales de espesor mayor de 16 mm, el de la soldadura deberá ser como mínimo igual a 1/2 del espesor del material, y no menor que 16 mm.

SECCIÓN F.1.18.

MIEMBROS FABRICADOS.

ARTÍCULO F.1.18.1. VIGAS TIPO CAJÓN ABIERTO Y EMPARRILLADAS. Cuando dos o más canales o vigas laminadas se utilicen, una al lado de la otra, para formar un miembro a flexión, deberán conectarse a intervalos no mayores de 1500 mm. Podrán utilizarse separadores y pernos que pasen por entre ellos a todo el través siempre y cuando que, en vigas con 305 o más mm de altura, no se utilicen menos de dos pernos en cada sitio donde se coloque un separador.

Cuando haya que transmitir cargas concentradas de una viga a otra, o que repartirlas entre las vigas, se debe colocar entre estas diafragmas que tengan suficiente rigidez para distribuir la carga. Dichos diafragmas deben unirse a las vigas mediante remaches, pernos o soldaduras.

Cuando las vigas quedan expuestas, deben sellarse para impedir la corrosión de sus superficies interiores, o, en su defecto, dejarse suficientemente separadas para permitir su limpieza y pintura.



ARTÍCULO F.1.18.2. MIEMBROS A COMPRESIÓN. A continuación se dan los requisitos para Miembros a Compresión Fabricados:

PARÁGRAFO F.1.18.2.1. Todas las partes de miembros fabricados sometidos a compresión y la separación transversal de sus líneas de conectores deben cumplir los requisitos de las Secciones F.1.8 y F.1.9.

PARÁGRAFO F.1.18.2.2. En los extremos de miembros fabricados sometidos a compresión; con apoyos sobre platinas de base o superficies cepilladas, todos los componentes que se hallen en mutuo contacto deben conectarse mediante pernos o remaches, distanciados longitudinalmente menos de 4 diámetros, en una distancia igual a 1 1/2 veces el ancho máximo del miembro, o mediante soldaduras continuas de longitud no inferior a dicho ancho.

PARÁGRAFO F.1.18.2.3. En miembros fabricados la separación longitudinal de pernos o remaches intermedios y de soldaduras intermitentes, debe ser adecuada para la transferencia del esfuerzo calculado.

Sin embargo, cuando un componente del miembro es una platina exterior, la separación máxima no debe exceder del producto del espesor de la platina exterior más delgada por $2700 / \sqrt{f_y}$, ni de 305 mm, cuando existen conectores en todas las líneas de gramil en cada sección o soldaduras intermitentes a lo largo de los bordes de los componentes.

Cuando los conectores van alternados, la separación máxima en cada una de las líneas de gramil no debe exceder del producto del espesor de la platina exterior más delgada por $4500 / \sqrt{f_y}$ ni de 457 mm.

La separación máxima longitudinal de pernos, remaches o soldaduras intermitentes que conecten entre si dos perfiles de acería no debe exceder de 610 mm.

PARÁGRAFO F.1.18.2.4. Los miembros a compresión fabricados con dos o mas perfiles laminados separados unos de otros mediante elementos de relleno colocados a intervalos, deben conectarse entre si en dichos separadores con un espaciamento tal, que la relación de esbeltez de cualquier perfil l/r entre conectadores no supere la relación de esbeltez que gobierna el diseño del miembro fabricado. Para calcular la relación de esbeltez de cada componente debe usarse su radio de giro mínimo, r .

PARÁGRAFO F.1.18.2.5. Los lados abiertos de miembros a compresión fabricados con planchas o perfiles tendrán una celosía y platinas de amarre, en los extremos y en los puntos intermedios en donde se interrumpa la celosía. Las platinas de amarre estarán localizadas lo mas cerca posible de los extremos.

Cuando se trate de miembros principales que soporten esfuerzos calculados, la longitud de las platinas de amarre extremas, será, como mínimo, igual a la distancia que exista entre las líneas de conectadores o de soldaduras que las unen a los componentes del miembro. La longitud de las platinas de amarre intermedias será, como mínimo, igual a la mitad de dicha distancia. El espesor de las platinas de amarre no será inferior a $1/50$ de la distancia citada.

En construcciones remachadas y atornilladas el espaciamento en la dirección del esfuerzo en las platinas de amarre no será mayor de 6 diámetros y las platinas de amarre se conectaran a cada segmento con 3 pernos o remaches como mínimo. En construcciones soldadas, la soldadura total en cada línea de conexión de una platina de amarre tendrá, como mínimo, $1/3$ de la longitud de la platina.

PARÁGRAFO F.1.18.2.6. La celosía, esto es, las barras planas, ángulos, canales u otros perfiles empleados para hacerla, estará espaciada en tal forma que la relación l/r de la aleta incluida entre sus conexiones no exceda la relación que gobierna el diseño de todo el miembro, y se diseñara para que resista una fuerza de corte normal al eje del miembro igual al dos por ciento de la fuerza total de compresión que actúa sobre el.

La relación l/r de las barras de celosía no deberá exceder de 140, en sistemas sencillos ni de 200, en celosías dobles. Estas últimas irán unidas en sus intersecciones. Las barras de celosías sometidas a compresión pueden tratarse como miembros secundarios, tomando como l su longitud sin arriostamiento entre los conectadores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro fabricado, en el caso de celosía sencilla, y el 70 por ciento de dicha longitud, si la celosía es doble.

La inclinación de las barras de la celosía con respecto al eje del miembro debe ser, de preferencia, no inferior a 60 grados, si la celosía es sencilla, o a 45 grados si es doble.

Siempre que las distancias entre las líneas de conectadores o de soldaduras en las aletas sea superior a 380 mm, será preferible utilizar celosías dobles o hechas de ángulos.

PARÁGRAFO F.1.18.2.7. Platabandas continuas previstas de una sucesión de huecos de acceso pueden cumplir la misma función de la celosía y de las platinas de amarre. Se supone que el ancho sin amarre, de tales platabandas en los huecos de acceso, tal como se define en el Artículo F.1.9.2, esta disponible para soportar fuerza axial, siempre y cuando que:

- (a) La relación ancho / espesor este dentro de los límites establecidos en dicha sección;
- (b) La relación entre la longitud (en la dirección del esfuerzo) y el ancho del hueco no exceda de 2;
- (c) La distancia libre entre agujeros en la dirección del esfuerzo no sea menor que la distancia transversal entre las líneas más próximas de pernos, remaches o soldaduras de conexión; y La periferia de los huecos en cualquier Punto tenga un radio mínimo de 38 mm.

ARTÍCULO F.1.18.3. MIEMBROS A TENSIÓN. A continuación se dan las prescripciones para miembros fabricados que trabajan a tensión:

PARÁGRAFO F.1.18.3.1. El espaciamiento longitudinal de los elementos de conexión y soldaduras de filete intermitente que unen una platina y un perfil laminado en un miembro fabricado sometido a tensión, o dos componentes de platina en contacto el uno con el otro, no excederá 24 veces el espesor de la platina más delgada ni 305 mm.

El espaciamiento longitudinal de los conectadores y de las soldaduras intermitentes que unen dos o más perfiles que estén en mutuo contacto en un miembro a tensión no excederá de 610 mm.

Los miembros sometidos a tensión compuestos por dos o más perfiles o 3 platinas separados entre sí por elementos de relleno intermitentes se conectarán en los puntos de relleno a intervalos tales que la relación de esbeltez de cualquier componente entre los conectadores no exceda de 240.

PARÁGRAFO F.1.18.3.2. En los lados abiertos de los miembros a tensión fabricados se pueden usar platabandas perforadas o platinas de unión sin celosías.

Las platinas de unión tendrán longitud no inferior a $2/3$ de la distancia entre las líneas de elementos de conexión o soldaduras que las unen a los componentes del miembro, y su espesor mínimo será $1/50$ de la distancia entre tales líneas.

El espaciamiento longitudinal de los elementos de conexión o de las soldaduras intermitentes en las platinas de unión no excederá de 152 mm y el espaciamiento de las platinas se hará en forma tal que ningún componente quede con una relación de esbeltez entre ellas superior a 240.

SECCIÓN F.1.19.

CONTRAFLECHA.

ARTÍCULO F.1.19.1. ARMADURAS Y VIGAS. En general, a las armaduras de 25 o más metros de luz, se les dará una contraflecha que contrarreste aproximadamente la deflexión debida a la carga muerta. A los puentes-grúas de 23 o más metros de luz se les dará en cambio una contraflecha que compense aproximadamente la deflexión causada a por la carga muerta más la mitad de la deflexión producida por la carga viva.

ARTÍCULO F.1.19.2. CONTRAFLECHA EXIGIDA POR OTROS CAUSAS. Todo requisito especial de contraflecha exigido por otras causas, como en el caso de hacer concordar un miembro cargado con un transportador de banda, debe ir estipulado claramente en los planos de diseño tanto como de taller.

ARTÍCULO F.1.19.3. MONTAJE. Las vigas y armaduras diseñadas sin contraflecha específica se fabricaran en tal forma que cualquier desviación de la horizontal que resulte al finalizar el montaje, causada por los procesos de laminación o de ensamblaje en el taller, sea hacia arriba.

Si para producir la contraflecha se requiere el montaje de cualquier miembro con ayuda de una fuerza deformadora, tal hecho deberá consignarse en los planos de montaje.

SECCIÓN F.1.20.

EXPANSION.

Se tomaran las precauciones necesarias para permitir que la estructura se contraiga y expanda apropiadamente, de acuerdo con sus condiciones de servicio.

SECCIÓN F.1.21.

BASES PARA COLUMNAS.

ARTÍCULO F.1.21.1. CARGAS. Se proveerán los medios adecuados para asegurar la transferencia de, las cargas y los momentos de las columnas a las zapatas y fundaciones.

ARTÍCULO F.1.21.2. ALINEAMIENTO. Las bases para columnas se colocaran nivelándolas a la cota correcta, en forma de asegurar completo contacto sobre la superficie de apoyo.

ARTÍCULO F.1.21.3. ACABADO. A las bases de las columnas y a las platinas de base se les dará un acabado de acuerdo con los siguientes requisitos:

PARÁGRAFO F.1.21.3.1. Las platinas de apoyo en acero laminado de 50 mm o menos de espesor podrán utilizarse sin rectificación, sí se obtiene un contacto satisfactorio sobre la superficie de apoyo; las platinas de apoyo en acero laminado entre 50 y 100 mm de espesor podrán enderezarse en prensa o, si no hay prensas disponibles, rectificando todas las superficies de apoyo (excepto lo anotado en el Parágrafo F.1.21.3.3 para obtener contacto satisfactorio de apoyo; las platinas de apoyo en acero laminado con espesor mayor de 100 mm, deberán rectificarse en todas sus superficies de apoyo (excepto lo anotado en el parágrafo f.1.21.3.3.

PARÁGRAFO F.1.21.3.2. Las bases para columnas, diferentes de platinas en acero laminado, serán rectificadas en todas las superficies de apoyo (excepto lo anotado en el Parágrafo F.1.21.3.3.

PARÁGRAFO F.1.21.3.3. No es necesario rectificar las superficies inferiores de las platinas de apoyo ni las bases de la columna que se inyectan con mortero para asegurar una superficie de contacto completa sobre la fundación.

SECCIÓN F.1.22.

PERNOS DE ANCLAJE.

Los pernos de anclaje Se deben diseñar con una resistencia adecuada para satisfacer todas las condiciones de tensión y de corte presentes en las bases de las columnas, incluyendo las componentes de tensión neta producida por cualquier momento que pueda aparecer como resultado de un empotramiento total o parcial.

SECCIÓN F.1.23.

FABRICACION.

ARTÍCULO F.1.23.1. ARQUEO, CURVADO Y ENDEREZADO. Para corregir el arqueado (flecha) y la curvatura o producir enderezamiento se podrán utilizar medios mecánicos o calentar localmente la pieza. La temperatura de las zonas calentadas, medida con métodos aprobados, no debe exceder de 600 grados centígrados para acero A 514 ni de los 650 grados centígrados para otros aceros.

ARTÍCULO F.1.23.2. CORTE POR FUSIÓN. El corte por fusión debe hacerse preferiblemente con maquina. Los cortes realizados en bordes que resulten solicitados por esfuerzos sustanciales, o en los cuales se depositarán metal soldado, deben estar razonablemente libres de muescas y socavaciones; estas irregularidades ocasionales se pueden aceptar Si no son mayores de 5 mm. En caso de ser mayores se deben eliminar con pulidora. Todas las esquinas entrantes deben aparecer libres de todas socavación en un radio de al menos 13 mm.

ARTÍCULO F.1.23.3. TERMINADO DE LOS BORDES. No se requiere pulir, o dar terminado a los bordes de piezas cizalladas o cortadas térmicamente, a no ser que específicamente se establezca en los planos, o que aparezca incluido en una especificación de preparado de borde para soldadura.

ARTÍCULO F.1.23.4. PERFORACIONES EN CONSTRUCCIÓN REMACHADA O APERNADA.A continuación se dará los requisitos para las perforaciones en construcción apernada o remachada:

PARÁGRAFO F.1.23.4.1. Las dimensiones máximas de las perforaciones para pernos y remaches deben ser las estipuladas en la Tabla F.1.23.4, excepto que para detalles propios de bases de columnas, se podrá emplear perforaciones mayores, requeridas por las tolerancias en la localización de pernos de anclaje en fundaciones de concreto.

TABLA F.1.23.4.

DIMENSIONES MAXIMAS DE HUECOS PARA SUJETADORES (mm) (a)

Diámetro nominal del sujetador d	Diámetro estándar de perforación	Diámetro (b) perforación sobredimensionada	Dimensión (b) de perforaciones poco alargadas	Dimensión (b) de perforaciones muy alargadas
22.2	d + 1.6	d + 4.8	(d+1.6) x (d+6.4)	(d+1.6) x 2,5 d
25.4	27.0	31.8	27.0 x 33.4	27.0 x 63.5
28.6	d + 1.6	d + 8.0	(d+1.6) x (d+9.6)	(d+1.6) x 2.5 d

a. Las dimensiones son nominales.

b. No se permiten en conexiones remachadas.

PARÁGRAFO F.1.23.4.2. Deben practicarse perforaciones estándares en conexiones de miembro a miembro, a no ser que el diseñador apruebe el uso de perforaciones sobredimensionadas, poco o muy alargadas.

Si el espesor del material no es mayor que el diámetro nominal del remache o del perno más 3.2 mm, las perforaciones pueden ser punzonadas. Si este espesor es mayor que el diámetro nominal más 3.2 mm, las perforaciones deberán o bien ser taladradas o subpunzonadas y rimadas. El punzón para todas las perforaciones subpunzonadas, y la broca para las subtaladradas debe ser por lo menos 1.6 mm menor que el diámetro nominal del remache o del perno. Las perforaciones en placas de acero A 514 de espesor mayor que 13 mm, se deben taladrar.

PARÁGRAFO F.1.23.4.3. Las perforaciones sobredimensionadas pueden emplearse en uno cualquiera o en todos los empalmes de las conexiones por fricción, pero no en conexiones por aplastamiento. Deben instalarse arandelas endurecidas sobre las perforaciones sobredimensionadas en las caras exteriores de un empalme.

PARÁGRAFO F.1.23.4.4. Las perforaciones poco alargadas pueden emplearse en uno cualquiera o en todos los empalmes de conexiones por fricción o por aplastamiento. El alargue se podrá emplear sin considerar la dirección de carga en conexiones por fricción, pero en las de aplastamiento será indispensable que el alargamiento sea normal a la dirección de la carga.

Será necesario instalar arandelas en perforaciones poco alargadas en un empalme exterior; cuando se empleen tornillos de alta resistencia, tales arandelas deben endurecerse.

PARÁGRAFO F.1.23.4.5. Las perforaciones muy alargadas solo podrán emplearse en una de las partes conectadas, tanto en las conexiones por fricción como en las de aplastamiento, y en una sola superficie.

Las perforaciones muy alargadas se pueden emplear sin considerar la dirección de carga en conexiones por fricción, pero en las de aplastamiento el alargamiento debe ser normal a la dirección de la carga.

Cuando se utilizan perforaciones muy alargadas en un empalme exterior, deberán suministrarse arandelas de platina, o barras continuas con perforaciones estándares, que tengan una dimensión suficiente como para cubrir el alargamiento después de la instalación.

En conexiones con pernos de alta resistencia, tales arandelas o barras continuas no deben tener espesores menores que 8 mm, y ser de material de grado estructural, pero no endurecido. Si con el fin de satisfacer las previsiones de la Norma para el uso de pernos de alta resistencia se requieren arandelas endurecidas, estas deberán colocarse sobre la superficie exterior de la arandela de platina o de la barra.

ARTÍCULO F.1.23.5. ENSAMBLE DE CONSTRUCCIÓN REMACHADA O CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA. Todas las partes de los miembros remachados deben estar bien empataadas, -con pasadores o pernos, así como rígidamente dispuestas mientras se remachan. El empleo de pasadores en el caso de las perforaciones para pernos o remaches durante el ensamble no debe distorsionar el metal ni agrandar las perforaciones. De estas las que hayan de agrandarse para aceptar el perno o remache, deberán ser rimadas. El enfrentamiento deficiente de las perforaciones constituye causal de rechazo.

Los remaches deben instalarse con remachadoras mecánicas, bien sean del tipo de operación manual o de compresión, empleando fuerza neumática, hidráulica o eléctrica. Después de remachados deben quedar tirantes, y con sus cabezas en estrecho contacto con la superficie.

En general, los remaches se colocan en caliente, en cuyo caso sus cabezas terminadas deben ser de apariencia aproximadamente semiesférica, y de dimensión uniforme en todos los remaches de igual diámetro de un mismo trabajo. Además deben ser completos, limpiamente terminados y concéntricos con las perforaciones.

Los remaches en caliente deben calentarse uniformemente a una temperatura que no exceda los 1070 grados centígrados y no se deben aplicar cuando su temperatura haya descendido de los 540 grados centígrados.

Las superficies de partes unidas con pernos de alta resistencia, en contacto con la cabeza del perno y con la tuerca, no deben presentar una inclinación mayor que 1 a 20, con respecto a un plano normal al eje del perno. Cuando esta inclinación es mayor, se debe emplear una arandela biselada para compensar la falta de paralelismo.

Las partes unidas con pernos de alta resistencia deben ajustarse entre si solidamente cuando se ensamblan, y no deben aparecer separadas por guasas o cualquier otro material compresible interpuesto. Cuando se ensamblan, todas las superficies por unir, incluyendo las adyacentes a las arandelas, deben estar libres de escamas, excepto las bien adheridas de laminación, no presentar mugre, escamas sueltas, u otros defectos que impidan el ajuste total de las piezas. En las juntas diseñadas para trabajar por fricción, las superficies deben estar libres de aceite, pintura, laca y otros recubrimientos.

Todos los pernos A 325 y A 490 deben ajustarse a una tensión no menor que la incluida en la Tabla F.1.23.5 y apretarse por el método de apriete de tuerca, mediante un indicador directo de

tensión, o con una nave calibrada. Los pernos ajustados con naves calibradas deben instalarse con arandelas endurecidas bajo la tuerca o la cabeza del mismo, según la que gire al ajustar.

No se requiere de arandelas endurecidas cuando el ajuste se realice por el método de apriete de tuerca, excepto cuando se usan pernos A 490 para conectar material cuyo límite de fluencia especificado es menor de 28 Kg/mm; en tal caso se colocaran tanto bajo la cabeza del perno como bajo la tuerca.

TABLA F.1.23.5

TENSION MINIMA EN PERNOS, Ton **

Dimensión del perno (mm)	Tipo del perno	
	A 325	A 490
12.7	5.4	6.8
15.9	8.6	10.9
19.1	12.7	15.9
22.2	17.7	22.2
25.4	23.1	29.0
28.6	25.4	36.2
31.8	32.2	46.2
34.9	38.5	54.8
38.1	46.7	67.0

** Igual a 0.70 de la resistencia mínima a la tensión especificada para los pernos, redondeado a la décima de Ton.



ARTÍCULO F.1.23.6. CONSTRUCCIÓN SOLDADA. La técnica de soldadura, la calidad de la mane de obra, el aspecto y la calidad de las soldaduras, así como los métodos empleados en la corrección de trabajos defectuosos, deben estar de acuerdo con las secciones 3 y 4, "Mano de Obra" y "Técnica" respectivamente, del Código de Soldadura Estructural, AWS D- 1.1-77, de la Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society).

ARTÍCULO F.1.23.7. JUNTAS DE COMPRESIÓN. En juntas a compresión, cuya capacidad portante depende en parte del contacto por aplastamiento, las superficies de soporte de las piezas individualmente fabricadas deben poseer un plano común preparado por fresado, cepillado u otros medios apropiados.

ARTÍCULO F.1.23.8. TOLERANCIAS DIMENSIONALES. Las tolerancias en las dimensiones deben ser las aceptadas por el Código de Practica Estándar, ultima edición del Instituto Americano de la Construcción en Acero.

SECCIÓN F.1.24.

PINTURA DE TALLER.

ARTÍCULO F.1.24.1. REQUISITOS GENERALES. La preparación de la superficie y la pintura de taller deben ajustarse a los requisitos del Código de Practica Estándar, última edición, del Instituto Americano de la Construcción en Acero. Mientras no se especifique lo contrario, puede omitirse la pintura de la estructura metálica cubierta por el acabado interior del edificio o en contacto con concreto. A no ser que haya otras partes específicamente excluidas, todo el resto de la estructura metálica deberá llevar una mano de pintura aplicada en el taller.

ARTÍCULO F.1.24.2. SUPERFICIES INACCESIBLES. Exceptuando las superficies de contacto, las superficies que queden inaccesibles después del ensamblaje de taller, deben limpiarse y pintarse antes de ser ensambladas de acuerdo con las especificaciones del trabajo.

ARTÍCULO F.1.24.3. SUPERFICIES DE CONTACTO. La pintura está permitida incondicionalmente en conexiones de apoyo. Excepto cuando el diseño está basado en condiciones especiales de la superficie que cumplen los requisitos del Apéndice E de las especificaciones de la AISC, las superficies de contacto en el taller deberán limpiarse antes del ensamblaje, de acuerdo con los requisitos del "Código de Practica Estándar", última edición, del Instituto Americano de la Construcción en Acero, pero no pintarse.

Las superficies de contacto en el sitio del montaje y las que cumplan los requisitos del Apéndice E de las especificaciones de la AISC, deberán limpiarse en el taller, de acuerdo con las especificaciones del trabajo, salvo lo establecido en el Artículo F.1.24.5.

ARTÍCULO 1.24.4. SUPERFICIES ACABADAS. Las superficies terminadas a máquina deberán protegerse contra la corrosión por medio de una capa de inhibidor de óxido que puede removerse antes del montaje, o que tiene características que hagan innecesaria su remoción antes de él.



ARTÍCULO F.1.24.5. SUPERFICIES ADYACENTES A SOLDADURAS DE CAMPO. Mientras no se especifique lo contrario, las superficies a menos de 50 mm de sitios donde se hayan de practicar soldaduras de campo deberán estar libres de materiales que impidan la correcta operación de soldar, o que produzcan gases tóxicos mientras se suelda.

SECCIÓN F.1.25.

MONTAJE.

ARTÍCULO F.1.25.1. ARRIOSTRAMIENTOS. El armazón de estructuras de acero para edificios debe montarse verticalmente, dentro de los límites definidos por el último Código de Practica Estándar del Instituto Americano de la Construcción en Acero. Se deben colocar arriostramientos temporales de acuerdo con los requerimientos del mismo Código, donde sean necesarios para tomar todas las cargas a las cuales la estructura pueda estar sujeta, incluyendo

equipos en operación. Tales arriostramientos deben usarse e l tiempo necesario para garantizar la seguridad.

Donde quiera que haya que apilar material estructural, equipo de montaje u otras cargas que tengan que ser soportadas durante el montaje, se deberán tomar las precauciones indispensables para eliminar los esfuerzos o fatigas resultantes de tales cargas.

ARTÍCULO F.1.25.2. PROPIEDAD DE LAS CONEXIONES TEMPORALES. A medida que progrese el montaje, la estructura se atornillara o soldara de tal forma que soporte con seguridad toda la carga muerta, la de viento y los esfuerzos de montaje.

ARTÍCULO F.1.25.3. ALINEAMIENTO. No se deben colocar remaches, pernos permanentes, ni soldadura hasta que la estructura montada hasta entonces este apropiadamente alineada.

ARTÍCULO F.1.25.4. AJUSTE DE UNIONES A COMPRESIÓN EN COLUMNAS. Es aceptable que haya una insuficiencia de contacto de apoyo no superior en ajuste a 1.6 mm, cualquiera que sea el tipo de unión utilizada (de remaches, de pernos, soldadura de penetración parcial). Si el ajuste excede de 1.6 mm, pero es menor de 6.4 mm, y una investigación de Ingeniería muestra que no hay suficiente superficie de apoyo, deben colocarse rellenos de acero sin acartelamiento. Las calzas podrán ser de laminilla de acero dulce, no importa la calidad del material principal.

ARTÍCULO F.1.25.5. SOLDADURA DE CAMPO. Cualquier pintura de taller en superficies adyacentes a juntas que se tengan que soldar en el campo, debe cepillarse con cepillo de alambre para reducir al mínimo la película colorante.

ARTÍCULO F.1.25.6. PINTURA EN EL SITIO DE MONTAJE. La responsabilidad de los retoques de pintura, de la limpieza de la estructura, así como de la pintura general debe fijarse de acuerdo con las prácticas locales aceptadas, las cuales han de hacerse constar explícitamente en el respectivo contrato.

SECCIÓN F.1.26.

CONTROL DE CALIDAD.

ARTÍCULO F.1.26.1. GENERALIDADES. El fabricante debe establecer los procedimientos de control de calidad que juzgue necesarios para asegurar que todo el trabajo se realizara de acuerdo con las especificaciones previstas en este Código. A más de los procedimientos de control antes citados, el material y la mano de obra pueden quedar sujetos en todo momento a revisión por parte de inspectores calificados que representen al comprador.

Si se requiere de inspección por los representantes del comprador, ella debe establecerse claramente en la información suministrada a los proponentes.

ARTÍCULO F.1.26.2. COOPERACIÓN. En lo posible, toda inspección por los representantes del comprador debe hacerse en la planta del fabricante y este ha de cooperar con los inspectores, permitiéndoles el acceso a todos los lugares donde el trabajo se este realizando.

El inspector del comprador debe planear sus visitas de tal forma que ocasione el mínimo de interrupciones en el trabajo del fabricante.

ARTÍCULO F.1.26.3. RECHAZOS. El material o la mano de obra que no cumplan razonablemente con las especificaciones correspondientes, puede rechazarse en cualquier momento durante el trabajo. El fabricante debe recibir copia de todos los informes elaborados para el comprador por la firma interventora

ARTÍCULO F.1.26.4. INSPECCIÓN DE LA SOLDADURA. La inspección de la soldadura debe hacerse de acuerdo con la Sección 6 del Código de Soldadura Estructural AWS D1.1-77 de la Sociedad Americana de Soldadura. Cuando se requieran ensayos no destructivos, su clase, extensión, técnica y criterio de aceptación deben definirse claramente en la información dada a los proponentes.

ARTÍCULO F.1.26.5. IDENTIFICACIÓN DEL ACERO. El fabricante debe estar en capacidad de demostrar que cuenta con un procedimiento establecido por escrito y que sigue realmente en la práctica, para marcar e identificar el material de los elementos portantes principales de un embarque. Las marcas deben ser visibles por lo menos hasta la operación de ajuste.

El método de identificación debe ser tal que permite suficientemente verificar la propiedad de la utilización del material, en relación con:

- (1) Designación de la especificación del material.
- (2) Numero de la colada, en case necesario.
- (3) Resultados de ensayos del laboratorio para requisitos especiales.

CAPÍTULO F.2.

DISEÑO PLÁSTICO.

SECCIÓN F.2.1.

ALCANCE.

ARTÍCULO F.2.1.1. Las vigas simples o continuas, los pórticos rígidos planos, adecuadamente arriostrados o no, y las porciones similares de estructuras construidas rígidamente de manera que sean continuas por lo menos sobre un apoyo interior pueden diseñarse plásticamente, es decir sobre la base de su resistencia máxima, con las restricciones contenidas a que. Esta resistencia, determinada por un análisis racional, no deberá ser inferior a la requerida para soportar una carga mayorada igual a 1.7 veces las cargas viva y muerta dadas o 1.3 veces estas cargas cuando actúan en conjunto con 1.3 veces las cargas de viento o sismo especificadas.



ARTÍCULO F.2.1.2. Los marcos rígidos deberán cumplir en el plano del marco los requisitos exigidos para la construcción de Tipo 1, estipulados en la Sección F.1.2. Esto no excluye el uso de algunas conexiones simples, siempre y cuando se cumplan las provisiones de la Sección F.2.3. Para elementos entre pórticos rígidos se permite la construcción Tipo 2. Las conexiones que unen una porción de estructura diseñada con base en comportamiento plástico con una porción no diseñada así, no necesita ser más rígida que las conexiones normalizadas de alma o de ángulo de asiento y tope.



ARTÍCULO F.2.1.3. Cuando se usa diseño plástico como base para dimensionar vigas continuas y pórticos estructurales, quedan eliminadas las provisiones que se refieren a esfuerzos admisibles de trabajo contenidas en el Capítulo F.1. Sin embargo, todas las otras provisiones pertinentes del Capítulo F.1 siguen rigiendo excepto en los puntos que se modifiquen en este Capítulo F.2. No se recomienda diseñar las vigas carrileras para puentegrúas continuas sobre apoyos verticales interiores, con base en la resistencia última. Sin embargo los marcos rígidos que soportan las vigas carrileras pueden considerarse incluidos dentro del alcance de estas reglas.



ARTÍCULO F.2.1.4. Las disposiciones dadas en la Sección F.1.0 respecto a los requisitos en las diferentes Zonas de Riesgo Sísmico siguen vigentes al hacer el diseño de la estructura siguiendo los requisitos de Diseño Plástico dadas en el presente Capítulo.

SECCIÓN F.2.2.

ACERO ESTRUCTURAL.

El acero estructural deberá ceñirse a una de las siguientes especificaciones en su última edición:

- Acero Estructural ASTM A36
- Acero Estructural de Baja Aleación y Alta Resistencia, ASTM A242
- Acero Estructural de Baja Aleación de Manganeso y Vanadio y Alta Resistencia, ASTM A441
- Acero Estructural con punto de fluencia mínimo de 29.5 Kg/mm² (42 ksi), ASTM A529
- Aceros de calidad Estructural de Baja Aleación de Colombio y Vanadio y Alta Resistencia, ASTM A572
- Acero Estructural de Baja Aleación y Alta Resistencia con punto de fluencia mínimo de 35.1 Kg/mm² (50 ksi), y hasta 101.6 mm de espesor, ASTM A588.

SECCIÓN F.2.3.

BASES PARA LA DETERMINACION DE LA RESISTENCIA MAXIMA.

Para pórticos de uno o dos pisos, la resistencia máxima puede determinarse mediante un procedimiento de análisis plástico rutinario, ignorando el efecto de inestabilidad del pórtico (P Δ).

Para pórticos arriostrados de varios pisos se deben tomar provisiones para incluir el efecto de inestabilidad del pórtico en el diseño del sistema de amarre y de los miembros del pórtico. En pórticos no arriostrados de varios pisos, el efecto de su inestabilidad deberá incluirse directamente en los cálculos de la resistencia máxima.

ARTÍCULO F.2.3.1. ESTABILIDAD DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS. El sistema de arriostramiento vertical para un pórtico de varios pisos diseñado plásticamente deberá ser adecuado conforme a un análisis racional para:

- (1) Prevenir el pandeo de la estructura bajo la acción de las cargas de gravedad mayoradas.
- (2) Mantener la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos de volcamiento del empuje, bajo la acción combinada de cargas de gravedad y cargas horizontales, ambas mayoradas.

Puede considerarse que el sistema de arriostramiento vertical funciona en conjunto con paredes interiores y exteriores que resistan corte en su plano, losas de entrepiso y tableros de techo, si estas paredes, losas y tableros están aseguradas a los pórticos estructurales. Cuando se utilicen columnas, vigas principales y secundarias y miembros diagonales como sistema de amarre vertical, todos ellos pueden considerarse como elementos constitutivos de una cercha vertical en voladizo, simplemente conectada, para el análisis de pandeo del pórtico y de la estabilidad lateral. Para este último análisis deberá incluirse la deformación axial de todos los miembros en el sistema de amarre vertical. La fuerza axial en estos miembros, debida a la combinación de las cargas de gravedad y las cargas horizontales mayoradas no deberá exceder de $0.85 P_y$, en donde P_y es el producto del esfuerzo de fluencia por el área del miembro.

Las vigas maestras y principales incluidas en el sistema de arriostramiento vertical de un pórtico de varios pisos deberán dimensionarse para la carga axial y el momento causados por las cargas concurrentes horizontales y de gravedad debidamente mayoradas, de acuerdo con la fórmula (F.2.4-2), en donde P_{cr} se toma como la resistencia axial máxima de viga, basada en la relación de esbeltez real entre los puntos de amarre en el plano de flexión.



ARTÍCULO F.2.3.2. ESTABILIDAD DE PÓRTICOS SIN ARRIOSTRAMIENTO. La resistencia de un pórtico no arriostrado de varios pisos deberá determinarse mediante un análisis racional que incluya el efecto de la inestabilidad del pórtico y la deformación axial de las columnas. Dicho pórtico deberá diseñarse en forma tal que se garantice su estabilidad cuando este sometido a (1) las cargas mayoradas de gravedad y (2) la combinación de cargas mayoradas horizontales y de gravedad. La fuerza axial en las columnas a los niveles de las cargas mayoradas no deberá exceder de $0.75 P_y$.

SECCIÓN F.2.4.

COLUMNAS.

En el plano de flexión de las columnas que han de desarrollar una articulación plástica con la carga última, la relación de esbeltez l/r no deberá exceder del valor de C definido en el Parágrafo F.1.5.1.3. La resistencia máxima de un elemento a compresión cargado axialmente se tomara como:

(F.2.4-1)

En donde A es el área bruta del elemento y F según se definió por la fórmula (F.1.5-1), esta basada en la relación de esbeltez aplicable.

Los elementos sometidos a la combinación de carga axial y momento flexor deberán dimensionarse en forma tal que se cumplan las siguientes fórmulas de interacción:

(F.2.4-2)

(F.2.4-3)

En donde:

M = Momento máximo aplicado.

P = Carga axial aplicada.

$P_e = (23/12) A F' e$, en donde $F' e$ es el valor definido en la Sección F.1.6.1.

C_m = Coeficiente definido en la Sección F.1.6.1

M_m = Momento máximo que, en ausencia de carga axial, puede resistir el elemento.

M_p = Momento plástico = $Z F_y$, kg-mm.

Z = Módulo plástico de la sección, mm³.

Para columnas arriostradas en la dirección débil.

Para columnas sin arriostramiento en la dirección débil:

(F.2.4-4)

SECCIÓN F.2.5.

CORTE.

A menos que estén reforzados por rigidizadores diagonales o platinas, las almas de columnas, vigas principales y vigas maestras, incluyendo las áreas comprendidas entre los límites de las conexiones, deberán dimensionarse en tal forma que:

(F.2.5-1)

En donde:

V_u = Es el corte que se espera produzca la carga mayorada requerida.

d = La altura del elemento, y

t = El espesor de su alma.

SECCIÓN F.2.6.

ARRUGAMIENTO DEL ALMA.

Es preciso colocar en un elemento rigidizadores del alma en cada punto de aplicación de carga en donde se formaría una rotula plástica. Se requieren también estos rigidizadores, en puntos del elemento en donde la carga concentrada entregada por las aletas de otro elemento que se ensambla el puede producir arrugamiento del alma, en sentido opuesto a la aleta a compresión, o un esfuerzo alto de tensión en la conexión de la aleta a tensión, de acuerdo con las provisiones del Artículo F.1.15.5.

SECCIÓN F.2.7.

ESPESORES MINIMOS (RELACIONES ANCHO/ESPESOR).

La relación ancho/espesor para aletas de perfiles laminados W, M o S y para perfiles fabricados similares de una sola alma susceptibles de quedar sometidos a compresión y a una alta rotación bajo la carga ultima, no deberá exceder los siguientes valores:

F_y	$b_t / 2t_f$
kg/mm ²	(ksi)
25.3	-36
29.5	-42
31.6	-45
35.1	-50
38.7	-55
42.2	-60
45.7	-65

El espesor de las aletas con pendientes puede tomarse como su espesor promedio.

La relación ancho/espesor de aletas similares a compresión en secciones tipo caja y en platabandas no deberá exceder de 159. Para este propósito, el ancho de una platabanda deberá tomarse como la distancia entre líneas longitudinales de los remaches, pernos de alta resistencia o soldaduras de conexión. La relación altura/espesor de las almas de los elementos sometidos a flexión plástica no deberá exceder del valor dado por la Formula (F.2.7-1a) o (F.2.7-1b), según el caso:

(F.2.7-1a)

(F.2.7-1b)

SECCIÓN F.2.8.

CONEXIONES.

Todas las conexiones cuya rigidez sea esencial a la continuidad supuesta como base del análisis, deberán ser capaces de resistir los momentos, cortes y cargas axiales a que se verían sometidas por la carga mayorada completa o por cualquier distribución parcial probable de la misma.

Las conexiones de esquina acarteladas o curvadas por razones arquitectónicas, deberán dimensionarse de tal manera que en caso necesario pueda desarrollarse toda la resistencia plástica a flexión de la sección adyacente a la conexión. Si es preciso, deberán utilizarse rigidizadores para preservar la continuidad de la aleta de miembros interrumpidos en su unión con otros elementos de un pórtico continuo. Tales rigidizadores deberán colocarse en parejas, sobre lados opuestos del alma del elemento que permanece continuo a través de la unión.

Los pernos de alta resistencia, los pernos A307, los remaches y las soldaduras deberán dimensionarse para resistir las fuerzas, producidas con las cargas mayoradas, utilizando esfuerzos iguales a 1.7 veces los dados en el Capítulo F.1. En general, es preferible utilizar soldaduras de surco o soldaduras de filete, pero su uso no es obligatorio.

En nudos que tengan superficies pintadas en contacto pueden utilizarse pernos de alta resistencia cuando estos nudos son de tamaño tal que el deslizamiento requerido para producir apoyo no interfiera con la formación, bajo cargas mayoradas; de las rotulas plásticas supuestas en el diseño.

SECCIÓN F.2.9.

AMARRE LATERAL.

Los elementos deberán estar adecuadamente arriostrados para resistir desplazamientos laterales y torsionales en los lugares de las rotulas plásticas asociadas con el mecanismo de falla. La distancia sin apoyo lateral, l_{cr} medida entre el sitio de tales rotulas arriostradas y puntos adyacentes similarmente arriostrados del elemento o pórtico no deberá exceder del valor dado por una de las Formulas (F.2.9-1a) o (F.2.9-1b).

(F.2.9-1a)

(F.2.9-1b)

En donde:

R y = Radio de giro del elemento con respecto a su eje débil

M = El menor de los momentos en los extremos del segmento sin arriostramiento.

M/M_p = La relación de momento extremo, positiva cuando el segmento esta flectado en doble curvatura y negativa cuando la flexión es de curvatura simple.

Las provisiones anteriores no necesitan aplicarse en la región de la ultima rotula que se forma en el mecanismo de falla supuesto como para dimensionar un elemento dado, ni en miembros orientados su eje débil normal al plano de Flexión. Sin embargo, en la región donde se forma la última rotula, y en regiones no adyacentes la articulación plástica, la distancia máxima entre puntos de apoyo lateral deberá ser tal que cumpla, tanto los requisitos de las fórmulas del Capitulo F.1 de esta especificación. Para este caso los valores de f a y f b se calcularan a partir del momento y la fuerza axial con cargas mayorada divididos por el coeficiente de carga aplicable.

Los miembros embebidos en un muro de mamposterías y que tengan su alma perpendicular a dicho muro pueden suponerse lateralmente apoyados con respecto a su eje débil de flexión.

SECCIÓN F.2.10.

FABRICACION.

Las provisiones del Capitulo F.1 referentes a la mano de obra regirán la fabricación de estructuras diseñadas con base, en la resistencia máxima sujetas a las siguientes limitaciones:

(1) Deberá evitarse el uso de bordes cizallados en los sitios sometidos a rotación de articulación plástica bajo cargas mayoradas.

En caso de utilizarlos deberán pulirse previamente mediante esmeril formón o cepillo.

(2) En sitios sometidos a rotación de articulación plástica con cargas mayoradas los agujeros para pernos o remaches en el área de tensión deberán ser subperforados y luego rimados o taladrados a su tamaño total.

CAPÍTULO F.3.

REQUISITOS DE ACERO ESTRUCTURAL EN ZONAS DE RIESGO SISMICO INTERMEDIO Y ALTO.

SECCIÓN F.3.1.

GENERAL.



ARTÍCULO F.3.1.1. En las Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio o Alto tal como las define la Sección A.2.3 de este Código los elementos estructurales de acero deben dimensionarse y diseñarse para que cumplan los requisitos del presente Capítulo F.3 y además los requisitos de los Capítulos F.1 y F.2 de este Código.



ARTÍCULO F.3.1.2. Cuando se utilice el Capítulo F.1 de este Código en el diseño de elementos del sistema de resistencia sísmica de estructuras localizadas en Zonas de Riesgo Sísmico Intermedio o Alto, deben hacerse las modificaciones siguientes en los esfuerzos permisibles:

PARÁGRAFO F.3.1.2.1. RESISTENCIA AL CORTANTE. En el Parágrafo F.1.5.1.2 y en la Sección F.1.10 debe utilizarse:

En vez de $F_v = 0.40 F_y$, para determina la resistencia al corte.

PARÁGRAFO F.3.1.2.2. ESFUERZO DE EULER. En el Artículo F.1.6.6 la definición de F_e debe modificarse por:

Donde l_b es la longitud real en el plano de flexión, r_b es el radio de giro correspondiente y K es el factor de longitud efectiva en el plano de flexión.

SECCIÓN F.3.2.

PORTICOS DE ACERO.



ARTÍCULO F.3.2.1. PÓRTICOS DE ACERO COMUNES. Cuando se utilicen pórticos de acero, resistentes a momentos, como sistema de resistencia sísmica, estos deben diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos del Capítulo F.1 para poder utilizar los valores de los Coeficientes de Modificación de Respuesta, R , y de Amplificación de Desplazamiento, C_d , que se dan en los Capítulos A.7 a A.9 para pórticos de acero.

ARTÍCULO F.3.2.2. PÓRTICOS DE ACERO ESPECIALES. Los pórticos de acero, resistentes a momentos, del sistema de resistencia sísmica que se diseñan y construyen de acuerdo con los requisitos del Capítulo F.2 y los requisitos adicionales que se dan en este Artículo pueden llamarse Pórticos de Acero Especiales.

PARÁGRAFO F.3.2.2.1. En el diseño de los Pórticos de Acero Especiales no deben utilizarse los requisitos del ARTÍCULO F.2.3.1. Además en límite de la carga axial permisible que se fija en $0.75P_y$ en el artículo f.2.3.2 debe disminuirse a $0.60P_y$.

PARÁGRAFO F.3.2.2.2. Además de los requisitos de la Sección F.2.4 deben cumplirse los siguientes al respecto:

Los empalmes de las columnas no se deben colocar en un área en la cual se pudiera formar una articulación plástica potencial a menos que el empalme desarrolle totalmente la misma resistencia de la sección de la columna. No deben utilizarse soldaduras de penetración parcial para empalmar columnas a menos que se pueda demostrar que la resistencia del empalme es adecuada para resistir efectos de carga provenientes de:

(a) La capacidad plástica de los empalmes en los extremos de la columna suponiendo que la resistencia de fluencia de los miembros es de $1.25F_y$.

(b) La capacidad plástica del empalme en un piso y mitad de la capacidad plástica del empalme en el otro piso, suponiendo que las resistencias a la fluencia de los miembros es de F_y .

(c) La carga obtenida de sumar el 50% de la carga muerta con la totalidad de la carga sísmica.

PARÁGRAFO F.3.2.2.3. Además de los requisitos de la Sección F.2.5 deben cumplirse los siguientes al respecto:

El cortante en las vigas y columnas del pórtico y en sus conexiones se debe determinar suponiendo momentos iguales a las capacidades a flexión de estos en las secciones críticas, pero no debe ser inferior a los cortantes que resultan de la distribución elástica de las fuerzas especificadas por este Código, tanto horizontales como verticales.

Las áreas de zonas de paneles en las conexiones viga columna se deben diseñar para resistir los cortantes, f_v , con base en la capacidad de los miembros que llegan al nudo, pero no hay necesidad de que excedan los cortantes producidos al deformar el pórtico al doble de la deformación producida por las fuerzas horizontales prescritas por este Código.

PARÁGRAFO F.3.2.2.4. Además de los requisitos de la Sección F.2.8 debe cumplirse lo siguiente:

Las conexiones de viga a columna deben desarrollar la capacidad del nudo determinada de la resistencia de los miembros que llegan a él, a menos que se pueda demostrar que puede obtenerse una rotación adecuada mediante la deformación de los materiales de la unión.

ARTÍCULO F.3.2.3. Cuando se utilicen Pórticos de Acero Especiales como sistema de resistencia sísmica, y estos pórticos cumplan todos los requisitos de esta Sección, se pueden utilizar valores del Coeficiente de Modificación de Reapuesta, R , igual a 7 y del Coeficiente de Amplificación de Desplazamiento, C_d , igual a 5.

SECCIÓN F.3.3.

ESTRUCTURAS METALICAS DE CUBIERTA 0 ENTREPISO.

ARTÍCULO F.3.3.1. ESTRUCTURA DE SOPORTE. La estructura de soporte debe diseñarse para resistir la fuerza sísmica horizontal que impone la masa de la cubierta, o entepiso, de acuerdo con los requisitos del material correspondiente a la zona de riesgo sísmico en que se encuentra localizada la edificación.

PARÁGRAFO. Cuando para efectos de distribuir la fuerza sísmica a los elementos de soporte se suponga que la cubierta, o entepiso, actúa como un diafragma, debe consignarse en la memoria de cálculos la verificación de que la cubierta es capaz de resistir las fuerzas que le impone el efecto de diafragma.

ARTÍCULO F.3.3.2. ANCLAJE DE LOS ELEMENTOS. Los elementos de la cubierta, o del entepiso, que transmitan reacciones verticales a la estructura de soporte deben anclarse por medio de elementos conectores capaces de resistir una fuerza horizontal equivalente a 0.5 A v veces la reacción transmitida al soporte.

ARTÍCULO F.3.3.3. TIRANTES INFERIORES DE CERCHAS O ARMADURAS. El valor de la relación de esbeltez máxima de miembros a tensión, dado en el artículo F.1.8.4, no debe exceder 240 en el tirante inferior de cerchas de cubiertas o entepisos.

ARTÍCULO F.3.3.4. UNIONES. Las uniones de cerchas deben ser capaces de desarrollar 1.25 veces la resistencia de los elementos que interconectan.

TÍTULO G.

CAPÍTULO G.1.

DE LAS SANCIONES.



ARTÍCULO G.1. Los ingenieros y arquitectos que adelanten obras de construcción sin sujetarse a las normas del presente Código incurrirán en violación del Código de Ética Profesional y podrán ser sancionados por el Consejo Profesional Nacional de Ingeniería y Arquitectura con la suspensión o la cancelación de la matrícula en la forma prevista en el Decreto 1548 de 1983 (Artículos 18 a 30).

PARÁGRAFO. En igual sanción incurrirán los ingenieros y arquitectos de las oficinas o dependencias distritales o municipales encargadas de conceder licencias para construcciones cuando las autoricen sin que los planos o proyectos respectivos cumplan con los requisitos establecidos en este Código.



ARTÍCULO G.2. Las Alcaldías por conducto de la Secretaria o Departamento Administrativo correspondiente, podrán ordenar la demolición de las construcciones que se adelanten sin el cumplimiento de las normas que establece este Código, sin perjuicio de imposición de las sanciones que prevean las respectivas disposiciones municipales.

ARTÍCULO 2o. Este Decreto comenzará a regir a partir del día primero de diciembre del año de 1984.

COMUNIQUESE Y CUMPLASE.

HERNAN BELTZ PERALTA

Ministro de Obras Públicas y Transportes