

c-2) Cimentación Profunda

La profundidad mínima de investigación, corresponderá a la longitud del elemento que transmite la carga a mayores profundidades (pilote, pilar, etc.), más la profundidad z .

$$p = h + D_f + z$$

Donde:

D_f = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el extremo de la cimentación profunda (pilote, pilares, etc.). En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y el extremo de la cimentación profunda.

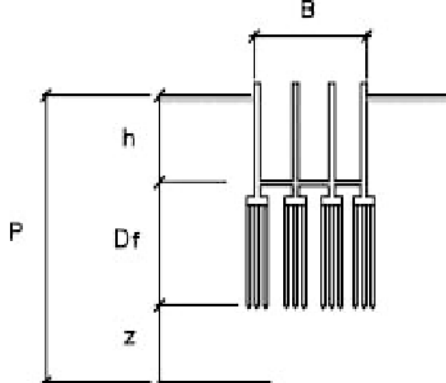
h = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y la superficie del terreno natural.

z = 6,00 metros, en el 80 % de los sondeos.

= 1,5 B , en el 20 % de los sondeos, siendo B el ancho de la cimentación, delimitada por los puntos de todos los pilotes o las bases de todos los pilares.

En el caso de ser conocida la existencia de un estrato de suelo resistente que normalmente se utiliza como plano de apoyo de la cimentación en la zona, a juicio y bajo responsabilidad del **PR**, se podrá adoptar para p , la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación, la cual en el caso de cimentaciones profundas no deberá ser menor de 5 m. Si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad p , el **PR** deberá llevar a cabo una verificación de su calidad, por un método adecuado, en una longitud mínima de 3 m.

Figura N° 3 (c-2)

**d) Distribución de los puntos de Investigación**

Se distribuirán adecuadamente, teniendo en cuenta las características y dimensiones del terreno así como la ubicación de las estructuras previstas cuando éstas estén definidas.

e) Número y tipo de muestras a extraer

Cuando el plano de apoyo de la cimentación prevista no sea roca, se tomará en cada sondeo una muestra tipo **Mab** por estrato, o al menos una cada 2 metros de profundidad hasta el plano de apoyo de la cimentación prevista D_f y a partir de éste una muestra tipo **Mib** o **Mit** cada metro, hasta alcanzar la profundidad p , tomándose la primera muestra en el propio plano de la cimentación.

Cuando no sea posible obtener una muestra tipo **Mib** o **Mit**, ésta se sustituirá por un ensayo «in situ» y una muestra tipo **Mab**.

* Ver Tabla 4

f) Ensayos a realizar «in situ» y en laboratorio

Se realizarán, sobre los estratos típicos y/o sobre las muestras extraídas según las Normas indicadas en las Tabla N° 3 y Tabla N° 5. Las determinaciones a realizar, así como lo mínimo de muestras a ensayar será determinado por el **PR**.

Artículo 12.- INFORME DEL EMS

El informe del **EMS** comprenderá:

- Memoria Descriptiva
- Planos de Ubicación de las Obras y de Distribución de los Puntos de Investigación.
- Perfiles de Suelos
- Resultados de los Ensayos «in situ» y de Laboratorio.

12.1. Memoria Descriptiva**a) Resumen de las Condiciones de Cimentación**

Descripción resumida de todos y cada uno de los tópicos principales del informe:

- Tipo de cimentación.
- Estrato de apoyo de la cimentación.
- Parámetros de diseño para la cimentación (Profundidad de la Cimentación, Presión Admisible, Factor de Seguridad por Corte y Asentamiento Diferencial o Total).
- Agresividad del suelo a la cimentación.
- Recomendaciones adicionales.

b) Información Previa

Descripción detallada de la información recibida de quien solicita el **EMS** y de la recolectada por el **PR** de acuerdo al Artículo 9.

c) Exploración de Campo

Descripción de los pozos, calicatas, trincheras, perforaciones y auscultaciones, así como de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas.

d) Ensayos de Laboratorio

Descripción de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas.

e) Perfil del Suelo

Descripción de los diferentes estratos que constituyen el terreno investigado indicando para cada uno de ellos: origen, nombre y símbolo del grupo del suelo, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS, NTP 339.134 (ASTM D 2487), plasticidad de los finos, consistencia o densidad relativa, humedad, color, tamaño máximo y angularidad de las partículas, olor, cementación y otros comentarios (raíces, cavidades, etc.), de acuerdo a la NTP 339.150 (ASTM D 2488).

f) Nivel de la Napa Freática

Ubicación de la napa freática, indicando la fecha de medición y comentarios sobre su variación en el tiempo.

g) Análisis de la Cimentación

Descripción de las características físico - mecánicas de los suelos que controlan el diseño de la cimentación. Análisis y diseño de solución para cimentación. Se incluirá memorias de cálculo en cada caso, en la que deberán indicarse todos los parámetros utilizados y los resultados obtenidos. En esta Sección se incluirá como mínimo:

- Memoria de cálculo.
- Tipo de cimentación y otras soluciones si las hubiera.
- Profundidad de cimentación (D_f).
- Determinación de la carga de rotura al corte y factor de seguridad (**FS**).
- Estimación de los asentamientos que sufrirá la estructura con la carga aplicada (diferenciales y/o totales).
- Presión admisible del terreno.
- Indicación de las precauciones especiales que deberá tomar el diseñador o el constructor de la obra, como consecuencia de las características particulares del terreno investigado (efecto de la napa freática, contenido de sales agresivas al concreto, etc.)
- Parámetros para el diseño de muros de contención y/o calzadura.
- Otros parámetros que se requieran para el diseño o construcción de las estructuras y cuyo valor dependa directamente del suelo.

h) Efecto del Sismo

En concordancia con la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, el **EMS** proporcionará como mínimo lo siguiente:

- El Factor de Suelo (**S**) y
- El Período que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo ($T_p(S)$).

Para una condición de suelo o estructura que lo amerite, el **PR** deberá recomendar la medición «in situ» del Período Fundamental del Suelo, a partir del cual se determinarán los parámetros indicados.

En el caso que se encuentren suelos granulares saturados sumergidos de los tipos: arenas, limos no plásticos o gravas contenidas en una matriz de estos materiales, el **EMS** deberá evaluar el potencial de licuefacción de suelos, de acuerdo al Artículo 32.

12.2. Planos y Perfiles de Suelos**a) Plano de Ubicación del Programa de Exploración**

Plano topográfico o planimétrico (ver el Artículo 9 (9.1)) del terreno, relacionado a una base de referencia y mostrando la ubicación física de la cota (o **BM**) de referencia

utilizada. En el plano de ubicación se empleará la nomenclatura indicada en la Tabla N° 7.

TÉCNICA DE INVESTIGACIÓN	SÍMBOLO	
Pozo o Calicata	C - n	
Perforación	P - n	
Trinchera	T - n	
Auscultación	A - n	

n - número correlativo de sondaje.

b) Perfil Estratigráfico por Punto Investigado

Debe incluirse la información del Perfil del Suelo indicada en el Artículo 12 (12.1e), así como las muestras obtenidas y los resultados de los ensayos «in situ». Se sugiere incluir los símbolos gráficos indicados en la Figura N° 4.

12.3. Resultados de los Ensayos de Laboratorio

Se incluirán todos los gráficos y resultados obtenidos en el Laboratorio según la aplicación de las Normas de la Tabla N° 5.

FIGURA N° 4
Simbología de Suelos (Referencial)

DIVISIONES MAYORES		SÍMBOLO		DESCRIPCIÓN		
		SUCS	GRÁFICO			
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		GRAVA BIEN GRADUADA		
		GP		GRAVA MAL GRADUADA		
		GM		GRAVA LIMOSA		
		GC		GRAVA ARCILLOSA		
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW		ARENA BIEN GRADUADA		
		SP		ARENA MAL GRADUADA		
		SM		ARENA LIMOSA		
		SC		ARENA ARCILLOSA		
		SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML		LIMO INORGÁNICO DE BAJA PLASTICIDAD
				CL		ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
OL				LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD		
LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH		LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD			
	CH		ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD			
	OH		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD			
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		PT		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS.		

CAPÍTULO 3
ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Artículo 13.- CARGAS A UTILIZAR

Para la elaboración de las conclusiones del EMS, y en caso de contar con la información de las cargas de la edificación, se deberán considerar:

a) Para el cálculo del factor de seguridad de cimentaciones: se utilizarán como cargas aplicadas a la cimentación, las Cargas de Servicio que se utilizan para el diseño estructural de las columnas del nivel más bajo de la edificación.

b) Para el cálculo del asentamiento de cimentaciones apoyadas sobre suelos granulares: se deberá considerar la máxima carga vertical que actúe (Carga Muerta más Carga Viva más Sismo) utilizada para el diseño de las columnas del nivel más bajo de la edificación.

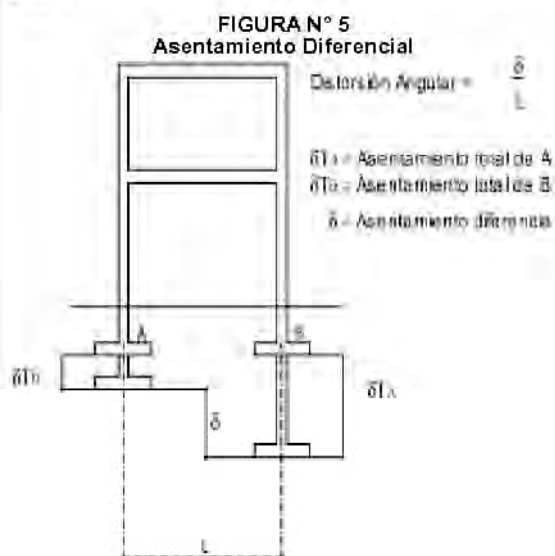
c) Para el cálculo de asentamientos en suelos cohesivos: se considerará la Carga Muerta más el 50% de la Carga Viva, sin considerar la reducción que permite la Norma Técnica de Edificación E. 020 Cargas.

d) Para el cálculo de asentamientos, en el caso de edificaciones con sótanos en las cuales se emplee plateas o losas de cimentación, se podrá descontar de la carga total de la estructura (carga muerta más sobrecarga más el peso de losa de cimentación) el peso del suelo excavado para la construcción de los sótanos.

Artículo 14.- ASENTAMIENTO TOLERABLE

En todo EMS se deberá indicar el asentamiento tolerable que se ha considerado para la edificación o estructura motivo del estudio. El Asentamiento Diferencial (Figura N° 5) no debe ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en la Tabla N° 8.

En el caso de suelos granulares el asentamiento diferencial se puede estimar como el 75% del asentamiento total.



$\alpha = d/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Artículo 15.- CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga es la presión última o de falla por corte del suelo y se determina utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos.

En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcilloso), se empleará un ángulo de fricción interna (f) igual a cero.

En suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas), se empleará una cohesión (c) igual a cero.

Artículo 16.- FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE A UNA FALLA POR CORTE

Los factores de seguridad mínimos que deberán tener las cimentaciones son los siguientes:

- Para cargas estáticas: 3,0
- Para sollicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2,5

Artículo 17.- PRESIÓN ADMISIBLE

La determinación de la Presión Admisibles, se efectuará tomando en cuenta los siguientes factores:

- Profundidad de cimentación.
- Dimensión de los elementos de la cimentación.
- Características físico – mecánicas de los suelos ubicados dentro de la zona activa de la cimentación.
- Ubicación del Nivel Freático, considerando su probable variación durante la vida útil de la estructura.
- Probable modificación de las características físico – mecánicas de los suelos, como consecuencia de los cambios en el contenido de humedad.
- Asentamiento tolerable de la estructura.

La presión admisible será la menor de la que se obtenga mediante:

- La aplicación de las ecuaciones de capacidad de carga por corte afectada por el factor de seguridad correspondiente (Ver el Artículo 16).
- La presión que cause el asentamiento admisible.

**CAPÍTULO 4
CIMENTACIONES SUPERFICIALES****Artículo 18.- DEFINICIÓN**

Son aquellas en las cuales la relación Profundidad / ancho (D/B) es menor o igual a cinco (5), siendo D , la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

Son cimentaciones superficiales las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; las cimentaciones continuas (cimientos corridos) y las plateas de cimentación.

Artículo 19.- PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

La profundidad de cimentación de zapatas y cimientos corridos, es la distancia desde el nivel de la superficie del terreno a la base de la cimentación, excepto en el caso de edificaciones con sótano, en que la profundidad de cimentación estará referida al nivel del piso del sótano. En el caso de plateas o losas de cimentación la profundidad será la distancia del fondo de la losa a la superficie del terreno natural.

La profundidad de cimentación quedará definida por el PR y estará condicionada a cambios de volumen por humedecimiento-secado, hielo-deshielo o condiciones particulares de uso de la estructura, no debiendo ser menor de 0,80 m en el caso de zapatas y cimientos corridos.

Las plateas de cimentación deben ser losas rígidas de concreto armado, con acero en dos direcciones y deberán llevar una viga perimetral de concreto armado cimentado a una profundidad mínima de 0,40 m, medida desde la superficie del terreno o desde el piso terminado, la que sea menor. El espesor de la losa y el peralte de la viga perimetral serán determinados por el Profesional Responsable de las estructuras, para garantizar la rigidez de la cimentación.

Si para una estructura se plantean varias profundidades de cimentación, deben determinarse la carga admisible y el asentamiento diferencial para cada caso. Deben evitarse la interacción entre las zonas de influencia de los cimientos adyacentes, de lo contrario será necesario tenerla en cuenta en el dimensionamiento de los nuevos cimientos.

Cuando una cimentación quede por debajo de una cimentación vecina existente, el PR deberá analizar el requerimiento de calzar la cimentación vecina según lo indicado en los Artículos 33 (33.6).

No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, relleno de desmonte o rellenos sanitario o industrial, ni rellenos No Controlados. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales que cumplan con lo indicado en el Artículo 21 (21.1).

Artículo 20.- PRESIÓN ADMISIBLE

Se determina según lo indicado en el Capítulo 3.

Artículo 21.- CIMENTACIÓN SOBRE RELLENOS

Los rellenos son depósitos artificiales que se diferencian por su naturaleza y por las condiciones bajo las que son colocados.

Por su naturaleza pueden ser:

a) Materiales seleccionados: todo tipo de suelo compactable, con partículas no mayores de 7,5 (3"), con 30% o menos de material retenido en la malla $\frac{3}{4}$ " y sin elementos distintos de los suelos naturales.

b) Materiales no seleccionados: todo aquél que no cumpla con la condición anterior.

Por las condiciones bajo las que son colocados:

- Controlados.
- No controlados.

21.1.- Rellenos Controlados o de Ingeniería

Los Rellenos Controlados son aquellos que se construyen con Material Seleccionado, tendrán las mismas condiciones de apoyo que las cimentaciones superficiales. Los métodos empleados en su conformación, compactación y control, dependen principalmente de las propiedades físicas del material.

El Material Seleccionado con el que se debe construir el Relleno Controlado deberá ser compactado de la siguiente manera:

a) Si tiene más de 12% de finos, deberá compactarse a una densidad mayor o igual del 90% de la máxima densidad seca del método de ensayo Proctor Modificado, NTP 339.141 (ASTM D 1557), en todo su espesor.

b) Si tiene igual o menos de 12% de finos, deberá compactarse a una densidad no menor del 95% de la máxima densidad seca del método de ensayo Proctor Modificado, NTP 339.141 (ASTM D 1557), en todo su espesor.

En todos los casos deberán realizarse controles de compactación en todas las capas compactadas, a razón necesariamente, de un control por cada 250 m² con un mínimo de tres controles por capa. En áreas pequeñas (igual o menores a 25 m²) se aceptará un ensayo como mínimo. En cualquier caso, el espesor máximo a controlar será de 0,30 m de espesor.

Cuando se requiera verificar la compactación de un Relleno Controlado ya construido, este trabajo deberá realizarse mediante cualquiera de los siguientes métodos:

a) Un ensayo de Penetración Estándar NTP 339.133 (ASTM D 1586) por cada metro de espesor de Relleno Controlado. El resultado de este ensayo debe ser mayor a $N_{60} = 25$, golpes por cada 0,30m de penetración.

b) Un ensayo con Cono de Arena, NTP 339.143 (ASTM D1556) ó por medio de métodos nucleares, NTP 339.144 (ASTM D2922), por cada 0,50 m de espesor. Los resultados deberán ser: mayores a 90% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado, si tiene más de 12% de finos; o mayores al 95% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado si tiene igual o menos de 12% de finos.

21.2. Rellenos no Controlados

Los rellenos no controlados son aquellos que no cumplen con el Artículo 21.1. Las cimentaciones superficiales no se podrán construir sobre estos rellenos no controlados, los cuales deberán ser reemplazados en su totalidad por materiales seleccionados debidamente compactados, como se indica en el Artículo 21 (21.1), antes de iniciar la construcción de la cimentación.

Artículo 22.- CARGAS EXCÉNTRICAS

En el caso de cimentaciones superficiales que transmiten al terreno una carga vertical Q y dos momentos M_x y M_y , que actúan simultáneamente según los ejes x e y

respectivamente, el sistema formado por estas tres sollicitaciones será estáticamente equivalente a una carga vertical excéntrica de valor Q , ubicada en el punto (e_x, e_y) siendo:

$$e_x = \frac{M_x}{Q} \quad e_y = \frac{M_y}{Q}$$

El lado de la cimentación, ancho (B) o largo (L), se corrige por excentricidad reduciéndolo en dos veces la excentricidad para ubicar la carga en el centro de gravedad del «área efectiva» = $B'L'$

$$B' = B - 2e_x \quad L' = L - 2e_y$$

El centro de gravedad del «área efectiva» debe coincidir con la posición de la carga excéntrica y debe seguir el contorno más próximo de la base real con la mayor preci-

sión posible. Su forma debe ser rectangular, aún en el caso de cimentaciones circulares. (Ver Figura N° 6).

Artículo 23.- CARGAS INCLINADAS

La carga inclinada modifica la configuración de la superficie de falla, por lo que la ecuación de capacidad de carga debe ser calculada tomando en cuenta su efecto.

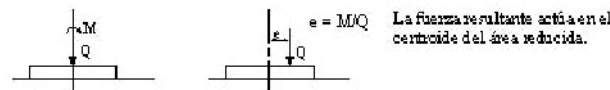
Artículo 24.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN TALUDES

En el caso de cimientos ubicados en terrenos próximos a taludes o sobre taludes o en terreno inclinado, la ecuación de capacidad de carga debe ser calculada teniendo en cuenta la inclinación de la superficie y la inclinación de la base de la cimentación, si la hubiera.

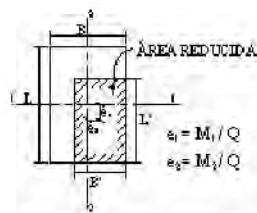
Adicionalmente debe verificarse la estabilidad del talud, considerando la presencia de la estructura.

El factor de seguridad mínimo del talud, en consideraciones estáticas debe ser 1,5 y en condiciones sísmicas 1,25.

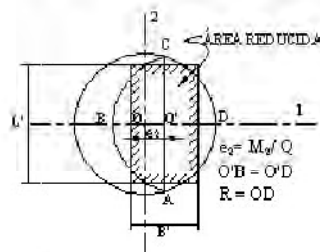
Figura N° 6
Cimientos cargados excéntricamente



(A) CARGAS EQUIVALENTES



(B) ÁREA REDUCIDA - CIMIENTO RECTANGULAR



(C) ÁREA REDUCIDA - CIMIENTO CIRCULAR

La fuerza resultante actúa en el centroide del área reducida.

Para cimientos rectangulares se reducen las dimensiones así:

$$L' = L - 2e_1 \quad e_1 = M_y / Q$$

$$B' = B - 2e_2 \quad e_2 = M_x / Q$$

Para un cimiento circular de radio R , el área efectiva + 2x(área del segmento circular ADC), considerar $A'e'$ como un rectángulo con $L'/B' = A'C/B'D$

$$e = M / Q$$

$$A'e' = 2S = B'L'$$

$$L' = \sqrt{\left(2S \sqrt{\frac{R+e_x}{R-e_x}}\right)^2}$$

$$B' = L' \sqrt{\frac{R-e_1}{R+e_1}}$$

$$S = \frac{\pi R^2}{2} \left[e_1 \sqrt{R^2 - e_1^2} + R^2 \sin^{-1} \left(\frac{e_1}{R} \right) \right]$$

CAPITULO 5
CIMENTACIONES PROFUNDAS

Artículo 25.- DEFINICIÓN

Son aquellas en las que la relación profundidad / ancho (D/B) es mayor a cinco (5), siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

Son cimentaciones profundas: los pilotes y micropilotes, los pilotes para densificación, los pilares y los cajones de cimentación.

La cimentación profunda será usada cuando las cimentaciones superficiales generen una capacidad de carga que no permita obtener los factores de seguridad indicados en el Artículo 16 o cuando los asentamientos generen asentamientos diferenciales mayores a los indicados en el Artículo 14. Las cimentaciones profundas se pueden usar también para anclar estructuras contra fuerzas de levantamiento y para colaborar con la resistencia de fuerzas laterales y de volteo. Las cimentaciones profundas pueden además ser requeridas para situaciones especiales tales como suelos expansivos y colapsables o suelos sujetos a erosión.

Algunas de las condiciones que hacen que sea necesaria la utilización de cimentaciones profundas, se indican a continuación:

- a) Cuando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la estructura. En estos casos se usan pilotes para transmitir la carga a la roca o a un estrato más resistente.
- b) Cuando están sometidas a fuerzas horizontales, ya que las cimentaciones con pilotes tienen resistencia por flexión mientras soportan la carga vertical transmitida por la estructura.
- c) Cuando existen suelos expansivos, colapsables, licuables o suelos sujetos a erosión que impiden cimentar las obras por medio de cimentaciones superficiales.
- d) Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas en el mar, y losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento. Algunas veces se usan pilotes para resistir dichas fuerzas.

Artículo 26.- CIMENTACIÓN POR PILOTES

Los pilotes son elementos estructurales hechos de concreto, acero o madera y son usados para construir cimentaciones en los casos en que sea necesario apoyar la cimentación en estratos ubicados a una mayor profundidad que el usual para cimentaciones superficiales.

26.1. Programa de exploración para pilotes

El programa de exploración para cimentaciones por pilotes se sujetará a lo indicado en el Artículo 11.

26.2. Estimación de la longitud y de la capacidad de carga del pilote

Los pilotes se dividen en dos categorías principales, dependiendo de sus longitudes y del mecanismo de transferencia de carga al suelo, como se indica en los siguientes a continuación:

a) Si los registros de la perforación establecen la presencia de roca a una profundidad razonable, los pilotes se extienden hasta la superficie de la roca. En este caso la capacidad última de los pilotes depende por completo de la capacidad de carga del material subyacente.

b) Si en vez de roca se encuentra un estrato de suelo bastante compacto y resistente a una profundidad razonable, los pilotes se prolongan unos cuantos metros dentro del estrato duro. En este caso, la carga última del pilote se expresa como:

$$Q_u = Q_p + \sum Q_f$$

donde:

Q_u = capacidad última del pilote.

Q_p = capacidad última tomada por la punta del pilote.

$\sum Q_f$ = capacidad última tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote, por los estratos que intervienen en el efecto de fricción.

Si $\sum Q_f$ es muy pequeña:

$$Q_u = Q_p$$

En este caso, la longitud requerida de pilote se estima con mucha precisión si se dispone de los registros de exploración del subsuelo.

c) Cuando no se tiene roca o material resistente a una profundidad razonable, los pilotes de carga de punta resultan muy largos y antieconómicos. Para este tipo de condición en el subsuelo, los pilotes se hincan a profundidades específicas. La carga última de esos pilotes se expresa por la ecuación:

$$Q_u = Q_p + \sum Q_f$$

donde:

Q_u = capacidad última del pilote.

Q_p = capacidad última tomada por la punta del pilote.

$\sum Q_f$ = capacidad última tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote, por los estratos que intervienen en el efecto de fricción.

Sin embargo, si el valor de Q_p es pequeño:

$$Q_u = \sum Q_f$$

Éstos se denominan pilotes de fricción porque la mayor parte de la resistencia se deriva de la fricción superficial. La longitud de estos pilotes depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote. Los procedimientos teóricos para dicho cálculo se presentan más adelante.

26.3. Consideraciones en el cálculo de capacidad de carga

Dentro de los cálculos de la capacidad de carga de los pilotes no se deben considerar los estratos licuables, aquellos de muy baja resistencia, suelos orgánicos ni turbas.

26.4. Capacidad de carga del grupo de pilotes

- En el caso de un grupo de pilotes de fricción en arcilla, deberá analizarse el efecto de grupo.

- En el caso de pilotes de punta apoyados sobre un estrato resistente de poco espesor, debajo del cual se tiene un suelo menos resistente, debe analizarse la capacidad de carga por punzonamiento de dicho suelo.

a) Factores de seguridad

- Para el cálculo de la capacidad de carga admisible, mediante métodos estáticos, a partir de la carga última, se utilizarán los factores de seguridad estipulados en el Artículo 16.

- Para el cálculo mediante métodos dinámicos, se utilizará el factor de seguridad correspondiente a la fórmula utilizada. En ningún caso el factor de seguridad en los métodos dinámicos será menor de 2.

b) Espaciamiento de pilotes

- El espaciamiento mínimo entre pilotes será el indicado en la Tabla 9.

TABLA 9 ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE PILOTES	
LONGITUD (m)	ESPACIAMIENTO ENTRE EJES
$L < 10$	3b
$10 \leq L < 25$	4b
$L \geq 25$	5b

Donde b = diámetro o mayor dimensión del pilote.

- Para el caso de pilotes por fricción, este espaciamiento no podrá ser menor de 1,20 m.

c) Fricción negativa

- La fricción negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que lo rodea, la cual se presenta bajo las siguientes condiciones:

- Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre un estrato de suelo granular en el que se hincan un pilote, el relleno se consolidará gradualmente, ejerciendo una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote durante el período de consolidación.

- Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla blanda, inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.

- Si existe un relleno de suelo orgánico por encima del estrato donde está hincado el pilote, el suelo orgánico se consolidará gradualmente, debido a la alta compresibilidad propia de este material, ejerciendo una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.

- El descenso del nivel freático incrementará el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá asentamientos por consolidación en la arcilla. Si un pilote se localiza en el estrato de arcilla, quedará sometido a una fuerza de arrastre hacia abajo.

- Este efecto incrementa la carga que actúa en el pilote y es generado por el desplazamiento relativo hacia abajo del suelo con respecto al pilote; deberá tomarse en cuenta cuando se efectúa pilotaje en suelos compresibles.

d) Análisis del efecto de la fricción negativa

- Para analizar el efecto de la fricción superficial negativa se utilizarán los métodos estáticos, considerando únicamente en ellos la fricción lateral suelo - pilote, actuando hacia abajo.

- La fricción negativa debe considerarse como una carga adicional a la que trasmite la estructura.

26.5. Asentamientos

a) Se estimará primero el asentamiento tolerable por la estructura y luego se calculará el asentamiento del pilote aislado o grupo de pilotes para luego compararlos.

b) En el cálculo del asentamiento del pilote aislado se considerarán: el asentamiento debido a la deformación axial del pilote, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.

c) En el caso de pilotes en suelos granulares, el asentamiento del grupo está en función del asentamiento del pilote aislado.

d) En el caso de pilotes en suelo cohesivo, el principal componente del asentamiento del grupo proviene de la consolidación de la arcilla. Para estimar el asentamiento, en este caso, puede reemplazarse al grupo de pilotes por una zapata imaginaria ubicada a $\frac{2}{3}$ de la profundidad del grupo de pilotes, de dimensiones iguales a la sección del grupo y que aplica la carga transmitida por la estructura.

26.6. Consideraciones durante la ejecución de la obra

Durante la ejecución de la obra deberán efectuarse pruebas de carga y la capacidad de carga deberá ser verificada por una fórmula dinámica confiable según las condiciones de la hinca.

a) Pruebas de carga

- Se deberán efectuar pruebas de carga según lo indicado en la Norma ASTM D 1143.
- El número de pruebas de carga será de una por cada lote o grupos de pilotes, con un mínimo de una prueba por cada cincuenta pilotes.
- Las pruebas se efectuarán en zonas con perfil de suelo conocido como más desfavorables.

b) Ensayos diversos

Adicionalmente a la prueba de carga, se recomiendan los siguientes ensayos en pilotes ya instalados:

- Verificación del buen estado físico.
- Prueba de carga estática lateral, de acuerdo a las solicitaciones.
- Verificación de la inclinación.

Artículo 27.- CIMENTACIÓN POR PILARES

Los pilares son elementos estructurales de concreto vaciados «in situ» con diámetro mayor a 1,00 m, con o sin refuerzo de acero y con o sin fondo ampliado.

27.1. Capacidad de carga

La capacidad de carga de un pilar deberá ser evaluada de acuerdo a los mismos métodos estáticos utilizados en el cálculo de pilotes. Se tomará en cuenta los efectos por punta y fricción.

27.2. Factor de seguridad

La capacidad admisible se obtendrá dividiendo la capacidad última por el factor de seguridad. Se utilizarán los factores estipulados en el Artículo 16.

27.3. Acampanamiento en la base del pilar

Se podrá acampanar el pilar en el ensanchamiento de la base a fin de incrementar la capacidad de carga del pilar, siempre y cuando no exista peligro de derrumbes.

27.4. Aflojamiento del suelo circundante

El aflojamiento del suelo circundante deberá controlarse mediante:

- a) Una rápida excavación del fuste y vaciado del concreto.
- b) El uso de un forro en la excavación del fuste.
- c) La aplicación del Método del Lodo Bentonítico.

27.5. Asentamientos

a) Una vez comprobada la capacidad de carga del suelo, deberá estimarse el grado de deformación que se producirá al aplicar las cargas. El asentamiento podrá ser un factor de limitación en el proyecto estructural del pilar.

b) Se calculará el asentamiento debido a la deformación axial del pilar, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.

Artículo 28.- CAJONES DE CIMENTACIÓN

Los cajones de cimentación son elementos estructurales de concreto armado que se construyen sobre el terreno y se introducen en el terreno por su propio peso al ser excavado el suelo ubicado en su interior. El PR deberá indicar el valor la fricción lateral del suelo para determinar el peso requerido por el cajón para su instalación.

28.1. Capacidad de carga

La capacidad de carga de un cajón de cimentación deberá ser evaluada de acuerdo a los mismos métodos estáticos utilizados en el cálculo de zapatas o pilares y dependerá de la relación profundidad / ancho (D/B) si es menor o igual a cinco (5) se diseñará como cimentación superficial, si es mayor a cinco (5) se diseñará como un pilar.

28.2. Factor de seguridad

La capacidad admisible se obtendrá dividiendo la capacidad última por el factor de seguridad. Se utilizarán los factores estipulados en el Artículo 16.

28.3. Asentamientos

a) Una vez comprobada la capacidad de carga del suelo, se deberá calcular el asentamiento que se producirá al aplicar las cargas.

b) Se calculará el asentamiento debido a la deformación axial del cajón, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.

CAPÍTULO 6

PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN

Artículo 29.- SUELOS COLAPSABLES

Son suelos que cambian violentamente de volumen por la acción combinada o individual de las siguientes acciones:

- a) al ser sometidos a un incremento de carga o
- b) al humedecerse o saturarse

29.1. Obligatoriedad de los Estudios

En los lugares donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de hundimientos debido a la existencia de suelos colapsables, el PR deberá incluir en su EMS un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129 (ASTM D4318), del ensayo para determinar el peso volumétrico NTP 339.139 (BS 1377), y del ensayo de humedad NTP 339.127 (ASTM D2216), con la finalidad de evaluar el potencial de colapso del suelo en función del Límite Líquido (LL) y del peso volumétrico seco (ρ_s). La relación entre los colapsables y no colapsables y los parámetros antes indicados se muestra en la gráfica siguiente:

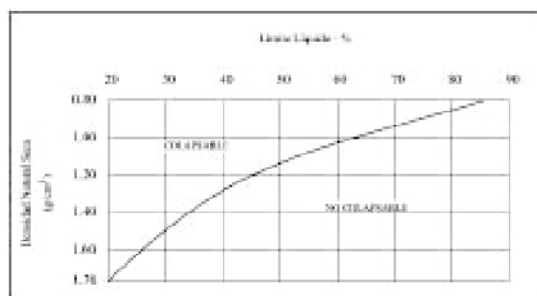


FIGURA 7
CRITERIOS DEL POTENCIAL DE COLAPSO

29.2. Evaluación del Potencial de Colapso

Cuando el PR encuentre evidencias de la existencia de suelos colapsables deberá sustentar su evaluación mediante los resultados del ensayo de ensayo de Colapsabilidad Potencial según NTP 339.163 (ASTM D 5333). Las muestras utilizadas para la evaluación de colapsabilidad deberán ser obtenidas de pozos a cielo abierto, en condición inalterada, preferentemente del tipo *Mib*.

El potencial de colapso (CP) se define mediante la siguiente expresión:

$$CP(\%) = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100 \quad \text{o} \quad CP(\%) = \frac{\Delta H_c}{H_0}$$

Δe = Cambio en la relación de vacíos debido al colapso bajo humedecimiento.

e_0 = Relación de vacíos inicial.

ΔH_c = Cambio de altura de la muestra.

H_0 = Altura inicial de la muestra.

El **PR** establecerá la severidad del problema de colapsabilidad mediante los siguientes criterios:

CP (%)	Severidad del problema
0 a 1	No colapsa
1 a 5	Colapso moderado
5 a 10	Colapso
10 a 20	Colapso severo
>20	Colapso muy severo

De manera complementaria, pueden utilizarse pruebas de carga en estado seco y humedecido ASTM 1194. El objetivo de las mismas será realizar un análisis comparativo del comportamiento del suelo en su condición natural, con relación a su comportamiento en condición húmeda.

En caso se verifique la colapsabilidad del suelo, el **PR** deberá formular las recomendaciones correspondientes a fin de prevenir su ocurrencia.

29.3. Cimentaciones en áreas de suelos colapsables.

Las cimentaciones construidas sobre suelos que colapsan (**CP**>5) están sometidas a grandes fuerzas causadas por el hundimiento violento del suelo, el cual provoca asentamiento, agrietamiento y ruptura, de la cimentación y de la estructura. Por lo tanto no está permitido cimentar directamente sobre suelos colapsables. La cimentación y los pisos deberán apoyarse sobre suelos no colapsables. Los pisos no deberán apoyarse directamente sobre suelos colapsables.

29.4. Reemplazo de un suelo colapsable

Cuando se encuentren suelos que presentan colapso moderado y a juicio del **PR**, poco profundos, éstos serán retirados en su totalidad antes de iniciar las obras de construcción y serán reemplazados por Rellenos Controlados compactados adecuadamente de acuerdo al Artículo 21 (21.1). Rellenos controlados o de ingeniería de la presente Norma.

Artículo 30.- ATAQUE QUIMICO POR SUELOS Y AGUAS SUBTERRANEAS

30.1. Generalidades

Las aguas subterráneas son más agresivas que los suelos al estado seco; sin embargo el humedecimiento de un suelo seco por riego, filtraciones de agua de lluvia, fugas de conductos de agua o cualquier otra causa, puede activar a las sales solubles.

Esta Norma solo considera el ataque externo por suelos y aguas subterráneas y no toma en cuenta ningún otro tipo de agresión.

30.2. Obligatoriedad de los Estudios

En los lugares con Napa Freática en la zona activa de la cimentación o donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de ataque químico al concreto de cimentaciones y superestructuras, el **PR** deberá incluir en su **EMS** un análisis basado en ensayos químicos del agua o del suelo en contacto con ellas, para descartar o contrarrestar tal evento.

30.3. Ataque Químico por Suelos y Aguas Subterráneas

a) Ataque Ácido

En caso del Ph sea menor a 4,0 el **PR**, deberá proponer medidas de protección adecuado, para proteger el concreto del ataque ácido.

b) Ataque por Sulfatos

La mayor parte de los procesos de destrucción causados por la formación de sales son debidos a la acción agresiva de los sulfatos. La corrosión de los sulfatos se diferencia de la causada por las aguas blandas, en que no tiene lugar una lixiviación, sino que la pasta endurecida de cemento, a consecuencia de un aumento de volumen, se desmorona y expansiva, formándose grietas y el ablandamiento del concreto.

En la Tabla 4.4.3 de la NTE E.060 Concreto Armado se indican los grados de ataque químico por sulfatos en aguas y suelos subterráneos y la medida correctiva a usar en cada caso.

En el caso que se desea usar un material sintético para proteger la cimentación, esta deberá ser geomembrana o geotextil cuyas características deberán ser definidas por **PR**. Las propiedades de estos materiales estarán de acuerdo a las NTP.

La determinación cuantitativa de sulfatos en aguas y suelos se hará mediante las Normas Técnicas ASTM D 516, NTP 400.014, respectivamente.

c) Ataque por Cloruros

Los fenómenos corrosivos del ión cloruro a las cimentaciones se restringe al ataque químico al acero de refuerzo del concreto armado.

Cuando el contenido de ión cloro sea determinado mediante la NTP 400.014, sea mayor 0,2 %, o cuando el contenido de ión cloro en contacto cimentación en el agua se ha determinado por NTP 339.076 (sea mayor de 1000 ppm) el **PR** debe recomendar las medidas de protección necesaria.

La determinación cuantitativa de cloruros en aguas y suelos se hará mediante las NTP 339.076 y 400.014, respectivamente.

Artículo 31.- SUELOS EXPANSIVOS

Son suelos cohesivos con bajo grado de saturación que aumentan de volumen al humedecerse o saturarse.

31.1. Obligatoriedad de los Estudios

En las zonas en las que se encuentren suelos cohesivos con bajo grado de saturación y plasticidad alta (LL > 50), el **PR** deberá incluir en su **EMS** un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129 (ASTM D4318) y ensayos de granulometría por sedimentación NTP 339.128 (ASTM D 422) con la finalidad de evaluar el potencial de expansión del suelo cohesivo en función del porcentaje de partículas menores a 2m m, del índice de plasticidad (IP) y de la actividad (A) de la arcilla. La relación entre la Expansión Potencial (Ep) y los parámetros antes indicados se muestra en la gráfica siguiente:

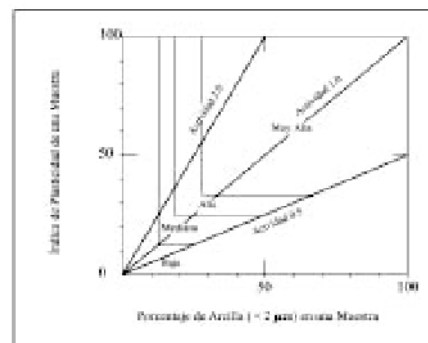


GRAFICO 8
CLASIFICACIÓN DE CAMBIO DE POTENCIAL DE VOLUMEN
PARA SUELOS ARCILLOSOS

GRAFICO 8

$$\text{Actividad } A = \frac{IP}{\% 2 m}$$

31.2. Evaluación del Potencial de Expansión

Cuando el **PR** encuentre evidencias de la existencia de suelos expansivos deberá sustentar su evaluación mediante los resultados del ensayo para la Determinación del Hinchamiento Unidimensional de suelos cohesivos según NTP 339.170 (ASTM D 4648). Las muestras utilizadas para la evaluación del hinchamiento deberán ser obtenidas de pozos a cielo abierto, en condición inalterada, preferentemente del tipo **Mib**.

Tabla 10
CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS

Potencial de expansión	Expansión en consolidómetro bajo presión vertical de 7 kPa (0,07 kgf/cm ²)	Índice de plasticidad	Porcentaje de partículas menores que dos micras
%	%	%	%
Muy alto	> 30	> 32	> 37
Alto	20 – 30	23 – 45	18 – 37
Medio	10 – 20	12 – 34	12 – 27
Bajo	< 10	< 20	< 17

31.3. Cimentaciones en áreas de suelos expansivos

Las cimentaciones construidas sobre arcillas expansivas están sometidas a grandes fuerzas causadas por la expansión, las cuales provocan levantamiento, agrietamiento y ruptura de la cimentación y de la estructura. Por lo tanto no está permitido cimentar directamente sobre suelos expansivos. La cimentación deberá apoyarse sobre suelos no expansivos o con potencial de expansión bajo. Los pisos no deberán apoyarse directamente sobre suelos expansivos y deberá dejarse un espacio libre suficientemente holgado para permitir que el suelo bajo el piso se expanda y no lo afecte.

31.4. Reemplazo de un suelo expansivo

Cuando se encuentren suelos medianamente expansivos y a juicio de **PR**, poco profundos, éstos serán retirados en su totalidad antes de iniciar las obras de construcción y serán reemplazados por Rellenos Controlados compactados adecuadamente de acuerdo al Artículo 21 (21.1). Rellenos controlados o de ingeniería de la presente Norma.

Artículo 32.- LICUACIÓN DE SUELOS

32.1. Generalidades

En suelos granulares finos ubicados bajo la Napa Freática y algunos suelos cohesivos, las solicitaciones sísmicas pueden originar el fenómeno denominado licuación, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo, como consecuencia de la presión de poros que se genera en el agua contenida en sus vacíos originada por la vibración que produce el sismo. Esta pérdida de resistencia al corte genera la ocurrencia de grandes asentamientos en las obras sobreyacentes.

Para que un suelo granular sea susceptible de licuar durante un sismo, debe presentar simultáneamente las características siguientes:

- Debe estar constituido por arena fina, arena limosa, arena arcillosa, limo arenoso no plástico o grava empaçada en una matriz constituida por alguno de los materiales anteriores.
- Debe encontrarse sumergido.

En estos casos deben justificarse mediante el Análisis del Potencial de Licuación, (Ver Artículo 32 (32.3)) la ocurrencia o no del fenómeno de licuación.

32.2. Investigación de campo

Cuando las investigaciones preliminares o la historia sísmica del lugar hagan sospechar la posibilidad de ocurrencia de licuación, el **PR** debe efectuar un trabajo de campo que abarque toda el área comprometida por la estructura de acuerdo a lo indicado en la Tabla 6.

Los sondeos deberán ser perforaciones por la técnica de lavado o rotativas y deben llevarse a cabo Ensayos Estándar de Penetración SPT NTP 339.133 (ASTM D 1586) espaciados cada 1 m. Las muestras que se obtengan el penetrómetro utilizado para el ensayo SPT deberán recuperarse para poder efectuar con ellas ensayos de clasificación en el laboratorio.

Si dentro de la profundidad activa se encuentran los suelos indicados en el Artículo 32 (32.1), deberá profundizarse la investigación de campo hasta encontrar un estrato no licuable de espesor adecuado en el que se pueda apoyar la cimentación.

El Ensayo de DPSH puede ser usado para investigaciones preliminares, o como auscultaciones complementarias de los ensayos SPT, previa calibración

La misma exigencia procede para el Ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL), pero hasta una profundidad máxima de 8 m.

32.3. Análisis del Potencial de Licuación

En el caso de suelos arenosos que presentan las tres características indicadas en el Artículo 32 (32.1), se deberá realizar el análisis del potencial de licuación utilizando el método propuesto por Seed e Idriss. Este método fue desarrollado en base a observaciones in-situ del comportamiento de depósitos de arenas durante sismos pasados. El procedimiento involucra el uso de la resistencia a la penetración estándar **N** (Número de golpes del ensayo **SPT**). El valor de **N** obtenido en el campo deberá corregirse por: energía, diámetro de la perforación, longitud de las barras para calcular a partir de ese valor el potencial de licuación de las arenas.

La aceleración máxima requerida para el análisis del potencial de licuación será estimada por el **PR**, la cual será congruente con los valores empleados en el diseño estructural correspondiente, para lo cual el **PR** efectuará las coordinaciones pertinentes con los responsables del diseño sísmo resistente de la obra.

Este método permite calcular, el esfuerzo cortante inducido por el sismo en el lugar y a partir de la resistencia a la penetración estándar normalizada (N_{60}), el esfuerzo cortante límite para la ocurrencia del fenómeno de licuación. También es posible determinar el factor de seguridad frente a la ocurrencia de la licuación y la aceleración máxima de un sismo que la causaría.

32.4. Licuación de suelos finos cohesivos

Si se encuentran suelos finos cohesivos que cumplan simultáneamente con las siguientes condiciones:

- Porcentaje de partículas más finas que 0,005 m \leq 15%.
- Límite líquido (LL) \leq 35.
- Contenido de humedad (w) $>$ 0,9 LL.

Estos suelos pueden ser potencialmente licuables, sin embargo no licuan si se cumple cualquiera de las siguientes condiciones:

- Si el contenido de arcilla (partículas más finas que 0,005 m) es mayor que 20%, considerar que el suelo no es licuable, a menos que sea extremadamente sensitiva.
- Si el contenido de humedad de cualquier suelo arcilloso (arcilla, arena arcillosa, limo arcilloso, arcilla arenosa, etc.) es menor que 0,9 W_L , considerar que el suelo no es licuable.

Artículo 33.- SOSTENIMIENTO DE EXCAVACIONES

33.1.- Generalidades

Las excavaciones verticales de más de 2,00 m de profundidad requeridas para alcanzar los niveles de los sótanos y sus cimentaciones, no deben permanecer sin sostenimiento, salvo que el estudio realizado por el **PR** determine que no es necesario efectuar obras de sostenimiento.

La necesidad de construir obras de sostenimiento, su diseño y construcción son responsabilidad del contratista de la obra.

33.2. Estructura de Sostenimiento

Dependiendo de las características de la obra se presentan las siguientes alternativas para el sostenimiento de las paredes de excavación:

- Proyectar obras y estructuras de sostenimiento temporal y luego, al finalizar los trabajos de corte, construir las estructuras de sostenimiento definitivas.
- Proyectar estructuras de sostenimiento definitivas que se vayan construyendo o a medida se avance con los trabajos de corte.

Existen diversos tipos de obras para el sostenimiento temporal y definitivo de los taludes de corte, entre los cuales podemos mencionar las pantallas ancladas, tablestacas, pilotes continuos, muros diafragma, calzaduras, nailings, entre otros.

Las calzaduras son estructuras provisionales que se diseñan y construyen para sostener las cimentaciones vecinas y el suelo de la pared expuesta, producto de las

excavaciones efectuadas. Tienen por función prevenir las fallas por inestabilidad o asentamiento excesivo y mantener la integridad del terreno colindante y de las obras existentes en él, hasta entre en funcionamiento las obras de sostenimiento definitivas. Las calzaduras están constituidas por paños de concreto que se construyen alternada y progresivamente. El ancho de las calzaduras debe ser inicialmente igual al ancho del cimientado por calzar y deberá irse incrementando con la profundidad. Las calzaduras deben ser diseñadas para las cargas verticales de la estructura que soportan y para poder tomar las cargas horizontales que le induce el suelo y eventualmente los sismos.

33.3. Parámetros a ser proporcionados en el EMS

El informe del EMS deberá incluir los parámetros de suelos requeridos para el diseño de las obras de sostenimiento de las edificaciones, muros perimetrales, pistas y terrenos vecinos, considerando que estos puedan ser desestabilizados como consecuencia directa de las excavaciones que se ejecuten para la construcción de los sótanos directa de las excavaciones que se ejecuten para la construcción de los sótanos.

Para cumplir lo anterior el PR, deberá proveer toda la información referente al perfil de suelos en toda la profundidad de excavación, el nivel freático, las características físicas de los suelos, el peso unitario, el valor de la cohesión y el ángulo de la fricción interna de los diferentes estratos, según se aplique. Estos mismos parámetros deben ser proporcionados por el PR del EMS para el caso de una eventual saturación del suelo.

En caso de ser requerido el bombeo o abatimiento de la Napa Freática durante la excavación y la construcción de las obras de sostenimiento y/o calzaduras, el PR deberá proponer los coeficientes de permeabilidad horizontal y vertical del terreno, aplicables al cálculo del caudal de agua a extraer y deberá prevenir cualquier consecuencia negativa que pueda coaccionar a la obra o a las edificaciones existente, el acto de bombear o abatir la Napa Freática.

33.4. Consideraciones para el Diseño y Construcción de Obras de Sostenimiento

En el proyecto de las estructuras de sostenimiento el Contratista de la Obras deberá considerar los siguientes aspectos como mínimo:

- Los empujes del suelo.
- Las cargas de las edificaciones vecinas.
- Las variaciones en la carga hidrostática (saturación, humedecimiento y secado).
- Las sobrecargas dinámicas (sismos y vibraciones causadas artificialmente).
- La ejecución de accesos para la construcción.
- La posibilidad de realizar anclajes en los terrenos adyacentes (de ser aplicable).
- La excavación, socavación o erosión delante de las estructuras de sostenimiento.
- La perturbación del terreno debido a las operaciones de hinca o de sondeos.
- La disposición de los apoyos o puntales temporales (de ser requeridos).
- La posibilidad de excavación entre puntales.
- La capacidad del muro para soportar carga vertical.
- El acceso para el mantenimiento del propio muro y cualquier medida de drenaje.

En el caso de las calzaduras el Contratista de la Obra no deberá permitir que éstas permanezcan sin soporte horizontal, por un tiempo tal que permita la aparición de grietas de tensión y fuerzas no previstas en el cálculo de las calzaduras (permanentes o eventuales) y que puedan producir el colapso de las calzaduras (permanentes o eventuales) y que pueda producir el colapso de las mismas.

33.5. Efectos de de Sismo

De producirse un sismo con una magnitud mayor o igual a 3,5 grados de la Escala Richter, el Contratista a cargo de las excavaciones, deberá proceder de inmediato, bajo su responsabilidad y tomando las precauciones del caso, a sostener cualquier corte de más de 2,00 m de profundidad, salvo que un estudio realizado por un especialista determine que no es necesario.

33.6. Excavaciones sin Soporte

No se permitirán excavaciones sin soporte, si las mismas reducen la capacidad de carga o producen inestabilidad en las cimentaciones vecinas.

El PR deberá determinar, si procede, la profundidad máxima o altura crítica (H_c) a la cual puede llegar la excavación sin requerir soporte.

ANEXO I GLOSARIO

ASENTAMIENTO DIFERENCIAL.- Máxima diferencia de nivel entre dos cimentaciones adyacentes de una misma estructura.

ASENTAMIENTO DIFERENCIAL TOLERABLE.- Máximo asentamiento diferencial entre dos elementos adyacentes a una estructura, que al ocurrir no produce daños visibles ni causa problemas.

CAJÓN (CAISSON).- Elemento prefabricado de cimentación, que teniendo dimensiones exteriores de un elemento macizo, se construye inicialmente hueco (como una caja), para ser rellenado después de colocado en su posición final.

CAPACIDAD DE CARGA.- Presión requerida para producir la falla de la cimentación por corte (sin factor de seguridad).

CARGA ADMISIBLE.- Sinónimo de presión admisible.

CARGA DE SERVICIO.- Carga viva más carga muerta, sin factores de ampliación.

CARGA DE TRABAJO.- Sinónimo de presión admisible.

CARGA MUERTA.- Ver NTE E.020 Cargas .

CARGA VIVA.- Ver NTE E.020 Cargas

CIMENTACIÓN.- Parte de la edificación que transmite al subsuelo las cargas de la estructura.

CIMENTACIÓN CONTINUA.- Cimentación superficial en la que el largo (L) es igual o mayor que diez veces el ancho (B).

CIMENTACIÓN POR PILARES.- Cimentación profunda, en la cual la relación Profundidad / Ancho (D_p / B) es mayor o igual que 5, siendo D_p la profundidad enterrada y B el ancho enterrada del pilar. El pilar es excavado y vaciado en el sitio.

CIMENTACIÓN POR PILOTES.- Cimentación profunda en la cual la relación Profundidad / Ancho (d / b) es mayor o igual a 10, siendo d la profundidad enterrada del pilote y b el ancho o diámetro del pilote.

CIMENTACIÓN POR PLATEA DE CIMENTACIÓN.- Cimentación constituida por una losa sobre la cual se apoyan varias columnas y cuya área se aproxima sensiblemente al área total de la estructura soportada.

CIMENTACIÓN PROFUNDA.- Aquella que transmite cargas a capas del suelo mediante pilotes o pilares.

CIMENTACIÓN SUPERFICIAL.- Aquella en la cual la relación Profundidad/Ancho (D_p / B) es menor o igual a 5, siendo D_p la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

ESTRATO TÍPICO.- Estrato de suelo con características tales que puede ser representativo de otros iguales o similares en un terreno dado.

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS).- Conjunto de exploraciones e investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete que tienen por objeto estudiar el comportamiento de los suelos y sus respuestas ante las sollicitaciones estáticas y dinámicas de una edificación.

GEODINÁMICA EXTERNA.- Conjunto de fenómenos geológicos de carácter dinámico, que pueden actuar sobre el terreno materia del Estudio de Mecánica de Suelos, tales como: erupciones volcánicas, inundaciones, huaycos, avalanchas, tsunamis, activación de fallas geológicas.

LICUEFACCIÓN Ó LICUACIÓN.- Fenómeno causado por la vibración de los sismos en los suelos granulares saturados y que produce el incremento de la presión del agua dentro del suelo con la consecuente reducción de la tensión efectiva. La licuación reduce la capacidad de carga y la rigidez del suelo. Dependiendo del estado del suelo granular saturado al ocurrir la licuación se produce el hundimiento y colapso de las estructuras cimentadas sobre dicho suelo.

NIVEL FREÁTICO.- Nivel superior del agua subterránea en el momento de la exploración. El nivel se puede dar respecto a la superficie del terreno o a una cota de referencia.

PILOTE.- Elemento de cimentación profunda en el cual la relación Profundidad/Ancho (D_p / B) es mayor o igual a 10.

PILOTES DE CARGA MIXTA.- Aquellos que transmiten la carga, parte por punta y parte por fricción.

PILOTES DE CARGA POR FRICCIÓN.- Aquellos que transmiten la carga a lo largo de su cuerpo por fricción con el suelo que los circunda.

PILOTES DE CARGA POR PUNTA.- Aquellos que transmiten la carga a un estrato resistente ubicado bajo la punta.

PILOTES DE DENSIFICACIÓN.- Aquellos que se instalan para densificar el suelo y mejorar las condiciones de cimentación.

PRESIÓN ADMISIBLE.- Máxima presión que la cimentación puede transmitir al terreno sin que ocurran asentamientos excesivos (mayores que el admisible) ni el factor de seguridad frente a una falla por corte sea menor que el valor indicado en el Artículo 17.

PRESIÓN ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO.- Presión que al ser aplicada por la cimentación adyacente a una estructura, ocasiona un asentamiento diferencial igual al asentamiento admisible. En este caso no es aplicable el concepto de factor de seguridad, ya que se trata de asentamientos.

PRESIÓN DE CONTACTO.- Carga transmitida por las estructuras al terreno en el nivel de cimentación incluyendo el peso propio del cimiento.

PRESIÓN DE TRABAJO.- Sinónimo de presión admisible.

PROFESIONAL RESPONSABLE.- Ingeniero Civil, registrado en el Colegio de Ingenieros del Perú.

PROFUNDIDAD ACTIVA.- Zona del suelo ubicada entre el nivel de cimentación y la isobara (línea de igual presión) correspondiente al 10% de la presión aplicada a la cimentación.

TIPO DE SECCIÓN	CRITERIO
CUADRADA	$2B$
CONTINUA	$6,4B$

PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN.- Profundidad a la que se encuentra el plano o desplante de la cimentación de una estructura. Plano a través del cual se aplica la carga, referido al nivel del terreno de la obra terminada.

PROPIETARIO.- Persona natural o jurídica que ejerce o ejercerá derecho de propiedad sobre la edificación material del Estudio de Mecánica de Suelos.

RELLENO.- Depósitos artificiales descritos en el Artículo 21.

ROCA.- Material que a diferencia del suelo, no puede ser disgregado o excavado con herramientas manuales.

SOLICITANTE.- Persona natural o jurídica con quien el PR contrata el EMS.

SUELO COLAPSABLE.- Suelos que al ser humedecidos sufren un asentamiento o colapso relativamente rápido, que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.

SUELO EXPANSIVO.- Suelos que al ser humedecidos sufren una expansión que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.

SUELO ORGANICO.- Suelo de color oscuro que presenta una variación mayor al 25% entre los límites líquidos de la muestra secada al aire y la muestra secada al horno a una temperatura de $110 \text{ }^\circ\text{C} \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ durante 24 horas.

TIERRA DE CULTIVO.- Suelo sometido a labores de labranza para propósitos agrícolas.

ANEXO II
NORMA ESPAÑOLA – UNE 103-801-94
GEOTÉCNIA
PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPESADA

1. OBJETIVO

Esta norma tiene por objeto describir el procedimiento para la realización de la denominada prueba de penetración dinámica superpesada. Con esta prueba se determina la resistencia del terreno a la penetración de un cono cuando es golpeado según el procedimiento establecido.

2. CAMPO DE APLICACIÓN

La prueba de penetración dinámica está especialmente indicada para suelos granulares ⁽¹⁾

Su utilización permite:

- Determinar la resistencia a la penetración dinámica de un terreno.
- Evaluar la compacidad de un suelo granular. Cuando el suelo contenga partículas de tamaños tales ⁽²⁾ que obstaculicen la penetración del cono en el terreno el resultado de la prueba puede no ser representativo.
- Investigar la homogeneidad o anomalías de una capa de suelo.
- Comprobar la situación en profundidad de una capa cuya existencia se conoce.

3. SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

D.P.S.H. Abreviatura de la prueba de penetración dinámica en su procedimiento superpesado, que proviene de su denominación de inglés (DPSH).

N_{20} = Número de golpes necesarios para una penetración del cono en el terreno de 20 cm de profundidad.

R = Anotación a incluir cuando el número de golpes requerido para una penetración de 20 cm es superior a 100 golpes.

4. APARATOS Y MATERIAL NECESARIO

4.1. Cono: Es una pieza de acero cilíndrica que termina en forma cónica con un ángulo de 90° . El cono podrá ser perdido o recuperable con las configuraciones respectivas que se reflejan en la figura 9.

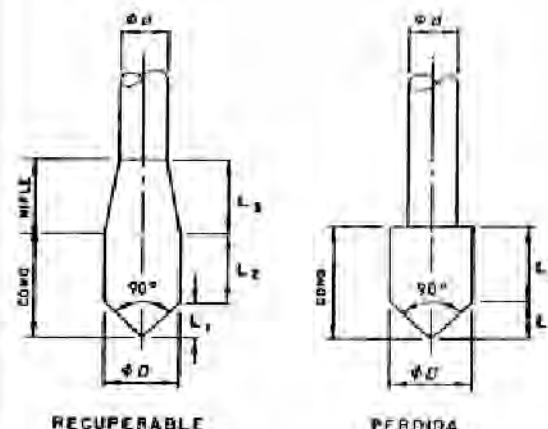


FIG. 9 - Alternativas de cono

4.2. Varillaje: Conjunto de varillas de acero macizas que se utilizan para transmitir la energía de golpeo desde la cabeza del varillaje hasta el cono.

4.3. Maza: Cuerpo de acero de 63,5 kg \pm 0,5 kg de masa.

4.4. Cabeza de impacto: Cuerpo de acero que recibe el impacto de la maza y que queda unido solidariamente a la parte superior de varillaje, sin que durante el golpeo pueda existir desplazamiento relativo entre ambos.

4.5. Guía: Elemento de acero que guía suavemente la maza durante su caída.

4.6. Sistema de elevación y escape: Mecanismo mediante el cual se eleva la maza a una altura de 760 mm \pm 10 mm, se libera y se permite su caída libre por la guía hasta la cabeza de impacto. La velocidad de la maza cuando se libere será nula.

⁽¹⁾ La ejecución de pruebas de penetración dinámica debe ser precedida por un reconocimiento mediante sondeos que permita identificar las capas de suelos en el área investigada.

⁽²⁾ La existencia de partículas con tamaño superior a 6 mm puede obstaculizar el avance del cono sin que ello suponga un incremento de compacidad.

4.7. Dispositivos de golpeo: Conjunto de elementos que comprende la maza, la cabeza de impacto, la guiadera y el sistema de elevación y escape.

4.8. Martillo de seguridad: Dispositivo de golpeo automático en el que la maza, la cabeza de impacto, la guiadera, y el sistema de elevación y escape están integrados en un mismo elemento. Permite izar la maza y liberarla siempre a la misma altura sin producir movimientos sobre el varillaje de forma que la caída por la guiadera sea totalmente libre y la energía transferida a la cabeza de impacto sea la misma en todos los golpes. El martillo de seguridad permite igualmente establecer una frecuencia de golpeo uniforme⁽³⁾.

4.9. Guía soporte: Pieza que asegura la verticalidad y el soporte lateral en el tramo del varillaje que sobresale del suelo.

5. DIMENSIONES Y MASAS

En el procedimiento descrito en la Norma los aparatos definidos en el capítulo 4 tendrán las siguientes dimensiones y masas.

Cono

- A = Área nominal de la sección 20 cm²
- D = Diámetro 50,5 mm ± 0,5 mm.
- L₁ = Longitud parte cónica 25 mm ± 0,2 mm.
- L₂ = Longitud parte cilíndrica 50 mm ± 0,5 mm.
- L₃ = Longitud parte troncocónica < 50 mm.

Varillaje

- d = Diámetro – 33 mm ± 2 mm.
- Masa (máx.) – 8kg/m.
- Deflexión (máx.) – 0,2 %⁽⁴⁾
- Excentricidad en las conexiones (máx.) – 0,2 mm.

Dispositivo de golpeo

- Maza: Masa – 63,5 kg ± 0,5 kg.
- Relación altura L_m al diámetro D_m – $1 \leq L_m/D_m \leq 2$
- Altura de caída: 760 mm ± 10 mm.
- Cabeza de impacto:
Diámetro d_c – 100 mm < d_c < 0,5 D_m.
- Masa total dispositivos de golpeo ≤ 115 kg.

6. INSTRUMENTOS DE MEDIDA

6.1. Contador de golpes: El dispositivo de golpeo utilizado, deberá disponer de un contador automático de golpes.

6.2. Referencia de profundidad: el equipo de penetración deberá incluir una escala de profundidad de avance marcada de forma indeleble y visible.

6.3. Medidor de par: Permitirá la medida en N-m del par necesario para girar el varillaje. La capacidad de medida no será inferior a 200 N-m con una graduación de 10 N-m. Su exactitud será comprobada periódicamente.

6.4. Referencia de Verticalidad: Inclinómetro que permitirá observar en grados o en tanto por ciento la desviación de verticalidad del varillaje durante la ejecución de la prueba.

7. PROCEDIMIENTO OPERATIVO

7.1. Selección del punto de ensayo: Con el fin de que no haya habido perturbaciones en el punto de ensayo este debe distanciarse por lo menos metro y medio de cualquier otro punto ya ensayado y en el caso de existir sondeos previos, la separación deberá ser como mínimo de veinticinco diámetros.

7.2. Emplazamiento y conexiones: En el punto seleccionado se emplazará el dispositivo de golpeo de tal forma que el soporte guía y el eje de la guiadera queden perfectamente verticales y centrados sobre el punto⁽⁵⁾.

El cono ya acoplado (perdido) o enroscado (recuperable) a un extremo del primer tramo de varillaje, se situará sobre el punto elegido a través del soporte guía, conectando posteriormente el otro extremo de varillaje al dispositivo de golpeo. Una vez efectuada esta conexión se comprobará que:

- El varillaje y la guiadera quedan coaxiales.
- Las desviaciones de la verticalidad del primer tramo de varillaje no supera el 2%.
- La longitud libre de varillaje entre el soporte guía y la conexión al dispositivo de golpeo no supera 1,2 m.

7.3. Golpeo y penetración: El golpeo se efectuará con una frecuencia comprendida entre 15 golpes y 30 golpes por minuto registrando el número de golpes necesario para introducir en el terreno el cono cada intervalo de 20 cm. Este número de golpes se anota como N₂₀.

Cuando sea necesario añadir una varilla debe asegurarse que a retirar el dispositivo de golpeo no se introducen movimientos de ascenso o rotación en el varillaje. Se comprobará cuando se añade la varilla que esta queda enroscada a tope y la desviación de su inclinación frente a la vertical no excede de 5%. El tramo que sobresalga a partir del soporte guía no será superior 1,2 m.

Deberán anotarse todas las introducciones mayores de 15 minutos durante todo el proceso de penetración.

7.4. Rotación: Cada metro de penetración debe medirse y anotarse el par necesario para girar el tren de varillaje una vuelta y media⁽⁶⁾. Se considerará que el rozamiento no es significativo por debajo del valor de 10 N.m.

7.5. Finalización de la prueba: La prueba se dará por finalizada cuando se satisfagan algunas de las siguientes condiciones:

- Se alcance la profundidad que previamente se haya establecido.
- Se supere los 100 golpes para una penetración de 20 cm. Es decir N₂₀ > 100.
- Cuando tres valores consecutivos de N₂₀ sean iguales o superiores a 75 golpes.
- El valor del par de rozamiento supere los 200 N.m.

8. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

De cada prueba realizada con arreglo a esta norma se presentará un gráfico como el de la figura 2 en el que se incluyan los siguientes puntos:

Comprobaciones antes de la prueba

- Tipo de cono utilizado. Dimensiones y masa
- Longitud de cada varilla. Masa por metro de varillaje, incluidos nicles de unión.
- Masa de dispositivos de golpeo.
- Fecha y hora de la prueba. Tiempo de duración.

Comprobaciones después de la prueba

- Diámetros del cono.
- Excentricidad y deflexiones del varillaje.

Observaciones

- Interrupciones superiores a 5 min. Pérdidas de verticalidad superiores al 5%. Penetraciones sin golpeo. Observaciones temporales, etc.

9. CORRESPONDENCIA CON OTRAS NORMAS

Para la redacción de esta norma se han consultado los documentos y normas que a continuación se relacionan:

- Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils 16 with Reference Test Procedures for Dynamic probing super heavy DPSH. Swedish Geotechnical, Linköping, June 1989.
- NFP 94 – 115. (December 1990). Sondage an penetrometre dynamique type B.
- BS 1377: Part 9 (1990) : Dynamic probing super heavy (DPSH).

(3) Utilización de otros dispositivos de golpeo que no cumplan las especificaciones descritas en esta norma implica que pueda obtenerse un número de golpes diferente de N₂₀

(4) Deflexión medida entre extremos de una misma varilla y entre los puntos medios de dos adyacentes.

(5) Debe comprobarse que durante el proceso de golpeo el dispositivo no se desplaza de su posicionamiento inicial. Si es necesario se dispondrán anclajes o soportes.

(6) El par de rozamiento medido debe ser originado exclusivamente por el cono y tren de varillas introducidos en el terreno.

CONTINUARÁ...//

**PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA DPH
EFECTUADA SEGUN LA NORMA UNE 103-801-93**

LUGAR: _____

PUNTO: _____

TIPO DE CONO: RECUPERABLE: MASA Kg
PERDIDO:

FECHA: _____

VARILLAS: DIÁMETRO
LONGITUD MASA Kg/m

HORA: _____

TIEMPO: _____

DURACIÓN: _____

DISPOSITIVO GOLPEO MASA Kg

COTA: _____

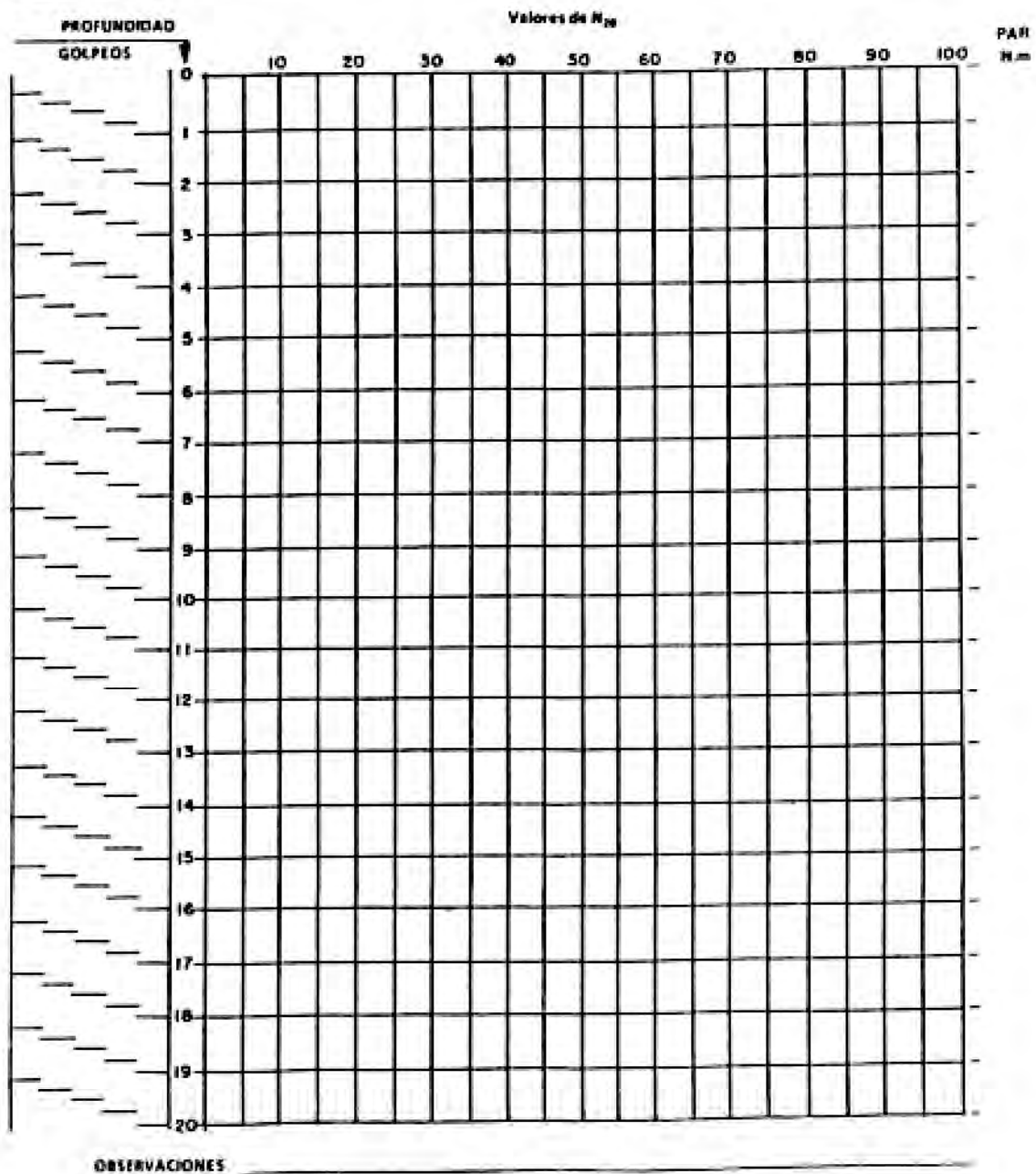


Fig. 10

NORMA E.060**CONCRETO ARMADO****CAPÍTULO 1
GENERALIDADES****ARTÍCULO 1 - REQUISITOS GENERALES****1.1. ALCANCE**

1.1.1. Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, diseño, materiales, construcción, control de calidad e inspección de estructuras de concreto simple o armado. Las estructuras de concreto presforzado se incluyen dentro de la definición de estructuras de concreto armado.

1.1.2. Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma, pudiendo complementarla en lo no contemplado en ella.

1.1.3. Esta Norma tiene prioridad cuando sus recomendaciones están en discrepancia con otras normas a las que ella hace referencia.

1.2. LIMITACIONES

1.2.1. Esta Norma incluye los requerimientos para estructuras de concreto de peso normal.

1.2.2. Esta Norma podrá ser aplicada al diseño y construcción de estructuras pre-fabricadas y/o estructuras especiales en la medida que ello sea pertinente.

1.3. PROYECTO, EJECUCIÓN E INSPECCIÓN DE LA OBRA**1.3.1. REQUISITOS GENERALES**

1.3.1.1. Todas las etapas del proyecto estructural, construcción e inspección de la obra deberán ser realizadas por personal profesional y técnico calificado.

1.3.1.2. Los cálculos, planos de diseño, detalles y especificaciones técnicas deberán llevar la firma de un Ingeniero Civil Colegiado, quien será el único autorizado a aprobar cualquier modificación a los mismos.

1.3.1.3. La construcción deberá ser ejecutada e inspeccionada por ingenieros civiles colegiados, quienes serán responsables del cumplimiento de lo indicado en los planos y especificaciones técnicas.

1.3.2. PROYECTO

1.3.2.1. La concepción estructural deberá hacerse de acuerdo a los criterios de estructuración indicados en la Norma E-030 Diseño Sismo-Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones.

1.3.2.2. La determinación de las cargas actuantes se hará de acuerdo a lo indicado en la Normas Técnicas de Edificación E. 020 Cargas y en la Norma de Diseño Sismo-Resistente.

1.3.2.3. El Ingeniero Proyectista podrá elegir los procedimientos de análisis. El diseño de la estructura deberá cumplir con los requerimientos de esta Norma.

1.3.2.4. Los planos del proyecto estructural deberán contener información detallada y completa de las dimensiones, ubicación, refuerzos y juntas de los diversos elementos estructurales. Igualmente se indicará en ellos la calidad de los materiales, las resistencias del concreto, acero y terreno, las características de la albañilería y mortero de acuerdo a la Norma E.070, las sobrecargas de diseño y la carga equivalente de tabiquería.

1.3.2.5. Los planos serán archivados por las entidades que otorguen la Licencia de Construcción.

1.3.3. EJECUCIÓN DE LA OBRA

1.3.3.1. Para la ejecución de la obra el Constructor designará al Ingeniero Civil Colegiado que actuará como Ingeniero Residente de la Obra y que lo representará en ella.

1.3.3.2. El Constructor ejecutará los trabajos requeridos en la obra de acuerdo a lo indicado en la presente Norma, los planos y las especificaciones técnicas.

1.3.3.3. Cuando se requiera autorización previa de la inspección para ejecutar determinados trabajos, el Inge-

niero Residente comunicará al Inspector con 48 horas de anticipación la iniciación de los mismos.

1.3.3.4.1.1. Las ocurrencias técnicas de la obra se llevarán en un Registro Anexo al Cuaderno de Obra. En este deberán indicarse el nombre y la numeración de los documentos que forman parte del registro en la oportunidad de su ocurrencia.

Entre las ocurrencias técnicas que deberán figurar en el Registro, estarán las siguientes: calidad y proporciones de los materiales del concreto, construcción de encofrados, desencofrados y apuntalamientos, colocación del refuerzo, mezcla, ubicación de las tandas del concreto en la estructura, procedimiento de colocación y curado del concreto. Cuando la temperatura sea menor de 5°C o mayor de 28°C se mantendrá un registro completo de las temperaturas y de la protección que se dé al concreto mientras se realiza el curado; secuencia del montaje y conexión de elementos prefabricados, aplicación del presfuerzo, cualquier carga significativa de construcción en entresijos, elementos y/o muros ya terminados, progreso general de la obra, etc.

1.3.3.5. El Registro y el Cuaderno de Obra formarán parte de los documentos entregados al propietario con el Acta de Recepción de la Obra.

1.3.4. INSPECCIÓN

1.3.4.1. El Inspector es seleccionado por el propietario y lo representa ante el Constructor.

1.3.4.2. El Inspector tiene el derecho y la obligación de hacer cumplir la presente Norma, los planos y las especificaciones técnicas.

1.3.4.3. El Constructor proporcionará al Inspector todas las facilidades que requiera en la obra para el cumplimiento de sus obligaciones.

1.4. SISTEMAS NO CONVENCIONALES

1.4.1. El empleo de sistemas constructivos no convencionales deberá de contar con la autorización previa de SENCICO.

1.5. NORMAS DE MATERIALES Y PROCEDIMIENTOS CITADOS

Ver Anexo 1.

ARTÍCULO 2 - DEFINICIONES Y ABREVIATURAS**2.1. DEFINICIONES****CEMENTO**

Cemento:

Material pulverizado que por adición de una cantidad conveniente de agua forma una pasta aglomerante capaz de endurecer, tanto bajo el agua como en el aire. Quedan excluidas las cales hidráulicas, las cales aéreas y los yesos. NORMA ITINTEC 334.001.

Cemento Portland:

Producto obtenido por la pulverización del clinker portland con la adición eventual de sulfato de calcio. Se admite la adición de otros productos que no excedan del 1% en peso del total siempre que la norma correspondiente establezca que su inclusión no afecta las propiedades del cemento resultante. Todos los productos adicionados deberán ser pulverizados conjuntamente con el clinker. NORMA ITINTEC 334.001.

Cemento Portland Puzolánico Tipo 1P:

Es el cemento portland que presenta un porcentaje adicionado de puzolana entre 15% y 45%. NORMA ITINTEC 334.044.

Cemento Portland Puzolánico Tipo 1PM:

Es el cemento portland que presenta un porcentaje adicionado de puzolana menor de 15%. NORMA ITINTEC 334.044.

AGREGADO

Agregado:

Conjunto de partículas de origen natural o artificial, que pueden ser tratadas o elaboradas y cuyas dimensiones

están comprendidas entre los límites fijados por la Norma ITINTEC 400.037.

Agregado Grueso:

Agregado retenido en el tamiz ITINTEC 4,75 mm (N° 4), proveniente de la desintegración natural o mecánica de las rocas y que cumple con los límites establecidos en la Norma ITINTEC 400.037.

Agregado Grueso:

Agregado retenido en el tamiz ITINTEC 4,75 mm (N° 4), proveniente de la desintegración natural o mecánica de las rocas y que cumple con los límites establecidos en la Norma ITINTEC 400.037.

Arena:

Agregado fino, proveniente de la desintegración natural de las rocas. NORMA ITINTEC 400.037.

Grava:

Agregado grueso, proveniente de la desintegración natural de los materiales pétreos, encontrándosele corrientemente en canteras y lechos de ríos, depositado en forma natural. NORMA ITINTEC 400.037.

Piedra Triturada o Chancada:

Agregado grueso, obtenido por trituración artificial de rocas o gravas. NORMA ITINTEC 400.037.

Agregado denominado Hormigón:

Material compuesto de grava y arena empleado en su forma natural de extracción. NORMA ITINTEC. 400.011.

Tamaño Máximo:

Es el que corresponde al menor tamiz por el que pasa toda la muestra de agregado grueso. NORMA ITINTEC. 400.037.

Tamaño Máximo Nominal:

Es el que corresponde al menor tamiz de la serie utilizada que produce el primer retenido. NORMA ITINTEC. 400.037.

Módulo de Fineza del Agregado Fino:

Centésima parte del valor que se obtiene al sumar los porcentajes acumulados retenidos en el conjunto de los tamices 4,75 mm (N° 4), 2,36 mm (N° 8), 1,18 mm (N° 16), 600 mm (N° 30), 300 mm (N° 50) y 150 mm (N° 100).

ADITIVOS

Aditivos:

Sustancia añadida a los componentes fundamentales del concreto, con el propósito de modificar algunas de sus propiedades. NORMA ITINTEC 339.086.

Acelerante:

Sustancia que al ser añadida el concreto, mortero o lechada, acorta el tiempo de fraguado y/o incrementa la velocidad de desarrollo inicial de resistencia.

Retardador:

Aditivo que prolonga el tiempo de fraguado. NORMA ITINTEC 339.086.

Incorporador de Aire:

Es el aditivo cuyo propósito exclusivo es incorporar aire en forma de burbujas esféricas no coalescentes y uniformemente distribuidas en la mezcla, con la finalidad de hacerlo principalmente resistente a las heladas.

CONCRETO

Concreto (*):

Es la mezcla constituida por cemento, agregados, agua y eventualmente aditivos, en proporciones adecuadas para obtener las propiedades prefijadas.

(*) El material que en nuestro medio es conocido como Concreto, es definido como Hormigón en las Normas del Comité Panamericano de Normas Técnicas (COPANT), adoptadas por el ITINTEC.

Pasta de Cemento:

Es una mezcla de cemento y agua. NORMA ITINTEC 400.002.

Mortero de Cemento:

Es la mezcla constituida por cemento, agregados predominantemente finos y agua.

CONCRETO - TIPOS

Concreto Simple:

Concreto que no tiene armadura de refuerzo o que la tiene en una cantidad menor que el mínimo porcentaje especificado para el concreto armado.

Concreto Armado:

Concreto que tiene armadura de refuerzo en una cantidad igual o mayor que la requerida en esta Norma y en el que ambos materiales actúan juntos para resistir esfuerzos.

Concreto de Peso Normal:

Es un concreto que tiene un peso aproximado de 2300 kg/m³.

Concreto Prefabricado:

Elementos de concreto simple o armado fabricados en una ubicación diferente a su posición final en la estructura.

Concreto Ciclópeo:

Es el concreto simple en cuya masa se incorporan grandes piedras o bloques y que no contiene armadura.

Concreto de Cascote:

Es el constituido por cemento, agregado fino, cascote de ladrillo y agua.

Concreto Premezclado:

Es el concreto que se dosifica en planta, que puede ser mezclado en la misma o en camiones mezcladores y que es transportado a obra. NORMA ITINTEC 339.047.

Concreto Bombeado:

Concreto que es impulsado por bombeo a través de tuberías hacia su ubicación final.

CARGAS

Carga de Servicio:

Carga prevista en el análisis durante la vida de la estructura (no tiene factores de amplificación).

Carga Factorizada o Carga Amplificada o Carga Última:

Carga multiplicada por factores de carga apropiados, utilizada en el diseño por resistencia a carga última (rotura).

Carga Muerta o Carga Permanente o Peso Muerto:

Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se supone sean permanentes.

Carga Viva:

Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación.

Carga de Sismo:

Fuerza evaluada según la Norma de Diseño Sismo-Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones para estimar la acción sísmica sobre una estructura.

Carga de Viento:

Fuerza exterior evaluada según la Norma E. 020 Cargas.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Cimentación:

Elemento estructural que tiene como función transmitir las acciones de carga de la estructura al suelo de fundación.

Columna:

Elemento estructural que se usa principalmente para resistir carga axial de compresión y que tiene una altura de por lo menos 3 veces su dimensión lateral menor.

<p>Muro: Elemento estructural, generalmente vertical empleado para encerrar o separar ambientes, resistir cargas axiales de gravedad y resistir cargas perpendiculares a su plano provenientes de empujes laterales de suelos o líquidos.</p> <p>Muro de Corte: Elemento estructural usado básicamente para proporcionar rigidez lateral y absorber porcentajes importantes del cortante horizontal sísmico.</p> <p>Viga: Elemento estructural que trabaja fundamentalmente a flexión.</p> <p>Losa: Elemento estructural de espesor reducido respecto a su otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones según el tipo de apoyo existente en su contorno. Usado también como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas horizontales de sísmo.</p> <p>Pedestal: Miembro vertical en compresión que tiene una relación promedio de altura no soportada a la menor dimensión lateral de 3 ó menos.</p> <p>Capitel: Ensanche de la parte superior de la columna.</p> <p>Ábaco: Engrosamiento de la losa en su apoyo sobre la columna.</p> <p>Ménsula o Braquete: Voladizo con relación de claro de cortante a peralte menor o igual a uno.</p> <p>Pilote: Elemento estructural esbelto introducido o vaciado dentro del terreno con el fin de soportar una carga y transferirla al mismo o con el fin de compactar el suelo.</p> <p>Zapata: Parte de la cimentación de una estructura que reparte y transmite la carga directamente al terreno de cimentación o a pilotes.</p>	<p>Cm Factor que relaciona el diagrama real de momento a un diagrama equivalente de momento uniforme.</p> <p>c Distancia de la fibra más alejada en compresión al eje neutro.</p> <p>d Distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del acero en tracción.</p> <p>db Diámetro nominal de la barra.</p> <p>dc Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra más alejada en tracción al centro de la barra más cercana a esa fibra.</p> <p>d' Distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del refuerzo en compresión.</p> <p>Ec Módulo de elasticidad del concreto.</p> <p>Es Módulo de elasticidad del refuerzo.</p> <p>fr Módulo de rotura del concreto (resistencia del concreto a la tracción por flexión).</p> <p>fy Esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo.</p> <p>f'c Resistencia especificada del concreto a la compresión, en kg/cm². Cuando esta cantidad aparece bajo el signo de un radical, el resultado estará en kg/cm².</p> <p>h Peralte total del elemento.</p> <p>IE Rigidez a la flexión de elementos en compresión.</p> <p>Ie Momento de inercia de la sección transformada agrietada o momento de inercia efectivo.</p> <p>Ig Momento de inercia de la sección total no agrietada con respecto al eje centroidal, sin considerar el refuerzo.</p> <p>Ise Momento de inercia del acero de refuerzo respecto al eje centroidal de la sección transversal del elemento.</p> <p>K Factor de longitud efectiva para elementos en compresión.</p> <p>l Longitud de la viga o losa armada en una dirección tal como se define en la Sección 9.5, longitud del voladizo.</p> <p>lc Distancia vertical entre apoyos.</p> <p>ld Longitud de desarrollo o de anclaje.</p> <p>le Longitud de empalme por traslape.</p> <p>ln Luz libre del elemento.</p> <p>l1 Longitud del paño en la dirección en que se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos.</p> <p>l2 Longitud del paño en la dirección perpendicular a la dirección en que se determinan los momentos, medida centro a centro de los apoyos.</p> <p>Mm Momento modificado.</p> <p>Mu Resistencia requerida con respecto al momento flector. También denominado momento último o momento de diseño.</p> <p>M1 Momento flector menor de diseño en el extremo de un elemento en compresión. Es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y es negativo si está flexionado en doble curvatura.</p> <p>M2 Momento flector mayor de diseño en el extremo de un elemento en compresión. Siempre positivo.</p> <p>Nu Carga axial amplificada normal a la sección transversal, actuando el simultáneamente con Vu.</p> <p>n Relación entre los módulos de elasticidad del acero y del concreto (Es/Ec).</p> <p>Pb Resistencia nominal a carga axial en condiciones de deformación balanceada.</p> <p>Pc Carga crítica de pandeo.</p> <p>Pn Resistencia nominal a carga axial a una excentricidad dada.</p> <p>Pnw Resistencia nominal a carga axial de un muro diseñado conforme a la Sección 15.3.</p> <p>Pu Resistencia requerida con respecto a la carga axial de compresión. También denominada carga axial última.</p> <p>p Cuantía del refuerzo en tracción (As/bd).</p> <p>pb Cuantía del refuerzo que produce la condición balanceada.</p> <p>pw As/bwd.</p> <p>p' Cuantía del refuerzo en compresión (A's/bd).</p> <p>s Espaciamiento centro a centro entre estribos.</p> <p>Tu Resistencia requerida con respecto al momento torsor. También denominado momento torsor último o de diseño.</p> <p>t Espesor del muro.</p> <p>Vc Resistencia nominal a la fuerza cortante proporcionada por el concreto.</p> <p>Vn Resistencia nominal al corte.</p> <p>Vs Resistencia nominal a la fuerza cortante proporcionada por el refuerzo.</p>
---	---

2.2. ABREVIATURAS

Las abreviaturas usadas en esta Norma tienen el significado que se da a continuación.

Otras abreviaturas se definen dentro del texto, adyacentes a las fórmulas en las que aparecen o al inicio del capítulo correspondiente.

<p>A Área efectiva en tracción del concreto (cm²) que rodea al refuerzo principal de tracción y que tiene el mismo centroide que ese refuerzo, dividido entre el número de barras. Cuando el refuerzo principal de tracción consiste de varios diámetros de barras, el número de barras debe calcularse como el área total de acero dividido entre el área de la barra de mayor diámetro.</p> <p>Ab Área de una barra individual de refuerzo.</p> <p>Ac Área del núcleo de una columna reforzada con espiral, medida al diámetro exterior de la espiral.</p> <p>Ag Área total de la sección transversal.</p> <p>As Área del refuerzo en tracción.</p> <p>Ast Área total del refuerzo en una sección.</p> <p>At Área de una rama de un estribo cerrado que resiste torsión.</p> <p>Av Área del refuerzo por cortante.</p> <p>A's Área del refuerzo en compresión.</p> <p>Al Área cargada.</p> <p>a Profundidad del bloque rectangular equivalente de refuerzos de compresión en el concreto.</p> <p>b Ancho de la cara en compresión del elemento.</p> <p>bo Perímetro de la sección crítica para la fuerza cortante en dos direcciones (punzonamiento).</p> <p>bw Ancho del alma, o diámetro de una sección circular, para el diseño por corte.</p>
--

Vu	Resistencia requerida con respecto a la fuerza cortante. También denominada fuerza cortante última o de diseño.
wu	Carga de servicio, por unidad de longitud o de áreas, multiplicada por los factores de carga apropiados definidos en el Capítulo 10. También denominada carga factorizada, carga amplificada o carga última.
X	Lado menor de una sección rectangular.
X1	Menor dimensión medida centro a centro de un estribo rectangular cerrado.
Y	Lado mayor de una sección rectangular.
Yt	Distancia del eje centroidal de la sección total, sin considerar el refuerzo a la fibra extrema en tracción.
Y1	Mayor dimensión medida centro a centro de un estribo rectangular cerrado.
α	Angulo comprendido entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento.
β_d	Relación entre el momento máximo debido a la carga muerta de diseño y el momento máximo debido a la carga total de diseño. Siempre positivo.
β_1	Factor definido en la Sección 11.2.1f.
ϕ	Factor de reducción de resistencia. Afecta a las resistencias nominales.

CAPÍTULO 2 MATERIALES

ARTÍCULO 3 - MATERIALES

3.1. CEMENTO

3.1.1. El cemento empleado en la preparación del concreto deberá cumplir con los requisitos de las especificaciones ITINTEC para cementos.

3.1.2. El cemento utilizado en obra deberá ser del mismo tipo y marca que el empleado para la selección de las proporciones de la mezcla de concreto.

3.2. AGREGADOS

3.2.1. Los agregados deberán cumplir con los requisitos de la Norma ITINTEC 400.037, que se complementarán con los de esta Norma y las especificaciones técnicas.

3.2.2. Los agregados que no cumplan con algunos de los requisitos indicados podrán ser utilizados siempre que el Constructor demuestre, por pruebas de laboratorio o experiencia de obras, que puedan producir concreto de las propiedades requeridas. Los agregados seleccionados deberán ser aprobados por el Inspector.

3.2.3. Los agregados que no cuenten con un registro de servicios demostrable, o aquellos provenientes de canteras explotadas directamente por el Contratista, podrán ser aprobados por el Inspector si cumplen con los ensayos normalizados que considere convenientes.

Este procedimiento no invalida los ensayos de control de lotes de agregados en obra.

3.2.4. Los agregados fino y grueso deberán ser manejados como materiales independientes. Cada uno de ellos deberá ser cada uno de ellos procesado, transportado, manipulado, almacenado y pesado de manera tal que la pérdida de finos sea mínima, que mantengan su uniformidad, que no se produzca contaminación por sustancias extrañas y que no se presente rotura o segregación importante en ellos.

3.2.5. Los agregados a ser empleados en concretos que vayan a estar sometidos a procesos de congelación y deshielo y no cumplan con el acápite 5.2.2 de la Norma ITINTEC 400.037 podrán ser utilizados si un concreto de propiedades comparables, preparado con agregado del mismo origen, ha demostrado un comportamiento satisfactorio cuando estuvo sometido a condiciones de intemperismo similares a las que se espera.

3.2.6. El agregado de procedencia marina deberá ser tratado por lavado con agua potable antes de utilizarlo en la preparación del concreto.

3.2.7. El agregado fino podrá consistir de arena natural o manufacturada, o una combinación de ambas. Sus partículas serán limpias, de perfil preferentemente angular, duro, compacto y resistente; debiendo estar libre de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.

3.2.8. El agregado grueso podrá consistir de grava natural o triturada. Sus partículas serán limpias, de perfil preferentemente angular o semi-angular, duras, compactas, resistentes y de textura preferentemente rugosa; deberá estar libre de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.

3.2.9. La granulometría seleccionada para el agregado deberá permitir obtener la máxima densidad del concreto con una adecuada trabajabilidad en función de las condiciones de colocación de la mezcla.

3.2.10. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de:

- a) Un quinto de la menor dimensión entre las caras del encofrado, o
- b) Un tercio del peralte de la losa, o
- c) Tres cuartos del menor espacio libre entre barras de refuerzo individuales o en paquetes o tendones o ductos de presfuerzo.

Estas limitaciones pueden ser obviadas si, a criterio del Inspector, la trabajabilidad y los procedimientos de compactación permiten colocar el concreto sin formación de vacíos o cangrejas.

3.2.11. El lavado de las partículas de agregado grueso se deberá hacer con agua potable o agua libre de materia orgánica, sales y sólidos en suspensión.

3.2.12. El agregado denominado «hormigón» corresponde a una mezcla natural de grava y arena. Sólo podrá emplearse en la elaboración de concretos con resistencia en compresión hasta de 100 Kg/cm² a los 28 días.

El contenido mínimo de cemento será de 255 Kg/m³. El hormigón deberá estar libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas blandas o escamosas, sales, álcalis, materia orgánica y otras sustancias dañinas para el concreto.

En lo que sea aplicable, se seguirán para el hormigón las recomendaciones indicadas para los agregados fino y grueso.

3.3. AGUA

3.3.1. El agua empleada en la preparación y curado del concreto deberá ser, de preferencia, potable.

3.3.2. Se utilizará aguas no potables sólo si:

a) Están limpias y libres de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica u otras sustancias que puedan ser dañinas al concreto, acero de refuerzo o elementos embebidos.

b) La selección de las proporciones de la mezcla de concreto se basa en ensayos en los que se ha utilizado agua de la fuente elegida.

c) Los cubos de prueba de mortero preparados con agua no potable y ensayados de acuerdo a la Norma ASTM C109, tienen a los 7 y 28 días resistencias en compresión no menores del 90% de la de muestras similares preparadas con agua potable.

3.3.3. Las sales u otras sustancias nocivas presentes en los agregados y/o aditivos deberán sumarse a las que pueda aportar el agua de mezclado para evaluar el contenido total de sustancias inconvenientes.

3.3.4. La suma de los contenidos de ion cloruro presentes en el agua y en los demás componentes de la mezcla (agregados y aditivos) no deberán exceder los valores indicados en la Tabla 4.4.4 del Capítulo 4.

3.3.5. El agua de mar sólo podrá emplearse en la preparación del concreto si se cuenta con la autorización del Ingeniero Proyectista y del Inspector. No se utilizará en los siguientes casos:

- Concreto presforzado.
- Concretos con resistencias mayores de 175 kg/cm² a los 28 días.
- Concretos con elementos embebidos de fierro galvanizado o aluminio.
- Concretos con un acabado superficial de importancia.

3.3.6. No se utilizará en la preparación del concreto, en el curado del mismo, o en el lavado del equipo, aquellas aguas que no cumplan con los requisitos anteriores.

3.4. ACERO DE REFUERZO

3.4.1. Las barras de refuerzo de diámetro mayor o igual a 8 mm deberán ser corrugadas, las de diámetros menores podrán ser lisas.

3.4.2 Soldadura del refuerzo

3.4.2.1. El refuerzo que va a ser soldado así como el procedimiento de soldadura, el cual deberá ser compatible con los requisitos de soldabilidad del acero que se empleará, deberán estar indicados en los planos.

En este caso, las especificaciones para las barras de refuerzo deberán exigir adicionalmente el análisis químico del material con la determinación del contenido de carbono equivalente (CE), excepto para barras que cumplen con la especificación ASTM A706, a fin de adecuarlo a los procedimientos de soldadura especificados en el «Structural Welding Code Reinforcing Steel» (ANSI/AWS D1.4) de la American Welding Society.

3.4.3. Refuerzo Corrugado

3.4.3.1. Las barras corrugadas de refuerzo deberán cumplir con alguna de las siguientes especificaciones:

- a) Especificación para barras de acero con resaltes para concreto armado (ITINTEC 341.031).
- b) Especificación para barras de acero de baja aleación ASTM A706.

3.4.3.2. Adicionalmente las barras corrugadas de refuerzo deberán cumplir con:

- a) La resistencia a la fluencia debe corresponder a la determinada por las pruebas de barras de sección transversal completa.
- b) Los requisitos para la prueba de doblado de las barras, desde el diámetro 6 mm hasta el diámetro 35 mm, deben hacerse en base a dobleces de 180° en barras de sección transversal completa, alrededor de mandriles cuyos diámetros se especifican en la Tabla 3.4.3.2.

**TABLA 3.4.3.2
REQUISITOS PARA LA PRUEBA DE DOBLADO**

DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA		DIAMETRO DEL MANDRIL PARA EL GRADO ARN 420
mm	pulgadas	
6, 8, 10, 12 y 16	1/4, 3/8, 1/2, 5/8	4db
20, 22, 25, 30, 35	3/4, 1, 1 3/8	5db 7db

3.4.3.3. Las barras de refuerzo corrugadas con una resistencia especificada a la fluencia f_y , superior al grado ARN 420 de la Norma ITINTEC 341.031 no podrán ser usadas en elementos que forman parte del esqueleto sismo-resistente.

Para calidades de acero superiores a la indicada en el párrafo anterior, el esfuerzo de fluencia f_y será el correspondiente a una deformación unitaria del 0,35% y deberá cumplir con una de las especificaciones indicadas en la Sección 3.4.3.1 y con los requisitos de la Sección 3.4.3.2.

3.4.3.4. Las mallas de barras deberán cumplir con la especificación ASTM A184.

3.4.3.5. El alambre corrugado para esfuerzo del concreto debe cumplir con la Norma ITINTEC 341.068, excepto que el diámetro del alambre no será menor a 5,5 mm y para alambre con una resistencia especificada a la fluencia f_y superior a 4200 Kg/cm², f_y será el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0,35%.

3.4.3.6. La malla soldada de alambre liso para refuerzo del concreto debe cumplir con la especificación ITINTEC 350.002, excepto que para alambre con una resistencia especificada a la fluencia f_y superior a 4200 Kg/cm², f_y será el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0,35%.

Las intersecciones soldadas no deberán espaciarse más de 30 cm en la dirección del refuerzo principal de flexión.

3.4.3.7. La malla soldada de alambre corrugado para refuerzo del concreto debe cumplir con la Norma ITINTEC 350.002, excepto que para alambre con una resistencia especificada a la fluencia f_y superior a 4200 Kg/cm², f_y será el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0,35%.

Las intersecciones soldadas no deberán espaciarse más de 40 cm en la dirección del refuerzo principal de flexión.

3.4.3. Refuerzo liso

3.4.4.1. Las barras lisas para refuerzo deben cumplir con las especificaciones indicadas en la Sección 3.4.3.1 y

con los requisitos de la Sección 3.4.3.2. No se usarán barras lisas con diámetros mayores de 6,4 mm.

3.4.4.2. El alambre liso para refuerzo en espiral debe cumplir con la Norma ITINTEC 341.031, excepto que para alambre con una resistencia especificada a la fluencia f_y superior a 4200 Kg/cm², f_y será el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 0,35%.

3.4.5. Tendones de presfuerzo

3.4.5.1. Los alambres, torones y barras para tendones en concreto presforzado deben cumplir con una de las siguientes especificaciones técnicas:

- a) Especificaciones para alambre sin recubrimiento relevado de esfuerzos, para concreto presforzado (ASTM A421).
- b) Especificaciones para torón sin recubrimiento, de 7 alambres, relevado de esfuerzos, para concreto presforzado (ASTM A416).
- c) Especificaciones para barra sin recubrimiento de acero de alta resistencia, para concreto presforzado (ASTM A722).

3.4.5.2. Los alambres, torones y barras no detallados específicamente en las normas indicadas se podrán usar siempre que se demuestre que cumplen con los requisitos mínimos de estas especificaciones técnicas y que no tienen propiedades que los hagan menos satisfactorios que los indicados en ASTM A416, A421 y A722.

3.5. ADITIVOS

3.5.1. Los aditivos que se empleen en el concreto cumplirán con las especificaciones de la Norma ITINTEC 39.086. Su empleo estará sujeto a aprobación previa del Inspector y no autoriza a modificar el contenido de cemento de la mezcla.

3.5.2. El Constructor deberá demostrar al Inspector que los aditivos empleados son capaces de mantener esencialmente la misma calidad, composición y comportamiento en toda la obra.

3.5.3. El cloruro de calcio o los aditivos que contengan cloruros que no sean de impurezas de los componentes del aditivo no deberán emplearse en concreto presforzado, en concreto que tenga embebidos elementos de aluminio o de hierro galvanizado, concreto colocado en encofrados de metal galvanizado, concretos masivos o concretos colocados en climas cálidos.

En los casos que el Ingeniero Proyectista autorice el empleo de cloruro de calcio o de aditivos con contenido de cloruros, deberá certificarse que el contenido total de ion cloruro en la mezcla de concreto no exceda los límites indicados en la Tabla 4.4.4 del Capítulo 4.

3.5.4. Las puzolanas que se empleen como aditivo deberán cumplir con la Norma ASTM C618.

3.5.5. Los aditivos incorporadores de aire deben cumplir con la Norma ASTM C260.

3.5.6. Los aditivos reductores de agua, retardantes, acelerantes, reductores de agua y retardantes, reductores de agua y acelerantes deberán cumplir con la Norma ASTM C494.

3.5.7. El Constructor proporcionará al Inspector la dosificación recomendable del aditivo e indicará los efectos perjudiciales debidos a variaciones de la misma, la composición química del aditivo, el contenido de cloruros expresados como porcentaje en peso de ion cloruro y la recomendación del fabricante para la dosificación si se emplea aditivos incorporadores de aire.

3.5.8. A fin de garantizar una cuidadosa distribución de los ingredientes se empleará equipo de agitado cuando los aditivos vayan a ser empleados en forma de suspensión o de soluciones no estables.

3.5.9. Los aditivos empleados en obra deben ser de la misma composición, tipo y marca que los utilizados para la selección de las proporciones de la mezcla de concreto.

3.6. ALMACENAMIENTO DE LOS MATERIALES EN OBRA

3.6.1. Los materiales deberán almacenarse en obra de manera de evitar su deterioro o contaminación. No se utilizarán materiales deteriorados o contaminados.

3.6.2. En relación con el almacenamiento del cemento se tendrán las siguientes precauciones:

a) No se aceptará en obra bolsas de cemento cuyas envolturas estén deterioradas o perforadas.

b) El cemento en bolsas se almacenará en obra en un lugar techado, fresco, libre de humedad, sin contacto con el suelo. Se almacenará en pilas de hasta 10 bolsas y se cubrirá con material plástico u otros medios de protección.

c) El cemento a granel se almacenará en silos metálicos, aprobados por la Inspección, cuyas características impedirán el ingreso de humedad o elementos contaminantes.

3.6.3. Los agregados se almacenarán o apilarán de manera de impedir la segregación de los mismos, su contaminación con otros materiales o su mezclado con agregados de características diferentes.

3.6.4. Las barras de acero de refuerzo, alambre, tendones y ductos metálicos se almacenarán en un lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad, tierra, sales, aceite y grasas.

3.6.5. Los aditivos serán almacenados siguiendo las recomendaciones del fabricante. Se prevendrá la contaminación, evaporación o deterioro de los mismos. Los aditivos líquidos serán protegidos de temperaturas de congelación y de cambios de temperatura que puedan afectar sus características.

Los aditivos no deberán ser almacenados en obra por un período mayor de seis meses desde la fecha del último ensayo. En caso contrario, deberán reensayarse para evaluar su calidad antes de su empleo.

Los aditivos cuya fecha de vencimiento se ha cumplido no serán utilizados.

3.7. ENSAYO DE LOS MATERIALES

3.7.1. El Inspector podrá ordenar, en cualquier etapa de la ejecución del proyecto, ensayos de certificación de la calidad de los materiales empleados.

El muestreo y ensayo de los materiales se realizará de acuerdo a las Normas ITINTEC correspondientes.

3.7.2. Los resultados de certificación de calidad de los materiales utilizados se registrarán de acuerdo a lo indicado en la Sección 1.3.3.4.

CAPÍTULO 3 REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

ARTÍCULO 4 - REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

4.1. CONSIDERACIONES GENERALES

4.1.1. La selección de las proporciones de los materiales que intervienen en la mezcla deberá permitir que el concreto alcance la resistencia en compresión promedio determinada en la Sección 4.3.2. El concreto será fabricado de manera de reducir al mínimo el número de valores de resistencia por debajo del $f'c$ especificado, como se establece en la Sección 4.6.4.2.

4.1.2. La verificación del cumplimiento de los requisitos para $f'c$ se basará en los resultados de probetas de concreto preparadas y ensayadas de acuerdo a las Normas ITINTEC 339.033, 339.034 y 339.036.

4.1.3. El valor de $f'c$ se tomará de resultados de ensayos realizados a los 28 días de moldeadas las probetas.

Si se requiere resultados a otra edad, esto deberá ser indicado en los planos y en las especificaciones técnicas.

4.1.4. Los resultados de los ensayos de resistencia a la flexión o a la tracción por compresión diametral del concreto no deberán ser utilizados como criterio para la aceptación del mismo.

4.1.5. Se considera como un ensayo de resistencia al promedio de los resultados de dos probetas cilíndricas preparadas de la misma muestra de concreto y ensayadas a los 28 días o a la edad elegida para la determinación de la resistencia del concreto.

4.2. SELECCION DE LAS PROPORCIONES DEL CONCRETO

4.2.1. La selección de las proporciones de los materiales integrantes del concreto deberán permitir que:

a) Se logren la trabajabilidad y la consistencia que permitan que el concreto sea colocado fácilmente en los encofrados y alrededor del acero de refuerzo bajo las condi-

ciones de colocación a ser empleadas, sin segregación ni exudación excesivas.

b) Se logre resistencia a las condiciones especiales de exposición a que pueda estar sometido el concreto, como se exige en la Sección 4.4.

c) Se cumpla con los requisitos especificados para la resistencia en compresión u otras propiedades.

4.2.2. Cuando se emplee materiales diferentes para partes distintas de una obra, cada combinación de ellos deberá ser evaluada.

4.2.3. Las proporciones de la mezcla de concreto, incluida la relación agua - cemento, deberán ser seleccionadas sobre la base de la experiencia de obra y/o de mezclas de prueba preparadas con los materiales a ser empleados, con excepción de lo indicado en la Sección 4.4.

4.3. PROPORCIONAMIENTO EN BASE A EXPERIENCIA DE CAMPO Y/O MEZCLAS DE PRUEBA

4.3.1. CÁLCULO DE LA DESVIACIÓN ESTÁNDAR

4.3.1.1. Método 1:

Si se posee un registro de resultados de ensayos de obras anteriores, deberá calcularse la desviación estándar.

El registro deberá:

a) Representar materiales, procedimientos de control de calidad y condiciones similares a aquellas que se esperan en la obra que se va a iniciar.

b) Representar a concretos preparados para alcanzar una resistencia de diseño $f'c$ que esté dentro del rango de ± 70 Kg/cm² de la especificada para el trabajo a iniciar.

c) Consistir de por lo menos 30 ensayos consecutivos o de dos grupos de ensayos consecutivos que totalicen por lo menos 30 ensayos. Los ensayos se efectuarán según lo indicado en la Sección 4.1.5.

4.3.1.2. Método 2:

Si sólo se posee un registro de 15 a 29 ensayos consecutivos, se calculará la desviación estándar «s» correspondiente a dichos ensayos y se multiplicará por el factor de corrección indicado en la Tabla 4.3.1.2 para obtener el nuevo valor de «s».

El registro de ensayos a que se hace referencia en este método deberá cumplir con los requisitos a) y b) del método 1 y representar un registro de ensayos consecutivos que comprenda un período de no menos de 45 días calendario.

TABLA 4.3.1.2

MUESTRAS	FACTOR DE CORRECCIÓN
Menos de 15	Usar Tabla 4.3.2b
15	1,16
20	1,08
25	1,03
30	1,00

4.3.2. CALCULO DE LA RESISTENCIA PROMEDIO REQUERIDA

La resistencia en compresión promedio requerida ($f'cr$), empleada como base en la selección de las proporciones del concreto, se calculará de acuerdo a los siguientes criterios:

a) Si la desviación estándar se ha calculado de acuerdo a lo indicado en el Método 1 ó en el Método 2, la resistencia promedio requerida será el mayor de los valores determinados por las fórmulas siguientes, usando la desviación estándar «s» calculada de acuerdo a lo indicado en la Sección 4.3.1.1 ó 4.3.1.2.

$$1. f'cr = f'c + 1,34s$$

$$2. f'cr = f'c + 2,33s - 35$$

donde:

s = Desviación estándar en Kg/cm²

b) Si se desconoce el valor de la desviación estándar, se utilizará la Tabla 4.3.2b para la determinación de la resistencia promedio requerida.

TABLA 4.3.2b
RESISTENCIA A LA COMPRESION PROMEDIO
REQUERIDA (Kg/cm²)

f _c	f _{cr}
menos de 210	f _c + 70
210 a 350	f _c + 84
sobre 350	f _c + 98

4.3.3. SELECCION DE LAS PROPORCIONES POR MEZCLAS DE PRUEBA

4.3.3.1. Si no se tuvieran los requisitos o éstos no cumplieran con lo indicado en la sección anterior, se podrá proporcionar la mezcla mediante la elaboración de mezclas de prueba. En éstas se tendrá en consideración las siguientes limitaciones:

- Los materiales utilizados y las combinaciones de los mismos serán aquellos a utilizarse en obra.
- Las mezclas de prueba deberán prepararse empleando no menos de tres diferentes relaciones agua-cemento o contenidos de cemento, a fin de obtener un rango de resistencias dentro del cual se encuentre la resistencia promedio deseada.
- El asentamiento de mezclas de prueba deberá estar dentro del rango de más o menos 20 mm del máximo permitido.
- Para cada mezcla de prueba deberán prepararse y curarse por lo menos 3 probetas para cada edad de ensayo. Se seguirá lo indicado en la Norma ASTM C192.
- En base a los resultados de los ensayos de las probetas, deberán construirse curvas que muestren la interrelación entre la relación agua-cemento o el contenido de cemento y la resistencia en compresión. La relación agua-cemento máxima o el contenido de cemento mínimo seleccionado deberá ser aquel que en la curva muestre que se ha de tener la resistencia promedio requerida. Se tendrá en consideración lo indicado en la Sección 4.4.

4.4. CONDICIONES ESPECIALES DE EXPOSICIÓN

4.4.1. Los concretos sometidos a procesos de congelación y deshielo deberán tener aire incorporado. El contenido de aire total como suma de aire incorporado más aire atrapado será el indicado en la Tabla 4.4.1, dentro de una tolerancia de ± 1.5 . Para resistencias a la compresión f_c mayores de 350 Kg/cm², se puede reducir en 1,0 el porcentaje de aire total indicado en la Tabla 4.4.1.

4.4.2. Si se requiere un concreto de baja permeabilidad, o si el concreto ha de estar sometido a procesos de congelación y deshielo en condición húmeda, se deberá cumplir con los requisitos indicados en la Tabla 4.4.2.

4.4.3. El concreto que va a estar expuesto a la acción de soluciones que contienen sulfatos, deberá cumplir con los requisitos indicados en la Tabla 4.4.3. No se empleará cloruro de calcio como aditivo en este tipo de concreto.

4.4.4. La máxima concentración de ion cloruro soluble en agua que debe haber en un concreto a las edades de 28 a 42 días, expresada como la suma de los aportes de todos los ingredientes de la mezcla, no deberá exceder los límites indicados en la Tabla 4.4.4. El ensayo para determinar el contenido de ion cloruro deberá cumplir con lo indicado por la Federal Highway Administration Report N° FHWA-RD-77-85 «Sampling and Testing For Chloride Ion in Concrete».

4.4.5. Si el concreto armado ha de estar expuesto a la acción de aguas salobres, agua de mar o rocío o neblina proveniente de éstas, deberán cumplirse los requisitos de la Tabla 4.4.2 para la selección de la relación agua-cemento. La elección de recubrimientos mínimos para el refuerzo deberá ser compatible con el tipo de exposición.

4.5. REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA PROMEDIO

4.5.1. Durante el proceso de construcción de la obra, se podrá reducir el valor en el que la resistencia promedio excede a la resistencia de diseño siempre que:

- Se disponga durante el proceso constructivo de 30 ó más resultados de ensayos de probetas curadas bajo condiciones de laboratorio y el promedio de éstos exceda a la resistencia promedio seleccionada de acuerdo a lo indicado en la Sección 4.3.2a).

- Se disponga durante el proceso constructivo de los resultados de 15 a 29 ensayos de probetas curadas bajo condiciones de laboratorio y el promedio de éstos exceda a la resistencia promedio seleccionada de acuerdo a lo indicado en la Sección 4.3.2b).

- Se cumplan los requisitos indicados en la Sección 4.4.

4.6. EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL CONCRETO

4.6.1. CLASE DE CONCRETO

4.6.1.1. Para la selección del número de muestras de ensayo, se considerará como «clase de concreto» a:

- Las diferentes calidades de concreto requeridas por resistencia en compresión.
- Para una misma resistencia en compresión, las diferentes calidades de concreto obtenidas por variaciones en el tamaño máximo del agregado grueso, modificaciones en la granulometría del agregado fino o utilización de cualquier tipo de aditivo.
- El concreto producido por cada uno de los equipos de mezclado utilizados en la obra.

4.6.2. FRECUENCIA DE LOS ENSAYOS

4.6.2.1. Las muestras para ensayos de resistencia en compresión de cada clase de concreto colocado cada día deberán ser tomadas:

- No menos de una muestra de ensayo por día.
- No menos de una muestra de ensayo por cada 50 metros cúbicos de concreto colocado.
- No menos de una muestra de ensayo por cada 300 metros cuadrados de área superficial para pavimentos o losas.
- No menos de una muestra de ensayo por cada cinco camiones cuando se trate de concreto premezclado.

4.6.2.2. Si el volumen total de concreto de una clase dada es tal que la cantidad de ensayos de resistencia en compresión ha de ser menor de cinco, el Inspector ordenará ensayos de por lo menos cinco tandas tomadas al azar, o de cada tanda si va a haber menos de cinco.

4.6.2.3. En elementos que no resistan fuerzas de sismo, si el volumen total de concreto de una clase dada es menor de 40 metros cúbicos, el Inspector podrá disponer la supresión de los ensayos de resistencia en compresión si, a su juicio, está garantizada la calidad del concreto.

4.6.3. PREPARACIÓN DE LAS PROBETAS DE ENSAYO

4.6.3.1. Las muestras de concreto a ser utilizadas se tomarán de acuerdo al procedimiento indicado en la Norma ITINTEC 339.036. Las probetas serán moldeadas de acuerdo a la Norma ITINTEC 339.033.

4.6.4. ENSAYO DE PROBETAS CURADAS EN LABORATORIO

4.6.4.1. Las probetas curadas en el laboratorio seguirán las recomendaciones de la Norma ASTM C192 y serán ensayadas de acuerdo a la Norma ITINTEC 339.034.

4.6.4.2. Se considerarán satisfactorios los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión a los 28 días de una clase de concreto si se cumplen las dos condiciones siguientes:

- El promedio de todas las series de tres ensayos consecutivos es igual o mayor que la resistencia de diseño.
- Ningún ensayo individual de resistencia está por debajo de la resistencia de diseño por más de 35 Kg/cm².

4.6.4.3. Si no se cumplieran los requisitos de la sección anterior, el Inspector dispondrá las medidas que permitan incrementar el promedio de los siguientes resultados. Adicionalmente, de no cumplirse los requisitos de la Sección 4.6.4.2b), deberá aplicarse lo indicado en la Sección 4.6.6.

4.6.5. ENSAYO DE PROBETAS CURADAS EN OBRA

4.6.5.1. El Inspector podrá solicitar resultados de ensayos de resistencia en compresión de probetas cura-

das bajo condiciones de obra, con la finalidad de verificar la calidad de los procesos de curado y protección del concreto.

4.6.5.2. El curado de las probetas bajo condiciones de obra deberá realizarse en condiciones similares a las del elemento estructural al cual ellas representan.

4.6.5.3. Las probetas que han de ser curadas bajo condiciones de obra deberán ser moldeadas al mismo tiempo y de la misma muestra de concreto con la que se preparan las probetas a ser curadas en el laboratorio.

4.6.5.4. Deberá procederse a mejorar los procesos de protección y curado del concreto en todos aquellos casos en los que la resistencia en compresión de las probetas curadas bajo condiciones de obra, a la edad elegida para la determinación de la resistencia promedio, sea inferior al 85% de la de las probetas compañeras curadas en laboratorio. Este requisito se obviará si la resistencia en compresión de las probetas curadas bajo condiciones de obra es mayor en 35 Kg/cm² a la resistencia de diseño.

4.6.6. INVESTIGACIÓN DE LOS RESULTADOS DUDOSOS

4.6.6.1. Si cualquier ensayo de resistencia en compresión de probetas curadas en el laboratorio está por debajo de la resistencia de diseño en más de 35 kg/cm² o si los resultados de los ensayos de las probetas curadas bajo condiciones de obra indican deficiencias en la protección o el curado, el Inspector dispondrá medidas que garanticen que la capacidad de carga de la estructura no está comprometida.

4.6.6.2. Si se confirma que el concreto tiene una resistencia en compresión menor que la especificada y los cálculos indican que la capacidad de carga de la estructura puede estar comprometida, deberán realizarse ensayos en testigos extraídos del área cuestionada. En este caso se tomarán tres testigos por cada ensayo de resistencia en compresión que está por debajo de la resistencia de diseño en más de 35 kg/cm². Los testigos se extraerán de acuerdo a la Norma ITINTEC 339.059.

4.6.6.3. Si el concreto de la estructura va a estar seco en condiciones de servicio, los testigos deberán secarse al aire por siete días antes de ser ensayados en estado seco. Si el concreto de la estructura va a estar húmedo en condiciones de servicio, los testigos deberán estar sumergidos en agua no menos de 40 horas y ensayarse húmedos.

4.6.6.4. El concreto del área representada por los testigos se considerará estructuralmente adecuado si el promedio de los tres testigos es igual a por lo menos el 85% de la resistencia de diseño y ningún testigo es menor del 75% de la misma. El Inspector podrá ordenar nuevas pruebas a fin de comprobar la precisión de las mismas en zonas de resultados dispersos.

4.6.6.5. Si no se cumplen los requisitos de la sección anterior y las condiciones estructurales permanecen en duda, el Inspector dispondrá que se realicen pruebas de

carga para la parte cuestionada de la estructura o tomará otra decisión adecuada a las circunstancias, de acuerdo a lo indicado en el Capítulo 23.

TABLA 4.4.1
CONCRETO RESISTENTE A LAS HELADAS
AIRE TOTAL

TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL (*)	CONTENIDO DE AIRE, EN %			
	EXPOSICIÓN SEVERA		EXPOSICIÓN MODERADA	
	TOTAL	ATRAPADO	TOTAL	ATRAPADO
3/8"	7,5	3,0	6,0	3,0
1/2"	7,0	2,5	5,5	2,5
3/4"	6,0	2,0	5,0	2,0
1"	6,0	1,5	4,5	1,5
1 1/2"	5,5	1,0	4,5	1,0
2" (**)	5,0	0,5	4,0	0,5
3" (**)	4,5	0,3	3,5	0,3
6" (**)	4,0	0,2	3,0	0,2

(*) Ver la Norma ASTM C33 para tolerancias en los diversos tamaños máximos nominales.

(**) Todos los valores de la tabla corresponden al total de la mezcla.

Cuando se ensaya estos concretos, sin embargo, el agregado mayor de 1 1/2" es removido manualmente o por cernido húmedo y el contenido de aire es determinado para la fracción menor de 1 1/2", aplicándose las tolerancias en el contenido de aire a este valor.

El contenido total de aire de la mezcla es calculado a partir del valor de la fracción menor de 1 1/2".

TABLA 4.4.2
CONDICIONES ESPECIALES DE EXPOSICIÓN

CONDICIONES DE EXPOSICIÓN	RELACIÓN AGUA/CEMENTO MÁXIMA
Concreto de baja permeabilidad:	
a) Expuesto a agua dulce:	0,50
b) Expuesto a agua de mar o aguas salobres:	0,45
c) Expuesto a la acción de aguas cloacales (**):	0,45
Concreto expuesto a procesos de congelación y deshielo en condición húmeda:	
a) Sardineles, cunetas, secciones delgadas:	0,45
b) Otros elementos:	0,50
Protección contra la corrosión de concreto expuesto a la acción de agua de mar, aguas salobres o neblina o rocío de esta agua:	0,40
Si el recubrimiento mínimo se incrementa en 15 mm:	0,45

(**) La resistencia f'c no deberá ser menor de 245 Kg/cm², por razones de durabilidad.

TABLA 4.4.3

CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS

Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄) ¹ , presente en el suelo, % en peso	Sulfato (SO ₄) En agua p.p.m.	Tipo de cemento	Concreto con agregado de peso normal Relación máxima agua/cemento en peso ¹	Concreto con agregados de peso normal y ligero Resistencia mínima a compresión, f'c MPa ¹
Despreciable	0,00 ≤ SO ₄ < 0,10	0,00 ≤ SO ₄ < 150	--	--	--
Moderado ²	0,10 ≤ SO ₄ < 0,20	150 ≤ SO ₄ < 1500	II, IP (MS), IS (MS), P (MS), I (PM) (MS), I (SM) (MS)	0,50	28
Severo	0,20 ≤ SO ₄ < 2,00	1500 ≤ SO ₄ < 10000	V	0,45	31
Muy Severo	SO ₄ > 2,00	SO ₄ > 1000	V más puzolana ³	0,45	31

1 Puede requerirse una relación agua-cemento menor o una resistencia más alta para lograr baja permeabilidad, protección contra la corrosión de elementos metálicos embebidos, o contra congelamiento y deshielo (Tabla 4.4.2).

2 Agua de mar.

3 Puzolana que se ha determinado por medio de ensayos o por experiencia que mejora la resistencia a sulfatos cuando se usa en concretos que contienen Cementos Tipo V.

TABLA 4.4.4

CONTENIDO MAXIMO DE ION CLORURO

TIPO DE ELEMENTO	Contenido máximo de ión cloruro soluble en agua en el concreto, expresado como % en peso del cemento
Concreto pretensado:	0,06
Concreto armado expuesto a la acción de cloruros:	0,10
Concreto armado no protegido que puede estar sometido a un ambiente húmedo pero no expuesto a cloruros (incluye ubicaciones donde el concreto puede estar ocasionalmente húmedo tales como cocinas, garajes, estructuras ribereñas y áreas con humedad potencial por condensación):	0,15
Concreto armado que deberá estar seco o protegido de la humedad durante su vida por medio de recubrimientos impermeables:	0,80

ARTÍCULO 5 - CONCRETO EN OBRA

5.1. PREPARACIÓN PARA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO

5.1.1. Antes de iniciar el proceso de preparación y colocación del concreto se deberá verificar que:

- Las cotas y dimensiones de los encofrados y los elementos estructurales correspondan con las de los planos.
- Las barras de refuerzo, el material de las juntas, los anclajes y los elementos embebidos estén correctamente ubicados.
- La superficie interna de los encofrados, las barras de refuerzo y los elementos embebidos estén limpios y libres de restos de mortero, concreto, nieve, hielo, escamas de óxidos, aceite, grasas, pinturas, escombros y cualquier elemento o sustancia perjudicial para el concreto.
- Los encofrados estén terminados, adecuadamente arriostrados, humedecidos y/o aceitados.
- Se ha retirado toda el agua, nieve y hielo de los lugares que van a ser ocupados por el concreto.
- La superficie de las unidades de albañilería que vayan a estar en contacto con el concreto estén adecuadamente tratada.
- Se cuente en obra con todos los materiales necesarios y con el número suficiente de los equipos a ser empleados en el proceso de colocación. Estos deberán encontrarse limpios y en perfectas condiciones de uso.
- Se haya eliminado la lechada endurecida y todo otro material defectuoso o suelto antes de colocar un nuevo concreto contra concreto endurecido.

5.2. MEDIDA DE LOS MATERIALES

5.2.1. La medida de los materiales en la obra deberá realizarse por medios que garanticen la obtención de las proporciones especificadas.

5.3. MEZCLADO

5.3.1. Cada tanda debe ser cargada en la mezcladora de manera tal que el agua comience a ingresar antes que el cemento y los agregados. El agua continuará fluyendo por un período, el cual puede prolongarse hasta finalizar la primera cuarta parte del tiempo de mezclado especificado.

5.3.2. El material de una tanda no deberá comenzar a ingresar a la mezcladora antes de que la totalidad de la anterior haya sido descargada.

5.3.3. El concreto deberá ser mezclado en una mezcladora capaz de lograr una combinación total de los materiales, formando una masa uniforme dentro del tiempo especificado y descargando el concreto sin segregación.

5.3.4. En el proceso de mezclado se deberá cumplir lo siguiente:

- El equipo de mezclado deberá ser aprobado por el Inspector.
- La mezcladora deberá ser operada a la capacidad y al número de revoluciones por minuto recomendados por el fabricante.

c) La tanda no deberá ser descargada hasta que el tiempo de mezclado se haya cumplido. Este tiempo no será menor de 90 segundos después del momento en que todos los materiales estén en el tambor.

5.3.5. En la incorporación de aditivos a la mezcladora se tendrá en consideración lo siguiente:

a) Los aditivos químicos deberán ser incorporados a la mezcladora en forma de solución empleando, de preferencia, equipo dispersante mecánico. La solución deberá ser considerada como parte del agua de mezclado.

b) Los aditivos minerales podrán ser pesados o medidos por volumen, de acuerdo a las recomendaciones del fabricante.

c) Si se van a emplear dos o más aditivos en el concreto, ellos deberán ser incorporados separadamente a fin de evitar reacciones químicas que puedan afectar la eficiencia de cada uno de ellos o las propiedades del concreto.

5.3.6. El concreto deberá ser mezclado en cantidades adecuadas para su empleo inmediato. El concreto cuyo fraguado ya se ha iniciado en la mezcladora no deberá ser remezclado ni utilizado. Por ningún motivo deberá agregarse agua adicional a la mezcla.

5.3.7. El concreto premezclado deberá ser dosificado, mezclado, transportado, entregado y controlado de acuerdo a la Norma ASTM C94. No se podrá emplear concreto que tenga más de 1 1/2 horas mezclándose desde el momento en que los materiales comenzaron a ingresar al tambor mezclador.

5.3.8. Se deberá anotar en el Registro de Obra:

- El número de tandas producidas.
- Las proporciones de los materiales empleados.
- La fecha y hora y la ubicación en el elemento estructural del concreto producido.
- Cualquier condición especial de los proceso de mezclado y colocación.

5.4. TRANSPORTE

5.4.1. El concreto deberá ser transportado desde la mezcladora hasta su ubicación final en la estructura tan rápido como sea posible y empleando procedimientos que prevengan la segregación y la pérdida de materiales y garanticen la calidad deseada para el concreto.

5.4.2. El equipo deberá ser capaz de proporcionar, sin interrupciones, un abastecimiento de concreto en el punto de colocación.

5.4.3. Los camiones mezcladores y las unidades agitadoras y no agitadoras, así como su procedimiento de operación, deberán cumplir con lo indicado en la Norma ASTM C94.

5.5. COLOCACION

5.5.1. El concreto deberá ser colocado tan cerca como sea posible de su ubicación final, a fin de evitar segregación debida a remanipuleo o flujo.

5.5.2. El concreto no deberá ser sometido a ningún procedimiento que pueda originar segregación.

5.5.3. El proceso de colocación deberá efectuarse en una operación continua o en capas de espesor tal que el concreto no sea depositado sobre otro que ya haya endurecido lo suficiente para originar la formación de juntas o planos de vaciado dentro de la sección.

5.5.4. La operación de colocación deberá continuar hasta que se complete un paño o sección definido por sus límites o juntas predeterminadas. Si la sección no pudiera ser terminada en un vaciado continuo, las juntas de construcción deberán hacerse de acuerdo a lo indicado en la Sección 6.4.

5.5.5. El concreto que ha endurecido parcialmente o haya sido contaminado por sustancias extrañas no deberá ser colocado. Igualmente no será colocado el concreto retemplado o aquel que haya sido remezclado después de iniciado el fraguado.

5.5.6. Los separadores temporales internos de los encofrados podrán ser retirados cuando el concreto colocado haya alcanzado el nivel que haga su permanencia innecesaria. Pueden permanecer embebidos en el concreto únicamente si no son dañinos a éste y se cuente con la autorización del Inspector.

5.5.7. El vaciado de las vigas y losas no se efectuará antes que el concreto de los elementos que le sirven de apoyo haya pasado del estado plástico al sólido. El tiempo mínimo será de 3 horas después del vaciado de estos últimos.

5.6. CONSOLIDACION

5.6.1. El concreto deberá ser cuidadosamente consolidado durante su colocación, debiendo acomodarse alrededor de las barras de refuerzo y los elementos embebidos y en las esquinas de los encofrados.

5.6.2. Los vibradores no deberán usarse para desplazar lateralmente el concreto en los encofrados.

5.7. PROTECCION

5.7.1. A menos que se emplee métodos de protección adecuados autorizados por el Inspector, el concreto no deberá ser colocado durante lluvias, nevadas o granizadas.

5.7.2. No se permitirá que el agua de lluvia incremente el agua de mezclado o dañe el acabado superficial del concreto.

5.7.3. Se deberá considerar lo indicado en la Sección 5.9 cuando la temperatura ambiente media esté por debajo de 5°C y lo indicado en la Sección 5.10 cuando esté por encima de 28°C.

5.7.4. La temperatura del concreto al ser colocado no deberá ser tan alta como para causar dificultades debidas a pérdida de asentamiento, fragua instantánea o juntas frías. Además, no deberá ser mayor de 32°C.

5.7.5. Cuando la temperatura interna del concreto durante el proceso de hidratación exceda el valor de 32°, deberán tomarse medidas para proteger al concreto, las mismas que deberán ser aprobadas por el Inspector.

5.7.6. La temperatura de los encofrados metálicos y el acero de refuerzo no deberá ser mayor de 50°C.

5.8. CURADO

5.8.1. El concreto deberá ser curado y mantenido sobre los 10°C por lo menos durante los 7 primeros días después de su colocación, tiempo que podrá reducirse a 3 días en el caso de concreto de alta resistencia inicial. Si se usa cemento tipo 1P, 1PM o puzolánico el curado debe mantenerse como mínimo los primeros 10 días.

El curado podrá suspenderse si el concreto de probetas curadas bajo condiciones de obra hubiera alcanzado un valor equivalente o mayor al 70% de la resistencia de diseño especificada.

5.8.2. Los sistemas de curado deberán estar indicados en las especificaciones técnicas.

5.8.3. Un sistema de curado podrá ser reemplazado por cualquier otro después de un día de aplicación del primero, con aprobación del Inspector, cuidando de evitar el secado superficial durante la transición.

5.8.4. Se mantendrán los encofrados húmedos hasta que puedan ser retirados sin peligro para el concreto. Después de retirar los encofrados, el concreto deberá ser curado hasta la finalización del tiempo indicado en la Sección 5.8.1.

5.8.5. El curado empleando vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad u otros procedimientos aceptados podrá ser empleado para acelerar el desarrollo de resistencia y reducir el tiempo de curado.

5.8.6. Durante el período de curado el concreto deberá ser protegido de daños por acciones mecánicas tales como esfuerzos originados por cargas, impactos o excesivas vibraciones. Todas las superficies del concreto ya terminadas deberán ser protegidas de daños originados por el equipo de construcción, materiales o procedimientos constructivos, procedimientos de curado o de la acción de lluvias o aguas de escorrentía. Las estructuras no deberán ser cargadas de manera de sobre esforzar el concreto.

5.8.7. El Inspector podrá solicitar ensayos de resistencia en compresión adicionales para certificar que el procedimiento de curado empleado haya permitido obtener los resultados deseados.

5.9. REQUISITOS GENERALES EN CLIMAS FRIOS

5.9.1. Para los fines de esta Norma se considera como clima frío a aquel en que, en cualquier época del año, la temperatura ambiente pueda estar por debajo de 5°C.

5.9.2. Durante el proceso de colocación, además de lo indicado en las secciones correspondientes de esta Norma, se tomarán las siguientes precauciones.

a) El concreto deberá fabricarse con aire incorporado.
b) Deberá tenerse en obra equipo adecuado para calentar el agua y/o el agregado, así como para proteger el concreto cuando la temperatura ambiente esté por debajo de 5°C.

c) En el caso de usar concretos de alta resistencia, el tiempo de protección no será menor de 4 días.

d) Todos los materiales integrantes del concreto, así como las barras de refuerzo, material de relleno y suelo con el cual el concreto ha de estar en contacto deberán estar libres de nieve, granizo y hielo.

e) Los materiales congelados, así como aquellos que tienen hielo, no deberán ser empleados.

5.9.3. En climas fríos, la temperatura del concreto al momento de ser entregado en el punto de colocación, deberá estar dentro de los siguientes límites:

TEMPERATURA AMBIENTE (°C)	TEMPERATURA MÍNIMA DEL CONCRETO (°C)	
	Secciones cuya menor dimensión es menor de 30 cm	Secciones cuya menor dimensión es mayor de 30 cm
5 a -1	16	10
-1 a -18	18	13
bajo -18	21	16

5.9.4. Si el agua o el agregado son calentados, el agua deberá ser combinada con el agregado en la mezcladora antes de añadir el cemento.

5.9.5. Cuando la temperatura del medio ambiente es menor de 5°C, la temperatura del concreto ya colocado deberá ser mantenida sobre 10°C durante el período de curado.

5.9.6. Se tomarán precauciones para mantener al concreto dentro de la temperatura requerida sin que se produzcan daños debidos a la concentración de calor. No se utilizará dispositivos de combustión durante las primeras 24 horas, a menos que se tomen precauciones para evitar la exposición del concreto a gases que contengan bióxido de carbono.

5.10. REQUISITOS GENERALES EN CLIMAS CALIDOS

5.10.1. Para los fines de esta Norma se considera clima cálido cualquier combinación de alta temperatura ambiente (28°C), baja humedad relativa y alta velocidad del viento, que tienda a perjudicar la calidad del concreto fresco o endurecido o que de cualquier otra manera provoque el desarrollo de modificaciones en las propiedades de éste.

5.10.2. Durante el proceso de colocación del concreto en climas cálidos, deberá darse adecuada atención a la temperatura de los ingredientes, así como a los procesos de producción, manejo, colocación, protección y curado a fin de prevenir en el concreto temperaturas excesivas que pudieran impedir alcanzar la resistencia requerida o el adecuado comportamiento del elemento estructural.

5.10.3. A fin de evitar altas temperaturas en el concreto, pérdidas de asentamiento, fragua instantánea o formación de juntas, podrán enfriarse los ingredientes del concreto antes del mezclado o utilizar hielo, en forma de pequeños gránulos o escamas, como sustituto de parte del agua del mezclado.

5.10.4. En climas cálidos se deberán tomar precauciones especiales en el curado para evitar la evaporación del agua de la mezcla.

ARTÍCULO 6 - ENCOFRADOS, ELEMENTOS EMBEBIDOS Y JUNTAS

6.1. ENCOFRADOS

6.1.1. Los encofrados deberán permitir obtener una estructura que cumpla con los perfiles, niveles, alineamiento y dimensiones requeridos por los planos y las especificaciones técnicas. Los encofrados y sus soportes deberán estar adecuadamente arriostrados.

6.1.2. Los encofrados deberán ser lo suficientemente impermeables como para impedir pérdidas de lechada o mortero.

6.1.3. Los encofrados y sus soportes deberán ser diseñados y contruados de forma tal que no causen daños a las estructuras colocadas. En su diseño se tendrá en consideración lo siguiente:

- a) Velocidad y procedimiento de colocación del concreto.
- b) Cargas de construcción, verticales horizontales, y de impacto.
- c) Requisitos de los encofrados especiales empleados en la construcción de cáscaras, cúpulas, concreto arquitectónico o elementos similares.
- d) Deflexión, contraflecha, excentricidad y subpresión.
- e) La unión de los puntales y sus apoyos.
- f) Los encofrados para elementos presforzados deberán diseñarse y construirse de manera tal que permitan las deformaciones del elemento sin causarle daño durante la aplicación de la fuerza de presfuerzo.

6.2. REMOCION DE ENCOFRADOS Y PUNTALES

6.2.1. Ninguna carga de construcción deberá ser aplicada y ningún puntal o elemento de sostén deberá ser retirado de cualquier parte de la estructura en proceso de construcción, excepto cuando la porción de la estructura en combinación con el sistema de encofrados y puntales que permanece tiene suficiente resistencia como para soportar con seguridad su propio peso y las cargas colocadas sobre ella.

6.2.2. En análisis estructural de los encofrados y los resultados de los ensayos de resistencia deberán ser proporcionados al Inspector cuando él lo requiera.

6.2.3. Ninguna carga de construcción que exceda la combinación de las cargas muertas sobreimpuestas más las cargas vivas especificadas deberá ser aplicada a alguna porción no apuntalada de la estructura en construcción, a menos que el análisis indique que existe una resistencia adecuada para soportar tales cargas adicionales.

6.2.4. En los elementos de concreto presforzado, los soportes del encofrado podrán ser removidos cuando se haya aplicado suficiente presfuerzo para que dichos elementos soporten su peso propio y las cargas de construcción previstas.

6.3. CONDUCTOS Y TUBERIAS EMBEBIDOS EN EL CONCRETO

6.3.1. Dentro de las limitaciones de la Sección 6.3, podrán ser embebidos en el concreto conductos, tuberías y manguitos de cualquier material no dañino para éste, previa aprobación del Inspector y siempre que se considere que ellos no reemplazan estructuralmente al concreto desplazado.

6.3.2. No se deberá embeber en el concreto estructural conductos o tuberías de aluminio, a menos que se disponga de un recubrimiento o sistema de protección que prevenga la reacción aluminio-concreto o la acción electrofónica entre el aluminio y el acero.

6.3.3. Las tuberías y conductos, incluidos sus accesorios, que estén embebidos en una columna, no deberán desplazar más del 4% del área de la sección transversal que se utiliza para el cálculo de la resistencia o que se requiera como protección contra incendios.

6.3.4. Excepto en el caso que la ubicación de conductos y tuberías sea aprobada por el Ingeniero Proyectista, cuando éstos se encuentren embebidos en una losa, muro o viga deberán satisfacer las siguientes condiciones:

- a) El diámetro exterior no deberá ser mayor de un tercio del espesor total de la losa, muro o viga en la que estén embebidos.
- b) La distancia libre entre elementos no deberá ser menor de tres diámetros o ancho entre centros.
- c) Su presencia en el elemento estructural no deberá disminuir significativamente la resistencia de la construcción.

6.3.5. Puede considerarse que las tuberías, conductos o manguitos reemplazan estructuralmente en compresión al concreto desplazado siempre que:

- a) Ellos no estén expuestos a procesos de oxidación u otras formas de deterioro.
- b) Sean de fierro o acero no revestido o galvanizado, con un espesor no sea menor que aquél que corresponde al de la tubería estándar de acero Schedule 40.

c) Tengan un diámetro interior nominal no mayor de 50 mm estén espaciados no menos de tres diámetros entre centros.

6.3.6. Adicionalmente a los requisitos indicados en la Sección 6.3, las tuberías que van a contener líquidos, gases o vapor podrán ser embebidas en el concreto estructural siempre que se cumplan las siguientes condiciones adicionales:

- a) Las tuberías y uniones deberán ser diseñadas para poder resistir los efectos del material, la presión y la temperatura a las cuales han de estar sometidas.
- b) La temperatura del líquido, gas o vapor no deberá exceder de 66°C.
- c) La presión máxima a la que las tuberías y uniones estarán sometidas no excederá de 14 Kg/cm² sobre la presión atmosférica.

6.3.7. Antes de la colocación del concreto, se asegurará mediante pruebas que no existan pérdidas en las tuberías. Estas pruebas cumplirán con lo dispuesto en la Norma S.200 Instalaciones Sanitarias.

6.3.8. Ningún líquido, gas o vapor, a excepción de agua, cuya temperatura exceda 32°C, ni 3,5 kg/cm², deberá ser introducido a las tuberías hasta que el concreto haya alcanzado su resistencia de diseño.

6.3.9. En las losas macizas, las tuberías deberán colocarse entre el refuerzo superior y el inferior. Se exceptúa a los casos de tuberías para radiar calor o fundir nieve.

6.3.10. El recubrimiento de concreto de las tuberías y accesorios no será menor de 4 cm para concreto en contacto con el terreno o el ambiente exterior ni de 2 cm para el concreto no expuesto al exterior o al contacto con el suelo.

6.3.11. Se colocará refuerzo perpendicular a la tubería de por lo menos 0.002 veces el área de la sección de concreto.

6.3.12. La tubería y los accesorios se acoplarán mediante soldadura u otro método igualmente satisfactorio. No se permitirán uniones roscadas. La tubería será trabajada e instalada de tal manera que no se requiera que las barras de refuerzo se corten, doblen o desplacen fuera de su ubicación adecuada.

6.4. JUNTAS DE CONSTRUCCION

6.4.1. Las superficies de las juntas de construcción deberán ser limpiadas y se eliminará la lechada superficial.

6.4.2. Inmediatamente antes de la colocación del nuevo concreto, las juntas de construcción deberán ser humedecidas y el exceso de agua deberá eliminado.

6.4.3. Las juntas de construcción deberán ser hechas y estar ubicadas de tal manera que no disminuyan la resistencia del elemento estructural. Deberán tomarse medidas para la transferencia del cortante y otras fuerzas.

6.4.4. Las juntas de construcción en entrepisos deberán estar ubicadas en el tercio central de la luz de losas y vigas. Las juntas en vigas principales, en caso existan vigas transversales dentro de un mismo paño, deberán estar a una distancia mínima de dos veces el ancho de las vigas transversales indicadas.

6.4.5. Las vigas principales y secundarias, las ménsulas y los capiteles, deberán ser vaciadas monolíticamente como parte del sistema de losas, a menos que otro procedimiento sea indicado en los planos o especificaciones de obra.

6.5. TOLERANCIAS

6.5.1. En las fórmulas que siguen, "i" es la tolerancia en cm y "dB" es la dimensión considerada para establecer su tolerancia en cm.

6.5.2. Las tolerancias para las dimensiones de la sección transversal de vigas, columnas, zapatas y espesor de losas, muros y zapatas estarán dadas por:

$$i = \pm 0,25 (dB)^{1/3}$$

6.5.3. La tolerancia para la posición de los ejes de columnas, muros y tabiques respecto a los ejes indicados en los planos de construcción será:

En un paño ó 6 m o menos: $i = \pm 1,3$ cm

En un paño de 12 m o más: $i = \pm 2,5$ cm

Entre 6 m y 12 m, se interpolarán los valores de "i".

6.5.4. La tolerancia admisible en el nivel de las losas entre dos pisos consecutivos no será en ningún punto de mayor de:

$$i = \pm 0,25 \text{ (dB)}^{1/3}$$

respecto al nivel indicado en los planos de construcción.

6.5.5. La tolerancia admisible en la luz de una viga será mayor de:

$$i = \pm 0,25 \text{ (dB)}^{1/3}$$

ARTÍCULO 7 - DETALLES DEL REFUERZO

7.1. GANCHO ESTANDAR

El término gancho estándar se emplea en esta Norma para designar:

a) En barras longitudinales:

- Doblez de 180° más una extensión mínima de 4 db, pero no menor de 6.5 cm, al extremo libre de la barra.
- Doblez de 90° más una extensión mínima de 12 db al extremo libre de la barra.

b) En estribos:

- Doblez de 135° más una extensión mínima de 10 db al extremo libre de la barra. En elementos que no resisten acciones sísmicas, cuando los estribos no se requieran por confinamiento, el doblez podrá ser de 90° ó 135° más una extensión de 6db.

7.2. DIAMETROS MINIMOS DE DOBLADO

a) En barras longitudinales:

El diámetro del doblez medido a la cara interior de la barra no deberá ser menor a:

Barras Φ 3/8" a Φ 1":	6db
Barras Φ 1 1/8" a Φ 1 3/8":	8db

b) En estribos:

El diámetro del doblez medido a la cara interior de la barra no deberá ser menor a:

Estribos Φ 3/8" a Φ 5/8":	4db
Estribos Φ 3/4" y mayores:	6db

c) En estribos de malla soldada (corrugada o lisa):

El diámetro interior de los dobleces no deberá ser menor a:

Para alambre corrugado Φ 6mm o mayor:	4db
Para el resto:	2db
A menos de 4 db de una intersección soldada:	8db

7.3. DOBLADO DEL REFUERZO

7.3.1. Todo el refuerzo deberá doblarse en frío. El refuerzo parcialmente embebido dentro del concreto no deberá doblarse, excepto cuando así se indique en los planos de diseño ó lo autorice el Ingeniero Proyectista.

7.3.2. No se permitirá el redoblado del refuerzo.

7.4. CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DEL REFUERZO

7.4.1. En el momento de colocar el concreto, el refuerzo debe estar libre de lado, aceite u otros recubrimientos que puedan afectar adversamente su capacidad de adherencia.

7.4.2. El refuerzo metálico exceptuando el acero de presfuerzo, el refuerzo metálico con óxido, escamas o una combinación de ambas deberá considerarse satisfactorio si las dimensiones mínimas, incluyendo la altura de las corrugaciones o resaltes y el peso de un espécimen de prueba cepillado a mano, no son menores que las especificadas en la Norma ITIN TEC 341.031.

7.5. COLOCACION DEL REFUERZO

7.5.1. El refuerzo se colocará respetando los recubrimientos especificados en los planos. El refuerzo deberá

asegurarse de manera que durante el vaciado no se produzcan desplazamientos que sobrepasen las tolerancias permisibles.

7.5.2. A menos que el Ingeniero Proyectista indique otros valores, el refuerzo se colocará en las posiciones especificadas dentro de las siguientes tolerancias:

	Tolerancia en d:	Tolerancia en el recubrimiento mínimo:
Para d < 20 cm :	$\pm 1,0$ cm	- 1,0 cm
Para d > 20 cm :	$\pm 1,2$ cm	- 1,2 cm

debiendo además, la tolerancia para el recubrimiento mínimo no excederá de 1/3 del especificado en los planos. La tolerancia en la ubicación de los puntos de doblado o corte de las barras será de ± 5 cm.

7.6. LIMITES PARA EL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO

7.6.1. El espaciamiento libre entre barras paralelas de una misma capa deberá ser mayor o igual a su diámetro, a 2,5 cm y a 1,3 veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso.

7.6.2. En caso que se tengan varias capas paralelas de refuerzo, las barras de las capas superiores deberán alinearse en lo posible con las inferiores, de manera de facilitar el vaciado. La separación libre entre capa y capa de refuerzo será mayor o igual a 2,5 cm.

7.6.3. En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales será mayor ó igual a 1,5 veces su diámetro, a 4 cm y a 1,3 veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso.

7.6.4. La limitación de la distancia libre entre barras también se aplicará a la distancia libre entre un traslape y los traslapes o barras adyacentes.

7.6.5. En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, el espaciamiento entre ejes del refuerzo principal por flexión será menor o igual a 3 veces el espesor del elemento estructural, sin exceder 45 cm.

7.6.6. El refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse con un espaciamiento entre ejes menor ó igual a 5 veces el espesor de la losa, sin exceder de 45 cm.

7.7. PAQUETES DE BARRAS

7.7.1. Las barras longitudinales podrán agruparse formando paquetes que actúen como una unidad, debiendo limitarse a un máximo de 4 barras por paquete.

7.7.2. Los paquetes deberán alojarse dentro de estribos cerrados, debiendo además amarrarse todas las barras entre sí.

7.7.3. En elementos sujetos a flexión, las barras de los paquetes que se corten dentro del tramo deberán terminar en puntos distintos y separados por lo menos una distancia de 40 veces su diámetro.

7.7.4. Para determinar el espaciamiento mínimo entre paquetes, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete.

7.7.5. El recubrimiento mínimo para los paquetes de barras deberá ser igual al del diámetro equivalente del paquete, pero no necesita ser mayor de 5 cm. Para concreto vaciado contra el suelo y permanentemente expuesto a él, el recubrimiento mínimo deberá ser de 7 cm.

7.8. DUCTOS Y TENDONES DE PRESFUERZO

La distancia libre entre tendones de presfuerzo en cada extremo del elemento no será menor que 4 db para alambres, ni menor que 3 db para torones.

En el tramo central de la luz puede permitirse un menor espaciamiento. Los ductos para tendones postensados podrán estar en paquetes si se demuestra que se puede hacer un vaciado satisfactorio del concreto y siempre que se hayan tomado las precauciones necesarias para que los tendones no se rompan al ser tensados.

7.9. RECUBRIMIENTO PARA EL REFUERZO

7.9.1. CONCRETO VACIADO EN OBRA

Deberá proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo:

- a) Concreto vaciado contra el suelo o en contacto con agua de mar: 7 cm

b) Concreto en contacto con el suelo o expuesto al ambiente:

- Barras de $\phi 5/8"$ o menores: 4 cm
- Barras de $\phi 3/4"$ o mayores: 5 cm

c) Concreto no expuesto al ambiente (protegido por un revestimiento) ni en contacto con el suelo (vaciado con encofrado y/o solado):

- Losas o aligerados: 2 cm
- Muros o muros de corte: 2 cm
- Vigas y columnas: 4 cm (*)
- Cáscaras y láminas plegadas: 2 cm

(*) El recubrimiento deberá medirse al estribo.

7.9.2. CONCRETO PREFABRICADO (Fabricado bajo condiciones de control en planta).

Se deberá proporcionar el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo:

a) Concreto en contacto con el suelo o expuesto al ambiente:

- Paneles para muros y losas: 2 cm
 - Otros elementos:
- | | |
|----------------------------------|------|
| Barras mayores de $\phi 5/8"$: | 4 cm |
| Barras de $\phi 5/8"$ o menores: | 3 cm |

b) Concreto no expuesto al ambiente ni en contacto con el suelo:

- Paneles para muros y losas: 1,5 cm
- Viguetas: 1,5 cm
- Vigas y columnas: 2 cm (*)
- Cáscaras y láminas plegadas: 1,5 cm

(*) El recubrimiento deberá medirse a la cara exterior del estribo.

7.9.3. RECUBRIMIENTOS ESPECIALES

En ambientes corrosivos y en otras condiciones severas de exposición deberá aumentarse adecuadamente el espesor de los recubrimientos, tomando además en consideración que deberá proporcionarse un concreto denso.

7.9.4. ESPESOR DE DESGASTE

En superficies expuestas a abrasión, tal como la que produce el tránsito intenso, no se tomará en cuenta como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se le asignará una dimensión no menor que 1,5 cm.

7.9.5. REVESTIMIENTOS

Los revestimientos no se tomarán en cuenta como parte de la sección resistente de ningún elemento.

7.10. REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

7.10.1. En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extiende en una dirección, se deberá proporcionar refuerzo perpendicular a éste para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

7.10.2. Esta armadura deberá proporcionar las siguientes relaciones mínimas de área de la armadura a área de la sección total de concreto, según el tipo de acero de refuerzo que se use:

- Losas donde se usan barras lisas : 0,0025
- Losas donde se usan barras corrugadas con límites de esfuerzo de fluencia menores de 4200 Kg/cm² : 0,0020
- Losas donde se usan barras corrugadas o malla de alambre que tengan intersecciones soldadas, con límites de esfuerzo de fluencia de 4200 Kg/cm² : 0,0018
- Losas donde se usan barras corrugadas con límites de esfuerzo de fluencia mayores que 4200 Kg/cm² medidas a una deformación unitaria de fluencia de 0,35% (4200/ty), no menor de 0,0014

7.10.3. El refuerzo por contracción y temperatura podrá colocarse en una o en las dos caras del elemento, dependiendo del espesor de éste y tomando en cuenta lo indicado en la Sección 7.6.

7.11. DETALLES PARA EL REFUERZO DE COLUMNAS

7.11.1. DOBLADO Y TRASLAPE DE BARRAS

7.11.1.1. Las barras longitudinales dobladas debido a un cambio de sección en la columna deberán tener, como máximo, una pendiente de 1 en 6 (1 perpendicular y 6 paralela al eje de la columna), continuando luego con la dirección del eje de la columna.

7.11.1.2. Deberá proporcionarse soporte horizontal adecuado para una barra doblada por cambio de sección, por medio de estribos o espirales o por partes de sistema de entrepiso. El soporte horizontal deberá resistir una vez y media el valor de la componente horizontal de la fuerza nominal, en la porción inclinada de la barra que se supone trabaja a su máxima capacidad.

7.11.1.3. Cuando las caras de las columnas tengan un desalineamiento vertical de 7,5 cm o más y las barras longitudinales no se puedan doblar en la forma indicada en los párrafos anteriores, éstas deberán traslaparse con el refuerzo longitudinal de la columna superior.

7.11.1.4. Las barras longitudinales de columna se empalmarán de preferencia dentro de los 2/3 centrales de la altura del elemento, en longitudes según lo indicado en la Sección 8.12.

7.11.2. REFUERZO TRANSVERSAL

Deberá cumplir con los requerimientos de diseño por fuerza cortante y por confinamiento, el refuerzo transversal deberá cumplir con lo indicado a continuación:

7.11.2.1. ESPIRALES

a) Los espirales deberán consistir de barras continuas, espaciadas uniformemente, con un diámetro mínimo de $3/8"$. El espacio libre entre espirales será como mínimo 2,5 cm y como máximo 7,5 cm.

b) El anclaje del refuerzo en espiral se hará aumentando 1,5 vueltas de la barra en cada extremo.

c) Los empalmes en el refuerzo en espiral serán por traslape, con una longitud mínima de 48 db.

d) El refuerzo en espiral deberá extenderse desde la parte superior de la zapata o losa en cualquier nivel, hasta la altura del refuerzo horizontal más bajo del elemento soportado.

e) Siempre deberán colocarse estribos por encima de la terminación del espiral hasta la parte inferior de la losa o ábaco.

f) En columnas con capitales, el refuerzo en espiral se extenderá hasta el nivel en el cual el diámetro o ancho del capitel es el doble de la columna.

g) El refuerzo en espiral será sujetado firmemente en su lugar y se usarán espaciadores verticales para mantener la alineación.

7.11.2.2. ESTRIBOS

a) Todas las barras longitudinales deberán estar confinadas por estribos cerrados. Ver la Sección 7.1.

b) En columnas, se usarán estribos de $3/8"$ de diámetro, como mínimo, para el caso de barras longitudinales hasta de 1" y estribos de $1/2"$ de diámetro, como mínimo, para el caso de barras de diámetros mayores.

c) El espaciamiento máximo entre estribos no deberá exceder ninguno de los siguientes valores: 16 veces el diámetro de la barra longitudinal, la menor dimensión del elemento sujeto a compresión o 30 cm.

d) Los estribos deberán disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina tenga apoyo lateral proporcionado por el doblez de un estribo con un ángulo comprendido menor o igual a 135° y que ninguna barra esté separada más de 15 cm de otra barra lateralmente apoyada.

e) En estructuras de muros portantes de albañilería cuya rigidez y resistencia en ambas direcciones ante acciones laterales esté dada principalmente por estos, se podrán usar estribos de diámetro $1/4"$ en:

- Columnas aisladas cuya menor dimensión no exceda de 25 cm.

- Columnas que tengan como función principal proveer confinamiento a muros de albañilería (Ver la Norma E.070 Albañilería).

f) En columnas cuyas barras longitudinales estén dispuestas a lo largo de una circunferencia, se podrán emplear estribos circulares.

7.12. DETALLES PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL DE ELEMENTOS EN FLEXIÓN

7.12.1. El refuerzo en compresión en vigas debe confinarse con estribos que satisfagan las limitaciones de tamaño y espaciamiento en la Sección 7.11.2.2, o bien con una malla electrosoldada de un área equivalente. Tales estribos deberán emplearse en toda la longitud donde se requiera refuerzo en compresión.

7.12.2. El refuerzo lateral para elementos de pórticos en flexión sujetos a esfuerzos reversibles o a torsión en los apoyos, consistirá en estribos o espirales que se extiendan alrededor del refuerzo en flexión.

ARTÍCULO 8 - DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO

8.1. DESARROLLO DEL REFUERZO-GENERALIDADES

8.1.1. La tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de elementos de concreto armado, deberá desarrollarse a cada lado de dicha sección mediante una longitud de desarrollo, gancho, dispositivo mecánico ó una combinación de ellos.

8.1.2. Los ganchos se podrán emplear sólo en el desarrollo de barras en tracción.

8.2. DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS SUJETAS A TRACCION

8.2.1. La longitud de desarrollo básica l_{db} , en centímetros, será el mayor de los siguientes valores:

$$l_{db} = 0,06 A_b f_y / (f'c)^{1/2}$$

$$l_{db} = 0,006 d_b f_y$$

La longitud de desarrollo l_d será la obtenida de multiplicar l_{db} por uno de los siguientes factores:

- Para barras horizontales que tengan por debajo más de 30 cm de concreto fresco: 1,4
- Cuando el refuerzo esté espaciado lateralmente por lo menos 15 cm entre ejes y tenga un recubrimiento lateral de por lo menos 7,5 cm: 0,8

La longitud de desarrollo l_d no será menor de 30 cm excepto en traslapes, para lo que regirá lo indicado en la Sección 8.9.

8.3. DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS SUJETAS A COMPRESION

8.3.1. La longitud de desarrollo l_d , en centímetros, será el mayor de los siguientes valores:

$$l_d = 0,08 d_b f_y / (f'c)^{1/2}$$

$$l_d = 0,004 d_b f_y$$

la longitud de desarrollo l_d no será menor de 20 cm.

8.4. DESARROLLO DE BARRAS EN PAQUETES

La longitud de desarrollo de cada barra dentro de un paquete de barras sujetas a tracción o compresión, deberá ser aquella de la barra individual, aumentada en 20% para paquetes de 3 barras y en 33% para paquetes de 4 barras.

8.5. DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN

8.5.1. Para barras de refuerzo que terminen en ganchos estándar, la longitud de desarrollo en tracción l_{dg} , en cm, será:

$$l_{dg} = 318 d_b / (f'c)^{1/2}$$

pero no menor que 8 veces el diámetro de la barra ni que 15 cm.

Esta distancia se medirá desde la sección crítica hasta el borde exterior del dobléz, sobre una línea recta que coincide el eje longitudinal de la barra.

8.5.2. Cuando el recubrimiento lateral de la barra (normal el plano del gancho) es igual o mayor a 65 mm y en el caso de ganchos 90° se tenga además que el recubrimiento en la extensión de la barra es mayor o igual a 50 mm, el valor de l_{dg} se podrá multiplicar por 0,70, cuando la barra se halla dentro de estribos cerrados, verticales o horizontales, espaciados no más de 3 db en toda la longitud l_{dg} , el valor de l_{dg} se podrá multiplicar por 0,8. Estos dos factores no son excluyentes.

8.6. DESARROLLO DEL REFUERZO CORRUGADO DE MALLA ELECTROSOLDADA

8.6.1. La longitud de desarrollo l_d , en centímetros, de malla de alambre corrugado soldado, medido desde el punto de sección crítica hasta el extremo del alambre, se deberá calcular como el producto de la longitud de desarrollo básica l_{db} de la Sección 8.6.2 ó 8.6.3 y el factor o factores de modificación aplicables de las Secciones 8.2.1 a) y b); pero l_d no será menor de 20 cm.

8.6.2. La longitud de desarrollo básica l_{db} , en centímetros, de malla de alambre corrugado soldado, con por lo menos un alambre transversal dentro de la longitud de desarrollo y a no menos de 5 cm desde el punto de sección crítica, debe ser:

$$0,11 d_b (f_y - 1406) / (f'c)^{1/2} *$$

* La cifra 1406 en kg/cm²

pero no menor de:

$$0,75 (A_w / S_w) [f_y / (f'c)^{1/2}]$$

donde:

A_w = Área de un alambre individual que se debe desarrollar o traslapar, cm²

S_w = Separación de los alambres que deben desarrollarse o traslaparse, cm

8.6.3. La longitud de desarrollo básica l_{db} de malla de alambre corrugado soldado sin alambres transversales dentro de la longitud de desarrollo, se debe determinar de igual manera que para alambre corrugado.

8.7. ANCLAJE MECANICO

Se podrá utilizar como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia del refuerzo sin que este dañe el concreto y previa presentación de pruebas, las que deberán ser aprobadas por el Ingeniero Proyectista y el Inspector.

8.8. CORTE O DOBLADO DEL REFUERZO PARA MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN

8.8.1. GENERALIDADES

8.8.1.1. El refuerzo se puede desarrollar doblándolo en el alma, para anclarlo o hacerlo continuo con el refuerzo de la cara opuesta, o simplemente dejándolo como barra recta con su debido anclaje.

8.8.1.2. En elementos a flexión que resistan momentos de sismo deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la cara inferior, con un área de acero no menor a 1/4 de la máxima requerida en los nudos, ni menor de

$$0,7 [(f'c)^{1/2} / f_y] b_w d$$

Adicionalmente deberá considerarse:

a) Todas las barras que anclen en columnas extremas deberán terminar en gancho estándar.

b) Las barras que se corten en apoyos intermedios sin usar gancho, deberán prolongarse a través de la columna interior. La parte de l_d que no se halle dentro del núcleo confinado deberá incrementarse multiplicándola por un factor 1,6.

8.8.1.3. Las zonas críticas para el desarrollo del refuerzo en elementos en flexión, serán las secciones de

máximo esfuerzo y las secciones del tramo donde termina o se dobla el refuerzo adyacente.

8.8.1.4. El refuerzo deberá extenderse, más allá de la sección donde ya no es necesario por cálculo, una distancia igual al peralte efectivo del elemento ó 12 db, la que sea mayor, siempre que desarrolle ld desde el punto de máximo esfuerzo. Se exceptúan los apoyos articulados y los extremos de voladizos.

8.8.1.5. Cuando se use un refuerzo continuo y otro adicional de menor longitud, se deberá cumplir:

a) El refuerzo continuo deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo ld más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.

b) El refuerzo por flexión no deberá terminarse en una zona de tracción, a menos que en el punto de corte el refuerzo que continúa proporcione el doble del área requerida por flexión y que el cortante no exceda las 3/4 partes de lo permitido.

8.8.2. DISPOSICIÓN DEL REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO

8.8.2.1. Por lo menos la tercera parte del refuerzo por momento positivo deberá prolongarse dentro del apoyo, cumpliendo con el anclaje requerido.

8.8.2.2. En elementos que resistan momentos de sismo, deberá cumplirse que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no sea menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

8.8.2.3. En apoyos simples y en puntos de inflexión, el refuerzo por momento positivo estará limitado a un diámetro tal que el valor de ld calculado según la Sección 8.2.1 sea menor o igual a:

$$ld \leq (Mn / Vu) + la$$

Esta condición no necesita ser satisfecha, si el refuerzo en los apoyos termina más allá de la línea central del apoyo con un gancho estándar o un anclaje mecánico.

En la ecuación anterior:

Mn = Momento nominal provisto por el refuerzo positivo de la sección considerada.

Vu = Fuerza cortante de diseño en la sección considerada.

la = El valor mayor entre d ó 12 db.

8.8.3. DISPOSICIÓN DEL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO

8.8.3.1. El refuerzo por momento negativo en un elemento continuo o en voladizo o en cualquier elemento de un pórtico, deberá anclarse en, o a través de los elementos de apoyo por longitudes de anclaje, ganchos o anclajes mecánicos. El refuerzo que llega hasta el extremo de un volado terminará en gancho estándar.

8.8.3.2. El refuerzo por momento negativo tendrá una longitud de desarrollo dentro del tramo, cumpliendo con las Secciones 8.1 y 8.8.1.4.

8.8.3.3. Por lo menos un tercio del refuerzo total por flexión en el apoyo se extenderá una longitud, más allá del punto de inflexión, mayor o igual al peralte efectivo, 12 db ó 1/16 de la luz del tramo, el que sea mayor.

8.9. EMPALMES EN EL REFUERZO

8.9.1. Los refuerzos se deberán empalmar preferentemente en zonas de esfuerzos bajos. Ver Secciones 7.11.1.4 y 11.3.2.

8.9.2. Los empalmes deberán hacerse sólo como lo requieran o permitan los planos de diseño o las especificaciones técnicas o como lo autorice el Inspector.

8.9.3. Los empalmes podrán ser de diferentes tipos:

- Por traslape.
- Por soldadura.
- Por uniones mecánicas.

8.10. EMPALME POR TRASLAPE

8.10.1. Las barras empalmadas por medio de traslape sin contacto en elementos sujetos a flexión, no debe-

rán estar separadas transversalmente más de 1/5 de la longitud de traslape requerida, ni más de 15 cm.

8.10.2. Los traslapes de barras que forman paquetes deberán basarse en la longitud de traslape requerida para las barras individuales, aumentada en 20% para paquetes de 3 barras y en 33% para paquetes de 4 barras. Los traslapes de las barras individuales dentro de un paquete no deberán coincidir dentro de una misma longitud de traslape.

8.11. EMPALMES TRASLAPADOS DE BARRAS CORRUGADAS SUJETAS A TRACCIÓN

8.11.1. La longitud mínima del traslape en los empalmes traslapados en tracción será conforme a los requisitos de los empalmes denominados tipo B o tipo C, pero nunca menor a 30 cm:

Empalme tipo B:	le = 1,3 ld
Empalme tipo C:	le = 1,7 ld

donde le es la longitud del empalme y ld es la longitud de desarrollo en tracción.

8.11.2. Los empalmes en zonas de esfuerzos altos deben preferentemente evitarse; sin embargo, si fueran estrictamente necesarios y se empalmara menos de la mitad de las barras dentro de una longitud le, se deberán usar empalmes Tipo B. Si se empalmara más de la mitad de las barras dentro de una longitud le, se deberá usar empalmes Tipo C.

8.12. EMPALMES TRASLAPADOS DE BARRAS CORRUGADAS SUJETAS A COMPRESIÓN

La longitud mínima de un empalme traslapado en compresión será la longitud de desarrollo en compresión indicada anteriormente, pero no será menor a 0,007 fy db ni a 30 cm. Para concretos con fc menor de 210 Kg/cm², la longitud de empalme será incrementada en un tercio.

8.13. EMPALMES POR SOLDADURA

8.13.1. Los empalmes soldados deberán desarrollar por lo menos el 125% de la resistencia a la fluencia (fy) de las barras.

8.13.2. Los empalmes soldados deberán cumplir con lo indicado en la Sección 3.4.2 y deberán contar con la aprobación del Ingeniero Proyectista y del Inspector.

8.14. EMPALMES POR UNIONES MECANICAS

8.14.1. Un empalme por unión mecánica deberá desarrollar en tracción o compresión, según se requiera, por lo menos un 125% de la resistencia a la fluencia (fy) de la barra.

8.14.2. Los empalmes por uniones mecánicas deberán usarse sólo cuando se empleen dispositivos con patentes debidamente probadas o cuando se obtengan resultados satisfactorios en pruebas debidamente verificadas por el Inspector y aprobadas por el Ingeniero Proyectista.

CAPÍTULO 4 REQUISITOS GENERALES

ARTÍCULO 9 - REQUISITOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO

9.1. MÉTODOS DE DISEÑO

9.1.1. En el diseño de concreto armado, los elementos deberán proporcionarse para una resistencia adecuada de acuerdo a las disposiciones de esta Norma, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia especificados en las Secciones 10.2 y 10.3.

9.2. CARGAS

9.2.1. Las cargas de servicio cumplirán con lo estipulado en la Norma E.020 Cargas y la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

9.2.2. Las cargas de gravedad se podrán combinar de acuerdo a lo siguiente:

a) La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva aplicada simultáneamente en todos los tramos.

b) La carga muerta aplicada sobre todos los tramos con la totalidad de la carga viva aplicada en dos tramos adyacentes.

c) La carga muerta aplicada sobre todos los tramos con la totalidad de la carga viva en tramos alternos.

9.3. MÉTODOS DE ANÁLISIS

9.3.1. Todos los elementos de pórticos o construcciones continuas deberán diseñarse en base a los efectos (fuerzas y momentos) que se determinen por medio del análisis suponiendo comportamiento elástico del material, salvo que se usen métodos simplificados de análisis o se modifiquen los momentos de flexión de acuerdo a la sección 9.6.

9.3.2. MÉTODO DE LOS COEFICIENTES

Para el diseño de vigas continuas y de losas armadas en una dirección (no presforzadas), se podrán utilizar para el análisis de cargas por gravedad los momentos y fuerzas cortante que se obtienen con la aplicación del Método Simplificado de Coeficientes siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- a) Existen dos o más tramos
- b) Los tramos son aproximadamente iguales, sin que la mayor de dos luces adyacentes exceda en más de 20% a la menor.
- c) Las cargas están uniformemente distribuidas.
- d) La carga viva no excede a tres veces la carga muerta.
- e) Los elementos son prismáticos.

Momento positivo:

En tramos extremos:

Extremo discontinuo no empotrado:	$wu l_n^2 / 11$
Extremo discontinuo monolítico con el apoyo:	$wu l_n^2 / 14$
En tramos interiores:	$wu l_n^2 / 16$

Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior:

Dos tramos:	$wu l_n^2 / 9$
Más de dos tramos:	$wu l_n^2 / 10$

Momento negativo en las demás caras de apoyos interiores:	$wu l_n^2 / 11$
---	-----------------

Momento negativo en las cara de todos los apoyos para:

Losas con luces que no excedan de 3 m o vigas en que la razón de la suma de rigideces de las columnas a la rigidez de la viga sea mayor a 8 en cada extremo:	$wu l_n^2 / 12$
--	-----------------

Momento negativo en la cara interior del apoyo exterior para elementos construidos monolíticamente con sus apoyos:

Cuando el apoyo es una viga:	$wu l_n^2 / 24$
Cuando el apoyo es una columna:	$wu l_n^2 / 16$

Fuerza cortante:

Cara exterior del primer apoyo interior:	$1,15 wu l_n / 2$
Caras de todos los demás apoyos:	$wu l_n / 2$

El valor de l_n la luz libre para el cálculo de los momentos positivos y fuerzas cortantes, y el promedio de las luces libres de los tramos adyacentes para el cálculo de los momentos negativos.

9.4. RIGIDEZ Y MÓDULO DE ELASTICIDAD

9.4.1. Podrá adoptarse cualquier suposición razonable para el cálculo de las rigideces relativas a flexión y a torsión de columnas, muros y sistemas de pisos y techos. Las suposiciones que se hagan deberán ser consistentes en todo el análisis.

9.4.2. Para concretos de peso normal, el módulo de elasticidad podrá tomarse como:

$$E_c = 15\,000 (f_c)^{1/2} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

9.4.3. El módulo de elasticidad del acero se podrá considerar como:

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

9.4.4. El módulo de elasticidad E_s para tendones de presfuerzo será determinado mediante ensayos o será suministrado por el fabricante.

9.5. LUCES PARA EL CÁLCULO Y MOMENTOS PARA EL DISEÑO

9.5.1. El cálculo de los momentos, cortantes, rigideces y deflexiones se hará con las siguientes luces:

a) Para elementos no construidos monolíticamente con los apoyos, se considerará la luz libre más el peralte del elemento, pero no más que la distancia entre centros de los apoyos.

b) Para elementos de pórticos o construcciones continuas, se considerará la luz centro a centro de los apoyos.

9.5.2. En pórticos o en general en elementos construidos monolíticamente con los apoyos, se podrán usar los momentos en las caras de los apoyos.

9.5.3. Las losas sólidas o nervadas monolíticas con sus apoyos, con luces libres menores o iguales a 3 m podrán ser analizadas como losas continuas con luces iguales a las luces libres, despreciando el ancho de las vigas.

9.6. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS NEGATIVOS EN ELEMENTOS CONTINUOS SUJETOS A FLEXIÓN

9.6.1. Excepto cuando se empleen valores aproximados para los momentos, los momentos negativos calculados por medio de la teoría elástica en los apoyos de elementos continuos sujetos a flexión, para cualquier distribución supuesta de cargas, se pueden aumentar o disminuir en no más de:

$$20 \{1 - [(p-p') / pb]\} \text{ (en porcentaje)}$$

9.6.2. Los momentos negativos así modificados deberán usarse para calcular los momentos en otras secciones del elemento.

9.6.3. La redistribución de los momentos negativos podrá hacerse sólo cuando la sección en la cual se reduce el momento, se diseñe de tal manera que p ó $(p-p')$ sea menor o igual a $0,5 pb$, donde:

$$b = [(0,85 \beta_1 f_c) / f_y] \times [6000 / (6000 + f_y)]$$

9.7. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS DE COLUMNAS

9.7.1. Las columnas deberán ser diseñadas para resistir las fuerzas axiales de todos los pisos y techo y el momento máximo debido a la carga actuante en sólo uno de los tramos adyacentes en el piso o techo en consideración. También deberá considerarse la condición de carga que proporcione la máxima relación de momento a carga axial.

9.7.2. En pórticos y elementos continuos, deberá tomarse en cuenta el efecto de las cargas no balanceadas en los nudos y la carga excéntrica debida a otras causas, tanto en las columnas exteriores como en las interiores.

9.7.3. Al calcularse los momentos en las columnas debido a cargas de gravedad, los extremos lejanos de las columnas construidos monolíticamente con la estructura podrán considerarse empotrados.

9.7.4. El momento en cualquier nudo deberá distribuirse entre las columnas inmediatamente arriba y abajo del entrepiso en forma proporcional a las rigideces relativas de la columna.

9.8. CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS DE VIGAS T

9.8.1. En la construcción de vigas T, el ala y el alma deberán ser construidas monolíticamente o tener una conexión efectiva.

9.8.2. El ancho efectivo de la losa que actúa como ala de una viga T será:

a) Menor o igual a la cuarta parte de la longitud de la viga.

b) Menor o igual al ancho del alma más ocho veces el espesor de la losa, a cada lado del alma.

c) Menor o igual al ancho del alma más la distancia libre a la siguiente alma, a cada lado del alma.

9.8.3. Para vigas que tengan losa a un solo lado, el ancho efectivo de la losa que actúa como ala deberá evaluarse en base a los siguientes límites:

a) Menor o igual al ancho del alma más la doceava parte de la longitud de la viga.

b) Menor o igual al ancho del alma más seis veces el espesor de la losa.

c) Menor o igual al ancho del alma más la mitad de la distancia libre a la siguiente alma.

9.8.4. En vigas aisladas en que se utilice la forma T para proporcionar un área adicional en compresión, el ala deberá tener un espesor mayor o igual a la mitad del ancho del alma y el ancho efectivo no excederá de cuatro veces el ancho del alma.

9.8.5. Cuando el refuerzo principal por flexión de una losa que se considere como ala de una viga T (excluyendo las losas nervadas) sea paralelo a la viga, deberá proporcionarse refuerzo perpendicular a la viga en la parte superior de la losa de acuerdo a lo siguiente:

a) El refuerzo transversal deberá diseñarse para resistir la carga que actúa sobre la porción considerada como ala suponiendo que trabaja como voladizo.

Para vigas aisladas deberá considerarse el ancho total del ala. Para otros tipos de vigas T sólo es necesario considerar el ancho efectivo del ala.

b) El espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder de 5 veces el peralte de la losa ni de 45 cm.

9.9. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS DE LOSAS NERVADAS

9.9.1. La losa nervada se compone de una combinación monolítica de nervios o viguetas espaciados regularmente en una o dos direcciones perpendiculares, y de una losa en la parte superior.

9.9.2. El ancho de los nervios o viguetas será 10 cm como mínimo y el peralte no será mayor a tres y media veces el menor ancho del nervio o la vigueta.

9.9.3. El espaciamiento libre entre los nervios o viguetas será como máximo 75 cm.

9.9.4. Las losas nervadas que no satisfagan las limitaciones anteriores deberán diseñarse como losas y vigas.

9.9.5. En las losas nervadas en una dirección, el refuerzo perpendicular a los nervios o viguetas deberá cumplir con los requerimientos de flexión, considerando cargas concentradas si las hubiera, pero no será menor que el refuerzo requerido por temperatura y contracción.

9.9.6. El espesor de la losa entre viguetas no será menor a la doceava parte de la distancia libre entre viguetas, ni menor de 5 cm.

9.9.7. Cuando en la losa se requieran ductos o tuberías embebidas, el espesor en cualquier punto de ésta debe ser, cuando menos 2,5 cm mayor que la altura del ducto o tubería. Se deberán considerar refuerzos o ensanches de los nervios o viguetas en caso que estos ductos o tuberías afecten a la resistencia del sistema.

9.9.8. La resistencia a la fuerza cortante V_c proporcionada por el concreto de las nervaduras podrá ser considerada 10% mayor a la prevista en el Capítulo 13 de esta Norma. Adicionalmente, si se requiriera, podrá disponerse armadura por corte o hacerse ensanches de los nervios o viguetas en las zonas críticas.

ARTÍCULO 10 - REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO

10.1. GENERALIDADES

10.1.1. Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener, en todas sus secciones resistencias por lo menos iguales a las requeridas, calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma.

10.1.2. Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir con todos los demás requisitos de esta Norma, para garantizar un comportamiento adecuado en los niveles de cargas de servicio.

10.2. RESISTENCIA REQUERIDA

10.2.1. La resistencia requerida (U) para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y cargas de sismo (CS), será como mínimo:

$$U = 1,5 \text{ CM} + 1,8 \text{ CV}$$

$$U = 1,25 (\text{CM} + \text{CV} \pm \text{CS})$$

$$U = 0,9 \text{ CM} \pm 1,25 \text{ CS}$$

En las combinaciones donde se incluya cargas de o de sismo, deberá considerarse el valor total y cero de la carga viva (CV) para determinar la más severa de las condiciones.

10.2.2. Si en el diseño se debieran considerar cargas de viento (CVi), se reemplazará este valor por los efectos del sismo (CS) en las formulas anteriores, no siendo necesario considerarlas simultáneamente.

En las combinaciones anteriores, donde se incluye carga de viento o de sismo, deberá considerarse el valor total y cero de la carga viva (CV) para determinar la más severa de las condiciones.

10.2.3. Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del empuje lateral del terreno (CE), la resistencia requerida (U) será como mínimo:

$$U = 1,5 \text{ CM} + 1,8 \text{ CV} + 1,8 \text{ CE}$$

$$U = 1,5 \text{ CM} + 1,8 \text{ CV}$$

En el caso en que la carga muerta y/o carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0,9 \text{ CM} + 1,8 \text{ CE}$$

10.2.4. Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas a peso y presión de líquidos con densidades bien definidas y alturas controladas, dichas cargas podrán tener un factor de 1,5 y agregarse en todas las combinaciones que incluyen carga viva.

10.2.5. Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas de impacto, éstas deberán incluirse en la carga viva (CV).

10.2.6. Si fuera necesario incluir el efecto (CT) de los asentamientos diferenciales, fluencia, contracción o cambios de temperatura, la resistencia requerida deberá ser como mínimo:

$$U = 1,25 (\text{CM} + \text{CT} + \text{CV})$$

$$U = 1,5 \text{ CM} + 1,5 \text{ CT}$$

Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, la fluencia, la fluencia, la contracción o los cambios de temperatura deben basarse en una determinación realista de tales efectos durante el servicio de la estructura.

10.3. RESISTENCIA DE DISEÑO

10.3.1. La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos y sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, corte y torsión deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el refuerzo realmente colocado), calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de esta Norma, multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ .

10.3.2. El factor de reducción de resistencia ϕ será:

- 1) Para flexión sin carga axial: $\phi = 0,90$
- 2) Para flexión con carga axial de tracción: $\phi = 0,90$
- 3) Para flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión:

- a) Elementos con refuerzo en espiral: $\phi = 0,75$
- b) Otros elementos: $\phi = 0,70$

excepto que para valores reducidos de carga axial, ϕ puede incrementarse linealmente hasta $\phi = 0,90$, conforme el valor de ϕP_n disminuye desde $0,10 f_c A_g$ a cero.

Cuando el valor de $0,70 P_b$ para elementos con estribos ó $0,75 P_b$ para elementos con refuerzo en espiral sea menor que $0,10 f_c A_g$, este valor será reemplazado por el de $0,70 P_b$ ó $0,75 P_b$ en lo indicado en el párrafo anterior.

- 4) Para cortante sin o con torsión: $\phi = 0,85$
5) Para aplastamiento en el concreto: $\phi = 0,70$

10.3.3. Las longitudes de desarrollo especificadas en el Capítulo 8 no requieren de un factor ϕ .

10.4. CONTROL DE DEFLEXIONES EN ELEMENTOS ARMADOS EN UNA DIRECCIÓN SOMETIDOS A FLEXIÓN

10.4.1. PERALTES MÍNIMOS PARA NO VERIFICAR DEFLEXIONES

10.4.1.1. En losas aligeradas continuas conformadas por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm de ancho y losa superior de 5 cm, con sobrecargas menores a 300 kg/m² y luces menores de 7,5 m, podrá dejar de verificarse las deflexiones cuando se cumpla que:

$$h \geq l / 25$$

10.4.1.2. En losas macizas continuas con sobrecargas menores a 300 kg/m² y luces menores de 7,5 m, podrá dejar de verificarse las deflexiones cuando se cumpla que:

$$h \geq l / 30$$

10.4.1.3. En vigas que forman pórticos, podrá dejar de verificarse las deflexiones cuando se cumple que:

$$h \geq l / 16$$

10.4.1.4. Si la viga, losa aligerada o losa maciza, se encuentra en voladizo, o sobre ella se apoyan elementos que puedan ser dañados por deflexiones excesivas, será necesario verificar las deflexiones, no siendo aplicable las excepciones anteriores.

10.4.2. CÁLCULO DE LAS DEFLEXIONES INMEDIATAS

10.4.2.1. Las deflexiones que ocurren inmediatamente después de la aplicación de las cargas, podrán calcularse por los métodos o fórmulas usuales del análisis elástico, considerando los efectos que tienen la fisuración y el refuerzo sobre la rigidez del elemento.

10.4.2.2. A menos que se haga un análisis más completo o que se disponga de datos experimentales para evaluar la rigidez a flexión del elemento (EI), la deflexión inmediata para elementos de concreto de peso normal podrá calcularse con el módulo de elasticidad del concreto especificado en la Sección 9.4 y con el momento de inercia de la sección transformada agrietada (I_e), excepto cuando el momento flector para condiciones de servicio en cualquier sección del elemento no exceda del momento de agrietamiento (M_{cr}), podrá usarse el momento de inercia de la sección no agrietada (I_g).

10.4.2.3. El momento de agrietamiento se calculará como se indica a continuación:

$$M_{cr} = fr I_g / Y_t$$

Podrá tomarse:

$$fr = 2 (f'c)^{1/2}$$

10.4.2.4. El momento de inercia de la sección transformada agrietada (I_e) podrá calcularse como se indica a continuación:

a) Para elementos de sección rectangular sin refuerzo en compresión:

$$I_e = (b c^3 / 3) + n A_s (d - c)^2$$

donde c es la distancia de la fibra más comprimida al eje neutro y puede evaluarse considerando que:

$$(b c^2 / 2) = n A_s (d - c)$$

b) Para una sección rectangular doblemente reforzada:

$$I_e = (b c^3 / 3) + n A_s (d - c)^2 + (2n - 1) A'_s (c - d')^2$$

donde c puede evaluarse considerando que:

$$(b c^2 / 2) + (2n - 1) A'_s (c - d') = n A_s (d - c)$$

c) En elementos continuos de sección constante, el momento de inercia que se utilice para calcular las deflexiones será un valor promedio calculado de acuerdo a:

$$I_e \text{ promedio} = (I_{e1} + I_{e2} + 2 I_{e3}) / 4$$

donde I_{e1} y I_{e2} son los momentos de inercia en las secciones extremas del tramo y I_{e3} es el momento de inercia de la sección central del tramo.

Si el tramo sólo es continuo en un extremo, el momento de inercia promedio se calculará con:

$$I_e \text{ promedio} = (I_{e2} + 2 I_{e3}) / 3$$

d) Para elementos simplemente apoyados en ambos extremos, se usará el momento de inercia calculado para la sección central.

e) Para elementos en voladizo se usará el momento de inercia calculado para la sección en el apoyo del voladizo.

10.4.3. CÁLCULO DE LAS DEFLEXIONES DIFERIDAS

10.4.3.1. La deflexión diferida o adicional en el tiempo, resultante del flujo plástico del concreto y de la contracción de fraguado de los elementos en flexión, podrá estimarse multiplicando la deflexión inmediata causada por las cargas sostenidas (carga muerta y la porción de carga viva que se prevé actuará permanentemente) por el factor τ que se obtiene por:

$$\tau = F / (1 + 50 p')$$

donde p' es la cuantía del acero en compresión ($p = A'_s / b d$) en el centro del tramo para elementos simples o continuos y en la sección de apoyo para elementos en voladizo.

El factor F depende del tiempo en que se desee evaluar la deflexión diferida y podrá tomarse:

- F = 1,0 (3 meses)
- F = 1,2 (6 meses)
- F = 1,4 (12 meses)
- F = 2,0 (5 años o más)

10.4.4. DEFLEXIONES MÁXIMAS PERMISIBLES

10.4.4.1. La deflexión total será la suma de la deflexión inmediata y la deflexión diferida.

10.4.4.2. La deflexión calculada de acuerdo con las secciones anteriores no deberá exceder los valores indicados en la Tabla 10.4.4.2.

10.5. CONTROL DE DEFLEXIONES EN ELEMENTOS ARMADOS EN DOS DIRECCIONES SOMETIDOS A FLEXIÓN (NO PRESFORZADOS)

El peralte mínimo de losas armadas en dos direcciones que tengan una relación de tramo largo a tramo corto no mayor de 2 deberá calcularse con las siguientes ecuaciones:

1)

$$h = [\ln (800 + 0,071 f_y)] / \{ 36000 + 5000 \beta [\alpha m - 0,5 (1 - \beta_s) (1 + 1/\beta)] \}$$

pero no menor que:

2)

$$h = [\ln (800 + 0,071 f_y)] / [36000 + 5000 \beta (1 + \beta_s)]$$

Además, el peralte no necesitará ser mayor que:

3)

$$h = [\ln (800 + 0,071 f_y)] / 36000$$

donde:

β = Relación de luz libre mayor a luz libre menor.

β_s = Relación de la longitud de los bordes continuos al perímetro total de un paño de losa.

α = Relación de la rigidez a flexión de la sección de la viga a la rigidez a flexión de un ancho de losa limitado lateralmente por las líneas centrales de los paños adyacentes en cada lado de la viga.

α_m = Promedio de los valores de α en todo el perímetro del paño. Para losas sin vigas, tomar $\alpha_m = 0$.

Adicionalmente deberán cumplirse los siguientes mínimos:

- Losas sin vigas ni ábacos: $h \geq 12,5$ cm
- Losas sin vigas con ábacos: $h \geq 10$ cm
- Losas con vigas en 4 bordes, con $\alpha_m \geq 2$: $h \geq 9$ cm

a menos que se demuestre por el cálculo que las deflexiones no exceden los límites estipulados en la Tabla 10.4.4.2 indicada para elementos en una dirección.

TABLA 10.4.4.2
DEFLEXIONES MÁXIMAS PERMISIBLES

TIPO DE ELEMENTO	DEFLEXIÓN CONSIDERADA	DEFLEXIÓN LÍMITE
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	Deflexión instantánea debida a la carga viva.	$L / 180$ (**)
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debida a la carga viva.	$L / 360$
Piso o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional). (*)	$L / 480$ (***) $L / 240$ (****)
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.		

donde L = Luz de cálculo tal como se le define en la Sección 9.5

(*) Las deflexiones diferidas se podrán reducir según la cantidad de la deflexión que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determinará basándose en los datos de Ingeniería aceptables con relación a las características tiempo-deformación de elementos similares a los que se están considerando.

(**) Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas, lo que se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones adicionales debidas al peso del agua estancada y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas sostenidas, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las previsiones para el drenaje.

(***) Este límite se podrá exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

(****) Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se podrá exceder si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda dicho límite.

CAPÍTULO 5 DISEÑO

ARTICULO 11 – FLEXIÓN

11.1. ALCANCE

Las disposiciones de este capítulo se aplicarán al diseño de elementos como vigas, losas, muros de contención, escaleras y, en general, cualquier elemento sometido a flexión, excepto que para vigas de gran peralte, zapatas y losas armadas en dos direcciones se deberá cumplir con lo estipulado en los Capítulos respectivos.

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión deberá basarse en la expresión:

$$M_u \leq \phi M_n$$

donde:

M_u es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada.

M_n es la resistencia nominal a la flexión de la sección.

11.2. HIPÓTESIS DE DISEÑO

11.2.1. El diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión deberá satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Además deberá basarse en las siguientes hipótesis:

a) Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia al eje neutro.

b) Existe adherencia entre el acero y el concreto que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.

c) La máxima deformación utilizable del concreto en la fibra extrema a compresión se supondrá igual a 0,003.

d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como Es veces la deformación del acero, pero para deformaciones mayores a las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación e igual a f_y .

e) La resistencia a tracción del concreto no será considerada en los cálculos.

f) El diagrama esfuerzo-deformación para la zona de esfuerzos de compresión del concreto se puede definir como:

- Un esfuerzo de $0,85 f'_c$, que se supondrá uniformemente distribuido en una zona equivalente de compresión en el concreto, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.

- La distancia c , desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en dirección perpendicular a dicho eje.

- El factor β_1 deberá tomarse como 0,85 para resistencias de concreto f'_c hasta de 280 Kg/cm². Para resistencias superiores a 280 Kg/cm², β_1 disminuirá a razón de 0,05 por cada 70 Kg/cm² de aumento de f'_c , con un valor mínimo de 0,65.

11.3. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA ELEMENTOS RESISTENTES A FUERZAS DE SISMO

11.3.1. Las disposiciones de esta Sección son aplicables a elementos sometidos a flexión que deban resistir fuerzas de sismo, y en las cuales las fuerzas de diseño relacionadas con los efectos sísmicos han sido determinadas en base a la capacidad de la estructura de disipar energía en el rango inelástico de respuesta (reducción por ductilidad). En este grupo se encuentran las vigas que forman pórticos con columnas o placas.

11.3.2. Las vigas que deban resistir fuerzas de sismo cumplirán con lo indicado en esta sección para lo referente al refuerzo longitudinal, en el Capítulo 13 para lo referente al refuerzo transversal y en el Capítulo 8 para lo referente al desarrollo y empalmes del refuerzo.

- La resistencia especificada del concreto (f'_c) no será menor que 210 Kg/cm².

- La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado ARN 420 (414 MPa o 4200 Kg/cm²).

- La relación ancho a peralte de las vigas no deberá ser menor que 0,3.

- El peralte efectivo (d) deberá ser menor o igual que un cuarto de la luz libre.

- El ancho de las vigas no será menor que 25 cm, ni mayor que el ancho de la columna de apoyo (medida en un plano perpendicular al eje de la viga) más 3/4 del peralte de la viga a cada lado.

- La carga axial (P_u) no deberá exceder de $0,1 f'_c A_g$. En caso contrario, el elemento deberá tratarse como elemento en flexocompresión.

- No deberán hacerse empalmes traslapados o soldados en el refuerzo a una distancia « d » o menor de las caras de los nudos.

- Los empalmes traslapados del refuerzo en zonas de inversión de esfuerzos deberán quedar confinados por estribos cerrados espaciados a no más de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, sin exceder 30 cm.

11.4. REFUERZO MÁXIMO EN ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN

En elementos sujetos a flexión, el porcentaje de refuerzo ρ proporcionado no deberá exceder de 0,75 pb,

donde pb es el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada, ver la Sección 9.6.3. En elementos con refuerzo en compresión, la porción de pb equilibrada por el refuerzo en compresión no deberá reducirse mediante el factor 0,75.

Para la redistribución de momentos, p ó (p - p') no deberá exceder de 0,5 pb.

11.5. REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN

11.5.1. En cualquier sección de un elemento sometido a flexión, excepto zapatas y losas, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1,5 veces el momento de agrietamiento de la sección no agrietada M_{cr}, donde:

$$M_{cr} = fr I_g / Y_t, \quad fr = 2 (f'c)^{1/2}$$

11.5.2. El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares, podrá calcularse con:

$$A_{s_{min}} = \{ [0,7 (f'c)^{1/2} / f_y] (b d)$$

11.5.3. Alternativamente, el área de refuerzo positivo o negativo en cada sección del elemento, deberá ser por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis.

11.5.4. En losas, el área mínima del refuerzo cumplirá lo indicado en la Sección 7.10, teniendo en cuenta adicionalmente el refuerzo en la cara inferior de losas armadas en dos direcciones (momento positivo) y en la cara superior en el caso de voladizos será como mínimo 0,0012 b h, este refuerzo se dispondrá con el espaciamiento máximo indicado en la Sección 7.6.

11.6. DISTANCIA ENTRE APOYOS LATERALES DE ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN (PANDEO LATERAL)

La separación entre apoyos laterales de una viga no deberá exceder de 50 veces el ancho menor b del ala o la cara en compresión.

11.7. DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO POR FLEXIÓN EN VIGAS Y LOSAS EN UNA DIRECCIÓN. CONTROL DE FISURACIÓN

11.7.1. GENERALIDADES

Esta Sección establece los requisitos para la distribución del refuerzo de flexión, con el fin de limitar el agrietamiento por flexión en vigas y losas armadas en una dirección.

Las disposiciones de esta sección son aplicables a elementos no expuestos a un ambiente agresivo y no impermeables. En caso contrario deberán tomarse precauciones especiales para controlar la fisuración.

11.7.2. DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO

11.7.2.1. El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas de tracciones máximas de un elemento, de tal modo de obtener un valor Z menor o igual a 31 000 Kg/cm para condiciones de exposición interior y menor o igual a 26 000 Kg/cm para condiciones de exposición exterior.

El valor Z se calculará mediante la expresión:

$$Z = fs (dc A')^{1/3}$$

El esfuerzo en el acero fs puede estimarse con la expresión M / (0,9 d As), (M es el momento flector en condiciones de servicio) o suponerse igual a 0,6 fy.

11.7.2.2. Cuando las alas de las vigas T estén sujetas a tracción, parte del refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse sobre el ancho efectivo del ala de acuerdo a lo especificado en la Sección 9.8 ó en un ancho igual a 1/10 de la luz del tramo, el que sea menor.

11.7.2.3. Si el peralte del alma excede de 90 cm, se deberá colocar cerca de las caras del alma un refuerzo longitudinal cuya área sea por lo menos igual a 10% del área de refuerzo de tracción por flexión. Este refuerzo se distribuirá en la zona de tracción por flexión con un espaciamiento que no exceda de 30 cm o el ancho del alma.

ARTICULO 12 - FLEXOCOMPRESIÓN

12.1. ALCANCES

Las disposiciones de este Capítulo se aplicarán al diseño de elementos sometidos a flexión y cargas axial, como son columnas, muros de corte, muros de sótano, y en general cualquier elemento sometido a flexocompresión.

12.2. HIPOTESIS DE DISEÑO

Las hipótesis de diseño para elementos en flexocompresión son las indicadas en el Capítulo 11 - Flexión.

12.3. PRINCIPIOS Y REQUISITOS GENERALES

12.3.1. En elementos sujetos a flexocompresión con cargas de diseño ϕP_n menores a 0,10 f'c Ag ó ϕP_b (la menor), el porcentaje de refuerzo máximo proporcionado deberá cumplir con lo indicado en el Capítulo 11 - Flexión.

12.3.2. La resistencia de diseño (ϕP_n) de elementos en compresión no se tomará mayor que:

Para elementos con espirales:

$$\phi P_n (\text{máx}) = 0,85 \phi [0,85 f'c (Ag - A_{st}) + A_{st} f_y]$$

Para elementos con estribos:

$$\phi P_n (\text{máx}) = 0,80 \phi [0,85 f'c (Ag - A_{st}) + A_{st} f_y]$$

12.3.3. Toda sección sujeta a flexocompresión se diseñará para el momento máximo que puede actuar con dicha carga.

12.3.4. La carga axial última Pu para una excentricidad dada no deberá exceder de ϕP_n (máx). El momento Mu deberá amplificarse para contemplar los efectos de esbeltez.

12.3.5. Para el diseño de columnas deberá además cumplirse con lo estipulado en el Capítulo 7 - Detalle del Refuerzo.

12.4. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA COLUMNAS SUJETAS A FLEXOCOMPRESIÓN QUE RESISTAN FUERZAS DE SISMO

12.4.1. Las disposiciones de esta Sección son aplicables al diseño de columnas sometidas a flexocompresión que deban resistir fuerzas de sismo y en las cuales las fuerzas de diseño relacionadas con los efectos sísmicos se han determinado en base a la capacidad de la estructura de disipar energía en el rango inelástico de respuesta (reducción por ductilidad).

12.4.2. Los requisitos de esta Sección son aplicables si la carga de diseño ϕP_n excede de 0,1 f'c Ag ó ϕP_b (la menor). En caso contrario, el elemento deberá cumplir los requisitos para elementos en flexión:

- La resistencia especificada del concreto (f'c) no será menor que 210 kg/cm².

- La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado ARN 420 (414 MPa ó 4200 kg/cm²).

- El ancho mínimo de las columnas será de 25 cm.

- La relación de la dimensión menor a la mayor de la sección transversal de la columna no será menor que 0,4.

- La cuantía de refuerzo longitudinal (ρ) no será menor que 0,01 ni mayor que 0,06. Cuando la cuantía exceda de 0,04, los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.

12.4.3. La resistencia a la flexión de las columnas deberá satisfacer la ecuación:

$$\Sigma (M_{nc}) > 1,4 \Sigma (M_{nv})$$

donde:

$\Sigma(M_{nc})$ es la suma de momentos, al centro del nudo, correspondiente a la resistencia nominal en flexión de las columnas que forman dicho nudo; esta resistencia en flexión se calculará para la fuerza axial actuante en la hipótesis que considera las fuerzas de gravedad y de sismo en la dirección considerada, verificando la condición que dé como resultado la resistencia a flexión más baja.

$\Sigma(M_{nv})$ es la suma de momentos, al centro del nudo, correspondiente a las resistencias nominales en flexión

de las vigas que forman el nudo. Las resistencias a la flexión deberán sumarse de manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de las vigas.

Esta condición deberá satisfacerse en las dos direcciones de cada columna.

12.4.4. Los empalmes de la armadura longitudinal deberán cumplir con lo especificado en la Sección 8.10.

12.5. DIMENSIONES DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SUJETOS A COMPRESIÓN CON ÁREA TRANSVERSAL MAYOR A LA REQUERIDA

Cuando un elemento sujeto a compresión tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, el refuerzo mínimo y la resistencia última, podrán basarse en una área efectiva reducida (A_g) mayor o igual a 1/2 del área total.

12.6. LÍMITES DEL REFUERZO PARA ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

12.6.1. El área de refuerzo longitudinal para elementos sujetos a compresión (columnas), no deberá ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06 veces el área total de la sección.

12.6.2. El refuerzo longitudinal mínimo deberá ser de 4 barras dentro de estribos rectangulares o circulares, 3 barras dentro de estribos triangulares y 6 barras en caso que se usen espirales.

12.6.3. La cuantía del refuerzo en espiral (r_s) no deberá ser menor que el valor dado por:

$$r_s = 0,45 (A_g / A_c - 1) f_c / f_y$$

ni menor que:

$$r_s = 0,12 f_c / f_y$$

donde f_y es el esfuerzo de fluencia especificado del acero de la espiral, no mayor de 4200 kg/cm².

12.7. TRANSMISIÓN DE CARGAS DE LAS COLUMNAS A TRAVÉS DEL SISTEMA DE PISOS

Cuando la resistencia a la compresión especificada del concreto en una columna es 1,4 veces mayor que la especificada para el sistema de piso, la transmisión de la carga a través del sistema de piso deberá lograrse de una de las siguientes formas:

a) El concreto de resistencia especificada para la columna deberá vaciarse en el piso en la ubicación de la columna y en un área formada por 60 cm adicionales a cada lado de la cara de la columna.

b) La resistencia de la columna a través del sistema de piso deberá basarse en el menor valor de la resistencia del concreto, con barras de transmisión verticales y espirales según se requiera.

c) Para columnas arriostradas lateralmente por los 4 lados con vigas de un peralte casi uniforme o por losas macizas, la resistencia de la columna se puede basar en una resistencia supuesta del concreto en las juntas de las columnas, que es igual al 75% de la resistencia del concreto de la columna más el 35% de la resistencia del concreto del piso.

12.8. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

12.8.1. La resistencia última al aplastamiento no deberá exceder de $0,85 \phi f_c A_1$. Cuando la superficie de apoyo sea más ancha en todos los lados que el área cargada, la resistencia última al aplastamiento en el área cargada podrá multiplicarse por:

$$\sqrt{A_2 / A_1}, \text{ si exceder 2.}$$

donde:

A_1 = Área cargada

A_2 = Área de la base inferior del mayor tronco de pirámide o cono recto, contenido totalmente en el apoyo, que tenga como base superior el área cargada y en el que la pendiente lateral esté en razón de 1 vertical y 2 horizontal.

Esta Sección no se aplica a anclajes de tendones postensados.

12.9. FLEXIÓN BIAJIAL

Cuando las columnas estén sujetas simultáneamente a momentos flectores en sus dos ejes principales, el diseño deberá hacerse a partir de las hipótesis de la Sección 12.2. Alternativamente se podrá usar el siguiente método aproximado para columnas cuadradas ó rectangulares.

$$1 / P_u \leq 1 / \phi P_{nx} + 1 / \phi P_{ny} + 1 / \phi P_{no}$$

donde:

P_u es la resistencia última en flexión biaxial.

ϕP_{nx} es la resistencia de diseño de la columna bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y = 0$).

ϕP_{ny} es la resistencia de diseño de la columna bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_x = 0$).

ϕP_{no} es la resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de carga axial únicamente ($e_x = e_y = 0$).

Esta ecuación es válida para valores de $P_u / \phi P_{no}$ mayores o iguales a 0,1. Para valores menores, se usará la siguiente expresión:

$$M_{ux} / \phi M_{nx} + M_{uy} / \phi M_{ny} \leq 1$$

donde:

ϕM_{nx} es la resistencia en flexión de diseño en de la sección con respecto al eje X.

ϕM_{ny} es la resistencia en flexión de diseño de la sección con respecto al eje Y.

12.10. EFECTOS DE ESBELTEZ DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN

12.10.1. GENERALIDADES

12.10.1.1. El diseño de elementos sujetos a compresión deberá basarse en un «Análisis de Segundo Orden», en el cual las fuerzas y los momentos internos se obtendrán tomando en cuenta el efecto de las deformaciones sobre las fuerzas internas, la influencia de la carga axial y el momento de inercia variable, la rigidez del elemento y los efectos de la duración de las cargas.

12.10.1.2. En lugar del procedimiento establecido en la Sección 12.10.1.1, los efectos de esbeltez podrán evaluarse de acuerdo con el procedimiento aproximado que se presenta en la Sección 12.10.2.

12.10.2. EVALUACIÓN APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

Para tomar en cuenta los efectos de esbeltez, deberán considerarse:

a) Los efectos globales (δg) que afecten a la estructura como conjunto.

b) Los efectos locales (δl) que afecten a cada uno de los elementos individuales.

El momento de diseño para el elemento será:

$$M_c = \delta l M_{uv} + \delta g M_{us}$$

donde:

M_{uv} : Momento en el elemento debido a cargas verticales amplificadas, proveniente de un análisis de Primer Orden.

M_{us} : Momento en el elemento debido a las cargas laterales amplificadas, proveniente de un análisis de Primer Orden.

12.10.2.1. EFECTOS LOCALES DE ESBELTEZ

Para tomar en cuenta los efectos locales de esbeltez dentro de cada columna u otro elemento en compresión en el cual sus extremos estén arriostrados lateralmente, los momentos amplificadas obtenidos de un análisis elástico de Primer Orden, deberán multiplicarse por el factor δl calculado con:

$$\delta l = C_m / (1 - P_u / \phi P_c) \geq 1,0$$

donde:

$$P_c = \pi^2 EI / 1n^2$$

Si existen cargas laterales entre los apoyos del elemento, $C_m = 1$. En caso contrario:

$$C_m = 0,6 + 0,4 M_1 / M_2 > 0,4$$

Además:

$$EI = (E_c I_g / 5 + E_s I_{se}) / (1 + \beta d)$$

o conservadoramente:

$$EI = E_c I_g / [2,5 (1 + \beta d)]$$

Si los cálculos muestran que no existe momento flector en ambos extremos de un elemento, o que las excentricidades calculadas en los extremos del elemento son menores que $(1,5 + 0,03h)$ en c_m , M_1 y M_2 en el cálculo de C_m deberán basarse en una excentricidad mínima de $(1,5 + 0,03h)$ en c_m , alrededor de cada eje principal por separado.

Los efectos locales de esbeltez podrán ser despreciados si:

$$l_n / r < 34 - 12 M_1 / M_2$$

donde:

l_n : Longitud no apoyada del elemento en compresión. Puede tomarse como la distancia libre entre losas de entresijos, vigas u otros elementos capaces de proporcionar un apoyo lateral al elemento en compresión.

Cuando existan cartelas o capiteles de columnas, la longitud l_n deberá medirse en el extremo inferior del capitel o cartela en el plano considerado.

r : Radio de giro de la sección transversal del elemento en compresión. Puede ser calculado a partir de la sección total de concreto.

12.10.2.2. EFECTOS GLOBALES DE ESBELTEZ

Los efectos globales de esbeltez se deberán evaluar de acuerdo a una de las expresiones siguientes:

$$A) \delta g = 1 / (1 - Q)$$

$$B) \delta g = C_m / [1 - \Sigma(Pu) / \phi \Sigma(Pc)]$$

De acuerdo a lo siguiente:

A) Si se conocen las deformaciones laterales de los entresijos, se calculará δg con la expresión 12.10.2.2 A, donde:

$$Q = \Sigma(Pu) \Delta u / (V_u h)$$

Q: Índice de estabilidad del entresijo.

$\Sigma(Pu)$: Suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas de servicio multiplicadas por el factor de carga correspondiente) acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entresijo considerado.

Δu : Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entresijo considerado, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculada de acuerdo a un análisis elástico de Primer Orden. Para el caso de fuerzas laterales de sismo, Δu deberá multiplicarse por el factor de reducción por ductilidad considerado en la determinación de estas fuerzas.

V_u : Fuerza cortante amplificada en el entresijo, debida a las cargas laterales.

h : Altura del entresijo considerado.

De acuerdo al índice de estabilidad, los entresijos se clasificarán en:

a) Si el índice de estabilidad Q es menor que 0,06, se podrá considerar que el entresijo está arriostrado lateralmente y los efectos globales de Segundo Orden se podrán despreciar ($\delta g = 1$), pero deberán analizarse los efectos locales de esbeltez. El momento de diseño para el elemento será:

$$M_c = \delta l M_{uv} + M_{us}$$

b) Si el índice de estabilidad Q está comprendido entre 0,06 y 0,25, los efectos globales de esbeltez deberán considerarse multiplicando todos los momentos flectores

de vigas y columnas producidas por las cargas laterales amplificadas y obtenidos mediante un análisis elástico de Primer Orden, por el factor δg que se indica en 12.10.2.2 A. El momento de diseño para el elemento será:

$$M_c = \delta l M_{uv} + \delta g M_{us}$$

Cuando existan fuerzas laterales de carácter permanente como empuje de tierra, el valor de g_s se calculará con:

$$\delta g = 1 / [1 - Q (1 + \beta d)]$$

c) Si el índice de estabilidad Q del entresijo es mayor que 0,25, deberá realizarse un análisis de Segundo Orden.

Podrán ignorarse los efectos de esbeltez producidos sólo por las cargas verticales amplificadas cuando los desplazamientos laterales relativos del entresijo producidos por la asimetría de las cargas o de la estructura, por asentamientos diferenciales o por otras causas cumplan que:

$$\Delta u / h < 0,001$$

B) Si las estructuras están conformadas exclusivamente por pórticos, se podrá evaluar los efectos globales de esbeltez obviando el cálculo de las deformaciones laterales, mediante la expresión 12.10.2.2 B, donde:

$$C_m = 1$$

$\Sigma(Pu)$: Sumatoria de las cargas axiales de todos las columnas del entresijo.

ΣP_c : Sumatoria de las cargas críticas de pandeo de todas las columnas del entresijo. Se evaluará mediante:

$$P_c = \pi^2 EI / (K l_n)^2$$

donde:

$$EI = (E_c I_g / 5 + E_s I_{se}) / (1 + \beta d)$$

o conservadoramente:

$$EI = E_c I_g / [2,5 (1 + \beta d)]$$

K: factor de longitud efectiva de la columna.

Los efectos globales de esbeltez podrán ser despreciados cuando $K l_n / r$ sea menor que 22.

Para todos los elementos sujetos a compresión cuyo valor de $K l_n / r$ sea mayor que 100, deberá hacerse un análisis como el que se indica en la Sección 12.10.1.1.

12.10.3. EFECTOS DE ESBELTEZ PARA ELEMENTOS EN FLEXIÓN

El diseño de los elementos en flexión deberá considerar el incremento de los momentos en la columna por desplazamiento lateral.

12.10.4. EFECTOS DE ESBELTEZ EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN BIAJIAL

Para elementos en compresión sometidos a flexión en ambas direcciones principales, deberán amplificarse ambos momentos flectores calculando δg y δl para cada dirección por separado.

ARTICULO 13 - CORTANTE Y TORSIÓN

13.1. RESISTENCIA AL CORTE

13.1.1. El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

donde:

V_u : Es la resistencia requerida por corte en la sección analizada.

V_n : Es la resistencia nominal al corte de la sección.

La resistencia nominal V_n estará conformada por la contribución del concreto V_c y la contribución de acero V_s , de tal forma que:

$$V_n = V_c + V_s$$

13.1.2. Al determinar la contribución del concreto V_c , cuando corresponda, deberán considerarse los efectos de las fuerzas de tracción axial debidas a la fluencia y contracción de fraguado y a cambios de temperatura en los elementos que estén restringidos axialmente.

13.1.3. Las secciones situadas a una distancia menor que «d» desde la cara del apoyo, podrán ser diseñadas para la fuerza V_u calculada a una distancia «d», si se cumplen las siguientes condiciones:

- Cuando la reacción del apoyo, en dirección del corte aplicado, introduce compresión en las regiones cercanas al apoyo del elemento.
- Cuando no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección ubicada a una distancia «d».

13.2. CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO EN LA RESISTENCIA AL CORTE

13.2.1. La contribución del concreto V_c podrá evaluarse considerando:

- Para miembros sujetos únicamente a corte y flexión:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b_w d$$

Si actúan momentos de torsión, ver la Sección 13.4.3.2. Para cálculos más detallados:

$$V_c = (0,5 \sqrt{f_c} + 176 p_w V_u d / M_u) b_w d \leq 0,9 \sqrt{f_c} b_w d$$

donde M_u es el momento actuante simultáneamente con V_u en la sección considerada y el valor de $V_u d / M_u$ no debe considerarse mayor a 1 en el cálculo de V_c .

- Para miembros sujetos adicionalmente a compresiones axiales:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b_w d (1 + 0,0071 N_u / A_g)$$

donde N_u se expresa en kg y A_g en centímetros cuadrados.

Para cálculos más detallados:

$$V_c = (0,5 \sqrt{f_c} + 176 p_w V_u d / M_m) b_w d$$

donde $M_m = M_u - N_u (4h - d) / 8$

y donde el cociente $V_u d / M_m$ no está limitado a un valor menor o igual a 1. Sin embargo, V_c no deberá tomarse mayor que:

$$V_c = 0,9 \sqrt{f_c} b_w d \sqrt{1 + 0,028 N_u / A_g}$$

donde N_u se expresa en kg y A_g en centímetros cuadrados.

Cuando M_m resulte negativo, V_c debe calcularse por la expresión última anterior.

- Para miembros sujetos adicionalmente a tracción axial significativa, el aporte de concreto deberá considerarse nulo ($V_c = 0$).

13.2.2. Cuando los elementos tengan luces y peraltes importantes, deberá tenerse especial cuidado con los efectos que ocasionan la contracción de fragua y los cambios de temperatura, los cuales pueden producir fuerzas de tracción axial importantes que disminuyan la contribución del concreto, la que deberá considerarse nula ($V_c = 0$).

13.3. CONTRIBUCIÓN DEL REFUERZO EN LA RESISTENCIA AL CORTE

13.3.1. REFUERZO POR CORTE

13.3.1.1. El refuerzo por corte podrá estar compuesto por:

- Estribos cerrados perpendiculares al eje del elemento.
- Estribos perpendiculares al eje del elemento y barras dobladas que formen un ángulo de 30° o más con el eje del elemento.
- Espirales

13.3.1.2. El esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo por corte no deberá ser mayor de 4200 kg/cm².

13.3.2. DISEÑO DEL REFUERZO POR CORTE

13.3.2.1. Cuando la fuerza cortante V_u exceda de ϕV_c , deberá proporcionarse refuerzo por corte de manera que se cumpla lo indicado en 13.1.1. Se tendrá en cuenta:

$$V_u \leq \phi V_n, V_n = V_c + V_s$$

- Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_s = A_v f_y d / s$$

donde A_v es el área de refuerzo por cortante dentro de una distancia s proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma.

- Cuando se utilice refuerzo por corte consistente en una barra individual o en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo:

$$V_s = A_v f_y \text{sen} \alpha$$

pero V_s no deberá exceder de $0,8 \sqrt{f_c} b_w d$.

- Cuando el refuerzo por corte consista en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancias del apoyo:

$$V_s = [A_v f_y (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) d] / s$$

13.3.2.2. Únicamente 3/4 de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal doblada deberá considerarse efectiva como refuerzo por corte.

13.3.2.3. Cuando se emplee más de un tipo de refuerzo por corte para reforzar la misma porción del alma, la resistencia al corte V_s deberá calcularse como la suma de los valores V_s calculados para los diversos tipos.

13.3.2.4. La resistencia al cortante V_s no deberá considerarse mayor que:

$$2,1 \sqrt{f_c} b_w d$$

13.3.3. LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO POR CORTE

13.3.3.1. El espaciamiento del refuerzo por corte colocado perpendicularmente al eje del elemento no deberá ser mayor de 0,5 d ni de 60 cm.

13.3.3.2. Cuando V_s exceda de $1,1 \sqrt{f_c} b_w d$, el espaciamiento máximo deberá reducirse a la mitad.

13.3.4. REFUERZO MÍNIMO POR CORTE

13.3.4.1. Deberá proporcionarse un área mínima de refuerzo por corte cuando V_u exceda de $0,5 \phi V_c$, excepto en:

- Losas y zapatas
- Losas nervadas o aligeradas
- Vigas con peralte total que no exceda el mayor de los siguientes valores: 25 cm, dos y media veces el espesor del ala, la mitad del ancho del alma.

13.3.4.2. Cuando se deba usar refuerzo por corte de acuerdo con lo indicado en la sección anterior, o se requiera por análisis, el área mínima de corte será:

$$A_v = 3,5 b_w s / f_y$$

Si actúan momentos de torsión, ver la sección 13.4.4.3.

13.4. RESISTENCIA A TORSIÓN Y CORTE COMBINADOS PARA ELEMENTOS DE SECCIÓN RECTANGULAR O EN FORMA T

13.4.1. GENERALIDADES

13.4.1.1. Los efectos de torsión deberán incluirse conjuntamente con la flexión y el corte siempre que el momento torsor (T_u) cumpla que:

$$T_u \geq 0,13 \phi \sqrt{f_c} \Sigma (X^2 Y)$$

de lo contrario, los efectos de la torsión podrán no considerarse.

13.4.1.2. En los elementos de sección T, el valor de $\Sigma(X^2Y)$ deberá considerarse para todos los rectángulos componentes de la sección, tomando en cuenta un ancho máximo de ala igual a tres veces su espesor a cada lado del alma.

13.4.1.3. Una sección rectangular tipo cajón podrá ser considerada como una sección sólida siempre que el espesor de la pared (e) sea mayor o igual a $0,25X$. También podrá considerarse como una sección sólida aquella que cumpla la condición $0,1X < e < 0,25X$, excepto que $\Sigma(X^2Y)$ deberá multiplicarse por $4e/X$. Cuando e sea menor de $0,1X$, deberá considerarse en el análisis la rigidez de la pared.

13.4.1.4. En las secciones tipo cajón sujetas a torsión, deberá proveerse chaflanes en las esquinas interiores.

13.4.1.5. Para efectos del diseño de elementos sometidos a torsión, deberán distinguirse dos condiciones:

a) El momento torsionante es indispensable para garantizar el equilibrio de la estructura. En este caso deberá proporcionarse refuerzo por torsión considerando, sin reducciones, el momento torsor que provenga del análisis.

b) El momento torsionante se origina por el giro del elemento a fin de mantener la compatibilidad de deformaciones. En este caso el momento máximo de torsión último podrá reducirse a:

$$T_u = 0,11 \phi \sqrt{f_c} \Sigma(X^2Y) / 3$$

Si se hace esta reducción, los valores de los cortantes y momentos de los elementos adyacentes deberán modificarse.

13.4.1.6. En una estructura con losas y vigas de borde, en lugar de un análisis más preciso, el momento torsional de una losa podrá considerarse uniformemente distribuido a lo largo del elemento.

13.4.1.7. Las secciones situadas a una distancia menor a «d» desde la cara del apoyo podrán ser diseñadas con el momento torsional calculado a la distancia «d».

13.4.2. RESISTENCIA A LA TORSIÓN

13.4.2.1. El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a torsión deberá basarse en la expresión:

$$T_u \leq \phi T_n$$

donde:

T_u : es la resistencia requerida con respecto al momento torsor en la sección analizada.

T_n : es la resistencia nominal con respecto al momento torsor.

El momento resistente nominal T_n estará conformado por la contribución del concreto T_c y por la contribución del acero T_s , de tal forma que:

$$T_n = T_c + T_s$$

13.4.3. RESISTENCIA DEL CONCRETO

13.4.3.1. La contribución del concreto a la torsión T_c , podrá evaluarse según:

$$T_c = 0,20 \sqrt{f_c} \Sigma(X^2Y) / \sqrt{1 + [(0,4 / C_t) (V_u / T_u)]^2}$$

13.4.3.2. La contribución del concreto al corte en las secciones en las cuales T_u exceda de $0,13 \phi \sqrt{f_c} \Sigma(X^2Y)$ podrá evaluarse según:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b_w d / \sqrt{1 + (2,5 C_t T_u / V_u)^2}$$

En ambas expresiones:

$$C_t = b_w d / \Sigma(X^2Y)$$

13.4.3.3. Para miembros sujetos adicionalmente a compresión axial, el valor V_c de la fórmula anterior se multiplicará por el siguiente factor:

$$(1 + 0,028 N_u / A_g)$$

13.4.3.4. Para miembros sujetos adicionalmente a tracción axial significativa, el aporte del concreto a la resistencia al corte y a la torsión deberá considerarse nulo ($V_c = 0$ y $T_c = 0$).

13.4.4. RESISTENCIA DEL REFUERZO

13.4.4.1. Detalles del refuerzo

a) El refuerzo por torsión será proporcionado en adición al refuerzo requerido por corte, flexión y fuerzas axiales.

b) El refuerzo requerido por torsión podrá combinarse con el que se requiera para otras fuerzas internas, siempre que el área suministrada sea menor igual a la suma de las áreas requeridas individualmente para cada efecto y se cumpla con los requisitos más estrictos para la colocación y el espaciamiento.

c) El esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo para torsión no deberá exceder de 4200 kg/cm^2 .

d) El refuerzo requerido por torsión estará compuesto por estribos cerrados o espirales combinados con barras longitudinales.

e) El refuerzo por torsión deberá prolongarse por lo menos una distancia (b+d) más allá del punto donde teóricamente es requerido.

f) Los límites de separación entre ejes del refuerzo por torsión serán los siguientes:

Para estribos cerrados:

Menor o igual a $(X_1 + Y_1) / 4$, pero sin exceder de 30 cm.

Para barras longitudinales:

Las barras longitudinales por torsión deberán ser distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados con una separación máxima de 30 cm. Debe colocarse dentro de cada esquina de los estribos cerrados por lo menos una barra longitudinal.

Cuando se empleen secciones T, también deberán usarse estribos cerrados y barras longitudinales en las partes sobresalientes de las alas que se hayan considerado al determinar $\Sigma(X^2Y)$.

13.4.4.2. Diseño del refuerzo

a) Cuando el momento torsor T_u exceda la resistencia del concreto ϕT_c , se deberá proporcionar refuerzo por torsión, evaluándose T_s de acuerdo a:

$$T_s = A_t \alpha_t X_1 Y_1 f_y / s$$

donde A_t es el área de una rama del estribo dentro de una distancia s, y α_t se evaluará considerando:

$$\alpha_t = 0,66 + 0,33 (Y_1 / X_1) \leq 1,5$$

donde X_1 y Y_1 son las dimensiones centro a centro del estribo ($X_1 < Y_1$).

b) El área de las barras longitudinales distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados (A_1) será el mayor de los siguientes valores:

$$A_1 = 2 A_t (X_1 + Y_1) / s$$

$$A_1 = [28 X_s \{ T_u / [T_u + V_u / (3 C_t)] \} / f_y - 2 A_t] [(X_1 + Y_1) / s]$$

la que sea mayor.

El valor de A_1 calculado con la fórmula anterior no necesita ser mayor al que se obtendría sustituyendo $(0,35 b_w s / f_y)$ por $(2 A_t)$.

c) La resistencia al momento torsor T_s no excederá 4 veces T_c . En el caso de miembros sujetos adicionalmente a tracción axial significativa, el valor de T_c que sirve como límite a T_s ($T_s < 4 T_c$) se calculará con la fórmula de la Sección 13.4.3.1 multiplicada por el factor:

$$(1 - 0,028 N_u / A_g)$$

donde N_u es la tracción en Kg y A_g el área de la sección en cm^2 .

d) El área de estribos requeridos por torsión y corte deberá evaluarse considerando:

$$\text{Área de 2 ramas del estribo} / s = A_v / s + 2 A_t / s$$

13.4.4.3. Requisitos mínimos del refuerzo

Cuando V_u excede de $0,13 \phi \sqrt{f'c} \Sigma(X^2Y)$ y cuando se debe usar refuerzo por corte de acuerdo a lo indicado en la Sección 13.3.4.1 ó el análisis lo indique, el área mínima de estribos por torsión y corte será:

$$A_v + 2 A_t = 3,5 b_w s / f_y$$

13.5. CORTANTE POR FRICCIÓN

13.5.1. Las disposiciones de esta sección pueden aplicarse cuando sea apropiado considerar la transmisión de la fuerza cortante a través de un plano dado, tal como el caso de una grieta existente o potencial, una superficie de contacto entre materiales distintos o una superficie de contacto entre dos concretos vaciados en diferentes fechas.

Puede suponerse que a lo largo del plano de corte se producirá una grieta en la cual el desplazamiento relativo es resistido por la fricción mantenida por la armadura a través de la grieta supuesta.

13.5.2. El área de refuerzo de cortante por fricción (A_{vf}) a través del plano de cortante deberá diseñarse según la fórmula:

$$V_u = \phi A_{vf} \mu f_y$$

para cuando A_{vf} es perpendicular al plano de corte, o

$$V_u = \phi A_{vf} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) f_y$$

para el caso en que A_{vf} esté inclinado en relación con el plano de corte de manera que la fuerza cortante produzca tracción en el refuerzo. En esta fórmula, α es el ángulo entre el refuerzo de corte por fricción y el plano de corte y μ es el coeficiente de fricción.

13.5.3. Para el caso de concretos de peso normal, el coeficiente de fricción μ será:

- Para concreto vaciado monolíticamente: $\mu = 1,4$
- Para concreto vaciado sobre concreto endurecido con superficie intencionalmente rugosa hasta una profundidad de aproximadamente 6mm: $\mu = 1,0$
- Para concreto vaciado sobre concreto endurecido no intencionalmente rugoso: $\mu = 0,6$
- Para concreto anclado a acero estructural laminado, mediante pernos de cabeza o mediante barras de refuerzo: $\mu = 0,7$

13.5.4. El cortante aplicado V_u no deberá exceder $0,2 \phi f'c A_c$ ni de $56 \phi A_c$ (en Kg), donde A_c es el área de la sección de concreto en cm^2 que resiste la transferencia de cortante.

13.5.5. Las fuerzas de tracción que pudieran existir a través del plano de corte, deberán ser resistidas por refuerzo adicional.

13.5.6. El refuerzo de cortante por fricción deberá distribuirse aproximadamente a lo largo del plano de cortante y deberá estar anclado para desarrollar la resistencia a la fluencia en ambos lados, mediante ganchos o anclajes especiales.

13.6. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA BRAQUETES

13.6.1. Las disposiciones de esta sección deberán aplicarse a ménsulas o braquetes con una relación luz de corte a peralte menor o igual a la unidad ($a/d \leq 1$) y sujetas a una fuerza horizontal de tracción N_{uc} que no exceda de V_u .

13.6.2. La distancia d deberá medirse a la cara del apoyo.

13.6.3. El peralte del borde exterior del área de apoyo no deberá ser menor de $0,5 d$.

13.6.4. La sección de la cara del apoyo deberá estar diseñada para resistir simultáneamente la fuerza de corte V_u , la fuerza horizontal de tracción N_{uc} y el momento producido por la fuerza de corte V_u y la fuerza horizontal de tracción N_{uc} :

$$M_u = V_u a + N_{uc} (h - d)$$

13.6.5. En todos los cálculos del diseño, el factor de reducción de resistencia ϕ deberá ser 0,85.

13.6.6. La fuerza cortante V_u no deberá exceder de $0,2 \phi f'c b_w d$ ni de $56 \phi b_w d$ (en Kg, b_w y d en cm).

13.6.7. El diseño tendrá en cuenta:

a) El refuerzo A_{vf} , para resistir la fuerza de corte V_u , deberá cumplir con la Sección 13.5.

b) El refuerzo A_f , para resistir el momento M_u , deberá cumplir con los requisitos de diseño por flexión del Capítulo 11.

c) El refuerzo A_n , para resistir la fuerza de tracción N_{uc} , deberá determinarse suponiendo que el refuerzo toma toda la tracción, según:

$$A_n = N_{uc} / (\phi f_y) \quad \phi \text{ donde } = 0,85.$$

La fuerza de tracción N_{uc} deberá tomarse como mínimo igual a $0,2 V_u$ y se deberá considerar como carga viva aún cuando sea producida por fluencia, contracción o cambios de temperatura.

d) El área del refuerzo principal de tracción A_s deberá ser el mayor de los valores siguientes:

$$A_s = A_f + A_n \phi$$

$$A_s = 2 A_{vf} / 3 + A_n$$

la que sea mayor.

e) Deben colocarse estribos cerrados paralelos al refuerzo principal de tracción A_s con un área total A_h , mayor o igual a $0,5 (A_s - A_n)$, distribuidos dentro de los dos tercios del peralte efectivo adyacente a A_s .

f) La cuantía $\rho = A_s / b d$ no será menor de $0,04 f'c / f_y$.

13.6.8. El refuerzo principal de tracción A_s deberá quedar adecuadamente anclado en la cara del frente de la ménsula por uno de los siguientes procedimientos:

a) Mediante doblado de las barras A_s para formar un lazo horizontal.

b) Mediante algún otro método de anclaje adecuado.

13.6.9. La superficie de contacto de la carga que actúa sobre la ménsula o braquete, no deberá sobresalir más allá de la parte recta del refuerzo principal de tracción A_s .

13.7. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL EN ELEMENTOS QUE RESISTAN FUERZAS DE SISMO

Las disposiciones de esta sección son aplicables al diseño del refuerzo transversal de elementos sometidos a flexión o flexocompresión que deban resistir fuerzas de sismo y en las cuales las fuerzas de diseño relacionadas con los efectos sísmicos se hayan determinado en base a la capacidad de la estructura de disipar energía en el rango inelástico de respuesta (reducción por ductilidad).

La calidad del acero de refuerzo transversal no excederá de lo especificado para grado ARN 420 (420 Mpa (4200 kg/cm²)).

El refuerzo transversal consistirá en estribos cerrados con ganchos estándar a 135° tal como se define en el Capítulo 7.

El refuerzo longitudinal cumplirá con lo indicado en el Capítulo 11 para elementos en flexión y en el Capítulo 12 para elementos en flexocompresión.

13.7.1. ELEMENTOS EN FLEXIÓN

13.7.1.1. Los requisitos de esta Sección son aplicables si la carga axial (P_u) no excede de $0,1 f'c A_g$. En caso contrario, deberán aplicarse los requisitos indicados en la Sección 13.7.2.

13.7.1.2. La fuerza cortante (V_u) de los elementos en flexión deberá determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes.

13.7.1.3. El refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, a menos que las exigencias por diseño del esfuerzo cortante sean mayores:

a) Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8".

b) Deberán colocarse estribos en ambos extremos del elemento, en una longitud (medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz), igual a dos veces el peralte del elemento (zona de confinamiento), con un espaciamiento S_o que no exceda el menor de los siguientes valores:

- 1) 0,25 d
- 2) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 3) 30 cm

El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm.

c) El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de 0,5 d.

Deberá proveerse el mismo confinamiento especificado en los párrafos anteriores a cada lado de una sección donde pueda presentarse fluencia por flexión asociada con los desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

13.7.2. ELEMENTOS EN FLEXOCOMPRESIÓN

13.7.2.1. La fuerza cortante (V_u) de los elementos en flexocompresión deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión (M_n), en los extremos de la luz libre del elemento, asociadas a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

13.7.2.2. Deberán colocarse en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud l_o medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento) que no sea menor que:

- a) Un sexto de la luz libre del elemento.
- b) La máxima dimensión de la sección transversal del elemento.
- c) 45 cm

A menos que las exigencias por diseño del esfuerzo cortante sean mayores, el espaciamiento de estos estribos no excederá el menor de los siguientes valores:

- a) La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.
- b) 10 cm

El primer estribo deberá ubicarse a no más de 5 cm de la cara del nudo.

13.7.2.3. El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

- a) 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- b) La menor dimensión del elemento.
- c) 30 cm

13.7.2.4. Cuando el refuerzo transversal consista en un espiral, se deberá cumplir con lo indicado en la Sección 12.6.3.

13.7.2.5. El área mínima del refuerzo transversal que deberá proporcionarse dentro del nudo deberá cumplir con:

$$A_v \geq 0,7 b s / f_y$$

donde b es el ancho del nudo en la dirección que se está analizando.

El espaciamiento s no deberá exceder de 15 cm.

13.7.2.6. Para el caso de muros de corte, ver el Capítulo 15.

ARTICULO 14 - VIGAS DE GRAN PERALTE

14.1. GENERALIDADES

14.1.1. Se considera viga de gran peralte (viga pared o viga diafragma) aquella viga cuya relación de luz libre entre apoyos a altura total l_n/h no excede de 2,5 si es continua o de 2 si es de un solo tramo.

14.1.2. En vigas de gran peralte no es válida la hipótesis de distribución lineal de las deformaciones originadas por la flexión.

14.2. DISEÑO POR FLEXION

14.2.1. El diseño por flexión de vigas de gran peralte deberá basarse en uno de los dos procedimientos siguientes:

a) La distribución de esfuerzos de flexión en las secciones críticas deberá obtenerse mediante algún método reconocido de análisis. Deberá proveerse la armadura necesaria para tomar el íntegro de las resultantes de tracción en la sección, N_u de manera que:

$$N_u \leq \phi A_s f_y$$

b) Los momentos de flexión podrán calcularse con las teorías usuales aplicables a elementos de poco peralte y se proporcionará el área de refuerzo necesaria de manera que se cumpla:

$$M_u \leq \phi A_s f_y Z$$

donde Z es el brazo del par interno que se determinará según:

- En vigas de un solo tramo:

$$Z = 0,2 (1 + 2 h) \quad \text{si } 1 \leq l / h \leq 2$$

$$Z = 0,61 \quad \text{si } l / h < 1$$

- En vigas continuas (momento positivo o negativo):

$$Z = 0,2 (1 + 1,5 h) \quad \text{si } 1 \leq l / h \leq 2,5$$

$$Z = 0,51 \quad \text{si } l / h < 1$$

donde l es la distancia centro a centro entre apoyos, sin exceder 1,15 veces la luz libre.

14.2.2. El área mínima de refuerzo longitudinal por flexión no será menor que la obtenida según lo indicado en la Sección 11.5.

14.2.3. Si alguna cara en compresión no tuviera arriostre lateral, deberá tomarse en cuenta la posibilidad de que ocurra pandeo lateral. La separación máxima entre los apoyos laterales no excederá de 40 veces el ancho menor del ala o cara en compresión.

14.2.4. El refuerzo de flexión se distribuirá de la siguiente forma:

14.2.4.1. Para momento positivo:

a) Vigas de un tramo:

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo positivo deberá colocarse recto y sin reducción en toda la longitud de la viga y deberá anclarse en las zonas de apoyo de la viga de modo que sea capaz de desarrollar no menos del 80% de su esfuerzo de fluencia.

El refuerzo por flexión deberá distribuirse en un franja de altura igual a $0,25 h - 0,05 l$ medida desde la cara inferior de la viga, pero no mayor que 0,2 l.

b) Vigas continuas:

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada tramo deberá prolongarse recto en todo el tramo. Si hay necesidad de hacer empalmes, éstos deberán localizarse cerca de los apoyos intermedios.

El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura serán como se indica para vigas de un tramo.

14.2.4.2. Para momento negativo:

No menos de la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos deberá prolongarse en toda la longitud de los tramos adyacentes. El resto del refuerzo negativo en cada tramo podrá interrumpirse a una distancia de la cara del apoyo no menor que $0,4 h$ ni que 0,4 l.

El refuerzo para momento negativo sobre los apoyos deberá repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga. La primera, con una fracción del área total igual a $0,5 (1/h - 1) A_s$, deberá repartirse en una altura igual a $0,2 h$ y la segunda, con el resto del área, se repartirá en una franja de altura igual a $0,6 h$ debajo de la primera.

Cuando $1/h$ sea menor que 1, sólo será necesario colocar acero horizontal nominal en la parte superior de la viga.

14.3. DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS

14.3.1. Para evaluar las reacciones en los apoyos de una viga continua, ésta se podrá analizar con las teorías

usuales aplicables a elementos de poco peralte, incrementando en 10 por ciento el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

14.3.2. Cuando las reacciones compriman directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no deberá exceder de la resistencia al aplastamiento, haya o no elementos transversales que lo arriostren en toda su altura.

14.3.3. Cuando las reacciones de los apoyos compriman directamente la cara inferior de la viga y ésta no esté arriostrada en toda su altura sobre los apoyos, deberá colocarse refuerzo adicional vertical y horizontal en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante en las zonas próximas a los apoyos, del mismo diámetro que las de este refuerzo y de modo que la separación de las barras en estas zonas sea la mitad que en el resto de la viga.

El refuerzo adicional horizontal deberá colocarse en una franja inmediatamente superior a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de altura igual al de esta última. La longitud de estas barras medida desde la cara del apoyo no será menor que 0,3 h ó 0,3 l, la que sea menor y deberán anclarse de modo que puedan alcanzar su esfuerzo de fluencia.

El refuerzo adicional vertical deberá colocarse en una franja limitada por la cara del apoyo y de ancho igual a 0,2 h ó 0,2 l, la que sea menor. Estas barras deberán anclarse en el lecho inferior de la viga y su altura no será menor que 0,5 h ó 0,5 l, la que sea menor.

14.4. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

14.4.1. Los requisitos de la Sección 14.4 se aplicarán a elementos cuya relación l_n/d sea menor que 5 y estén cargados en una cara y apoyados en la cara opuesta, de tal manera que se desarrollen puntales en compresión entre el punto de aplicación de las cargas y los apoyos.

14.4.2. El diseño por corte de elementos de gran peralte sujetos a flexión se basará en las siguientes ecuaciones, donde la resistencia al corte del concreto V_c estará de acuerdo con las Secciones 14.4.5 y 14.4.6 y la resistencia al corte provista por el refuerzo estará de acuerdo con la Sección 14.4:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

14.4.3. La resistencia al corte V_n para elementos de gran peralte a flexión no será mayor que:

$$V_n = 2,1 \sqrt{f_c} b_w d, \text{ si } l_n/d < 2$$

$$V_n = 0,18 (10 + l_n/d) \sqrt{f_c} b_w d, \text{ si } 2 \leq l_n/d < 5$$

14.4.4. La sección crítica para diseño por fuerza cortante en vigas con carga uniformemente distribuida deberá considerarse ubicada a una distancia 0,15 l_n medida desde la cara del apoyo. Para el caso de cargas concentradas, la sección crítica se considerará ubicada a 0,5 veces la distancia entre la carga concentrada más próxima y la cara del apoyo, pero en ningún caso mayor que d.

14.4.5. A no ser que se haga un cálculo más detallado de acuerdo a la sección 14.4.7, la contribución del concreto V_c podrá evaluarse según:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b_w d$$

14.4.6. La contribución del concreto a la resistencia al corte V_c podrá ser calculada por medio de la expresión:

$$V_c = [3,5 - 2,5 M_u / (V_u d)] [0,5 \sqrt{f_c} + 176 p_w V_u d / M_u] b_w d$$

pero no mayor que:

$$1,6 \sqrt{f_c} b_w d$$

donde:

$$[3,5 - 2,5 M_u / (V_u d)] \text{ no excederá de } 2,5$$

M_u : Momento amplificado que ocurre simultáneamente con V_u en la sección crítica definida en la Sección 14.4.5.

14.4.7. Cuando V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , deberá proveerse refuerzo por corte para satisfacer las ecuaciones de la Sección 14.4.2, donde la resistencia V_s se calculará con la expresión:

$$V_s = [A_v (1 + l_n/d) / S_v + A_{vh} (1 - l_n/d) / S_h] f_y d / 12$$

donde:

A_v : Área de refuerzo por corte perpendicular al refuerzo por flexión espaciado una distancia S_v .

A_{vh} : Área de refuerzo por corte paralelo al refuerzo de flexión espaciado una distancia S_h .

14.4.8. La cuantía del refuerzo horizontal por corte no será menor de 0,0025 y su espaciamiento no excederá de $d/3$ ni de 45 cm.

La cuantía del refuerzo vertical por corte no será menor de 0,0015 y su espaciamiento no excederá de $d/5$ ni de 45 cm.

14.4.9. El refuerzo por fuerza cortante requerido en la sección crítica deberá emplearse en toda la longitud del tramo.

10.10.10. Cuando l_n/d sea menor de 5 y las cargas se apliquen a través de los lados o en la parte inferior de la viga, el diseño del refuerzo vertical por fuerza cortante será igual que para vigas de poco peralte debiendo preverse que el refuerzo vertical sea capaz de soportar en tracción la carga vertical. Adicionalmente, se tendrá refuerzo horizontal tal como se indica para el caso anterior.

ARTICULO 15 - MUROS

15.1. ALCANCES

Las disposiciones de este capítulo son aplicables a muros sometidos a los estados de carga siguientes:

a) Muros sometidos a carga axial con o sin flexión transversal a su plano, denominados muros de carga.

b) Muros sometidos a cargas verticales y horizontales en su plano, denominados muros de corte.

c) Muros sometidos a cargas normales a su plano, denominados muros de contención.

15.2. GENERALIDADES

15.2.1. Los muros serán diseñados para las cargas verticales, cargas laterales u otras cargas a los que estén sometidos.

15.2.2. Los muros sometidos a cargas verticales se diseñarán de acuerdo a la Sección 15.3.

15.2.3. Los muros sometidos a fuerzas horizontales coplanares se diseñarán de acuerdo a la Sección 15.4.

15.2.4. Los muros de contención, en voladizo o apoyados, se diseñarán de acuerdo a la Sección 15.5.

15.2.5. La longitud del muro considerada como efectiva para cada carga concentrada no deberá exceder la distancia centro a centro entre cargas ni la longitud de la superficie de contacto más dos veces el espesor del muro a cada lado, a no ser que se demuestre por un análisis detallado la contribución de una longitud mayor.

15.2.6. Los elementos en compresión construidos integralmente con los muros cumplirán con los requisitos del Capítulo 12.

15.2.7. La cantidad de refuerzo y los límites de espesor indicados en este capítulo podrán ser modificados cuando se demuestre por un análisis estructural que se tiene adecuadas resistencia y estabilidad.

15.2.8. La transferencia de las fuerzas a la cimentación en la base del muro se hará de acuerdo al Capítulo 16.

15.3. MUROS DISEÑADOS COMO ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

15.3.1. Excepto lo indicado en la Sección 15.3.2, los muros sujetos a carga vertical o a flexocompresión serán diseñados de acuerdo a los requerimientos del Capítulo 12 y de la Sección 15.2.

15.3.2. Los muros de sección rectangular sólida podrán ser diseñados de acuerdo a los requisitos del diseño empírico de esta sección si la resultante de todas las cargas amplificadas se ubica dentro del tercio central del espesor total de pared.

15.3.3. La resistencia a carga vertical ϕP_{nw} de un muro de sección rectangular sólida cuya resultante de todas las cargas amplificadas se ubique dentro del tercio central de su espesor total, podrá determinarse de acuerdo a:

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi f_c A_g \{ 1 - [(K l_c) / (32 t)]^2 \}$$

donde:

$$\phi = 0,7$$

1c: distancia vertical entre apoyos.

K: factor de restricción, según:

- Para muros arriostrados arriba y abajo y con restricción de rotación en uno o ambos extremos: $K = 0,8$
- Para muros arriostrados arriba y abajo sin restricción de rotación en sus extremos: $K = 1,0$
- Para muros sin arriostre lateral: $K = 2,0$

El espesor mínimo a usarse en la fórmula anterior será de 1/25 de su altura o de su longitud, la que sea menor, pero no menos de 10 cm.

Adicionalmente, se deberán cumplir los requisitos de la Sección 15.2 y los de refuerzo mínimo indicados en la Sección 15.6.

15.3.4. La cuantía mínima de refuerzo vertical referida a la sección bruta será:

- a) 0,0012 para barras corrugadas de diámetro menor o igual a 5/8" con una resistencia a la fluencia no menor a 4200 kg/cm².
- b) 0,0015 para otras barras corrugadas.
- c) 0,0012 para malla electrosoldada lisa o corrugada de diámetro mayor a 15 mm.

15.3.5. La cuantía mínima de refuerzo horizontal referida a la sección bruta será:

- a) 0,0020 para barras corrugadas de diámetro menor o igual a 5/8" con una resistencia a la fluencia no menor a 4200 kg/cm².
- b) 0,0025 para otras barras corrugadas.
- c) 0,0020 para malla electrosoldada lisa o corrugada de diámetro mayor a 15 mm.

15.3.6. Los muros de espesor de 25 cm o más deberán llevar refuerzo en las dos caras.

15.4. MUROS DE CORTE

Los muros de corte deberán ser diseñados para la acción combinada de carga axial, momentos y corte, de acuerdo a las disposiciones de esta sección.

15.4.1. ESPESORES MÍNIMOS

15.4.1.1. Los muros serán dimensionados teniendo especial consideración en los esfuerzos de compresión en los extremos y su resistencia al pandeo.

15.4.1.2. El espesor mínimo para los muros de corte será de 10 cm.

15.4.1.3. En el caso de muros de corte coincidentes con muros exteriores de sótano, el espesor mínimo será de 20 cm.

15.4.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

15.4.2.1. Los muros con esfuerzos de flexión debido a la acción de fuerzas coplanares deberán diseñarse de acuerdo a lo siguiente:

a) Para muros esbeltos (relación de altura total a longitud: $H/L \geq 1$) serán aplicables los lineamientos generales establecidos para flexocompresión. Se investigará la resistencia en base a una relación de carga axial - momento.

El refuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, concentrando mayor refuerzo en los extremos.

b) Para muros de poca esbeltez (relación de altura total a longitud: $H/L < 1$) y con cargas axiales no significativas, no son válidos los lineamientos establecidos para flexocompresión y se deberá calcular el área del refuerzo del extremo en tracción para el caso de secciones rectangulares como sigue:

$$M_u = \phi A_s f_y Z$$

donde:

$$Z = 0,4 L (1 + H/L), \text{ si } 0,5 < H/L < 1$$

$$Z = 1,2 H, \text{ si } H/L \leq 0,5$$

Si los muros no son de sección rectangular o están sujetos a cargas axiales significativas, se determinarán las áreas de los refuerzos mediante un análisis racional.

15.4.2.2. Adicionalmente, deberá colocarse refuerzo uniformemente repartido a lo largo de la longitud del muro, cumpliendo éste con el acero mínimo de refuerzo vertical de muros indicado en la Sección 15.4.3.

15.4.2.3. El acero de refuerzo concentrado en los extremos de los muros deberá confinarse con estribos como en el caso de columnas. Los empalmes en éste refuerzo se diseñarán como empalmes en tracción.

15.4.2.4. El refuerzo vertical distribuido no necesitará estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda a 0,01 o que sea necesario por compresión.

15.4.2.5. Si el esfuerzo en la fibra extrema en tracción calculado suponiendo comportamiento lineal elástico:

$$\sigma_u = \mu_u Y_t / I_g - P_u / A_g$$

excediera de $2\sqrt{f'_c}$, deberá verificarse que el refuerzo en tracción de los extremos provea un momento resistente por lo menos igual a 1,5 veces el momento de agrietamiento M_{cr} de la sección:

$$M_{cr} = I_g (2\sqrt{f'_c} + P_u / A_g) / Y_t$$

15.4.3. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

15.4.3.1. Los muros con esfuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñarán considerando:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

donde:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c} t d$$

y V_n no deberá exceder de $2,6\sqrt{f'_c} t d$

Para cálculos más detallados, se podrá considerar el menor de:

$$V_c = 0,85\sqrt{f'_c} t d + (N_u d) / (4 L)$$

$$V_c = [0,15\sqrt{f'_c} + L (0,3\sqrt{f'_c} + 0,2 N_u / L t)] / (\mu_u / \mu_u - L / 2)] t d$$

Si $(\mu_u / \mu_u - L / 2)$ es negativo, no deberá usarse esta última fórmula.

Cuando un muro esté sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa o cuando los esfuerzos de compresión sean pequeños ($N_u / A_g < 0,1 f'_c$), deberá considerarse $V_c = 0$.

15.4.3.2. La distancia «d» de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo, se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones. En caso de no hacerse este análisis «d» deberá tomarse igual a 0,8 L.

15.4.3.3. Las secciones localizadas entre la base y una altura $L/2$ ó $H/2$ (la que sea menor), podrán diseñarse con el mismo valor de V_c que el calculado para la sección ubicada a $L/2$ ó $H/2$.

15.4.3.4. La fuerza cortante de diseño V_u en toda sección deberá cumplir con:

$$V_u \geq V_{ua} (M_{ur} / M_{ua}) w_\gamma$$

donde:

V_{ua} : Fuerza cortante proveniente del análisis.

M_{ua} : Momento flector proveniente del análisis.

M_{ur} : Momento flector teórico asociado a P_u que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad ϕ .

w_γ : Factor de amplificación dinámica, según:

$$w_\gamma = 0,9 + n / 10, \text{ si } n \leq 6$$

$$w_\gamma = 1,3 + n / 30, \text{ si } 6 < n \leq 15$$

Si: $n > 15$, usar $n = 15$

donde n es el número de pisos

15.4.3.5. Cuando V_u exceda a ϕV_c , deberá colocarse refuerzo horizontal por corte. El área de este refuerzo se calculará con:

$$V_s = A_v f_y d / s$$