

C.7.8.2.2 - En los puntos terminales del núcleo de acero estructural debe considerarse que solo el 50 por ciento de los esfuerzos totales de compresión son transferidos por contacto.

C.7.8.2.3 - La transferencia de esfuerzos entre la base de la columna y la zapata o elemento de cimentación debe diseñarse de acuerdo con los requisitos de C.15.8.

C.7.8.2.4 - La base del elemento de acero estructural debe diseñarse para que sea capaz de transferir a la zapata o elemento de fundación la totalidad de la carga que lleva todo el elemento compuesto, o bien la base se diseña para que sea capaz de transferir solo la carga que lleva el núcleo de acero estructural, pero debe proveerse una sección de concreto generosa para que transfiera la carga que proviene de la sección de concreto reforzado, por medio de compresión en el concreto y el refuerzo.

C.7.9 - DETALLES ESPECIALES EN LOS NUDOS

C.7.9.1 - En los nudos de un pórtico (puntos de enlace de vigas y columnas), debe confinarse el concreto mediante la colocación de estribos adicionales, con el fin de garantizar la eficiencia de los empalmes del refuerzo, del refuerzo que continúa y el anclaje del refuerzo que termina en el nudo. Véase C.11.11.

C.7.9.2 - El confinamiento en los nudos puede consistir en concreto externo o estribos internos cerrados o espirales.

C.7.9.3 - En estructuras de capacidad de disipación de energía especial (*DES*) para construcción sismo resistente deben cumplirse los requisitos para nudos dados en el Capítulo C.21.

C.7.10 - REFUERZO TRANSVERSAL PARA MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESION

C.7.10.1 - El refuerzo transversal en los miembros sometidos a compresión debe cumplir los requisitos de C.7.10.2 y C.7.10.3 y cuando se requiera por cortante o torsión debe cumplir los requisitos del Capítulo C.11.

C.7.10.1.1 - El refuerzo transversal para miembros compuestos sometidos a compresión debe cumplir los requisitos de C.10.14.

C.7.10.1.2 - El refuerzo transversal de tendones de preesfuerzo debe cumplir los requisitos de C.18.11

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

- (a) Las espirales deben consistir en barras continuas espaciadas uniformemente que pueden manejarse y colocarse sin distorsión de sus dimensiones.
- (b) Para construcción en el sitio las espirales deben estar conformados por barras de diámetro mayor o igual al N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm)
- (c) El espaciamiento entre espirales no debe exceder 80 mm ni ser menor de 25 mm. Debe cumplirse además con los requisitos de C.3.3.3
- (d) La espiral debe anclarse por medio de 1.5 vueltas adicionales en cada extremo de la unidad de espiral.
- (e) Los empalmes del refuerzo en espiral deben ser empalmes por traslape de $48d_b$ para barras corrugadas, empalmes por traslape de $72d_b$ para barras lisas o barras con recubrimiento epóxico, o bien empalmes mecánicos o soldados.
- (f) La espiral debe ir desde la parte superior de la zapata o losa hasta el nivel del refuerzo inferior más bajo de los elementos que la columna soporte en el siguiente nivel
- (g) En situaciones donde a una o más de las caras de la columna no llegan vigas, o ménsulas, deben colocarse estribos por encima de la terminación de la espiral hasta la parte inferior de la losa o panel descolgado (ábaco)

- (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.

C.7.10.2.1 - En estructuras de capacidad de disipación de energía especial (*DES*) para construcción sismo resistente, deben cumplirse además los requisitos dados en el Capítulo C.21.

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 N° 3 (3/8") ó 10M (10 mm) cuando las barras longitudinales sean menores al N° 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm), y al menos N° 4 (1/2") ó 12M (12 mm) cuando se trate de barras longitudinales mayores o iguales al N° 11 (1-5/8") ó 35M (35 mm) o de paquetes de barras. En estructuras de capacidad de disipación de energía mínima (*DMI*) se permiten estribos de barra N° 2 (1/4") ó 6M(6 mm) cuando las columnas soportan únicamente uno o dos pisos.
- (b) El espaciamiento vertical entre estribos no debe exceder $16d_b$ de barra longitudinal, $48d_b$ de barra de estribo, o la menor dimensión de la sección de la columna. En estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) utilizadas en construcción sismo resistente, deben cumplirse los requisitos adicionales del Capítulo C.21.
- (c) Los estribos deben disponerse de tal manera que toda barra longitudinal de esquina, y una de por medio de la que no lo es, tenga soporte lateral proveniente de la esquina de un estribo, la cual no debe tener un ángulo mayor de 135° . Ninguna barra debe estar localizada en la sección a más de 150 mm libres, medidos a lo largo del estribo, de una barra que esté 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 del tramo de columna debe localizarse verticalmente a menos de medio espaciamiento de estribo medido a partir de la parte superior de la zapata o losa de cualquier piso y en la parte superior de la columna a no más de medio espaciamiento de estribo medido a partir del plano de refuerzo horizontal en la losa que esté localizado más abajo.
- (e) Cuando lleguen vigas o haya ménsulas en las cuatro caras de la columna, los estribos pueden suspenderse 80 mm por debajo del plano del refuerzo inferior de la viga o ménsula de menor altura.
- (f) Los estribos deben continuarse dentro del nudo cuando así lo exija C.11.11 o el Capítulo C.21 para estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (*DMO*) y especial (*DES*) respectivamente.

C.7.11 - REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS

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 Reglamento.

C.7.11.2 - El refuerzo a compresión en elementos sometidos a flexión, debe asegurarse mediante estribos que cumplan lo especificado en el literal (c) de C.7.10 3, colocándolos en toda la longitud en que se necesita el refuerzo a compresión.

C.7.11.3 - En los elementos sometidos a flexión y que además estén solicitados por esfuerzos alternantes o por torsión, los estribos deben ser cerrados o refuerzo en espiral.

C.7.11.4 - Los estribos en vigas de elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica deben cumplir los requisitos adicionales que se dan en el Capítulo C.21 para estructuras de capacidad de disipación de energía mínima (*DMI*), moderada (*DMO*) y especial (*DES*)

C.7.12 - REFUERZO PARA RETRACCION DE FRAGUADO Y VARIACION DE TEMPERATURA

C.7.12.1 - En losas macizas reforzadas en una dirección debe colocarse un refuerzo secundario para efectos de retracción de fraguado y temperatura, en la dirección perpendicular al refuerzo principal. La relación de área de refuerzo a área bruta de concreto debe tener, como mínimo, uno de los siguientes valores, los cuales son aplicables cuando la losa puede expandirse o contraerse libremente, o cuando se admite que se presente fisuración sin ningún control especial, o cuando el control de fisuración es innecesario:

Para barras lisas, o corrugadas, con resistencia a la fluencia f_y menor o igual a 350 MPa	0.0020
Para barras corrugadas con f_y igual a 420 MPa, o mallas electrosoldada de alambre liso o corrugado	0.0018
Para refuerzo con un punto de fluencia f_y mayor de 420 MPa, correspondiente a una deformación unitaria de fluencia de 0.35%	(0.0018 x 420)/f_y (MPa) pero no menor de 0.0014

Este refuerzo debe tener una separación máxima no mayor de 5 veces el espesor de la losa o 500 mm, la que sea menor.

Cuando la losa esté restringida, o no pueda expandirse o contraerse libremente, o cuando se desee controlar la fisuración, las cuantías mínimas anteriores deben multiplicarse por los siguientes factores:

- (a) para concreto expuesto a la intemperie **1.5**
- (b) para concreto que no esté expuesto a la intemperie **1.25**

C.7.12.2 - En losas aligeradas, el refuerzo para efectos de retracción y temperatura, colocado perpendicularmente a la dirección de las viguetas, debe tener las mismas cuantías especificadas anteriormente con relación a la plaqueta superior y a la plaqueta inferior, independientemente.

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 nominal a la fluencia f_y , en tracción de acuerdo con los requisitos del Capítulo C 12 de este Reglamento

C.7.12.4 - El refuerzo de retracción y temperatura puede sustituirse por refuerzo preesforzado que cumpla los requisitos de C.3.5.6. Este refuerzo debe producir un esfuerzo mínimo promedio de compresión de 0.7 MPa en la sección bruta de concreto. Este esfuerzo debe calcularse después de las pérdidas de acuerdo con C 18.6. El máximo espaciamiento de los tendones no debe exceder 1.80 m. Cuando el espaciamiento exceda 1.40 m debe colocarse refuerzo no preesforzado en una cantidad igual a la pedida por C 7 12 1 entre los tendones en los bordes de la losa. Este último refuerzo debe llevarse por una distancia igual al espaciamiento de los tendones medida a partir del borde de la losa

C.7.13 - REQUISITOS DE INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

C.7.13.1 - Los diferentes elementos de la estructura deben estar adecuadamente amarrados entre sí para mejorar la integridad total de la estructura, por medio de detalles del refuerzo y conexiones. Para construcción prefabricada deben cumplirse los requisitos del Capítulo C.16.

C.7.13.2 - Para construcción vaciada en el sitio, los siguientes constituyen requisitos mínimos para obtener la integridad estructural requerida

C.7.13.2.1 - En construcción con viguetas, por lo menos una barra inferior debe ser continua, o debe empalmarse en el apoyo utilizando un empalme por traslapeo en tracción Tipo A, y cuando se trate del apoyo final, debe terminarse en un gancho estándar

C.7.13.2.2 - Las vigas del perímetro de la estructura deben tener refuerzo continuo a todo lo largo. Este refuerzo debe estar rodeado por estribos cerrados. Este refuerzo continuo debe ser al menos un sexto del refuerzo de tracción requerido para momentos negativos en el apoyo y al menos un cuarto del refuerzo positivo requerido en los centros de las luces. La continuidad requerida puede darse con refuerzo superior empalmado en los centros de las luces y con refuerzo inferior empalmado en o cerca de los apoyos. Estos empalmes deben ser traslapes en tracción Tipo A. No hay necesidad de extender los estribos cerrados dentro de los nudos o apoyos.

C.7.13.2.3 - En las vigas diferentes a vigas del perímetro, cuando no se dispongan estribos cerrados, al menos un cuarto del refuerzo positivo requerido en el centro de la luz debe ser continuo o empalmarse en el apoyo con traslapes en tracción Tipo A y en apoyos finales terminarse en un gancho estándar.

C.7.13.2.4 - Para losas que trabajen en dos direcciones debe consultarse el Capítulo C 13.

C.7.13.3 - En construcción prefabricada en las uniones y alrededor del perímetro de la estructura, deben disponerse amarres capaces de resistir tracción en las direcciones transversal, longitudinal, vertical y perimetral, con el fin de amarrar de una manera efectiva los elementos entre sí. Deben cumplirse los requisitos de C.16.5. En caso de existir vigas de borde o interiores, deben cumplirse los requisitos de C.7.13.2.



CAPITULO C.8 ANÁLISIS Y DISEÑO

C.8.0 - NOMENCLATURA

- A_s = área de refuerzo, no preesforzado, que trabaja a tracción, mm².
 A'_s = área de refuerzo a compresión, mm².
 b = ancho de la cara de compresión del elemento, mm.
 d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción, mm.
 E_c = módulo de elasticidad del concreto, expresado en MPa
 E_s = módulo de elasticidad del acero, expresado en MPa
 f'_c = resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa.
 $\sqrt{f'_c}$ = raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en MPa ($\sqrt{f'_c}$ MPa = 3.193 $\sqrt{f'_c}$ kgf/cm²).
 f_y = resistencia nominal a la fluencia del acero, expresada en MPa
 I_g = momento de inercia de la sección bruta de concreto, con respecto a su eje centroidal, despreciando el efecto del refuerzo, en m⁴.
 r = porcentaje de redistribución de momentos
 w_c = masa unitaria del concreto en kg/m³.
 β_1 = coeficiente definido en C.10.2.7.
 ϵ_t = deformación unitaria neta por tracción en refuerzo extremo de tracción.
 ρ = cuantía del refuerzo de tracción
 ρ = A_s/bd
 ρ' = cuantía del refuerzo de compresión.
 ρ' = A'_s/bd
 ρ_b = cuantía de refuerzo que produce condiciones de deformación balanceada.
 ω = cuantía mecánica del acero de refuerzo
 ω = $(\rho - \rho') f_y / f'_c$
 ϕ = coeficiente de reducción de resistencia. Véase C.9.3

C.8.1 - PRINCIPIOS GENERALES

C.8.1.1 - La estructura en conjunto y cada una de sus partes debe analizarse, diseñarse y construirse de manera que sea capaz de resistir todas las solicitaciones, cargas y deformaciones que se puedan presentar durante su construcción y uso, sin llegar a los estados límites descritos en C 8.1.2, C 8 1.3 y C.8.1.4.

C.8.1.2 - ESTADOS LÍMITES - Se consideran dos estados límites

- (a) el estado límite de resistencia que corresponde a la máxima capacidad portante, y
- (b) el estado límite de funcionamiento o servicio, que corresponde a los criterios que gobiernan el uso normal y la durabilidad

C.8.1.3 - ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA - Se puede llegar al estado límite de resistencia, entre otros, debido a:

- (a) que la resistencia de diseño, afectada por los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ , apropiados, sea menor que las fuerzas mayoradas,
- (b) se presente pérdida del equilibrio de la estructura en conjunto o en alguna de sus partes,
- (c) por la rotura de secciones críticas de la estructura,
- (d) por transformación de la estructura en mecanismo,
- (e) por inestabilidad que lleve a cambios geométricos incompatibles con las hipótesis iniciales de análisis, y
- (f) por falta de integridad estructural (véase C 7 13), debida a ausencia de amarres adecuados entre los diferentes elementos que conforman la estructura

C.8.1.4 - ESTADO LIMITE DE FUNCIONAMIENTO - Se puede llegar al estado límite de funcionamiento o servicio, entre otros, por:

- (a) deformaciones o deflexiones excesivas para el uso normal de la estructura (véase el Título A y C.9.5),
- (b) por fisuración prematura o excesiva,
- (c) por desplazamientos excesivos aunque no impliquen pérdida de equilibrio,
- (d) por daños locales como la corrosión y el ataque al concreto producido por ambientes salinos o que contienen sulfatos (véase el Capítulo C.4 y C.7.7),
- (e) por vibraciones excesivas producidas por elementos móviles, o cargas cíclicas, que causan efectos de fatiga,
- (f) por daño local evitable a través de la disposición de juntas de expansión y de control, y la disposición adecuada del refuerzo y el preesfuerzo, o
- (g) por fuego

C.8.2 - CARGAS Y FUERZAS DE DISEÑO Y DE SERVICIO

C.8.2.1 - Los requisitos del presente Título del Reglamento se fundamentan en la premisa de que toda estructura de concreto estructural se dimensiona y diseña para que se comporte adecuadamente ante todas las solicitaciones que la puedan afectar. Para las condiciones relevantes de las diferentes cargas y solicitaciones, deben tomarse suficientes casos de combinación con el fin de poder identificar las condiciones críticas de diseño dentro de la estructura, o partes de ella

C.8.2.2 - Las cargas de servicio se determinan de acuerdo con lo prescrito en el Título B del presente Reglamento. Las cargas vivas pueden afectarse por las reducciones que permite el Título B.

C.8.2.3 - Las fuerzas de viento deben determinarse siguiendo el Capítulo B.6 del presente Reglamento.

C.8.2.4 - Las fuerzas sísmicas y sus efectos se deben determinar siguiendo los requisitos del Título A.

C.8.2.5 - Deben tenerse en cuenta los efectos del preesfuerzo, cargas de los puente grúas, vibración, impacto, retracción de fraguado, variaciones de temperatura, flujo plástico y asentamientos diferenciales, de acuerdo con lo requiendo en los diferentes Títulos del presente Reglamento.

C.8.3 - PROCEDIMIENTOS DE CALCULO

C.8.3.1 - GENERAL - El énfasis del cálculo estructural se debe dirigir hacia el comportamiento global de la estructura, teniendo en cuenta todos los aspectos ambientales que la puedan restringir o afectar y hacia la conducción adecuada de las fuerzas, y sus efectos, dentro de ella. En el diseño de concreto estructural, los elementos se deben dimensionar y detallar para que tengan la resistencia adecuada de acuerdo con los requisitos de este Reglamento, utilizando los coeficientes de carga y de reducción de resistencia, ϕ , especificados en el Título B y en el Capítulo C 9.

C.8.3.2 - ETAPAS DEL DISEÑO - En el diseño de las estructuras de concreto estructural deben cumplirse dos etapas:

C.8.3.2.1 - 1ª Etapa - Análisis - Esta etapa consiste en calcular el estado nominal de esfuerzos y deformaciones dentro de la estructura, por medio de una idealización matemática o física de ella.

C.8.3.2.2 - 2ª Etapa - Diseño - Esta etapa consiste en determinar y verificar las dimensiones definitivas de los elementos, y la cantidad y disposición del refuerzo a colocarse.

C.8.3.3 - PROCEDIMIENTOS ALTERNOS - Se permite el diseño del concreto estructural siguiendo los requisitos alternos de los Apéndices C-A y C-B.

C.8.4 - 1ª ETAPA - METODOLOGIAS DE ANALISIS

C.8.4.1 - GENERAL - Los sistemas estructurales deben diseñarse para los efectos máximos causados por las cargas mayoradas, tal como se manifiestan en las diferentes secciones de sus elementos. Estos efectos deben determinarse por medio de un análisis estructural realizado por medio de uno de los métodos definidos en C.8.5 a C.8.8. El objetivo

del análisis es la determinación de la distribución de las fuerzas y momentos internos, o de los esfuerzos, deformaciones y desplazamientos, de toda o parte de la estructura. Deben realizarse análisis locales adicionales, cuando sean necesarios. El análisis debe tener en cuenta los efectos de la rigidez de la cimentación y del suelo cuando estos afecten los resultados del análisis.

C.8.4.2 - EQUILIBRIO Y COMPATIBILIDAD - Todas las metodologías de análisis deben cumplir con los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

C.8.4.2.1 - Normalmente el equilibrio se debe verificar con base en la estructura no deformada (teoría de primer orden). Sin embargo, en aquellos casos en los cuales las deformaciones pueden conducir a aumentos significativos de las fuerzas y momentos internos, el equilibrio debe verificarse considerando la estructura deformada (teoría de segundo orden, o efectos P-Delta).

C.8.4.2.2 - En las metodologías elásticas el procedimiento de análisis debe cumplir explícitamente el principio de compatibilidad de deformaciones. En las metodologías inelásticas de análisis, la compatibilidad puede ser verificada directamente o bien indirectamente por medio de verificaciones de la capacidad de deformación cuando el procedimiento de análisis no la verifica directamente en los lugares donde se presentan concentraciones de comportamiento inelástico, como pueden ser las articulaciones plásticas o los lugares de fluencia.

C.8.4.2.3 - La metodología empleada debe tener en cuenta, además de las deformaciones causadas por flexión de los elementos, las deformaciones, elásticas o inelásticas, causadas por las fuerzas axiales, de cortante y de torsión, cuando sus efectos sean superiores al cinco por ciento de las deformaciones causadas por flexión.

C.8.4.3 - CRITERIO DE INGENIERO DISEÑADOR - La metodología de análisis empleada debe ser consistente con las suposiciones realizadas por el ingeniero diseñador y con la precisión propia de la información de las cargas y restricciones. Los modelos de análisis empleados deben describir adecuadamente el comportamiento estructural. En la selección del procedimiento de análisis se debe tratar de identificar correctamente los mecanismos de falla, evitando complejidades innecesarias. Los procedimientos excesivamente refinados deben utilizarse en estructuras complejas y por parte de ingenieros que dominen sus fundamentos. Cuando se utilicen procedimientos de cálculo electrónico, es obligación del ingeniero conocer a fondo los fundamentos bajo los cuales se desarrollaron los programas utilizados y las suposiciones que el programa utiliza internamente.

C.8.4.4 - METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS - Se reconocen las siguientes metodologías.

- (a) análisis estructural elástico general (C.8.5),
- (b) análisis elástico de esfuerzos (C.8.6),
- (c) análisis inelástico de esfuerzos (C.8.7),
- (d) análisis experimental de esfuerzos (C.8.8), y
- (e) procedimientos especiales para el análisis de losas (Capítulo C.13)

C.8.4.5 - ANÁLISIS COMPLEMENTARIOS - El análisis estructural elástico general debe complementarse con análisis locales, elásticos o inelásticos que tomen en cuenta la incertidumbre en las cargas, tanto en magnitud como en ubicación, y el comportamiento inelástico y la redistribución de los esfuerzos locales debida a la fisuración, la adherencia del refuerzo, y además deben llevarse a cabo comprobaciones de estabilidad local y general de la estructura.

C.8.4.6 - DOCUMENTACIÓN DEL ANÁLISIS - Además de los resultados del análisis global de la estructura, deben realizarse y documentarse evaluaciones independientes utilizando metodologías elásticas e inelásticas que cumplan con los principios de equilibrio de los estados de esfuerzo en las secciones críticas y en las regiones donde haya discontinuidades. La memoria de cálculos de estos procedimientos debe explicar las suposiciones realizadas, la metodología empleada y los resultados obtenidos, por medio de la descripción de las fuerzas en las diferentes secciones, los estados de esfuerzos obtenidos, las verificaciones para los estados límites y la localización y tipo de refuerzo obtenido, incluyendo sus empalmes y anclajes.

C.8.5 - ANALISIS ESTRUCTURAL ELASTICO GENERAL

C.8.5.1 - LIMITACIONES - Se permite el empleo de metodologías lineales elásticas de análisis estructural general, en sistemas estructurales donde la suposición de que existe una distribución lineal de las deformaciones dentro de las secciones sea válida.

C.8.5.1.1 - En el análisis estructural elástico general se considera la estructura como un ensamblaje de elementos interconectados, que se clasifican de acuerdo con su naturaleza y con la función que desempeñan, tales como: vigas, columnas, losas, muros, etc. En la medida que la altura de la sección del elemento sea mayor, en comparación con su luz, o altura libre; la suposición de que la distribución de las deformaciones internas dentro del elemento es lineal deja de ser cierta. En estos casos el comportamiento real difiere del que predice un análisis estructural elástico general, y por lo tanto debe recurrirse a otros procedimientos que describan de una manera adecuada el comportamiento real.

C.8.5.1.2 - En estructuras de concreto se permite una redistribución inelástica de los esfuerzos obtenidos por medio de un análisis estructural elástico general, siguiendo los requisitos de C.8.5.12 para concreto no preesforzado, y de C.18.10.4 para concreto preesforzado.

C.8.5.2 - SUPOSICIONES - En el análisis estructural elástico se permite emplear las suposiciones planteadas en C.8.5.3 a C.8.5.13.

C.8.5.3 - RIGIDEZ - El ingeniero diseñador de acuerdo con su criterio, debe definir las rigideces de los elementos, a emplear en el análisis estructural, de acuerdo con suposiciones razonables. Las suposiciones adoptadas se deben mantener consistentemente durante todo el análisis. El efecto de las variaciones en la sección de los elementos, producidas por cartelas, ménsulas, etc., debe ser tenido en cuenta en el análisis y el diseño. Como guía se dan las recomendaciones contenidas en las secciones C.8.5.3.1 a C.8.5.3.3, las cuales no tiene carácter obligatorio.

C.8.5.3.1 - Cuando los resultados de un análisis elástico se emplean para determinar deformaciones al nivel de resistencia, es recomendable que la rigidez EI represente la rigidez de los elementos en el estado inmediatamente anterior a la falla; especialmente si las deflexiones obtenidas por medio del análisis se utilizan para predecir las deformaciones de la estructura en el estado de falla inminente. En este caso es recomendable que los valores de EI no se basen solamente en las relaciones momento-curvatura de la sección sometida a mayores esfuerzos dentro del elemento; estos valores deben deducirse de las relaciones momento-rotación en los extremos del elemento, tomado en toda su longitud.

C.8.5.3.2 - Cuando los resultados de un análisis elástico se emplean para determinar deformaciones al nivel de servicio, es recomendable que la rigidez EI represente la rigidez de los elementos en el estado de carga apropiado. Los requisitos de la sección C.9.5.2.2 permiten definir la rigidez para elementos sometidos principalmente a flexión.

C.8.5.3.3 - En ausencia de unas consideraciones como las indicadas en C.8.5.3.1 y C.8.5.3.2, para efectos de determinar deformaciones, pueden emplearse las propiedades aproximadas para los elementos dadas en la tabla C.8-1.

Tabla C.8-1
Propiedades de rigidez para el análisis

	Estado Limite de Servicio	Estado Limite de Resistencia
módulo de elasticidad, E_c	véase C.8.5.4	véase C.8.5.4
momento de inercia vigas	0.50 I_g	0.35 I_g
momento de inercia columnas	1.00 I_g	0.70 I_g
momento de inercia muros		
no fisurados	1.00 I_g	0.70 I_g
fisurados	0.50 I_g	0.35 I_g
momento de inercia de losas en sistemas losa-columna	0.35 I_g	0.25 I_g
área	1.00 A_g	1.00 A_g

C.8.5.4 - MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - El módulo de elasticidad para el concreto de peso normal, E_c , debe determinarse experimentalmente a partir de las curvas esfuerzo-deformación obtenidas para un grupo representativo de cilindros estándar de concreto, como la pendiente de la línea trazada desde el origen hasta el punto en la curva esfuerzo deformación correspondiente a un esfuerzo de $0.45 f'_c$ en compresión, de acuerdo con la norma NTC 4025 (ASTM C469). En caso de que no se disponga de este valor experimental, para concretos cuya masa unitaria varíe entre 1 450 y 2 450 kg/m³, puede tomarse como

para agregado grueso de origen ígneo:

$$E_c = (w_c)^{1.5} 0.047 \sqrt{f'_c} \text{ en MPa} \quad (\text{C.8-1a}^*)$$

para agregado grueso de origen metamórfico:

$$E_c = (w_c)^{1.5} 0.041 \sqrt{f'_c} \text{ en MPa} \quad (\text{C.8-1b}^*)$$

para agregado grueso de origen sedimentario:

$$E_c = (w_c)^{1.5} 0.031 \sqrt{f'_c} \text{ en MPa} \quad (\text{C.8-1c}^*)$$

el valor medio para toda la información experimental nacional, sin distinguir por tipo de agregado, es:

$$E_c = (w_c)^{1.5} 0.034 \sqrt{f'_c} \text{ en MPa} \quad (\text{C.8-1d}^*)$$

C.8.5.4.1 - En ausencia de un valor experimental de E_c o cuando no se disponga del valor de la masa unitaria del concreto, puede utilizarse:

para agregado grueso de origen ígneo

$$E_c = 5\,500 \sqrt{f'_c} \text{ en MPa} \quad (\text{C.8-2a}^*)$$

para agregado grueso de origen metamórfico:

$$E_c = 4\,700 \sqrt{f'_c} \text{ en MPa} \quad (\text{C.8-2b}^*)$$

para agregado grueso de origen sedimentario:

$$E_c = 3\,600 \sqrt{f'_c} \text{ en MPa} \quad (\text{C.8-2c}^*)$$

el valor medio para toda la información experimental nacional, sin distinguir por tipo de agregado, es:

$$E_c = 3\,900 \sqrt{f'_c} \text{ en MPa} \quad (\text{C.8-2d}^*)$$

C.8.5.4.2 - La relación de Poisson para el concreto debe determinarse por medio del ensayo de cilindros de concreto, realizado de acuerdo con la norma NTC 4025 (ASTM C469). En el caso de que no se disponga del valor experimental puede utilizarse un valor de 0.20.

C.8.5.5 - MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO DE REFUERZO - El módulo de elasticidad para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como $E_s = 200\,000$ MPa. El módulo de elasticidad E_s para tendones de preesfuerzo, debe determinarse por ensayos o puede utilizarse el suministrado por el fabricante.

C.8.5.6 - LONGITUD DE LA LUZ - En el análisis de pórticos o en construcción continua, la longitud de la luz para la determinación de momentos se toma como la distancia centro a centro de los apoyos, a menos que se realice un análisis más detallado de las condiciones de apoyo.

C.8.5.6.1 - La longitud de la luz de elementos no contruidos monolíticamente con los apoyos se considera como la luz libre más la profundidad del elemento, pero no es necesario exceder la distancia entre los centros de los apoyos

C.8.5.6.2 - En las vigas construidas monolíticamente con sus apoyos pueden utilizarse para el diseño los momentos en las caras del apoyo.

C.8.5.7 - CONSTRUCCION CON VIGAS T - En la construcción con vigas T, el ala y el alma deben construirse monolíticamente o de manera tal que se asegure su unión efectiva

C.8.5.7.1 - El ancho de losa efectivo como ala de una viga T no debe exceder $1/4$ de la luz de la viga. El ala efectiva que se proyecta hacia cada lado del alma no debe exceder:

- (a) 8 veces el espesor de la losa, ni
- (b) la mitad de la distancia hasta el alma siguiente.

C.8.5.7.2 - Para vigas con losa en un lado solamente, el ancho efectivo de ala que se proyecta no debe exceder de

- (a) $1/12$ de la luz de la viga,
- (b) 6 veces el espesor de losa, ni
- (c) La mitad de la distancia libre hasta el alma siguiente.

C.8.5.7.3 - Las vigas aisladas en las cuales la forma de 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 que se proyecta hacia cada lado del alma, no mayor que 4 veces el ancho del alma

C.8.5.7.4 - Cuando el refuerzo principal a flexión de una losa que se considera como una viga T (con excepción de las viguetas) es paralelo a la viga, debe colocarse refuerzo perpendicular a la viga en la parte superior de la losa de acuerdo con los siguientes requisitos:

- (a) Es necesario diseñar refuerzo transversal para sostener la carga aplicada sobre la losa que sobresale del alma, suponiendo que actúa como un voladizo. Para vigas aisladas, debe considerarse el ancho total del ala. Para las otras vigas T, solo hay necesidad de considerar el ancho de ala efectivo que se proyecta hacia cada lado del alma.
- (b) El refuerzo transversal no debe espaciarse a más de 5 veces el espesor de la losa, ni a más de 500 mm.

C.8.5.8 - COLUMNAS - Las columnas deben diseñarse para resistir las cargas axiales mayoradas provenientes de todos los pisos que sostengan, inclusive la cubierta, y el máximo momento proveniente de las cargas mayoradas de los vanos adyacentes a la columna en el piso bajo consideración. Además deben considerarse las condiciones de carga que resulten en la máxima relación de momento a carga axial (excentricidad).

C.8.5.8.1 - En los pórticos o en construcción continua, debe considerarse el efecto de cargas desbalanceadas provenientes de las losas o de la cubierta, tanto en las columnas exteriores como interiores y de las cargas excéntricas debidas a otras causas.

C.8.5.8.2 - Al calcular los momentos provenientes de las cargas gravitacionales en las columnas, se permite suponer que estas están empotradas en los extremos lejanos correspondientes a las intersecciones de las columnas con las losas inmediatamente superior e inferior al tramo de columna bajo consideración.

C.8.5.8.3 - La resistencia de la columna a momentos en cualquier piso o cubierta debe obtenerse distribuyendo el momento entre las columnas localizadas inmediatamente debajo y encima del piso bajo consideración, en proporción a las rigideces relativas de las columnas y según las condiciones de restricción al giro de los elementos de la losa en el piso

C.8.5.9 - DISPOSICION DE LA CARGA VIVA - En la determinación de los efectos de las carga viva se permiten las siguientes suposiciones:

C.8.5.9.1 - En el análisis de pórticos conformados por vigas horizontales y columnas verticales 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. La carga viva puede suponerse que esta aplicada únicamente al piso bajo consideración.

C.8.5.9.1 - La distribución de la carga viva puede limitarse a combinaciones de

- (a) La carga muerta mayorada aplicada sobre todas las luces, con la carga viva mayorada sobre dos luces adyacentes, y
- (b) La carga muerta mayorada sobre todas las luces, con la carga viva mayorada sobre luces alternas.

C.8.5.10 - METODOLOGIAS APROXIMADAS - Pueden emplearse metodologías aproximadas de análisis estructural solamente cuando el Reglamento lo permita explícitamente.

C.8.5.11 - LOSAS - Las losas que trabajen en una y dos direcciones pueden analizarse utilizando los métodos presentados en el Capítulo C 13 de este Reglamento.

C.8.5.12 - REDISTRIBUCION INELASTICA DE MOMENTOS EN ELEMENTOS NO PREENFORZADOS SOMETIDOS A FLEXION - Excepto cuando se utilizan valores aproximados de los momentos, se permite aumentar o disminuir los momentos negativos en los apoyos de elementos continuos calculados utilizando la teoría elástica y para cualquier disposición de cargas, hasta por un valor equivalente a r , expresado como porcentaje

$$r = 50 - 160\omega \leq 30\% \quad (\text{C.8-3})$$

Siendo

$$\omega = \frac{(\rho - \rho')f_y}{f'_c} \quad (\text{C.8-4})$$

C.8.5.12.1 - Los momentos negativos modificados se utilizan para calcular los momentos y cortantes en todas las secciones dentro de la luz.

C.8.5.12.2 - La redistribución de momentos negativos solo puede realizarse cuando la sección en la cual se modifique el momento se diseña de tal manera que ρ o $(\rho - \rho')$ no excede $0.75\rho_b$, donde.

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (\text{C.8-5}^*)$$

C.8.5.13 - AFINADO DE PISO SEPARADO - El afinado de pisos no debe considerarse como parte del elemento estructural, a menos que se construya monolíticamente con la losa o se diseñe de acuerdo con los requisitos de Capítulo C 17. Se permite considerar el afinado de piso como parte del recubrimiento requerido o como parte de la altura total del elemento para fines no estructurales.

C.8.6 - ANALISIS ELASTICO DE ESFUERZOS

C.8.6.1 - METODOS - Se permite el empleo de procedimientos tales como el análisis por el método de los elementos finitos, de las diferencias finitas o de integración numérica, para determinar los efectos de las cargas y fuerzas, y el estado de esfuerzos dentro de los materiales que componen la estructura.

C.8.6.2 - DISCRETIZACION - Las redes de elementos y las condiciones de frontera deben definirse cuidadosamente y deben ser consistentes con la geometría, cargas y restricciones en los apoyos.

C.8.6.3 - EQUILIBRIO, COMPATIBILIDAD Y LINEALIDAD ELASTICA - El análisis debe cumplir con los principios de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Las propiedades mecánicas de los materiales deben suponerse linealmente elásticas

C.8.6.4 - ESFUERZOS LOCALES DE COMPRESION - Los esfuerzos locales máximos de compresión en la vecindad de fuerzas concentradas aplicadas o de las reacciones en los apoyos de los elementos pueden promediarse sobre un área igual al área de contacto del apoyo o de la fuerza aplicada.

C.8.6.5 - ESFUERZOS DE TRACCION - La localización y magnitud de las fuerzas de tracción puede obtenerse integrado los esfuerzos de tracción, o preferiblemente, determinando las fuerzas que actúan sobre las secciones críticas y con ellas evaluado las fuerzas de tracción sobre el refuerzo, por medio de un procedimiento apropiado de 2ª Etapa de diseño, de los descritos en C 8 10

C.8.7 - ANALISIS INELASTICO DE ESFUERZOS

C.8.7.1 - DEFINICION - Se entiende por un análisis inelástico de esfuerzos un procedimiento por medio del cual las deformaciones y los estados internos de esfuerzos de la estructura se obtienen por medio de la aplicación del principio de equilibrio, el uso de relaciones esfuerzo-deformación no lineales del concreto y el acero de refuerzo, consideraciones de la fisuración, los efectos reológicos del concreto y del acero, y la compatibilidad de deformaciones o su capacidad de deformación cuando el procedimiento de análisis no verifica directamente la compatibilidad en los lugares donde se presentan articulaciones plásticas o puntos de fluencia. El procedimiento de análisis debe describir adecuadamente los efectos tridimensionales de los elementos y de la estructura.

C.8.7.2 - LIMITACIONES - Los procedimientos de análisis inelástico de esfuerzos sólo pueden emplearse cuando sea posible demostrar que describen adecuadamente el comportamiento de la estructura y sus elementos, y que consecuentemente corresponden a un procedimiento seguro de diseño.

C.8.8 - ANALISIS EXPERIMENTAL DE ESFUERZOS

C.8.8.1 - DEFINICION - Se entiende por análisis experimental de esfuerzos un procedimiento consistente en la medición de deformaciones y deflexiones de la estructura real o de un modelo físico de ella. El análisis experimental puede basarse en comportamiento elástico o inelástico de la estructura

C.8.8.2 - En el análisis experimental deben realizarse verificaciones de las resistencias internas y de las cargas externas para garantizar la consistencia en los resultados obtenidos

C.8.8.3 - Cuando se utilicen métodos de análisis experimental, los ensayos realizados deben ser supervisados por un laboratorio con experiencia en este tipo de trabajos

C.8.9 - 2ª ETAPA - DISEÑO Y METODOLOGIAS DE VERIFICACION

C.8.9.1 - GENERAL - La definición definitiva de las dimensiones de las secciones, de la cantidad y tipo de refuerzo, y de su despiece, debe llevarse a cabo de acuerdo con principios del concreto reforzado que sean de aceptación general. En el dimensionamiento de los elementos y en la definición de los refuerzos, deben utilizarse modelos adecuados que resalten el flujo de las fuerzas dentro de la estructura y la resistencia que se debe proveer a los elementos

C.8.9.2 - ELEMENTOS DONDE HAYA DEFORMACIONES INTERNAS LINEALES - En aquellas regiones de la estructura donde sea válida la suposición de que la distribución de las deformaciones es lineal, el estado interno de esfuerzos puede obtenerse por medio de principios de concreto reforzado de aceptación general, y la resistencia de las diferentes secciones de los elementos puede obtenerse por medio de modelos de resistencia convencionales o bien por medio de modelos de celosía que describan los esfuerzos de una manera condensada por medio de bielas de compresión y tirantes de tracción, o bien por medio de campos de esfuerzo. Deben emplearse los requisitos generales de disposición, detalle y anclaje del refuerzo dados en el Capítulo C 12 para garantizar que el refuerzo pueda desarrollar su resistencia en los puntos críticos

C.8.9.3 - ELEMENTOS DONDE HAYA DEFORMACIONES INTERNAS NO LINEALES - En aquellas regiones donde se presenten discontinuidades geométricas, fuerzas concentradas o reacciones producidas por apoyos, intersecciones de vigas y de columnas, y haya distribuciones no lineales de las deformaciones internas de la estructura, la distribución de los esfuerzos puede obtenerse por medio de modelos de celosía en los cuales haya bielas de compresión, tirantes de tracción y elementos de nudo de geometría adecuada. Los esfuerzos de compresión deben conducirse por medio de bielas de compresión curvas o rectas y las fuerzas de tracción por medio de refuerzo preesforzado o no preesforzado

C.8.10 - MODELOS DE CELOSIA

En el empleo de modelos de celosía, cuando éstos se utilicen, deben seguirse los requisitos dados a continuación

C.8.10.1 - El modelo de celosía utilizado debe reflejar adecuadamente todas las fuerzas y condiciones de frontera de la región donde se presente la discontinuidad. Deben cumplirse los principios de equilibrio y compatibilidad en las fronteras de la región donde se presenta la discontinuidad

C.8.10.2 - En la determinación de la geometría del modelo de celosía deben tomarse en cuenta las dimensiones adecuadas para las bielas de compresión, los tirantes de tracción y los nodos de conexión.

C.8.10.3 - Los esfuerzos admisibles utilizados en los elementos de los modelos de celosía deben estar adecuadamente documentados, y esta información debe relacionarse en las memorias de cálculo

C.8.11 - ANALISIS Y DISEÑO SISMO RESISTENTE

C.8.11.1 - Las metodologías de análisis presentadas en el presente Capítulo son complementarias a las del Título A de este Reglamento

C.8.12 – RECOMENDACIONES PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ESTRUCTURAL EMPLEANDO EL SISTEMA DE UNIDADES SI

C.8.12.1 - Para efectos de que haya consistencia en los resultados del análisis se recomienda utilizar las unidades del sistema SI de la siguiente manera.

Resistencia a la compresión del concreto, f'_c en MPa [1 MPa = 10 kgf/cm²]

Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, f_y en MPa [1 MPa = 10 kgf/cm²]

Momentos de inercia, I en m⁴

Área de las secciones, A en m²

Módulo de elasticidad del concreto, E_c en kPa (kilopascales) [1 kPa = 0.01 kgf/cm²]

Aunque las ecuaciones que prescribe el Reglamento para calcular E_c (C.8-1 y C.8-2) se basan en el empleo de f'_c en MPa, es conveniente multiplicar los valores obtenidos por 1 000 para obtener kPa. Por ejemplo para concreto con $f'_c = 21$ MPa, E_c empleando la ecuación C.8-2b es.

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{21} = 21540 \text{ MPa} = 21.5 \cdot 10^6 \text{ kPa.}$$

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo, E_s en kPa (kilopascales) [1 kPa = 0.01 kgf/cm²]

El valor dado en el Reglamento es de 200 000 MPa = 200 000 000 kPa = $200 \cdot 10^6$ kPa

Fuerzas concentradas en kN [1 kN = 100 kgf = 0.1 ton]

Fuerzas distribuidas en kN/m [1 kN/m = 100 kgf/m = 0.1 ton/m]

Fuerzas por unidad de área en kN/m² [1 kN/m² = 100 kgf/m² = 0.1 ton/m²]

Momentos y torsiones en kN · m [1 kN · m = 100 kgf · m = 0.1 ton · m]

Masa en Mg [1 Mg = 1 000 kg]

Para obtener el efecto gravitacional de la masa (peso), se multiplica la masa en Mg por g [$9.8 \text{ m/s}^2 \approx 10 \text{ m/s}^2$] y así se obtiene $1 \text{ Mg} \cdot g \text{ (m/s}^2\text{)} = 1\,000 \text{ kg} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = 1 \cdot 10^4 \text{ kg} \cdot \text{m/s}^2 = 1 \cdot 10^4 \text{ N} = 10 \text{ kN}$

Carga debida al peso propio en kN [1 kN = 100 kgf = 0.1 ton]

Se obtiene de la siguiente manera Carga debida al peso propio = (densidad de masa · g · volumen)

$$\gamma \text{ (Mg/m}^3\text{)} \cdot g \text{ (m/s}^2\text{)} \cdot V \text{ (m}^3\text{)} = \gamma \cdot V \text{ (Mg/m}^3 \cdot 9.8 \text{ m/s}^2 \cdot \text{m}^3\text{)} \approx \gamma \cdot V \cdot 10 \text{ kN}$$

Por ejemplo, el peso propio de un elemento de concreto de 2 m³ de volumen se obtiene como

$$2.4 \text{ (Mg/m}^3) \cdot 9.8 \text{ (m/s}^2) \cdot 2 \text{ (m}^3) = 48 \text{ kN}$$

Utilizando las unidades anteriores, las rigideces que se obtienen son las siguientes

Fuerza axial debida a deformación axial:

$$P \text{ (kN)} = \frac{A E_c}{L} \cdot \delta \text{ (m)}$$

$$\frac{A E_c}{L} = \frac{A \text{ (m}^2) E_c \text{ (kPa)}}{L \text{ (m)}} = \frac{A E_c}{L} \text{ (m} \cdot \text{kPa} = \text{m} \cdot \text{Pa} \cdot 10^3 = \text{m} \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 10^3 = \frac{\text{kN}}{\text{m}})$$

Flexión debida a giro del extremo del elemento.

$$M \text{ (kN} \cdot \text{m)} = \frac{4 E_c I}{L} \cdot \theta \text{ (rad)}$$

$$\frac{4 E_c I}{L} = \frac{4 E_c \text{ (kPa)} I \text{ (m}^4)}{L \text{ (m)}} = \frac{4 E_c I}{L} \text{ (kPa} \cdot \text{m}^3 = \text{Pa} \cdot 10^3 \cdot \text{m}^3 = \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot \text{m}^3 \cdot 10^3 = \text{kN} \cdot \text{m})$$

Fuerza cortante debida a giro en el extremo del elemento:

$$V \text{ (kN)} = \frac{6 E_c I}{L^2} \cdot \theta \text{ (rad)}$$

$$\frac{6 E_c I}{L^2} = \frac{6 E_c \text{ (kPa)} I \text{ (m}^4)}{L^2 \text{ (m}^2)} = \frac{6 E_c I}{L} \text{ (kPa} \cdot \text{m}^2 = \text{Pa} \cdot 10^3 \cdot \text{m}^2 = \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot \text{m}^2 \cdot 10^3 = \text{kN})$$

Fuerza cortante debida a desplazamiento en el extremo del elemento:

$$V \text{ (kN)} = \frac{12 E_c I}{L^3} \delta \text{ (m)}$$

$$\frac{12 E_c I}{L^3} = \frac{12 E_c \text{ (kPa)} I \text{ (m}^4)}{L^3 \text{ (m}^3)} = \frac{12 E_c I}{L} \text{ (kPa} \cdot \text{m} = \text{Pa} \cdot 10^3 \cdot \text{m} = \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot \text{m} \cdot 10^3 = \frac{\text{kN}}{\text{m}})$$

Para el diseño si las areas se expresan en mm² y los esfuerzos en MPa, el resultado queda expresado en N

$$A \text{ (mm}^2) \cdot \sigma \text{ (MPa)} = F \text{ (mm}^2 \cdot \text{MPa)} = \frac{\text{mm}^2 \cdot \text{MN}}{\text{m}^2} = \frac{\text{mm}^2 \cdot \text{N} \cdot 10^6}{\text{mm}^2 \cdot 10^6} = \text{N}$$

Análogamente para momento en (N · mm), las distancias en (mm), y las inercias en (mm⁴), los esfuerzos se obtienen en (MPa)

$$\frac{M \text{ (N} \cdot \text{mm)} \cdot c \text{ (mm)}}{I \text{ (mm}^4)} = \sigma \left(\frac{\text{N} \cdot \text{mm} \cdot \text{mm}}{\text{m}^4} = \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = \frac{\text{N}}{\text{m}^2 \cdot 10^{-6}} = \text{Pa} \cdot 10^6 = \text{MPa} \right)$$

o momento en (N · mm), áreas de refuerzo en mm² y distancias en (mm)

$$A_s \text{ (mm}^2) \cdot f_y \text{ (MPa)} \cdot d \text{ (mm)} = M \text{ (MPa} \cdot \text{mm}^3) = \frac{\text{N} \cdot 10^6}{\text{m}^2} \cdot \text{m}^3 \cdot 10^{-9} = \text{N} \cdot \text{m} \cdot 10^{-3} = \text{N} \cdot \text{mm}$$

CAPITULO C.9

REQUISITOS DE RESISTENCIA Y SERVICIO

C.9.0 - NOMENCLATURA

A_g	=	área bruta de la sección, expresada en mm ² .
A_s'	=	área del refuerzo a compresión, no preesforzado, expresada en mm ² .
b	=	ancho de la cara a compresión del elemento, en mm
c	=	distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro de la sección, en mm
d	=	distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción, en mm.
d'	=	distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en compresión, en mm
d_s	=	distancia de la fibra extrema en tracción al centroide del acero de refuerzo en tracción, en mm.
d_t	=	distancia de la fibra extrema en compresión al refuerzo extremo en tracción, en mm.
E_c	=	módulo de elasticidad del concreto, en MPa (Véase C.8.5.4).
f_c'	=	resistencia nominal del concreto a la compresión, en MPa
$\sqrt{f_c'}$	=	raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, en MPa.
f_r	=	módulo de ruptura del concreto, en MPa.
f_y	=	resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo, expresada en MPa.
h	=	altura total de la sección del elemento, en mm.
I	=	momento de inercia
I_{cr}	=	momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto.
I_e	=	momento de inercia efectivo para el cálculo de la deflexión.
I_g	=	momento de inercia de la sección bruta, sin considerar el refuerzo
l	=	luz de la viga o losa en una dirección, tal como se define en C 8.3. Proyección horizontal de la luz del voladizo. En mm
l_n	=	luz libre en la longitud larga en losas que trabajan en dos direcciones, medida de la cara a la cara de los apoyos en losas sin vigas, y de la cara a la cara de las vigas u otros apoyos en los otros casos. En mm
M_n	=	momento máximo en el elemento para el nivel de carga que se está evaluando.
M_{cr}	=	momento de fisuración
P_b	=	carga axial nominal en condiciones balanceadas de deformación. Véase el Capítulo C 10
P_n	=	carga axial nominal con una excentricidad dada
y_t	=	distancia medida desde el eje centroidal de la sección total, sin considerar el refuerzo, hasta la fibra extrema a tracción, en mm
α	=	relación de la rigidez a flexión de la sección de viga con respecto a la rigidez de un sector de losa definido lateralmente por lo ejes centrales de los paneles adyacentes (en caso de que existan) a ambos lados de la viga. Véase el Capítulo C.13.
α_m	=	valor promedio de α para todas las vigas existentes en los bordes del panel.
β	=	relación de la luz libre larga a la corta, para losas que trabajan en dos direcciones
ϵ_t	=	deformación unitaria neta en tracción para el acero de refuerzo al nivel de resistencia nominal.
λ	=	magnificador para deflexiones adicionales a largo plazo.
ξ	=	coeficiente que se utiliza para tomar en cuenta los efectos a largo plazo de las cargas permanentes.
ϕ	=	coeficiente de reducción de resistencia, definido en C 9.3
ρ	=	cuantía del refuerzo no preesforzado en tracción (= A_s/bd)
ρ'	=	cuantía del refuerzo a compresión, (= A_s'/bd)
ρ_b	=	cuantía del refuerzo que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria

C.9.1 - GENERAL

C.9.1.1 - Las estructuras y los elementos estructurales deben diseñarse para que tengan resistencias de diseño, como las define C 9.3, en todas sus secciones al menos iguales a las resistencias requeridas, calculadas como lo define C.9.2.

C.9.1.2 - Los elementos estructurales de concreto reforzado deben cumplir todos los requisitos adicionales que prescribe el Título C de este Reglamento para garantizar su comportamiento adecuado al nivel de cargas de servicio.

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 Reglamento en B 2.4.

C.9.2.1 - La resistencia requerida se obtiene como el valor máximo, expresado en términos de carga o momentos y fuerzas internas asociadas, que resulta de aplicar a la estructura las diferentes cargas muertas, vivas, sísmicas, de viento e impuestas por cambios de temperatura, retracción de fraguado y flujo plástico, empuje de tierra o líquidos; mayoradas y combinadas de acuerdo con B.2.4 de este Reglamento.

C.9.3 - RESISTENCIA DE DISEÑO

C.9.3.1 - La resistencia de diseño que tiene un elemento, sus conexiones con otros elementos y cualquier parte o sección de él, en términos de momento flector, carga axial, cortante y torsión, debe ser igual a su resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del Título C de este Reglamento, multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia, ϕ . Por lo tanto:

$$\text{Resistencia de Diseño} = \phi \times \text{Resistencia Nominal} \geq \text{Resistencia Requerida} = U \quad (\text{C.9-1})$$

C.9.3.2 - Los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ , deben ser los siguientes:

C.9.3.2.1 - Flexión, sin carga axial $\phi = 0.90$

C.9.3.2.2 - Fuerza axial, y fuerza axial con flexión. (Para fuerza axial con flexión, tanto la resistencia nominal a fuerza axial como la resistencia nominal a momento, deben ser multiplicadas por el mismo valor apropiado de ϕ)

(a) Tracción axial, con o sin flexión $\phi = 0.90$

(b) Compresión axial, con o sin flexión:

- Elementos con refuerzo en espiral que cumplen C.10.9.3 $\phi = 0.75$

- Elementos reforzados de otra manera $\phi = 0.70$

Para elementos donde f_y no excede 420 MPa con refuerzo simétrico y con $(h-d'-d_s)/h$ no menor de 0.7, ϕ puede aumentarse linealmente hasta 0.90 en la medida que ϕP_n disminuye de $0.10 f'_c A_g$ a cero.

Para otros elementos, cuando los valores de la compresión axial sean bajos, el valor del coeficiente de reducción de resistencia ϕ , puede aumentarse linealmente hasta 0.90 en la medida que ϕP_n disminuya de $0.10 f'_c A_g$ o ϕP_b , el menor de los dos, hasta cero

C.9.3.2.3 - Cortante y torsión $\phi = 0.85$

C.9.3.2.4 - Contacto sobre el concreto, o aplastamiento
(véase también C.18.13) $\phi = 0.70$

C.9.3.2.4 - Flexión, compresión, cortante y esfuerzos de
contacto en concreto simple (véase el Capítulo C 22) $\phi = 0.65$

C.9.3.3 - Las longitudes de desarrollo dadas en el Capítulo C.12 no requieren coeficientes de reducción de resistencia ϕ .