



CDCRD

CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN
DE LA REPÚBLICA DOMINICANA

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES

TOMO 1



PRIMERA
EDICIÓN
2025

VOL. I

1



Consideraciones Generales

—



—



TÍTULO 1. CONSIDERACIONES GENERALES.

INDICE DE CONTENIDOS RESUMIDO.

CAPÍTULO 1.1	OBJETIVOS Y CAMPO DE APLICACIÓN.....	2
CAPÍTULO 1.2	VOLÚMENES Y TÍTULOS DEL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE LA REPÚBLICA DOMINICANA.	2
CAPÍTULO 1.3	SANCIONES.....	3
CAPÍTULO 1.4	ABREVIATURAS.....	3
CAPÍTULO 1.5	DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.	4

CAPÍTULO 1.1. OBJETIVOS Y CAMPO DE APLICACIÓN.

1.1.1. PROPÓSITO Y ALCANCE. El Código de Construcción de la República Dominicana (CDCRD), establece los requerimientos mínimos para el análisis, diseño, y construcción de edificaciones que se erijan en el territorio nacional, de tal forma que su estructura se mantenga estable, garantizando principalmente la seguridad humana.

1.1.2. DEFINICIÓN DE EDIFICACIÓN Y CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO ESTRUCTURAL. Se conoce como Edificación cualquier estructura que su uso final sea residencial, comercial, hospitalario, educacional, religioso, industrial, salud, o deportivo, y que esté sometida a cargas gravitacionales, tales como las cargas permanentes, el peso propio, sobrecargas; cargas laterales, sean estas cargas de vientos, cargas sísmicas y de impacto, son mandatorios y los aspectos no cubiertos por ellas quedan a criterio del Ingeniero Responsable de Revisión de Planos y Cálculos de Diseño Estructural para cada proyecto en específico, y del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones de la República Dominicana (MIVHED), y serán de su responsabilidad. También puede aceptarse usar criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan, pero requerirá la aprobación expresa del MIVHED. En caso de mantenerse la discrepancia entre el MIVHED y el diseñador, éste podrá solicitar un panel de expertos para la solución de las discrepancias.

CAPÍTULO 1.2. VOLÚMENES Y TÍTULOS DEL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE LA REPÚBLICA DOMINICANA.

1.2.1. ESTRUCTURA Y ALCANCE. El Código de Construcción de la República Dominicana lo conforman los siguientes Volúmenes y Títulos, incluido este Título 1. Todo el contenido del Código de Construcción de la República Dominicana (CDCRD) será de aplicación obligatoria para la debida concepción de los proyectos, así como para la ejecución, inspección y supervisión de las obras en cuestión; de igual modo, le serán aplicables los demás reglamentos vigentes necesarios para estos fines:

- **Volumen I.** Análisis y Diseño Estructural de Edificaciones.
 - Título 1: Consideraciones Generales.
 - Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.
 - Título 3: Procedimientos para la Tramitación de Planos, Inspección y Supervisión de Obras Privadas.

- Título 4: Suelos y Fundaciones.
 - Título 5: Hormigón Armado.
 - Título 6: Muros de Hormigón Armado de Ductilidad Limitada.
 - Título 7: Aluminio.
 - Título 8: Mampostería.
 - Título 9: Acero.
 - Título 10: Madera.
 - Título 11: Vidrio y Acricalado.
- **Volumen II.** Instalaciones Hidrosanitarias en Edificaciones.
 - **Volumen III.** Instalaciones Eléctricas en Edificaciones.
 - **Volumen IV.** Instalaciones Mecánicas en Edificaciones.
 - **Volumen V.** Diseño Arquitectónico de Edificaciones.

CAPÍTULO 1.3. SANCIONES.

1.3.1. SANCIONES APLICABLES. El no cumplimiento a las disposiciones establecidas en el Código de Construcción de la República Dominicana conllevará a la aplicación de las sanciones instituidas en los capítulos V y VI, de la ley 687-82, de fecha 27 de julio del 1982, que crea un Sistema de Reglamentación de Ingeniería, Arquitectura y ramas afines y la Ley Núm.160-21 que crea el Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), de fecha 1ro de agosto de 2021, sin perjuicio de otras responsabilidades civiles o penales en las cuales pueda incurrirse en virtud de su incumplimiento.

CAPÍTULO 1.4. ABREVIATURAS COMUNES.

- 1.4.1. ACI:** *American Concrete Institute* (Instituto Americano del Hormigón).
- 1.4.2. AISC:** *American Institute of Steel Construction* (Instituto Americano de la Construcción de Acero, Inc).
- 1.4.3. AISI:** *American Iron and Steel Institute* (Instituto Americano del Hierro y el Acero).

- 1.4.4. **ANSI:** *American National Standards Institute* (Instituto Nacional Estadounidense de Estándares).
- 1.4.5. **ASCE:** *American Society of Civil Engineers* (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles).
- 1.4.6. **ASTM:** *American Society for Testing and Materials* (Sociedad Americana para Pruebas y Materiales).
- 1.4.7. **AWS:** *American Welding Society* (Sociedad Americana de Soldadura).
- 1.4.8. **DTTL:** Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias.
- 1.4.9. **INDOCAL:** Instituto Dominicano para la Calidad.
- 1.4.10. **MIVHED:** Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones de la República Dominicana.
- 1.4.11. **VNRT:** Viceministerio de Normas y Reglamentaciones.

CAPÍTULO 1.5. DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.

1.5.1. **MEMORIA DE CÁLCULOS.** En la memoria de cálculos se describirán, con el nivel de detalle suficiente para que puedan ser evaluados por un especialista externo al proyecto, los criterios de análisis y diseño estructural adoptados y los principales resultados del análisis y el dimensionado de las secciones de hormigón armado. Se incluirá una justificación del diseño de la cimentación. Debe incluir, como mínimo, lo siguiente:

- a. Descripción del sistema estructural.
- b. Cargas usadas.
- c. Características y resistencias de todos los materiales estructurales.
- d. Resultados de los análisis y los diseños de los elementos estructurales.
- e. Esquemas de las armaduras de refuerzo de todos los elementos estructurales.
- f. Detalles de armaduras especiales por requisitos de ductilidad en nudos, vigas y columnas.
- g. Diseño de las conexiones.
- h. Diseño de las fundaciones.

- i. Diseño de cubiertas y fachadas.

1.5.2. INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS. El Informe de Mecánica de Suelos debe realizarse según lo especificado en el **Título 4: Suelos y Fundaciones**, del Volumen I del Código de Construcción de la República Dominicana. Debe incluir por lo menos:

- a. El tipo de investigación realizada;
- b. El esfuerzo admisible del terreno;
- c. Las características físicas del terreno, necesarias para calcular los empujes sobre muros de contención si fuese necesario;
- d. Incidencia de excavaciones en estructuras adyacentes existentes.

1.5.3. PLANOS ESTRUCTURALES. Los planos estructurales deberán incluir todos los detalles necesarios para construir el edificio. Los planos de diseño deben mostrar un plano general en planta, completa, dimensionado, y las elevaciones necesarias para mostrar todos los lados del diseño, con las dimensiones, las secciones y la situación relativa de todos los miembros, juntas y conexiones de la estructura.

1.5.3.1. Los niveles de piso, los centros de las columnas, y las excentricidades de sus ejes deben estar acotados. Los planos se dibujarán a una escala suficientemente grande para poder apreciar fácilmente los detalles del diseño, no menos de 1/100.

1.5.3.2. Cuando se requiera contraflechas en vigas y celosías, estas deberán precisarse en los planos. Igualmente debe indicarse en los planos los requisitos para rigidizadores y arriostramientos. Además, se debe incluir la siguiente información:

- a. Código usado para el diseño.
- b. Materiales y especificaciones para usar en cada uno de los elementos estructurales.
- c. Cargas vivas, muertas, criterio de diseño de viento, así como el criterio de diseño sísmico usados para el análisis y el diseño de los elementos estructurales.
- d. Esfuerzo admisible del terreno usado para el diseño de las cimentaciones.
- e. Detalles de armaduras especiales por requisitos de ductilidad en nudos, vigas y columnas.

- f. Detalles de conexiones (si aplica).
- g. Si la construcción compuesta es apuntalada o no (si aplica).
- h. Detalles de empalme de estructura de acero con base de hormigón (si aplica).
- i. Detalle de elementos cuyas longitudes no son transportables, tomando en consideración su ejecución en campo y la seguridad en la obra (si aplica).

1.5.4. SISTEMAS DE UNIDADES. Todos los documentos del proyecto estructural deberán ser preparados usando las unidades del Sistema Internacional (SI), pudiéndose especificar entre paréntesis su equivalencia en el Sistema MKS.

1.5.5. CARGA VIVA DEL ENTREPISO. La carga viva del entrepiso uniformemente distribuida, concentrada y de impacto utilizada en el diseño se indicará para las áreas del suelo. El uso de la reducción de la carga viva de acuerdo con el Título 2 se indicará para cada tipo de carga viva utilizada en el diseño.

1.5.6. CARGA VIVA DEL TECHO. La carga viva del techo utilizada en el cálculo se indicará para las zonas de techo según el Título.

1.5.7. DATOS DE DISEÑO DEL VIENTO. Se mostrará la siguiente información relacionada con las cargas de viento, independientemente de si las cargas de viento rigen el diseño del sistema de resistencia de fuerzas laterales de la estructura:

- a. Velocidad máxima del viento de diseño, V_{ult} , (ráfaga de 3 segundos), en kilómetros por hora (km/h) y velocidad nominal del viento de diseño (en km/h), V_{asd} , determinada de acuerdo con el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.
- b. Categoría de riesgo, determinada de acuerdo con el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.
- c. Exposición al viento. Dirección del viento aplicable si se utiliza más de una exposición al viento.
- d. Coeficientes de presión.
- e. Presiones de viento de diseño a utilizar para los componentes exteriores y materiales de revestimiento no diseñados específicamente por el profesional de diseño registrado responsable del diseño de la estructura, en kN/m^2 .

1.5.8. DATOS DE DISEÑO SÍSMICO. Se mostrará la siguiente información relacionada con las cargas sísmicas, independientemente de si las cargas sísmicas rigen el diseño del sistema de resistencia a fuerzas laterales de la estructura:

- a. Categoría de riesgo.
- b. Factor de importancia sísmica, I_e .
- c. Parámetros de respuesta de aceleración espectral, S_s y S_1 .
- d. Clase de sitio.
- e. Parámetros de respuesta de aceleración espectral de diseño, S_{DS} y S_{D1} .
- f. Categoría de diseño sísmico.
- g. Sistema(s) sismorresistente(s) básico(s).
- h. Esfuerzo base de diseño.
- i. Coeficiente(s) de respuesta sísmica, C_s .
- j. Coeficiente(s) de modificación de la respuesta, R .
- k. Procedimiento de análisis utilizado.

1.5.9. CARGAS ESPECIALES. Las cargas especiales aplicables al diseño del edificio, estructura o partes de éste, incluyendo, pero sin limitarse a las cargas de la maquinaria o equipo, que sean de mayor magnitud que las cargas definidas en las cargas de piso y techo especificadas, se especificarán mediante sus descripciones y ubicaciones.

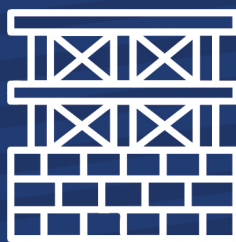
1.5.10. SISTEMAS DE PANELES FOTOVOLTAICOS. La carga muerta de los sistemas de paneles fotovoltaicos montados en la azotea, incluidos los sistemas de soporte de bastidores, se indicará en los documentos de construcción.

1.5.11. DATOS DE LA CARGA DE LLUVIA DE TECHO. Se indicarán los siguientes parámetros de carga de lluvia de la cubierta, independientemente de que las cargas de lluvia rijan el diseño:

- a. Carga de lluvia
- b. Intensidad de la lluvia, i (mm/h).

2 ■

Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural





TITULO 2: CARGAS MINIMAS PARA ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

INDICE DE CONTENIDOS RESUMIDO.

CAPÍTULO 2.1. TÉRMINOS Y DEFINICIONES.....	9
CAPÍTULO 2.2. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN.	15
CAPÍTULO 2.3. CRITERIOS GENERALES.	22
CAPÍTULO 2.4. COMBINACIONES DE CARGAS.....	24
CAPÍTULO 2.5. CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES Y OTRAS ESTRUCTURAS.	27
CAPÍTULO 2.6. CARGAS MUERTAS.....	29
CAPÍTULO 2.7. CARGAS VIVAS.	30
CAPÍTULO 2.8. CARGAS DE VIENTO.	35
CAPÍTULO 2.9. DEMANDA SÍSMICA.....	37
CAPÍTULO 2.10. REQUERIMIENTOS PARA DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES.	48

CAPÍTULO 2.1. TÉRMINOS Y DEFINICIONES.

2.1.1. ACELERACIÓN MÁXIMA DEL TERRENO: Conocida como “*Peak Ground Acceleration*” o PGA por sus siglas en inglés, es la máxima aceleración del suelo producto de un terremoto, reportada en un registro de aceleración en una ubicación específica.

2.1.2. ALTURA DE PISO: Distancia vertical medida entre el nivel terminado de la losa de piso y el nivel terminado de la losa del nivel inmediatamente superior.

2.1.3. ANCLAJE: Elemento o conjunto de elementos fijados de forma permanente a una parte de la estructura, al que es posible anclar un elemento estructural.

2.1.4. AMENAZA SÍSMICA: La probabilidad de que el sitio experimente un cierto nivel de movimiento del suelo que sea excedido por un valor predeterminado (*Coburn A. & Spence R., 2002*).

2.1.5. AMENAZA SÍSMICA DETERMINISTICA: Métodos del cálculo de la peligrosidad sísmica que consideran que la historia sísmica dentro de una región se va a repetir de la misma forma con el paso del tiempo (*Giner J. & Molina S., 2001*).

2.1.6. AMENAZA SÍSMICA PROBABILISTICA: Métodos del cálculo de la peligrosidad sísmica que se basan en la obtención de una función de distribución de probabilidad de recurrencia de eventos sísmicos, a partir de un modelo matemático que sea capaz de asignar una probabilidad de que se produzca un sismo de ciertas características en un lugar determinado y en un tiempo dado (*Giner J. & Molina S., 2001*).

2.1.7. ARRIOSTRAMIENTO: Elemento estructural que sirve para rigidizar o estabilizar uno o más elementos estructurales, impidiendo o limitando los desplazamientos o deformaciones de éstos.

2.1.8. BASE SÍSMICA: Nivel al cual se supone que los movimientos horizontales de los suelos producidos por un sismo se transmiten a la edificación, generalmente en el nivel de fundaciones. Para edificaciones con pisos soterrados confinados por muros de contención de hormigón armado y suelos rígidos competentes, se permite ubicar la base sísmica en el nivel de la losa donde el diafragma cuenta con la rigidez y resistencia requeridas para transmitir adecuadamente el cortante basal sísmico de diseño hacia los muros de contención perimetrales, y de allí al suelo circundante, en ambas direcciones de análisis.

2.1.9. CAPITEL: En sistemas de losas sin vigas, es el ensanchamiento del extremo superior de una columna que se utiliza como conexión entre ésta y la losa tipo placa plana.

2.1.10. CARGA: Fuerza que actúa de forma concentrada o distribuida sobre la estructura. Esta puede ser el resultado de los pesos de los materiales de la estructura, sus ocupantes, el mobiliario,

equipos, instalaciones, movimientos diferenciales, cambios de volumen, efectos del ambiente, entre otras.

2.1.11. CARGA DE SERVICIO: Son las cargas muertas y vivas impartidas a una estructura, las cuales se asume estarán presentes sobre la estructura durante su ocupación normal. Las cargas vivas y las cargas ambientales para un estado límite en particular podrán ser menores que las cargas de diseño especificadas en este título.

2.1.12. CARGA NOMINAL: Son las magnitudes de las cargas muertas y vivas especificadas en este título.

2.1.13. CARGA ÚLTIMA: En la metodología de diseño por factores de carga y resistencia (*LRFD: Load and Resistance Factor Design*), es la carga que actúa sobre un elemento estructural multiplicada (mayorada) por un factor de carga definido en este título.

2.1.14. CARGA MUERTA: Son las cargas que no varían en posición y/o magnitud sobre la estructura.

2.1.15. CARGA VIVA: Son las cargas que varían en magnitud y/o posición sobre la estructura. Comprenden esencialmente las cargas de ocupación o uso y las ambientales.

2.1.16. CATEGORIA DE RIESGO: Es una clasificación de las edificaciones y otras estructuras para la determinación de las cargas ambientales, la cual está basada en el riesgo asociado con un desempeño no aceptable.

2.1.17. COLECTOR/DISTRIBUIDOR: Es un elemento de borde de diafragma paralelo a la carga aplicada que recoge y transfiere fuerzas cortantes del diafragma hacia los elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales.

2.1.18. COLUMNA: Elemento estructural que tiene dos dimensiones significativamente menores que la tercera (longitud), dispuesta generalmente en posición vertical para resistir una combinación de esfuerzos de compresión, flexión y corte.

2.1.19. COMPONENTE NO ESTRUCTURAL: Componente permanente que no forma parte del sistema resistente a cargas laterales, pero que es afectado por sus movimientos. Entre ellos pueden mencionarse los muros divisorios (panderetas) y elementos de fachada, ventanales, cielos falsos, antepechos, estanterías, elementos decorativos, luminarias, equipos mecánicos y eléctricos, entre otros.

2.1.20. CONEXIÓN DÚCTIL: Conexión que disipa energía sísmica mediante la deformación controlada de componentes designados.

2.1.21. CONEXIÓN FUERTE: Conexión cuyos elementos se mantienen esencialmente en el rango elástico para los niveles máximos de fuerzas que pueden transmitir los elementos conectados, como consecuencia de los desplazamientos impartidos por las cargas laterales.

2.1.22. CONEXIÓN RIGIDA: Es aquella que no permite movimiento traslacional o rotacional relativo entre las partes conectadas.

2.1.23. CONEXIÓN SEMIRRIGIDA: Es aquella que permite cierto grado de movimiento traslacional y/o rotacional relativo entre las partes conectadas, sin significar eso un deterioro de esta o una pérdida de resistencia.

2.1.24. CORTANTE BASAL: Es la fuerza cortante que se produce en la base sísmica producto de la acción de las fuerzas sísmicas especificadas en este título.

2.1.25. CUERDA (DIAFRAGMAS): Es un elemento de borde de un diafragma, cuyo eje es ortogonal a la carga aplicada, y que experimenta fuerzas de tracción o compresión producto de la flexión del diafragma en su plano.

2.1.26. DERIVA DE PISO: Diferencia relativa del desplazamiento entre la parte superior e inferior de un piso, dividido por la altura del piso.

2.1.27. DESPLAZAMIENTO LATERAL: Desplazamiento lateral total esperado de un piso medido con respecto de la base sísmica.

2.1.28. DIAFRAGMA ESTRUCTURAL: Miembro estructural, generalmente una losa de piso o techo, una membrana o un sistema de arriostramiento, que distribuye las fuerzas laterales hacia el sistema estructural resistente a cargas laterales.

2.1.29. DIAFRAGMA RÍGIDO: Diafragma estructural que se considera que tiene una rigidez infinita en su plano.

2.1.30. DIAFRAGMA SEMIRÍGIDO: Diafragma estructural cuya rigidez en su plano se computa y se considera en el análisis estructural.

2.1.31. DIAFRAGMA FLEXIBLE: Diafragma estructural para el cual, en una dirección de análisis especificada, el desplazamiento lateral máximo computado del mismo excede el doble del desplazamiento lateral promedio de sus extremos.

2.1.32. DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES: Conocido como *“Allowable Stress Design”* o ASD por sus siglas en inglés, es un método usado para diseñar elementos estructurales consistente en garantizar que los esfuerzos calculados elásticamente en los elementos estructurales, producto de la acción de las cargas nominales, no excedan cierto nivel permisible de esfuerzos.

2.1.33. DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA: Conocido como “*Load and Resistance Factor Design*” o LRFD por sus siglas en inglés, es un método usado para diseñar elementos estructurales consistente en garantizar que las fuerzas producidas en los elementos afectados por un factor de mayoración (cargas últimas) no excedan la resistencia de diseño del miembro.

2.1.34. DUCTILIDAD GLOBAL: Capacidad de la estructura para deformarse significativamente más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante la ocurrencia de desplazamientos laterales inducidos por terremotos.

2.1.35. EDIFICIO/EDIFICACIÓN: Estructura, generalmente cerrada y con techos, diseñada y construida para proveer un uso u ocupación específica.

2.1.36. EFECTO DE SEGUNDO ORDEN: Son los efectos (fuerzas y deformaciones adicionales) que se producen en elementos estructurales producto de la excentricidad de la carga vertical que se genera luego de las deformaciones laterales resultantes de varias condiciones de carga.

2.1.37. ELEMENTO DE BORDE: Porción de muro o losa ubicados en los bordes para transferir y resistir cargas. Los colectores y distribuidores en diafragmas, bordes de muros de corte, bordes de aberturas en muros y losas, esquinas reentrantes, constituyen elementos de borde.

2.1.38. ESFUERZO: En mecánica de sólidos, fuerza por unidad de área.

2.1.39. ESTADO LÍMITE: Condición de la estructura o elemento estructural a partir de la cual se considera que ya no es apta para funcionar adecuadamente (estado límite de servicio) o que no tiene resistencia suficiente, volviéndose insegura para sus ocupantes (estado límite de diseño).

2.1.40. ESTRUCTURAS ESENCIALES: Son aquellas edificaciones y otras estructuras que deben mantenerse operativas ante la ocurrencia de solicitaciones extremas producto de cargas sísmicas o de viento.

2.1.41. FACTOR DE IMPORTANCIA: Factor definido en este título (Tabla 3), que toma en cuenta el grado de riesgo a la vida humana, la salud y el bienestar de la sociedad, asociados al daño o pérdida de funcionalidad de la propiedad.

2.1.42. FALLA ACTIVA: Es una falla que se ha determinado como activa por el Servicio Geológico Nacional (SGN), u alguna otra autoridad con jurisdicción, basados en datos y estudios científicos rigurosamente sustentados.

2.1.43. IRREGULARIDAD: Cambio abrupto en la geometría, la rigidez, la resistencia o la masa de una estructura.

2.1.44. INSTALACIONES: Componentes no estructurales tales como ductos, equipos y tuberías.

2.1.45. LINEA DE RESISTENCIA: También conocida como línea de defensa, es la línea imaginaria que, vista en la planta estructural de una edificación, representa un eje del sistema resistente a fuerzas laterales en cada dirección de análisis.

2.1.46. LOSA: Elemento estructural con una dimensión (espesor) significativamente menor que las otras dos (largo y ancho), dispuesta con su plano paralelo o casi paralelo con la horizontal, y utilizado para recibir y distribuir la carga de ocupación de una edificación. Las losas en general se diseñan para resistir esencialmente una combinación de flexión y corte.

2.1.47. MOBILIARIO: Elementos dentro de la estructura, tales como muebles y objetos independientes.

2.1.48. MURO: Elemento estructural, con una dimensión (espesor) significativamente menor que las otras dos (largo y altura), dispuesto generalmente alineando su plano con la vertical, usado para resistir una combinación de esfuerzos de compresión, flexión y corte.

2.1.49. NODO: Parte de una estructura que es común a los elementos que se interceptan.

2.1.50. PERIODO FUNDAMENTAL: Es el tiempo que tarda la estructura en completar un ciclo de vibración libre. En análisis modal de una estructura, es el periodo correspondiente al modo fundamental de vibración.

2.1.51. PLACA PLANA: Losa estructural dispuesta sin vigas, de modo que los esfuerzos se transmiten directamente a las columnas o muros de apoyo.

2.1.52. PREVENCIÓN DE COLAPSO: Nivel de desempeño que corresponde a la acción del Terremoto Máximo Considerado (TMC).

2.1.53. REDUNDANCIA: Para los fines del código, la redundancia es la condición de la estructura donde ésta presenta múltiples trayectorias de carga desde su lugar de origen hasta las fundaciones, para que la falla de un miembro no resulte en el colapso total o parcial de la estructura. Esta condición se evalúa de acuerdo con **2.10.5** para determinar el valor del factor de redundancia, ρ .

2.1.54. REGISTRO DE ACELERACIÓN DEL TERRENO: Registros continuos (análogos) o digitales que representan el movimiento del suelo a lo largo del tiempo, en intervalos discretos de números que pueden manipularse usando una computadora (*Stein S. & Wyssession M., 2003*).

2.1.55. RESISTENCIA DE DISEÑO: Resistencia nominal de un elemento estructural multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ .

2.1.56. RESISTENCIA LATERAL DE PISO: Sumatoria de la resistencia a cargas laterales de los elementos estructurales que conforman el sistema resistente a cargas laterales en un piso dado.

2.1.57. RESISTENCIA NOMINAL: Resistencia de un elemento estructural o una sección transversal antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia. Esta resistencia debe calcularse usando las resistencias especificadas de los materiales y las dimensiones y fórmulas derivadas mediante la aplicación de principios de mecánica estructural universalmente aceptados.

2.1.58. RESISTENCIA REQUERIDA: Resistencia que un elemento estructural o sección transversal debe tener para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas relacionados, combinadas como se indica en este título.

2.1.59. RIGIDEZ LATERAL DE PISO: Es la sumatoria de las rigideces laterales a flexión y corte de los elementos que conforman el sistema resistente a cargas laterales en un piso dado.

2.1.60. RÓTULA PLÁSTICA: Longitud o región de un elemento estructural designada para que ocurra fluencia esencialmente a flexión producto de los desplazamientos de diseño, y donde se espera que se concentre una alta demanda de deformación controlada que contribuye a la disipación de energía de la estructura.

2.1.61. SEGURIDAD DE VIDA: Nivel de desempeño que corresponde a la acción del Terremoto Máximo Considerado (TMC) dividida por un factor de seguridad de 1.5.

2.1.62. SISMO EXTREMO: Es el Terremoto Máximo Considerado (TMC). Sismo con probabilidad de excedencia de un 2%, en 50 años, lo que equivale, generalmente, a un sismo con un periodo de retorno de 2,475 años. Es el máximo nivel esperado del movimiento del suelo.

2.1.63. SISMO DE DISEÑO: Nivel de sismo correspondiente a dos terceras partes del nivel correspondiente al Terremoto Máximo Considerado o Sismo Extremo.

2.1.64. SISMO SEVERO: Es un sismo con probabilidad de excedencia de un 10% en 50 años, equivalente a un sismo con un periodo de retorno de 475 años.

2.1.65. SISMO MODERADO: Es un sismo con probabilidad de excedencia de un 20% en 50 años, equivalente a un sismo con un periodo de retorno de 225 años.

2.1.66. SISMO DE BAJA INTENSIDAD: Es un sismo con probabilidad de excedencia de un 50% en 50 años, equivalente a un sismo con un periodo de retorno de 72 años.

2.1.67. SISTEMA RESISTENTE A CARGAS LATERALES: Conjunto de elementos estructurales que son designados, diseñados y detallados de conformidad con los requisitos aplicables del Volumen I del CDCRD, para resistir las cargas laterales de reglamento impuestas a la estructura.

2.1.68. SOBRERRESISTENCIA: Es la diferencia entre la resistencia máxima que puede desarrollar una estructura y la resistencia de la estructura justo al incursionar en el rango no lineal de deformaciones. A la sobrerresistencia de una estructura aporta la sobrerresistencia de los

materiales, la que resulta del conservatismo inherente al procedimiento de diseño y a la sobrerresistencia del sistema, ésta última vinculada a la redundancia y a la configuración estructural.

2.1.69. VIGA DE ACOPLÉ: Es una viga que conecta rígidamente dos muros paralelos de manera que éstos actúen en conjunto para resistir las fuerzas sísmicas de diseño y que satisface todos los requisitos de diseño y detallado, dados en la sección 18.10.7 del ACI 318-19.

CAPÍTULO 2.2. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN.

2.2.1. OBJETIVO. Este título establece criterios mínimos para el análisis y diseño sismorresistente de edificios nuevos.

Las acciones sísmicas de diseño, procedimientos de análisis estructural, requisitos de resistencia, rigidez y estabilidad, y demás provisiones generales que se establecen en este título tienen como propósito principal evitar, ante un sismo extremo, las pérdidas de vida, incluso admitiendo daños a la estructura, a los elementos no estructurales y a los contenidos, siempre que la estructura no colapse, ni total ni parcialmente.

2.2.2. REQUERIMIENTOS BÁSICOS. Las edificaciones nuevas, así como todos sus componentes, se deberán diseñar y construir con resistencia y rigidez adecuadas para proporcionar estabilidad estructural, proteger los componentes no estructurales e instalaciones y cumplir con los requisitos de serviciabilidad requeridos en este título.

2.2.2.1. Las estructuras deberán ser provistas de un flujo de carga continuo desde el origen de éstas hasta las fundaciones, a través de un sistema estructural designado para esos fines.

2.2.2.2. Todos los miembros estructurales estarán unidos mediante conexiones capaces de transmitir las cargas inducidas por los elementos conectados.

2.2.3. SERVICIABILIDAD. Los sistemas estructurales y los miembros que los conforman deberán diseñarse para que tengan rigidez adecuada bajo los niveles de carga de servicio para limitar las deflexiones, las derivas de piso, las vibraciones o cualquier otro tipo de deformación que vaya en detrimento del uso y/o desempeño objetivo de la edificación u otras estructuras.

2.2.4. FUNCIONALIDAD. Los sistemas estructurales y los miembros que los conforman deberán tener la resistencia y la rigidez adecuadas para limitar las deflexiones, derivas de piso u otras deformaciones, de manera que no se comprometa la función de la estructura luego de la ocurrencia de eventos medioambientales de diseño contemplados en este título.

2.2.4.1. Los componentes no estructurales y sus anclajes a la estructura deberán tener una rigidez y resistencia adecuadas para que su comportamiento no limite la función o uso de la edificación u otra estructura luego de la ocurrencia de los eventos medioambientales de diseño contemplados en este título.

2.2.5. NIVELES DE DAÑO ESPERABLES. Es intención del presente reglamento que los daños esperables para la estructura ante diferentes intensidades de sismos sea la siguiente:

- a) Que ante el sismo extremo (terremoto máximo considerado) no colapse, aunque haya quedado muy dañada y haya agotado prácticamente su capacidad resistente en el campo inelástico.
- b) Que ante el sismo severo pueda experimentar daños acotados de cierta importancia al igual que en los elementos no estructurales. Pero debe mantenerse alejada del colapso.
- c) Que ante sismos moderados no debe experimentar daños, pero se acepta la producción de daños en los elementos no estructurales.
- d) Que ante sismos frecuentes no experimente daños ni en los elementos estructurales ni en los no estructurales.

2.2.6. DETALLADO. Las solicitaciones resultantes de la aplicación de este reglamento se basan en conceptos de disipación de energía incursionando en el rango inelástico. Por esta razón, los requerimientos aquí dados deben ser satisfechos juntamente con el detallado sísmico de las estructuras, prescripto en los títulos de diseño (hormigón armado, acero, mampostería, madera, etc.) de manera que se garantice que el comportamiento global de la estructura se encuentre dentro de lo previsto. Similarmente, se deberá detallar los elementos del sistema resistente a cargas verticales para que éstos sean capaces de resistir las cargas gravitacionales de diseño.

2.2.7. CAMPO DE APLICACIÓN. Este título es aplicable, sin ser limitativos, a los siguientes tipos de estructuras a ser construidas en el territorio nacional:

- Edificios de uso privado: viviendas, locales comerciales y oficinas.
- Edificios de uso público: centros de atención hospitalaria, iglesias, recintos educacionales, teatros, museos, estadios, salas de concierto, bibliotecas, servicios de emergencia, cárceles, cuarteles de policía y de bomberos, entre otros.
- Otros tipos de edificios: bodegas, estacionamientos, estructuras prefabricadas e instalaciones provisionales.
- Obras civiles: puentes, presas, acueductos, túneles, muelles y canales, entre otros.
- Infraestructura energética: centrales de energía y torres de transmisión.

- Instalaciones industriales.

2.2.8. PÚBLICO OBJETIVO. En la redacción se ha reunido el conocimiento y estado el arte en materia de análisis y diseño estructural para proveer de estructuras sismorresistentes que resguarden la vida de sus usuarios. Asimismo, se espera minimizar los impactos económicos y operacionales que implica la reconstrucción. Los usuarios de los títulos que conforman el CDCRD deberían ser:

- Profesionales y técnicos debidamente registrados e identificados como competentes, relacionados al sector construcción.
- Autoridades competentes y reguladoras.
- Autoridades de gobierno.
- Académicos e investigadores.
- Profesionales y técnicos de empresas aseguradoras.

2.2.9. EVALUACION DE EDIFICACIONES EXISTENTES. Para la evaluación de edificaciones existentes y como alternativa para el diseño por desempeño de estructuras nuevas, se deberá aplicar la edición más reciente del estándar ASCE 41: *“Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”*. Para la evaluación y rehabilitación de edificios de concreto armado se deberán usar las especificaciones aplicables de las ediciones más recientes del ACI 318: *“Building Code Requirements for Structural Concrete”*, y del ACI 562: *“Code Requirements for Assessment, Repair and Rehabilitation of Existing Concrete Structures”*.

2.2.10. OBRAS ESPECIALES. Obras de tipo especial, tales como edificios esenciales cercanos a fallas, edificios con estructuras no convencionales, edificios con entornos inestables u otros casos especificados por el MIVHED u otra autoridad competente, deben ser objeto de estudios de amenaza sísmica específicos para sus sitios de ubicación, definiendo para ellas un conjunto de objetivos de desempeño de acuerdo con su importancia, vida útil y consecuencias de posibles daños para la sociedad y su entorno.

2.2.11. OTRAS NORMAS. Para los casos no contemplados en los títulos que conforman el Volumen I del CDCRD, ni por las normas NORDOM vigentes, el profesional responsable del proyecto podrá utilizar, en su última edición, las normas, reglamentos o estándares alternativos que se indican a continuación. Igualmente se indican los nombres de algunas instituciones que desarrollan manuales o guías de diseño:

- **ASCE/SEI 7:** Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.

- **ASCE/SEI 41:** Seismic Rehabilitation of Existing Buildings.
- **ACI 318:** Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
- **ANSI/AISC 341:** Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- **AISI S400:** North American Standard for Seismic Design of Cold-Formed Steel Structural Systems.
- **AISI S100:** North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members.
- **AISI S240:** North American Standard for Cold-Formed Steel Structural Framing.
- **ANSI/AISC 360:** Specification for Structural Steel Buildings.
- **ANSI/AISC 358-16:** Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
- **ASTM:** American Society for Testing and Materials.
- **AWS:** American Welding Society.
- **ASCE 5/6:** Code Requirements for Masonry Structures and Specifications for Masonry Structures.
- **TMS 402/602:** Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures.
- **NDS:** National Design Specification for Wood Construction.
- **ANSI/SDI:** Steel Deck Institute.
- **PCI:** Precast/Prestressed Concrete Institute.

2.2.11.1. En todo caso, el diseñador estructural deberá presentar evidencia de que la norma o estándar alternativo satisface el objetivo de proveer suficiente seguridad, durabilidad, resistencia y ductilidad. Asimismo, deberá presentar una copia original dicho documento.

2.2.12. NOTACIONES.

δ_{TD} : desplazamiento para el terremoto de diseño

δ_{max} : desplazamiento lateral máximo del diafragma en un nivel

δ_{prom} : promedio de los desplazamientos laterales de los extremos del diafragma.

A_x : coeficiente de amplificación de momentos de torsión en planta

δ_{MD} : deflexión lateral máxima del diafragma, y

Δ_{PD} : desplazamiento lateral promedio del diafragma.

Δ : deriva de piso.

Δ_i^x : deriva del piso x en el borde i del diafragma.

Δ_{max} : deriva máxima del piso.

Δ_{prom} : deriva promedio del piso.

D : carga muerta de diseño.

D_Y : dimensión del diafragma en la dirección principal Y.

D_X : dimensión del diafragma en la dirección principal X.

L : carga viva de diseño.

L_r : carga viva de techo de diseño.

L_0 : carga viva mínima uniformemente distribuida.

E : efectos sísmicos de diseño.

E_Ω : efectos sísmicos de diseño incluyendo el factor de sobrerresistencia, Ω .

E_h : componente horizontal de los efectos sísmicos de diseño.

$E_{\Omega h}$: componente horizontal de los efectos sísmicos de diseño incluyendo el factor de sobrerresistencia, Ω .

E_v : componente vertical de los efectos sísmicos de diseño.

H : carga de presión lateral de terreno de diseño.

R : carga de lluvia de diseño.

W : carga de viento de diseño.

F : carga de fluidos de diseño.

K_{LL} : factor de carga viva del elemento.

A_T : área tributaria del elemento.

S_{MS} : parámetro de aceleración espectral de referencia para periodos cortos correspondiente al terremoto máximo considerado, TMC, con un 5% de amortiguamiento, multiplicado por el factor de sitio.

S_{M1} : parámetro de aceleración espectral de referencia para periodo de 1 s correspondiente al terremoto máximo considerado, TMC, con un 5% de amortiguamiento, multiplicado por el factor de sitio.

S_{D1} : parámetro de aceleración espectral de diseño de referencia para periodo de 1 s.

S_{DS} : parámetro de aceleración espectral de diseño de referencia para periodos cortos.

S_a : parámetro de aceleración espectral de diseño.

M_w : magnitud de momento

M_t : momento de torsión inherente en planta

M_{ta} : momento de torsión accidental en planta

F_a : factor de sitio para periodos cortos.

F_1 : factor de sitio para periodo de 1 s.

V_{Si} : velocidad de onda de corte en el estrato i .

d_i : espesor del estrato i .

V_S : velocidad de onda de corte.

S_U : resistencia al corte sin drenar.

$\bar{N}$: número de golpes, resistencia a la penetración estándar.

$\bar{N}_{ch}$: número de golpes para suelos granulares.

d_s : espesor del suelo granular en los primeros 30 m.

R : coeficiente de modificación de respuesta sísmica.

C_d : coeficiente de amplificación de desplazamientos laterales elásticos.

Ω_0 : factor de sobrerresistencia.

C_{vx} : factor de distribución vertical de las fuerzas sísmicas.

V_b : cortante sísmico total en la base.

V_t : cortante sísmico total en la base, obtenido mediante el método de respuesta modal espectral.

w_i : fracción del peso sísmico efectivo ubicado en el nivel i .

w_x : fracción del peso sísmico efectivo ubicado en el nivel x .

h_i : altura medida desde la base sísmica hasta el nivel i .

h_n : altura sísmica total de la edificación, desde la base sísmica hasta el nivel más alto del sistema estructural resistente a fuerzas sísmicas.

h_x : altura medida desde la base sísmica hasta el nivel x .

h_p : altura del piso.

h_m : altura del muro o machón de muro.

h_{px} : altura del piso bajo el nivel x considerado.

L_m : longitud del muro.

V_x : cortante sísmico de diseño en el piso x .

V_{adm} : velocidad nominal del viento.

V_{ult} : velocidad última del viento para diseño por resistencia.

V_{IX} : cortante basal inelástico en la dirección principal X.

V_{IY} : cortante basal inelástico en la dirección principal Y.

V_{EX} : cortante basal elástico en la dirección principal X.

V_{EY} : cortante basal elástico en la dirección principal Y.

R_X : coeficiente de modificación de respuesta sísmica en la dirección principal X.

R_Y : coeficiente de modificación de respuesta sísmica en la dirección principal Y.

η_X : factor de amplificación para fuerzas de diseño en la dirección principal X (análisis de respuesta lineal tiempo-historia).

η_Y : factor de amplificación para fuerzas de diseño en la dirección principal Y (análisis de respuesta lineal tiempo-historia).

2.2.13. ABREVIATURAS.

- **CDS:** categoría de diseño sísmico.
- **TMC:** terremoto máximo considerado.
- **TMD:** terremoto máximo de diseño.
- **CIT:** coeficiente de irregularidad torsional en planta.
- **LRFD:** “*Load and Resistance Factor Design*”, o Diseño por Factor de Carga y Resistencia.
- **ASD:** “*Allowable Stress Design*”, o Diseño por Esfuerzos Admisibles.
- **NORDOM:** Normas Dominicanas.
- **MIVHED:** Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones.
- **CDCRD:** Código de Construcción de la República Dominicana.
- **SGN:** Servicio Geológico Nacional.

CAPÍTULO 2.3. CRITERIOS GENERALES.

2.3.1. CRITERIO GENERAL DE DISEÑO. Todas las estructuras y sus componentes deberán diseñarse y construirse con la resistencia y rigidez necesarias para proveer estabilidad estructural, proteger los componentes no estructurales e instalaciones y satisfacer los requisitos de serviciabilidad prescritos.

2.3.2. PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO ACEPTADOS.

2.3.2.1. DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA. Todos los elementos y componentes estructurales y sus conexiones deberán tener una resistencia adecuada para resistir las combinaciones de carga aplicables definidas en **2.4.2**, sin exceder los estados límite para los materiales de construcción.

2.3.2.2. DISEÑO POR ESFUERZOS ADMISIBLES. Todos los elementos y componentes estructurales y sus conexiones deberán tener una resistencia adecuada para resistir los efectos de las combinaciones de carga aplicables definidas en **2.4.3**, sin exceder los esfuerzos admisibles de los materiales de construcción.

2.3.3. DISEÑO POR DESEMPEÑO. Todos los miembros y componentes estructurales y sus conexiones que se diseñen con procedimientos basados en evaluación del desempeño deberán cumplir con las especificaciones dadas en 1.3.1.1 de ASCE 7-22.

2.3.4. SERVICIABILIDAD. Todos los sistemas estructurales y sus miembros deberán ser diseñados de modo que tengan una rigidez tal que limite las deflexiones, la deriva lateral de piso, las vibraciones y otras deformaciones que puedan perjudicar el uso procurado de la edificación.

2.3.5. FUNCIONALIDAD. Todas las estructuras clasificadas dentro de la categoría de riesgo IV, como se indica en la **Tabla 2**, se deberán diseñar con una probabilidad razonable de tener la rigidez y resistencia adecuadas para limitar las deflexiones, la deriva lateral de piso u otras deformaciones adversas, de modo tal que no se impida la función o uso de la estructura inmediatamente después de la ocurrencia de eventos medioambientales de nivel de diseño especificados en este título. Similarmente, los sistemas no estructurales y sus anclajes a la estructura principal deberán ser diseñados para que su comportamiento luego de la ocurrencia de eventos medioambientales de nivel de diseño no impida la función o uso de la edificación.

2.3.6. REQUISITO GENERAL DE ANÁLISIS. Todos los efectos de las cargas sobre los elementos estructurales deberán ser determinados mediante métodos de análisis estructural que tomen en cuenta las condiciones de equilibrio, estabilidad global, compatibilidad geométrica y de deformaciones, y las propiedades de los materiales a corto y largo plazo. Los miembros que tengan tendencia a acumular deformaciones en el tiempo bajo cargas de servicio cíclicas deberán diseñarse tomando en cuenta las excentricidades adicionales que se esperan durante su vida de servicio.

Adicionalmente, se deberán tomar en cuenta los efectos de los cambios de volumen de las partes de la estructura y los asentamientos diferenciales.

2.3.6.1. ACCIONES CONTRAPUESTAS. Todos los miembros estructurales y componentes deberán ser diseñados para resistir las combinaciones de los efectos de los terremotos y el viento, considerando el vuelco, el deslizamiento y los levantamientos que estos efectos pueden producir sobre la estructura o sus partes. Cuando la resistencia a las fuerzas que producen vuelco, deslizamiento o levantamiento son aportadas en parte por la carga muerta, esta última se tomará como la mínima que probablemente ocurra durante el evento que produce dichas fuerzas desestabilizadoras.

2.3.7. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL. Todas las estructuras deberán tener claramente definido un flujo de carga continuo desde el origen de las fuerzas hacia los elementos designados para proveer la resistencia a esas fuerzas y transmitirlas a las fundaciones, y de allí al suelo. Todas las conexiones de todos los miembros estructurales deberán ser capaces de resistir y transmitir las fuerzas

máximas que pueden ser inducidas por los elementos conectados para los niveles de carga de diseño definidos en este título.

2.3.8. LÍMITES DE DEFLEXIONES. Los miembros estructurales horizontales deberán ser proporcionados para tener una rigidez adecuada que permita mantener las deflexiones dentro de los límites de deflexión máxima admisible dados en la **Tabla 1**, tomando en cuenta los efectos de las cargas a corto y largo plazo. Para miembros de concreto reforzado, se deberán tomar en cuenta los efectos de la fisuración y del refuerzo en la rigidez del miembro.

Tabla 1: Límites de deflexión o deflexión máxima admisible.

Tabla 4. Límite de deflexión o deflexión máxima admisible.			
Tipo de elemento	Condición	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos	Que no soporten ni estén adosados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Deflexión elástica inmediata debida a L_r y R	$\ell_n/180$
Entrepisos		Deflexión elástica inmediata debida a L	$\ell_n/360$
Techos o entrepisos	Que soporten o estén adosados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	Suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes más la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional	$\ell_n/480^{(2)}$
	Que soporten o estén adosados a elementos no estructurales que no sean susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		$\ell_n/240$
⁽¹⁾ Si no se aplican medidas confiables para el drenaje de techos, el estancamiento de agua se debe verificar mediante cálculos de deflexiones que consideren las deflexiones debidas al agua estancada y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes. ⁽²⁾ Este límite se puede exceder si se toman medidas para prevenir daños en los elementos no estructurales apoyados o adosados.			

CAPÍTULO 2.4. COMBINACIONES DE CARGAS.

2.4.1. REQUISITOS GENERALES. Todas las estructuras deberán ser diseñadas mediante el método de diseño por factores de carga y resistencia, LRFD por sus siglas en inglés (*“Load and Resistance Factor Design”*) o por el método de diseño por esfuerzos admisibles, ASD por sus siglas en inglés (*“Allowable Strength Design”*).

2.4.2. METODO DE DISEÑO LRFD.

2.4.2.1. COMBINACIONES BÁSICAS DE DISEÑO. Todas las estructuras, componentes y fundaciones deberán ser diseñadas de modo que la resistencia de diseño exceda los efectos de las combinaciones de cargas indicadas desde **2.4.2.1.1** hasta **2.4.2.1.3**. Se deberán considerar los efectos más desfavorables de las cargas de viento y de las cargas sísmicas, mas no es necesario considerar la simultaneidad de éstas.

2.4.2.1.1. COMBINACIONES DE CARGA SIN EFECTOS SÍSMICOS.

- 1) $1.4(D+F)$
- 2) $1.2(D+F)+1.6L+(0.5L_r \text{ o } 0.5R)$
- 3) $1.2(D+F)+(1.6L_r \text{ o } 1.6R)+(L+0.5W)$
- 4) $1.2(D+F)+1.0W+L+(0.5L_r \text{ o } 0.5R)$
- 5) $0.9D+1.0W$

2.4.2.1.2. COMBINACIONES DE CARGA CON EFECTOS SÍSMICOS.

- 6) $1.2(D+F)+L+(E_h+E_v)$
- 7) $0.9(D+F)+(E_h+E_v)$

2.4.2.1.3. COMBINACIONES DE CARGA CON EFECTOS SÍSMICOS INCLUYENDO EL FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA.

- 8) $1.2(D+F)+L+(E_{\Omega h}+E_v)$
- 9) $0.9(D+F)+(E_{\Omega h}+E_v)$

2.4.2.1.4. En caso de que existan cargas de presión lateral de terreno, **H**, que se sumen al efecto de la carga principal, éstas deberán incluirse en las combinaciones con un factor de carga de 1.6. Si por el contrario las cargas de presión lateral de terreno, **H**, contrarrestan o reducen el efecto de la carga principal, se deberá incorporar a la combinación con un factor de carga de 0.9 si dicha carga es permanente, y con un factor de 0 en los demás casos.

2.4.3. METODO DE DISEÑO ASD.

2.4.3.1. COMBINACIONES BÁSICAS DE DISEÑO. Las combinaciones básicas de diseño por esfuerzos admisibles se dan desde **2.4.3.1.1** hasta **2.4.3.1.3**. Se deberán considerar los efectos más desfavorables de las cargas de viento y de las cargas sísmicas, mas no es necesario considerar la simultaneidad de éstas.

2.4.3.1.1. COMBINACIONES DE CARGA SIN EFECTOS SISMICOS.

- 1) $1.0(D+F)$
- 2) $1.0(D+F)+1.0L$
- 3) $1.0(D+F)+(1.0L_r \text{ o } 1.0R)$
- 4) $1.0(D+F)+0.75L+0.75(L_r \text{ o } R)$
- 5) $1.0(D+F)+0.6W$
- 6) $1.0(D+F)+0.75L+0.45W+0.75(L_r \text{ o } R)$
- 7) $0.6D+0.6W$

2.4.3.1.2. COMBINACIONES DE CARGA CON EFECTOS SÍSMICOS.

- 8) $1.0(D+F)+0.7E_h+0.7E_v$
- 9) $1.0(D+F)+0.75L+0.525E_h+0.525E_v$
- 10) $0.6(D+F)+0.7E_h-0.7E_v$

2.4.3.1.3. COMBINACIONES DE CARGA CON EFECTOS SÍSMICOS INCLUYENDO EL FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA.

- 11) $1.0(D+F)+0.7E_{\Omega h}+0.7E_v$
- 12) $1.0(D+F)+0.75L+0.525E_{\Omega h}+0.525E_v$
- 13) $0.6(D+F)+0.7E_{\Omega h}-0.7E_v$

2.4.3.1.4. En caso de que existan cargas de presión lateral de terreno, **H**, que se sumen al efecto de la carga principal, éstas deberán incluirse en las combinaciones con un factor de carga de 1.0. Si por el contrario las cargas de presión lateral de terreno, **H**, contrarrestan o reducen el efecto de la carga principal, se deberá incorporar a la combinación con un factor de carga de 0.6 si dicha carga es permanente, y con un factor de 0 en los demás casos.

CAPÍTULO 2.5. CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES Y OTRAS ESTRUCTURAS.

2.5.1. CATEGORÍA DE RIESGO. Todas las edificaciones y otras estructuras se clasificarán basadas en el riesgo que suponen a la vida humana, a la salud y al bienestar social, asociado con el daño o la imposibilidad de que pueda seguir operando de acuerdo con su uso o tipo de ocupación originalmente pretendida. Esta clasificación se hace con el objetivo de delimitar las provisiones aplicables para solicitaciones sísmicas y de viento. Las edificaciones y otras estructuras se clasificarán dentro de la categoría de riesgo más alta aplicable. En efecto, las cargas de diseño para las estructuras serán afectadas por los Factores de Importancia dados en la **Tabla 2**.

2.5.1.1. Cuando las edificaciones y otras estructuras estén separadas en porciones con sistemas estructurales independientes, se permitirá que cada porción se clasifique de manera independiente de acuerdo con la categoría de riesgo que aplique.

2.5.1.2. En caso de existir medios de egreso destinados a una o más porciones con categorías de riesgo más altas, que pasan o dependen de porciones que tienen una categoría de riesgo menor, a ésta última se le asignará la categoría de riesgo más alta de las que apliquen a las porciones a las que sirve el medio de egreso.

Tabla 2: Categoría de riesgo de edificaciones y otras estructuras para cargas de viento y sísmicas.

TIPO DE USO U OCUPACIÓN	CATEGORIA DE RIESGO
Edificaciones y otras estructuras que representan bajo riesgo a la vida humana ante la ocurrencia de la falla. Algunos ejemplos son: • Instalaciones agrícolas, • Instalaciones temporales, • Instalaciones de almacenamiento menores, y • Estructuras revestidas con mallas flexibles.	I
Todos los edificios y otras estructuras que no pertenecen a las categorías de riesgo I, III y IV.	II

Edificaciones y otras estructuras cuya falla representa un riesgo sustancial a la vida humana. Edificaciones y otras estructuras no incluidas en la categoría de riesgo IV, cuya falla tiene el potencial de causar un impacto económico sustancial y/o una interrupción masiva de la vida cotidiana de los ciudadanos. Edificaciones y otras estructuras no incluidas en la categoría de riesgo IV que contengan sustancias explosivas o tóxicas en una cantidad que excede una cantidad umbral definida por una autoridad competente y con jurisdicción y que a su vez representa un riesgo al público si dichas sustancias son liberadas. Algunos ejemplos son: • Edificios y otras estructuras cuya ocupación principal es la reunión pública con una carga ocupacional de más de 300 personas, • Edificios y otras estructuras de ocupación educativa de primarias o secundaria con una carga ocupacional de más de 250 personas, • Edificios y otras estructuras de ocupación educativa superior con una carga ocupacional de más de 500 personas. • Edificaciones de salud con una carga de ocupantes de 50 o más personas receptores de atención médica, pero que no tienen instalaciones de cirugía o tratamiento de emergencia, • Edificaciones del sistema de prisiones y centros de detención, • Cualquier edificación con una carga de ocupantes de más de 5,000 personas.	III
Edificaciones y otras estructuras clasificadas como edificaciones esenciales. Edificaciones y otras estructuras cuya falla podría representar un peligro sustancial a la comunidad. Edificaciones y otras estructuras que contengan cantidades suficientes de sustancias altamente tóxicas donde la cantidad de dichas sustancias excede una cantidad umbral establecida por una autoridad competente y con jurisdicción y es suficiente para representar una amenaza al público si dichas sustancias son liberadas al público. Algunos ejemplos son: • Edificaciones de salud con instalaciones de cirugía o tratamiento de emergencia, • Estaciones de bomberos, de rescate, de ambulancias y de policía, así como las edificaciones que albergan vehículos de respuesta a emergencias, • Refugios designados para dar respuesta ante la ocurrencia de desastres producidos por terremotos, tsunamis y huracanes, • Centros de preparación, comunicación, coordinación y operación de respuesta a emergencias, • Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de servicios públicos requeridas como instalaciones de respaldo de emergencia, • Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia para aviones, • Edificaciones que tengan funciones críticas de defensa nacional, • Instalaciones de almacenamiento de agua y estructuras de bombeo necesarias para mantener la presión de agua requerida para la extinción de incendios.	IV

Tabla 3: Factores de importancia para cargas sísmicas por categoría de riesgo de las edificaciones y otras estructuras.

CATEGORIA DE RIESGO	FACTOR DE IMPORTANCIA (I_e)
I	1.00
II	1.00
III	1.25
IV	1.50

CAPÍTULO 2.6. CARGAS MUERTAS.

2.6.1. DEFINICIÓN. Las cargas muertas son aquellas que corresponden a los pesos de todos los materiales de construcción usados en la estructura, incluyendo los muros, pisos, techos, escaleras, terminaciones, divisiones y elementos arquitectónicos permanentes; además se considerarán cargas muertas las correspondientes a los equipos fijos y sus contenidos, paneles solares y los pesos de las jardinerías, para lo cual se deberá considerar el peso saturado de la tierra o sustratos usados.

2.6.2. PESOS UNITARIOS. Para la determinación de las cargas muertas debidas a pesos propios se deberán usar los siguientes pesos específicos:

- Hormigón simple: 22.56 kN/m^3 ($2,300 \text{ kgf/m}^3$).
- Hormigón armado: 23.55 kN/m^3 ($2,400 \text{ kgf/m}^3$).
- Mortero: 17.65 kN/m^3 ($1,800 \text{ kgf/m}^3$).
- Acero: 76.98 kN/m^3 ($7,850 \text{ kgf/m}^3$).
- Muros de mampostería (sección neta): 20.59 kN/m^3 ($2,100 \text{ kgf/m}^3$).
- Muros de ladrillo: 19.61 kN/m^3 ($2,000 \text{ kgf/m}^3$).
- Asfalto: 12.75 kN/m^3 ($1,300 \text{ kgf/m}^3$).
- Mármol: 26.48 kN/m^3 ($2,700 \text{ kgf/m}^3$).
- Mosaicos de granito: 22.56 kN/m^3 ($2,300 \text{ kgf/m}^3$).
- Mosaicos de concreto: 19.61 kN/m^3 ($2,000 \text{ kgf/m}^3$).
- Fino de techo: 20.59 kN/m^3 ($2,100 \text{ kgf/m}^3$).

Para los pesos de materiales de construcción no enlistados aquí o cuando el diseñador así lo requiera, se podrán usar los pesos reales determinados mediante ensayo de laboratorio. En ausencia de pruebas de laboratorio se deberán aplicar los valores definidos por la Dirección de Normas y Reglamentaciones del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones.

2.6.3. CARGAS MUERTAS EN TECHOS. Para la determinación de las cargas muertas por terminaciones en techos se deberán aplicar los siguientes pesos por unidad de área:

- Tejas de barro: 1.25 kN/m^2 (125 kgf/m^2).
- Lona asfáltica de impermeabilización: 0.20 kN/m^2 (20 kgf/m^2).
- Lona asfáltica de impermeabilización recubierta con grava: 0.50 kN/m^2 (50 kgf/m^2).
- Capas de bitumen: 0.10 kN/m^2 (10 kgf/m^2).

2.6.4. RELLENOS. Las especificaciones del peso específico de materiales de relleno o tierras de jardinería en estado compactado o suelto, seco o saturado, deberán ser dadas por el ingeniero geotécnico del proyecto.

2.6.5. CARGAS DE TERMINACIONES EN LOSAS. Los pesos de las terminaciones consistentes en el peso del mortero de colocación de pisos, mosaicos, pañetes, capas impermeabilizantes y otros, deberán calcularse a partir del peso específico y espesor reales de cada material correspondiente. Para espesores variables, se permitirá el uso de un espesor promedio equivalente. Se podrá asumir que las cargas debido a las terminaciones actúan uniformemente distribuidas sobre las losas.

2.6.6. CARGAS DE DIVISIONES EN LOSAS. Las cargas muertas de muros divisorios (panderetas) sobre losas se deberán considerar como una carga distribuida uniformemente por unidad de longitud, coincidente con el eje de cada muro y determinada a partir del peso específico, la altura y el espesor real de éstos. Alternativamente, se permitirá considerar el caso simplificado en el que el peso total de las panderetas sobre un paño de losa se reparte uniformemente sobre el área de ésta.

2.6.7. DIVISIONES MOVIBLES. En los edificios de oficinas donde las ubicaciones de los muros de división ligeros estén sujetas a cambios, se deberá considerar el peso de las panderetas, aunque las mismas no se muestren en los documentos de construcción. Para estos fines se aplicará una carga muerta mínima de 0.74 kN/m^2 .

CAPÍTULO 2.7. CARGAS VIVAS.

2.7.1. DEFINICIÓN. Las cargas vivas son las que se originan por el uso y ocupación de la estructura sin incluir las cargas de construcción.

2.7.2. CARGAS MÍNIMAS REQUERIDAS. Las cargas vivas usadas para el diseño de estructuras deberán ser las máximas esperadas para el tipo de ocupación o uso, pero no podrán ser menores que las cargas vivas uniformemente distribuidas indicadas en la **Tabla 4**.

Tabla 4: Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas, L_o , y cargas vivas mínimas concentradas

Tipo de uso u ocupación	Carga uniforme L_o (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Uso residencial ⁽¹⁾		
Áticos no habitables sin almacenamiento	0.48	
Áticos no habitables con almacenamiento	0.96	
Áticos habitables y dormitorios	1.44	
Corredores y escaleras	4.79	
Todas las demás áreas	1.92	
Techos		
Techos planos, inclinados y curvos	0.96	
Techos usados para almacenamiento	4.79	
Techos no ocupables con jardinerías	0.96	
Techos para reuniones	4.79	
Edificios para oficinas		
Recepción, escaleras y corredores del primer piso	4.79	2,000
Oficinas	2.40	2,000
Corredores sobre el primer piso	3.83	2,000
Edificios para reuniones		
Con asientos fijos al suelo	2.87	
Con asientos móviles	4.79	
Recepciones y plataformas	4.79	
Escenarios	7.18	
Estadios y arenas con asientos fijos	4.79	

Otros lugares de reunión	4.79	
Garajes y estacionamientos		
Para vehículos livianos	1.92	
Para vehículos pesados ⁽²⁾	De acuerdo con las especificaciones de “AASHTO LRFD Bridge Design Specification” pero nunca menor a 2.40 kN/m²	
Comercios		
Tiendas de venta al detalle (primer piso)	4.79	1,000
Tiendas de venta al detalle (demás pisos)	3.59	1,000
Tiendas de venta al por mayor	6.00	1,000
Escuelas y colegios		
Aulas	1.92	1,000
Corredores y escaleras del primer piso	4.79	1,000
Corredores y escaleras de pisos superiores	3.83	1,000
Balcones y terrazas		
1.5 veces la carga estipulada para el área a la que sirve el balcón o terraza		
Librerías y bibliotecas		
Salones de lectura	2.87	1,000
Áreas de almacenamiento (estanterías) de libros	7.18	1,000
Corredores y escaleras	3.83	1,000
Almacenamiento y manufactura		
Ligero	6.00	2,000
Pesado	11.97	3,000
Edificios de uso recreacional		
Pistas y salones de baile	4.79	
Boleras, billares y usos similares	3.59	
Gimnasios	4.79	
Salas de proyección y control de cines	2.40	

Restaurantes y comedores		
Restaurantes y comedores	4.79	
Instituciones penales		
Bloques de celdas	1.92	
Corredores y escaleras	4.79	
Hospitales y clínicas		
Salas de cirugía, laboratorios y áreas similares	2.87	1,000
Habitaciones para pacientes	1.92	1,000
Corredores y escaleras	3.83	1,000
Aceras		
Aceras sobre piso y plataformas elevadas	2.87	
Helipuertos		
Para helicópteros con peso de despegue menor o igual de 13.35 kN	1.92	
Para helicópteros con peso de despegue mayor que 13.35 kN	2.87	

⁽¹⁾ Para hoteles se deberán aplicar las cargas correspondientes dadas en el renglón de uso residencial.

⁽²⁾ Las cargas vivas a usar debido a ocupación de vehículos pesados pueden ser determinadas usando los pesos reales de los vehículos a almacenar, siempre que dichas cargas y sus ubicaciones más desfavorables sean determinados de acuerdo con principios racionales de ingeniería aprobados por la Dirección de Normas y Reglamentaciones del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones.

2.7.3. CARGAS VIVAS NO ESPECIFICADAS. Para usos o tipos de ocupación no especificadas en este capítulo, la carga viva a ser aplicada deberá ser determinada mediante un método que defina la Dirección de Normas y Reglamentaciones del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones.

2.7.4. CARGAS CONCENTRADAS. Donde aplique, se deberán considerar además los efectos producidos por las cargas vivas concentradas. En todo caso se supondrá que la carga concentrada se distribuye sobre un cuadrado de 762 mm de lado, ubicado de manera tal que produzca los máximos efectos de carga en los miembros estructurales.

2.7.5. CONSIDERACIONES ADICIONALES SOBRE VEHICULOS PESADOS. Los suelos y otras superficies destinadas a soportar cargas de vehículos con un peso bruto de **44.48 kN** o mayor, deberán cumplir con las especificaciones y cargas de *"AASHTO LRFD Bridge Design Specification"*.

2.7.5.1. CARGAS. Todos los miembros estructurales deberán diseñarse utilizando las cargas vivas vehiculares, incluyendo la consideración del impacto y la fatiga.

2.7.5.2. MOTACARGAS Y EQUIPO MÓVIL. Cuando en una estructura se prevea el uso de montacargas y otros equipos móviles, la estructura deberá diseñarse para la carga total del vehículo o equipo, incluyendo la carga máxima que este puede movilizar. Las cargas de impacto se deberán tener en cuenta incrementando las cargas del vehículo en un 30%.

2.7.5.3. SEÑALIZACIÓN. El peso máximo de los vehículos permitidos en un garaje o cualquier otra estructura dispuesta para soportar cargas de vehículos pesados, deberá ser anunciado y correctamente señalizado por el propietario.

2.7.6. BARRERAS PARA VEHÍCULOS. Los sistemas de protección consistentes en barreras para vehículos de pasajeros deberán ser diseñadas para resistir una carga concentrada de **26.70 kN** actuando horizontalmente en cualquier dirección que produzca los mayores efectos sobre el propio sistema y sus anclajes a la estructura principal de soporte. Para el diseño de barreras para vehículos pesados se requiere consultar y aplicar las especificaciones de *“AASHTO LRFD Bridge Design Specification”*.

2.7.7. CARGAS EN PASAMANOS Y PROTECCIONES. Los pasamanos y protecciones para tránsito peatonal deberán ser diseñados para resistir una carga uniformemente distribuida de **0.73 kN/m** aplicada de manera tal que produzca los mayores efectos sobre el pasamanos y sus anclajes a la estructura principal. Adicionalmente, se deberá considerar el mayor efecto producido por una carga concentrada actuando horizontalmente sobre un área no mayor a la de un cuadrado de 305 mm de lado. Los efectos de la carga mínima distribuida y la carga mínima concentrada no se requieren tomar en cuenta simultáneamente.

2.7.8. REDUCCIÓN DE LA CARGA VIVA MÍNIMA UNIFORME. Con excepción de las cargas vivas uniformes en techos, todas las cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas e indicadas en la **Tabla 4** podrán ser reducidas de conformidad con lo indicado en **2.7.8.1**.

2.7.8.1. REDUCCIÓN BÁSICA DE LA CARGA VIVA UNIFORME. Para todos los miembros estructurales para los cuales el valor de $K_{LL}A_T$ es igual o mayor que 37.16 m^2 , éstos podrán ser diseñados para una carga viva uniforme reducida, L , que resulta de la siguiente expresión:

$$1) \quad L = L_0 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) > 0.5L_0$$

Donde:

K_{LL} : Factor de carga viva del elemento, dado en la **Tabla 5**,

L_0 : Carga viva uniforme mínima especificada en la **Tabla 4**, y

A_T : Área tributaria del elemento (m^2).

Tabla 5: Factores de carga viva por elemento.

Elemento	K_{LL}
Columnas interiores	4
Columnas de borde sin losas en voladizo	4
Columnas de borde con losas en voladizo	3
Columnas de esquina con losas en voladizo	2
Vigas de borde sin losas en voladizo	2
Vigas interiores	2
Todos los demás elementos, incluyendo: vigas de borde con losas en voladizo, vigas en voladizo, losas en una dirección y losas en dos direcciones.	1

2.7.8.1.1. LOSAS EN UNA DIRECCIÓN. El área tributaria, A_T , para losas en una dirección no deberá exceder el área equivalente a multiplicar la longitud de la luz de la losa por un ancho igual a 1.5 veces la luz de la losa.

2.7.8.1.2. CARGAS VIVAS PESADAS. No se permitirá reducción de cargas vivas cuyo valor exceda **4.79 kN/m²** ni las cargas vivas correspondientes a garajes de vehículos de pasajeros.

2.7.9. DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS VIVAS. Para fines de diseño y de control de deflexiones, las cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas se deberán aplicar en los vanos seleccionados para producir los mayores efectos de carga en el lugar considerado en combinación con la acción de las cargas muertas actuando en todos los vanos.

2.7.10. CARGAS EN DIVISIONES. Todos los muros de división (panderetas) que tengan una altura mayor a 1.80 m deberán ser diseñados para tener una resistencia y rigidez adecuadas para resistir las cargas a las que puedan estar sometidos, pero nunca para una carga menor que 0.24 kN/m² actuando ortogonalmente al plano del muro.

CAPÍTULO 2.8. CARGAS DE VIENTO.

2.8.1. APLICACIÓN. Todas las estructuras y sus partes deberán ser diseñadas para resistir las cargas mínimas de viento prescritas en este capítulo, de acuerdo con las combinaciones de carga indicadas

en el **CAPÍTULO 2.4**. Los revestimientos exteriores y elementos de fachada, así como sus anclajes a la estructura principal, deberán ser diseñados para resistir las presiones de viento prescritas en este capítulo.

2.8.2. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE VIENTO. Las cargas de viento actuantes sobre las estructuras se deberán determinar mediante las especificaciones y procedimientos de análisis descritos en los capítulos 26 al 30 del ASCE 7-22, salvo que las velocidades de viento de referencia se tomarán de acuerdo con **2.8.3**.

2.8.2.1. EXCEPCIÓN. Se permitirá determinar las cargas de viento de diseño sobre las estructuras mediante pruebas de túnel de viento de conformidad con ASCE 49.

2.8.3. VELOCIDAD MÁXIMA DE DISEÑO. La velocidad máxima de referencia de diseño por viento, V_{ult} , usada para la determinación de las cargas de diseño por viento, se tomará de los mapas dados en la **Figura 1**, para estructuras que pertenezcan a las categorías de riesgo I y II; para estructuras que pertenezcan a las categorías de riesgo III y IV, la velocidad máxima de referencia se tomará de la **Figura 2**.

2.8.4. VELOCIDAD DE DISEÑO NOMINAL. Las velocidades de viento máximas de referencia de diseño, V_{ult} , podrán ser convertidas a velocidades de viento nominales, V_{adm} , mediante la siguiente expresión:

$$2) \quad V_{adm} = \sqrt{0.6} V_{ult}$$

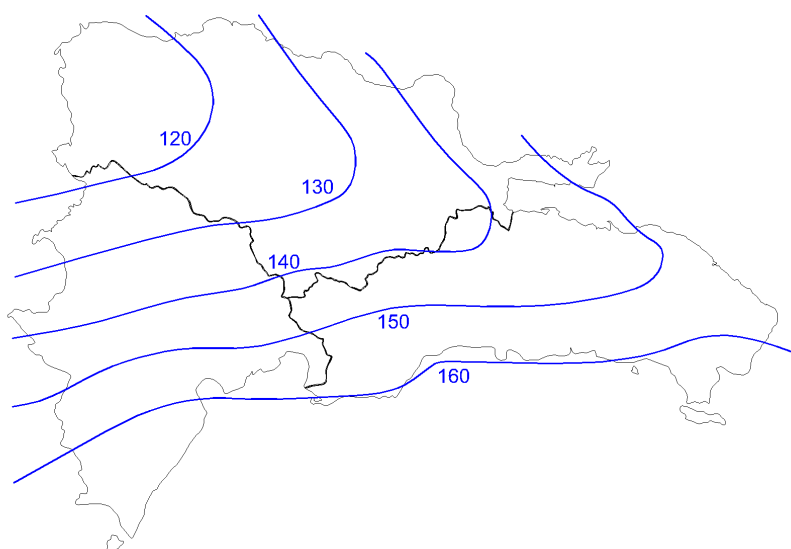


Figura 1. Velocidades de viento (mph) a 10 m de altura en terreno plano abierto (categoría de exposición C) para un periodo de retorno de 700 años.

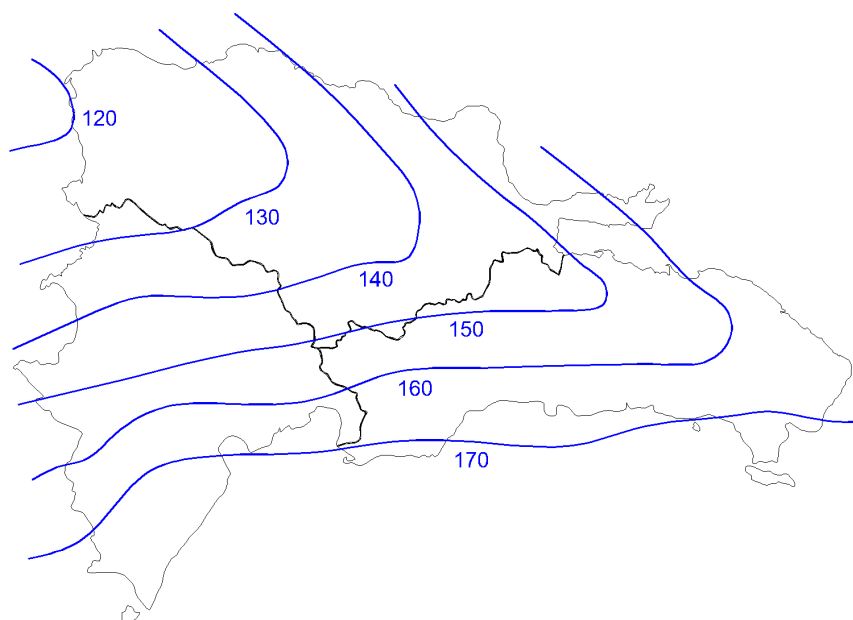


Figura 2. Velocidades de viento (mph) a 10 m de altura en terreno plano abierto (categoría de exposición C) para un periodo de retorno de 1700 años.

CAPÍTULO 2.9. DEMANDA SÍSMICA.

2.9.1. CLASIFICACIÓN DE SITIO. A cada sitio le será asignado un tipo de perfil de suelo basado en datos geotécnicos propiamente sustentados usando la categorización sísmica indicada en la **Tabla 6**.

Tabla 6: Tipos de perfiles de suelo.

Clase de sitio	Designación	Propiedades promedio en los primeros 30 m de suelo		
		Velocidad de onda de corte V_s (m/s)	Resistencia de penetración estándar $\bar{N}$	Resistencia al corte del suelo sin drenar S_u (kN/m ²)
A	Roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	$V_s > 1,500$	N/A	N/A
		$760 < V_s \leq 1,500$	N/A	N/A

	denso y/o roca meteorizada (<3 m).			
C	Suelo muy denso y roca blanda. Depósitos de arena o grava muy densa o de arcillas rígidas, con varias decenas de metros de espesor como mínimo, caracterizados por un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad. Formación de roca blanda o meteorizada que no cumplen con las clases A o B.	$360 < V_S \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$S_U \geq 98$
D	Depósitos de arena o grava densa o medianamente densa o de arcillas rígidas, con espesor desde varias decenas a cientos de metros. Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad.	$180 \leq V_S \leq 360$	$15 < \bar{N} < 50$	$49 \leq S_U \leq 98$
E	Suelo blando – perfiles superficiales de suelo de aluvión, con valores de V_{S30} similares a los de los tipos C o D y con espesor entre aproximadamente 5 m y 20 m, recubriendo una formación más rígida de suelo de tipo A.	$V_S < 180$	$\bar{N} < 15$	$S_U < 49$

E	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	Además, se considerará un suelo tipo E, cualquier capa de suelo con más de 3 m que tenga las siguientes características: 1) Índice de plasticidad $IP > 20$. 2) Contenido de humedad ^(a) , $w \geq 40\%$. 3) Resistencia al corte sin drenar ^(b) , $S_u < 19.6 \text{ kN/m}^2$.
F	Se clasificará como sitio Clase F al perfil de suelos que tenga cualquiera de las siguientes características: 1) Suelos susceptibles a pérdida de resistencia ante cargas sísmicas como suelos licuables ^(c) o arcillas sensitivas muy blandas. 2) Perfiles con más de 3 m de turbas y/o arcillas muy orgánicas. 3) Perfiles con más de 7 m de arcillas de muy alta plasticidad ($IP > 75$). Perfiles con más de 35 m de arcillas blandas a medianas.	

N/A: No aplica.

^(a) El contenido de humedad se determinará según ASTM D2216.

^(b) La resistencia al cortante no drenado de cada estrato se determinará según ASTM D2166 o ASTM D2850.

^(c) El potencial de licuefacción se evaluará de acuerdo con el Título 4: Suelos y Fundaciones, del Volumen I del CDCRD.

2.9.1.1. En caso de que el terreno no sea uniforme y presente en los primeros 30 m una estratigrafía con valores distintos en estos parámetros en cada uno de ellos, se procederá a calcular valores equivalentes a un estrato de un solo material, utilizando un procedimiento que tome en cuenta un espesor de suelo de hasta 30 m, constituido por n estratos, donde i es el número de orden del estrato, siendo $i = 1$ el correspondiente al superficial, de acuerdo con indicado a continuación. La velocidad de onda de corte equivalente viene dada por:

$$3) \quad V_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

Donde:

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ m}$$

V_{si} = velocidad de la onda de corte en el estrato i (m/s)

d_i = espesor del estrato i (m)

2.9.1.2. Cuando el suelo es cohesivo y la clasificación se realice en base a la resistencia a la penetración estándar, se usará la siguiente expresión:

$$4) \quad \bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{\bar{N}_i}}$$

Donde: $\bar{N}_i$ no debe tomarse mayor de 3 golpes por centímetro (90 golpes por pie).

2.9.1.3. En caso de que el suelo contenga estratos granulares, se calculará el valor siguiente:

$$5) \quad \bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{\bar{N}_i}}$$

Donde:

$$d_s = \sum_{i=1}^m d_i$$

d_s = espesor de suelo granular en los primeros 30 m (m).

$\bar{N}_i$ = valor de $\bar{N}$ en el estrato i considerado.

2.9.1.3.1. Sólo se tomarán en cuenta la cantidad de estratos granulares que aparecen en los primeros 30 m. Se tomará en cada caso el menor valor del obtenido de las ecuaciones 4 y 5.

2.9.1.4. Cuando la clasificación se realice sobre la base de la resistencia al corte promedio sin drenar, S_u , se usará la siguiente expresión:

$$6) \quad S_u = \frac{\sum_{i=1}^k d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{S_{u,i}}}$$

Donde: $S_{u,i} \leq 245 \text{ kN/m}^2$ y k es el número de estratos de suelo cohesivo en los primeros 30 metros, considerando sólo aquéllos que tienen un índice de plasticidad, IP, mayor de 20.

2.9.1.5. En caso de que alguno de los sondeos no llegue a la profundidad de 30 m será responsabilidad del ingeniero geotécnico determinar el tipo de suelo.

2.9.1.6. No se asignará la categoría de sitio A o B si existe un estrato de suelo de otro tipo, con espesor mayor de 3 metros, entre la superficie del estrato rocoso y el fondo de cimentación.

2.9.1.7. Si la velocidad promedio de la onda de corte (V_s), el número de golpes ($\bar{N}$) y/o la resistencia última promedio al corte del suelo no drenado (S_u) resultaran en valores tales, que exista discrepancia en la clasificación del sitio, el sitio será clasificado de tal forma que corresponda al suelo que resulte en una mayor demanda sísmica.

2.9.1.8. Se permitirá la realización de un análisis de respuesta específica de sitio para cualquier clasificación de sitio; pero el factor de amplificación de base a superficie (calculado en cada periodo dentro del rango de interés) en ningún caso será menor al especificado en la **Tabla 7** y **Tabla 8**.

2.9.2. EFECTOS DE SITIO. La influencia de los tipos de suelos en la respuesta sísmica estará determinada por los factores de sitio F_a y F_v que dependen de la clase de sitio, del tipo de suelo y de los valores de los parámetros de aceleración espectral de referencia del sitio para un periodo de 1 s y para periodo corto, S_s y S_1 respectivamente.

Tabla 7: Valores del factor de sitio, F_a .

Clase de sitio	Parámetro de aceleración espectral de referencia para periodo corto (S_s)			
	≤ 0.75	1.00	1.25	≥ 1.50
A	0.80	0.80	0.80	0.80
B	0.90	0.90	0.90	0.90
C	1.20	1.20	1.20	1.20
D	1.50	1.10	1.00	1.00
E	1.30	0.90	0.90	0.90
F	(b)	(b)	(b)	(b)

(a) Se permitirá interpolación lineal.

(b) Se requiere evaluación específica del sitio.

Tabla 8: Valores del factor de sitio, F_v .

Clase de sitio	Parámetro de aceleración espectral de referencia para periodo de 1 s (S_1)			
	≤ 0.25	0.50	0.75	≥ 1.00
A	0.80	0.80	0.80	0.80
B	0.80	0.80	0.80	0.80
C	1.50	1.50	1.50	1.50
D	2.40	2.20	2.00	1.90
E	4.20	2.40	2.40	2.40
F	(b)	(b)	(b)	(b)

(a) Se permitirá interpolación lineal.

(b) Se requiere evaluación específica del sitio.

2.9.3. EVALUACIÓN ESPECÍFICA DE FACTORES DE SITIO. La evaluación específica de los factores de sitio se deberá realizar para las estructuras ubicadas donde el suelo se ha clasificado como tipo F, a menos que se trate de un caso de excepción según 2.9.3.1.

2.9.3.1. CASO DE EXCEPCIÓN. No se requerirá un estudio específico de sitio para:

- a) Estructuras en sitios clase E con S_s mayor o igual a 1.00, siempre que el factor de sitio F_a se tome igual al correspondiente al de la clase de sitio C.
- b) Estructuras en sitios clase E con S_1 mayor o igual a 0.20, siempre que el periodo fundamental de la estructura, T , sea menor o igual que T_s y para diseñar los elementos estructurales se usen las fuerzas obtenidas por el método de las fuerzas laterales equivalentes.

2.9.4. VALORES DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE TERRENO.

2.9.4.1. ZONIFICACIÓN SÍSMICA. Se considerará que la República Dominicana se divide en dos zonas sísmicas, como se muestra en la **Figura 3**, de acuerdo con los valores del parámetro de aceleración espectral para periodos cortos, S_s , para un periodo de retorno de 2,475 años, o lo que es lo mismo, para una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años.

- **Zona 1:** Zona de alta sismicidad. Esta zona comprende las provincias y/o municipios donde S_s sea mayor que 0.95 g.
- **Zona II:** Zona de mediana sismicidad. Esta zona comprende las provincias y/o municipios donde S_s sea menor o igual que 0.95 g.

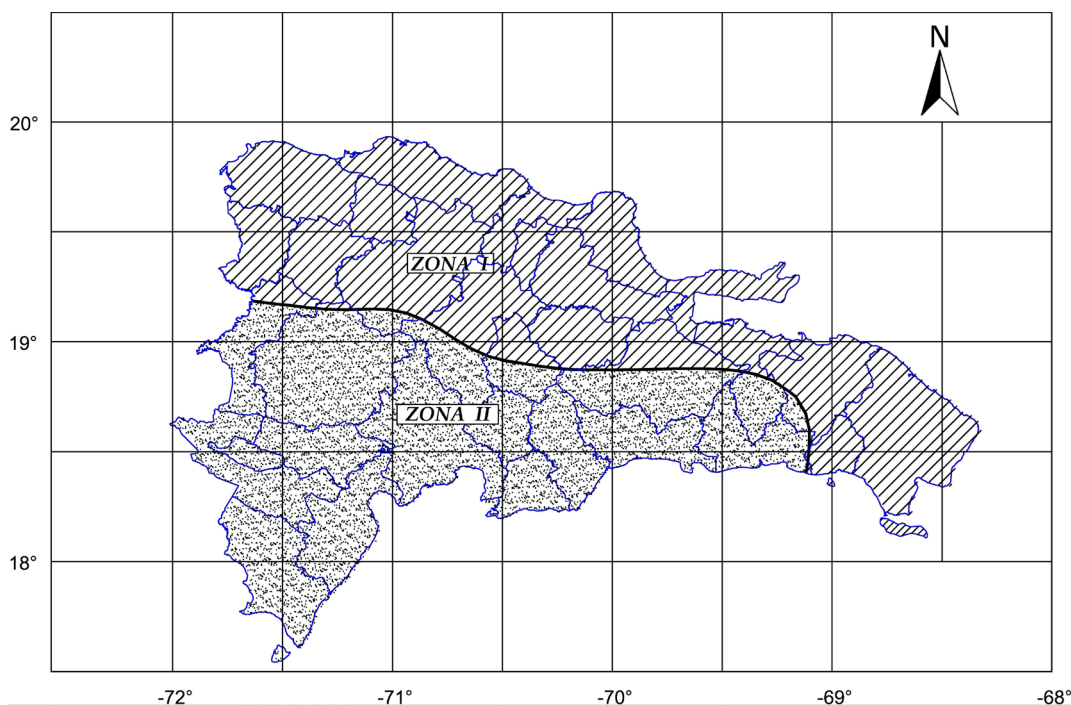


Figura 3: Zonificación sísmica.

2.9.4.2. PARAMETROS ESPECTRALES DE REFERENCIA. Para la elaboración del espectro de respuesta de diseño se deberán determinar los valores de los parámetros de aceleración espectral de referencia, S_S y S_1 , para un periodo de retorno de 2,475 años o una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años. Los valores de S_S y S_1 deberán tomarse de los mapas de isoaceleraciones espectrales de referencia dados en la **Figura 4** y **Figura 5**, respectivamente.

2.9.4.3. CAMPO CERCANO A LA FALLA. Los emplazamientos de estructuras que estén dentro de los primeros 5 km de distancia de la proyección superficial de las fallas, indicadas en la **Figura 6**, se deberán considerar como emplazamientos en campo cercano a la falla.

2.9.4.3.1. MODIFICACIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA POR EFECTOS DE CAMPO CERCANO. Para estructuras emplazadas en campo cercano a la falla como se define en **2.9.4.3**, el espectro de respuesta de diseño definido en **2.9.4.5** deberá modificarse como se indica en **2.9.4.4.1** y **2.9.4.5.2**.

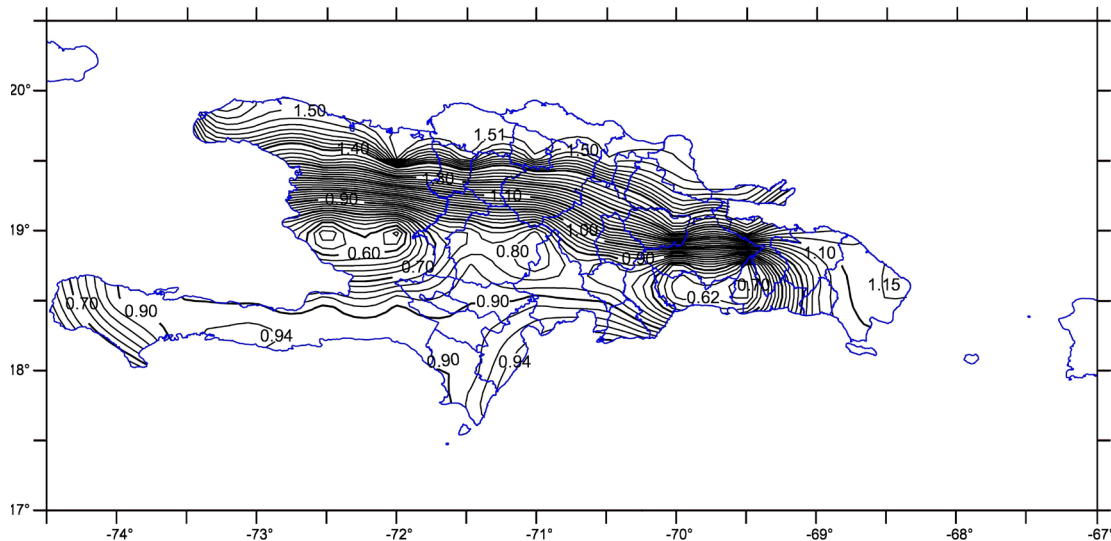


Figura 4: Mapa de isoaceleraciones espectrales de referencia para periodos cortos, S_S , para una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años.

2.9.4.4. PARÁMETROS DE ACELERACIÓN ESPECTRAL DE DISEÑO. Los parámetros de aceleración espectral de diseño de referencia para periodos cortos, S_{DS} , y para periodo de 1 s, S_{D1} , serán determinados mediante las ecuaciones 7 y 8 respectivamente.

$$7) \quad S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$8) \quad S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$S_{MS} = F_a S_S$: parámetro de aceleración espectral de referencia para periodos cortos correspondiente al terremoto máximo considerado, TMC, con un 5% de amortiguamiento, multiplicado por el factor de sitio.

$S_{M1} = F_v S_1$: parámetro de aceleración espectral de referencia para periodo de 1 s correspondiente al terremoto máximo considerado, TMC, con un 5% de amortiguamiento, multiplicado por el factor de sitio.

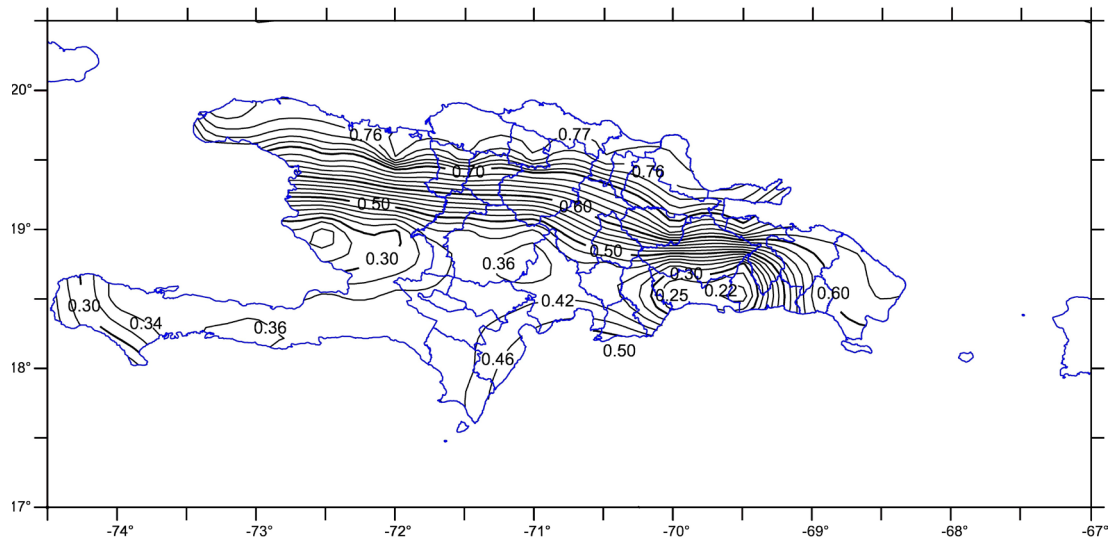


Figura 5: Mapa de isoceleraciones espectrales de referencia para periodos cortos, S_1 , para una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años.

2.9.4.4.1. MODIFICACIÓN DE PARÁMETROS DE ACELERACIÓN ESPECTRAL POR EFECTOS DE CAMPO CERCANO. Para tomar en cuenta los efectos de campo cercano en el emplazamiento del proyecto, los valores de los parámetros de aceleración espectral de referencia de diseño, S_{DS} y S_{D1} , se tomarán como sigue:

9) $S_{DS} = S_{MS}$

10) $S_{D1} = S_{M1}$

2.9.4.5. ESPECTRO DE RESPUESTA DE DISEÑO. En todo caso donde sea requerido, el espectro de respuesta de diseño será elaborado de acuerdo con **2.9.4.5.1**, excepto para estructuras para las cuales se definirá un espectro de respuesta de diseño por medio de un estudio sísmico específico de sitio.

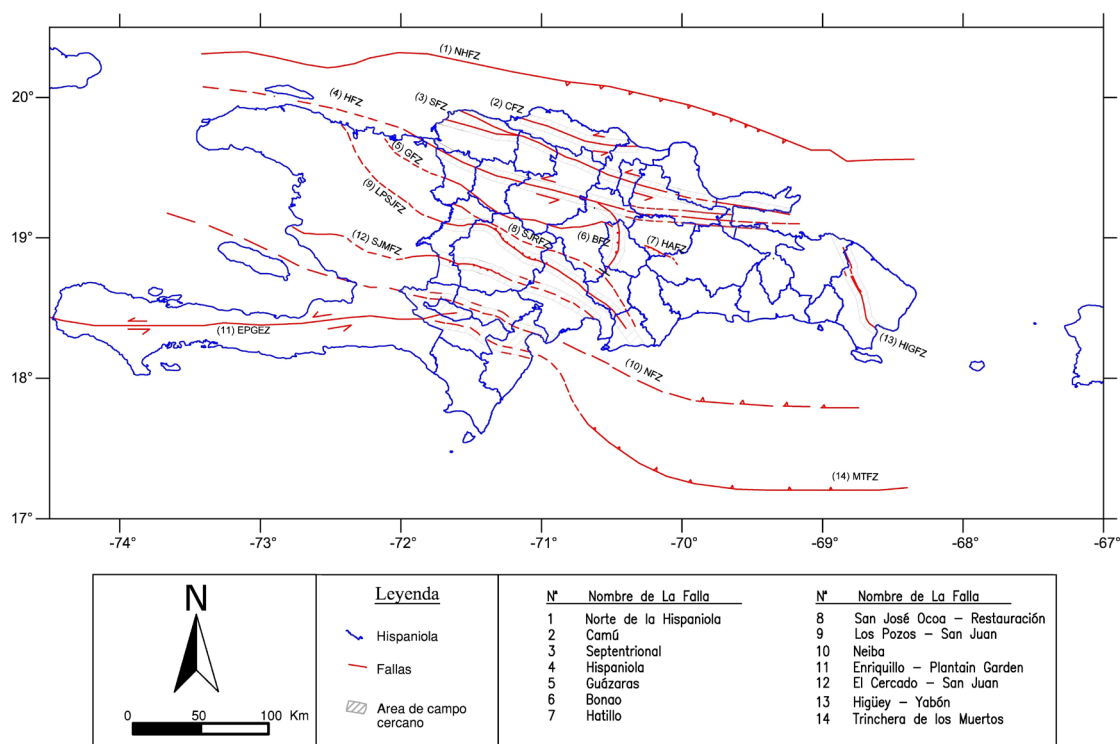


Figura 6: Mapa de campo cercano a la falla.

2.9.4.5.1. ESPECTRO DE RESPUESTA DE DOS PERIODOS. El espectro de respuesta de dos periodos se desarrollará como se indica en la **Figura 7**, usando las expresiones que se indican a continuación.

- (a) Para periodos T menores que T_0 , el parámetro de aceleración espectral de diseño, S_a , será determinado mediante la siguiente ecuación:

$$11) \quad S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

- (b) Para periodos T comprendidos entre T_0 y T_s el parámetro de aceleración espectral de diseño, S_a , será tomado igual a S_{DS} .

- (c) Para periodos T mayores que T_s , el parámetro de aceleración espectral de diseño, S_a , será determinado mediante la siguiente ecuación:

$$12) \quad S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Donde:

S_{DS} : parámetro de aceleración espectral de diseño para periodos cortos,

S_{D1} : parámetro de aceleración espectral de diseño para un periodo de 1 s.

T : periodo fundamental de la estructura,

$$T_0 = 0.2(S_{D1}/S_{DS}), y,$$

$$T_S = S_{D1}/S_{DS}.$$

2.9.4.5.2. ESPECTRO DE RESPUESTA PARA ESTRUCTURAS EN CAMPO CERCANO A LA FALLA. Para tomar en cuenta los efectos de campo cercano en el emplazamiento del proyecto, el espectro de respuesta se desarrollará como se muestra en la **Figura 8**, de acuerdo con (a) y (b):

- (a) Para periodos T menores o iguales que T_S , el parámetro de aceleración espectral de diseño, S_a , será igual a S_{DS} .
- (b) Para periodos T mayores que T_S el parámetro de aceleración espectral de diseño, S_a , será tomado igual a S_{D1}/T .

Donde:

S_{DS} : parámetro de aceleración espectral de diseño para periodos cortos,

S_{D1} : parámetro de aceleración espectral de diseño para un periodo de 1 s.

T : periodo fundamental de la estructura, y

$$T_S = S_{D1}/S_{DS}.$$

2.9.5. CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO. Todas las estructuras serán clasificadas dentro de una categoría de diseño sísmico (CDS) de acuerdo con las prescripciones de este capítulo y basados en la categoría de riesgo indicada en la **Tabla 2**.

2.9.5.1. Las estructuras dentro de las categorías de riesgo sísmico I, II o III, localizadas de modo que el valor de aceleración espectral de respuesta para un periodo de 1 s, S_1 , sea igual o mayor a 0.75, serán asignadas a la categoría de diseño sísmico E.

2.9.5.2. Las estructuras dentro de la categoría de riesgo IV localizadas de modo que el valor de aceleración espectral de respuesta para un periodo de 1 s, S_1 , sea igual o mayor a 0.75, serán asignadas a la categoría de diseño sísmico F.

2.9.5.3. Todas las demás estructuras serán asignadas a una categoría de diseño sísmico basándose en la categoría de riesgo y los parámetros de respuesta de aceleración espectral de

diseño, S_{DS} y S_{D1} determinados de acuerdo con la sección 2.9.4. Las edificaciones y otras estructuras serán asignadas a la categoría de diseño sísmico más severa que resulte de acuerdo con la **Tabla 9** o **Tabla 10**, independientemente del periodo fundamental de vibración de la estructura.

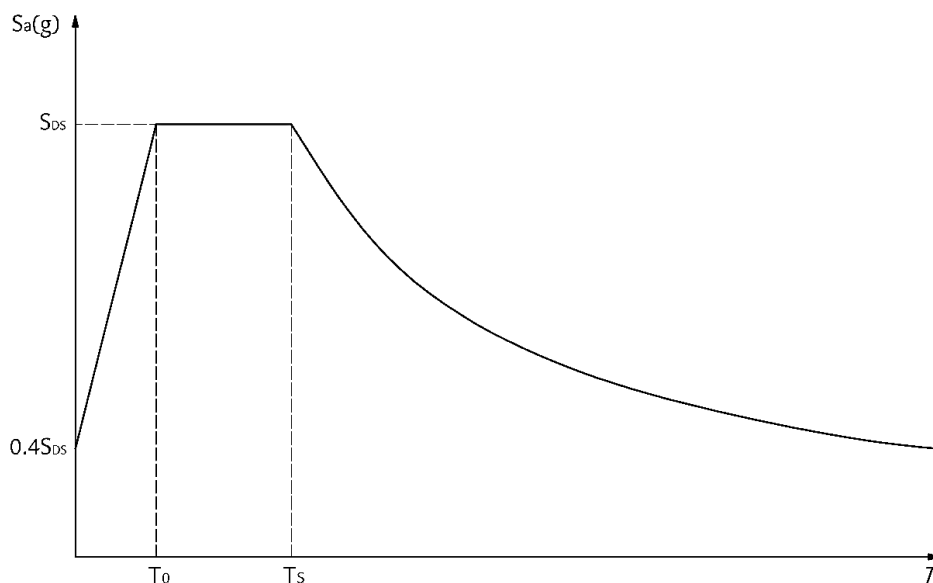


Figura 7. Espectro de diseño.

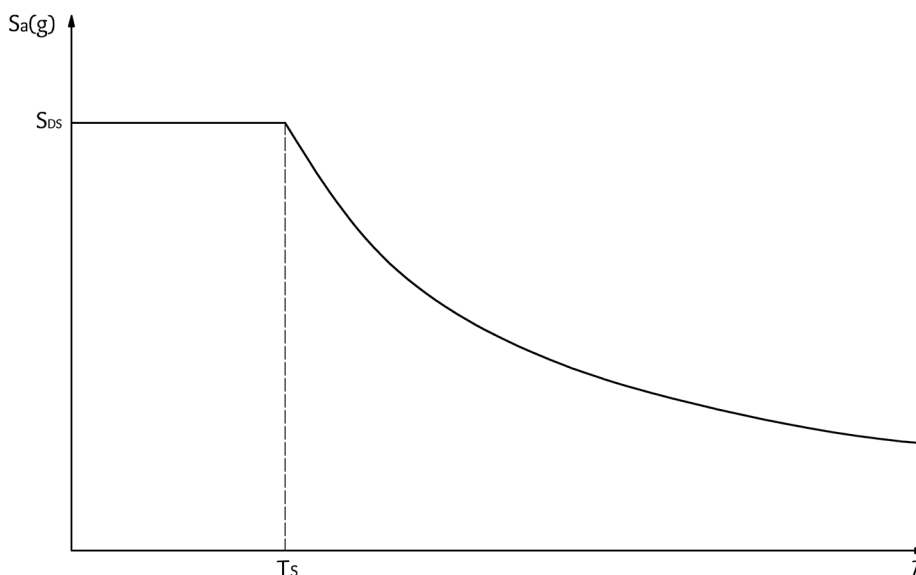


Figura 8. Espectro de diseño para estructuras emplazadas en campo cercano a la falla.

Tabla 9: Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de respuesta de aceleración espectral de diseño para periodo corto.

Valor de S_{DS}	Categoría de riesgo	
	I, II o III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \geq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \geq S_{DS} < 0.50$	C	D
$S_{DS} \geq 0.50$	D	D

Tabla 10: Categoría de diseño sísmico basado en el parámetro de respuesta de aceleración espectral de diseño para 1 s.

Valor de S_{D1}	Categoría de riesgo	
	I, II o III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \geq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \geq S_{D1} < 0.20$	C	D
$S_{D1} \geq 0.20$	D	D

CAPÍTULO 2.10. REQUERIMIENTOS PARA DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES.

2.10.1. REQUERIMIENTOS BÁSICOS. Todas las edificaciones deberán satisfacer los siguientes requisitos básicos. Las disposiciones especiales de análisis prescritas en los títulos de diseño del Volumen 1 deberán ser aplicadas en adición a las dadas aquí.

2.10.1.1. Los procedimientos de análisis y diseño usados para diseñar las edificaciones cumplirán con lo prescrito en este Título.

2.10.1.2. Se deberá construir un modelo matemático de la edificación que demuestre la idoneidad del sistema estructural ante los efectos causados por la combinación de las cargas gravitacionales y cargas laterales prescritas en este título.

2.10.1.3. Para la determinación de las fuerzas internas actuantes y las deformaciones resultantes en los elementos estructurales, las fuerzas sísmicas de diseño y su distribución a lo

largo de la altura sísmica de la edificación se definirá como se especifica en los procedimientos de análisis permitidos, especificados en **2.10.8**.

2.10.1.4. La estructura del edificio deberá incluir un sistema resistente a cargas laterales, capaz de proveer la resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía, adecuados para los movimientos sísmicos de diseño, garantizando que la estructura tenga la resistencia mínima requerida y que sus deformaciones se encuentren dentro de los límites definidos en este título.

2.10.1.5. Los miembros individuales, incluidos los que no forman parte del sistema resistente a cargas laterales, deben estar provistos de una adecuada resistencia para resistir los esfuerzos de corte, axiales y de flexión determinados para las cargas y combinaciones de carga definidas en este título. Todas las conexiones deben diseñarse para resistir las fuerzas que sean capaces de desarrollar los miembros conectados.

2.10.1.6. Las deformaciones de la estructura no excederán los límites prescritos para los niveles de cargas laterales requeridas en este título.

2.10.1.7. Se deberá garantizar un flujo de carga continuo, con resistencia y rigidez adecuadas, para transferir las cargas desde su lugar de origen hasta el suelo.

2.10.1.8. Las fundaciones deberán ser diseñadas para resistir las fuerzas desarrolladas por los elementos que éstas soportan y deberán acomodar los movimientos impartidos a la estructura y sus fundaciones por el movimiento del suelo.

2.10.1.9. En ningún caso, se permitirá el uso de muros de hormigón armado o de mampostería como elementos estructurales sismorresistentes, si no inician desde las fundaciones.

2.10.1.10. En cualquier piso se deberá evitar los cambios o discontinuidades significativas en resistencia o rigidez de las losas de piso utilizadas como diafragmas.

2.10.1.11. Las piscinas, estanques de agua y equipos mecánicos serán ubicados preferiblemente a nivel de terreno. Cuando su ubicación sea prevista en los pisos superiores, se deberá tomar en cuenta, en el análisis, la influencia de la masa de éstos en el piso considerado, incluido el efecto del oleaje.

2.10.1.12. Una vez determinados los esfuerzos de diseño para los elementos estructurales, en función de los materiales y el sistema estructural usado, éstos se diseñarán y detallarán de conformidad con los requisitos aplicables de los títulos de diseño del **Volumen I** del CDCRD.

2.10.2. SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

La selección del sistema estructural resistente a cargas verticales y laterales deberá hacerse de conformidad con los sistemas indicados en la **Tabla 11**.

Todos los sistemas estructurales deberán usarse de acuerdo con las limitaciones de uso de cada uno, de acuerdo tanto con la Categoría de Diseño Sísmico, como con las limitaciones de altura sísmica impuestas en dicha tabla. Los valores del coeficiente de modificación de respuesta sísmica R , factor de sobrerresistencia, Ω_0 , y factor de amplificación de deflexiones laterales C_d , dados para cada sistema estructural, serán usados para la determinación del cortante basal, de las fuerzas de diseño para cada miembro estructural y de las derivas de piso.

Todos los sistemas estructurales dispuestos en la **Tabla 11** serán diseñados y detallados de conformidad con los requisitos aplicables para cada sistema en particular, los cuales estarán dados en los títulos de diseño del Volumen I del CDCRD, y en los estándares complementarios de referencia.

El uso de sistemas estructurales no contenidos en la **Tabla 11** está supeditado a la aprobación de éstos por parte de la Dirección de Normas y Reglamentaciones del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones, para lo cual la parte interesada deberá presentar una solicitud formal satisfaciendo los requerimientos indicados por la referida dirección.

2.10.2.1. REQUERIMIENTO ESPECIAL PARA PÓRTICOS ESPECIALES DE ACERO. Para pórticos especiales de acero a momento clasificados en las categorías de diseño sísmico D, E o F, será de carácter obligatorio la continuidad de los pórticos hasta las fundaciones.

2.10.2.2. EXCEPCIONES. Las limitaciones de altura sísmica o uso indicadas en la **Tabla 11** se podrán modificar de acuerdo con las siguientes excepciones:

2.10.2.2.1. Los pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente se permitirán en edificaciones de un solo nivel, en las cuales la altura sísmica total no supere 18 m y la carga muerta total del techo no exceda 1 kN/m².

2.10.2.2.2. Para estructuras de un solo nivel clasificadas en la categoría de diseño sísmico D, se permitirá el uso de pórticos ordinarios de acero a momento si la altura sísmica total de la edificación se limita a 20 m, la carga muerta del techo no excede 1 kN/m², y la carga muerta por unidad de área de los muros de cierre que estén ubicados a más de 10 m de la base y tributen directamente a los pórticos a momento, no exceda 1 kN/m².

Tabla 11: Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.

Sistema estructural resistente a cargas laterales	Requerimiento de detallado	R	Ω_0	C_d	Limitación de altura sísmica, h_n (m)			
					Categoría de Diseño Sísmico			
					C	D	E	F
PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO								
P-1) Pórticos especiales de acero a momento.	Título 9, Volumen 1	6	3	4.75	SL	SL	SL	SL
P-2) Pórticos intermedios de acero a momento.		3.5	3	3.25	SL	12	NP	NP
P-3) Pórticos ordinarios de acero a momento.		2.5	3	2.25	SL	NP	NP	NP
P-4) Pórticos especiales de hormigón armado.	Título 5, Volumen 1	6	3	4.25	SL	SL	SL	SL
P-5) Pórticos intermedios de hormigón armado.		4.5	3	4	SL	NP	NP	NP
P-6) Pórticos ordinarios de hormigón armado.		2.5	3	2.25	NP	NP	NP	NP
P-7) Pórticos especiales compuestos de hormigón armado y acero.	Título 9, Volumen 1	6	3	4.75	SL	SL	SL	SL
P-8) Pórticos intermedios compuestos de hormigón armado y acero.		4.5	3	4	SL	NP	NP	NP
MUROS DE CORTE DE CONCRETO								
M-1) Muros especiales de hormigón armado.	Título 5, Volumen 1	4.5	2.5	4.5	SL	50	50	30
M-2) Muros ordinarios de hormigón armado.		3.5	2.5	3.5	SL	NP	NP	NP
M-3) Muros acoplados dúctiles de hormigón armado.		6	2.5	6	SL	50	50	30

Sistema estructural resistente a cargas laterales	Requerimiento de detallado	R	Ω_0	C _d	Limitación de altura sísmica, h _n (m)			
					Categoría de Diseño Sísmico			
					C	D	E	F
M-4) Muros de hormigón armado de ductilidad limitada, MHADL.	ESPECIFICACIONES EN DESARROLLO							
M-5) Muros prefabricados intermedios de hormigón armado.	Título 5, Volumen 1	3.5	2.5	3.5	SL	12	12	12
M-6) Muros prefabricados ordinarios de hormigón armado.		2.5	2.5	2.5	NP	NP	NP	NP
MUROS DE CORTE DE MAMPOSTERIA								
M-7) Muros especiales de mampostería.	Título 8, Volumen 1	3.5	2.5	2.75	SL	18	18	18
M-8) Muros intermedios de mampostería.		2.5	2.5	2	SL	NP	NP	NP
M-9) Muros ordinarios de mampostería.		2	2.5	1.75	18	NP	NP	NP
MUROS DE CORTE DE ACERO Y COMPUESTOS DE ACERO Y CONCRETO								
M-10) Muros especiales de placa de acero.	Título 9, Volumen 1	5.5	2	5	SL	50	50	30
M-11) Muros compuestos de placa de acero y concreto.		5	2.5	4.5	SL	50	50	30
M-12) Muros especiales compuestos de acero y concreto.		4.5	2.5	4	SL	50	50	30

Sistema estructural resistente a cargas laterales	Requerimiento de detallado	R	Ω_0	C _d	Limitación de altura sísmica, h _n (m)			
					Categoría de Diseño Sísmico			
					C	D	E	F
MUROS DE CORTE LIGEROS								
M-13) Muros de corte basados en marcos ligeros de madera con recubrimiento de paneles de madera o lámina de acero clasificados para resistir corte sísmico.	Título 10, Volumen 1	5	3	3	SL	18	18	18
M-14) Muros de corte basados en marcos ligeros de acero conformado en frío con recubrimientos de paneles de madera o lámina de acero clasificados para resistir corte sísmico.	Título 9, Volumen 1	5	3	3	SL	18	18	18
PORTICOS ARRIOSTRADOS								
PA-1) Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico.	Título 9, Volumen 1	6	2	3.5	SL	50	50	30
PA-2) Pórticos especiales de acero con arriostramiento concéntrico.		5	2	4	SL	50	50	30
PA-3) Pórticos ordinarios de acero con arriostramiento concéntrico.		3	2	3	SL	10	10	NP
PA-4) Pórticos de acero con arriostramientos de pandeo restringido.		6	2.5	4	SL	50	50	30
SISTEMAS DUALES CON PORTICOS ESPECIALES CAPACES DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS SISMICAS ESPECIFICADAS DE DISEÑO								
D-1) Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico.	Títulos 5 y/o 9, Volumen 1	7	2.5	3.5	SL	SL	SL	SL

Sistema estructural resistente a cargas laterales	Requerimiento de detallado	R	Ω_0	C_d	Limitación de altura sísmica, h_n (m)			
					Categoría de Diseño Sísmico			
					C	D	E	F
D-2) Pórticos especiales de acero con arriostramiento concéntrico.	Títulos 5 y/o 9, Volumen 1	6	2.5	4.75	SL	SL	SL	SL
D-3) Pórticos de acero con arriostramiento de pandeo restringido.		7	2.5	4.5	SL	SL	SL	SL
D-4) Muros especiales de hormigón armado.		6	2.5	4.75	SL	SL	SL	SL
D-5) Muros acoplados dúctiles de hormigón armado.		7	2.5	7	SL	SL	SL	SL
D-6) Muros ordinarios de hormigón armado.		4.5	2.5	4	SL	NP	NP	NP
D-7) Muros especiales de mampostería.	Títulos 8 y/o 9, Volumen 1	4	3	4	24	24	24	24
D-8) Muros intermedios de mampostería.		3.5	3	3	12	NP	NP	NP
D-9) Muros especiales de placa de acero.	Títulos 5 y/o 9, Volumen 1	7	2.5	5.5	SL	SL	SL	SL
D-10) Muros compuestos de placa de acero y concreto.		6.5	2.5	5	SL	SL	SL	SL
D-11) Muros especiales compuestos de acero y concreto.		5.5	2.5	5	SL	SL	SL	SL
D-12) Pórticos especiales de acero con arriostramiento concéntrico.		5	2.5	4	SL	10	NP	NP
D-13) Muros especiales de hormigón armado.		5.5	2.5	4	SL	50	30	30

Sistema estructural resistente a cargas laterales	Requerimiento de detallado	R	Ω_0	C_d	Limitación de altura sísmica, h_n (m)			
					Categoría de Diseño Sísmico			
					C	D	E	F
D-14) Muros ordinarios de hormigón armado.	Títulos 5, 8, y/o 9, según aplique, Volumen 1	2.5	3	4	SL	NP	NP	NP
D-15) Muros intermedios de mampostería.		2.5	3	2.5	18	NP	NP	NP
SISTEMAS DE PORTICOS EN VOLADIZO								
PV-1) Pórticos especiales de acero de columnas en voladizo	Título 9, Volumen 1	2	2	2	10	10	10	10
PV-2) Pórticos ordinarios de acero de columnas en voladizo		1.25	1.25	1.25	10	NP	NP	NP
PV-3) Pórticos especiales de concreto de columnas en voladizo	Título 5, Volumen 1	2	2	2	10	10	10	10

NP: No permitido.

SL: Sin límite de altura.

2.10.2.2.3. Para estructuras de un solo nivel clasificadas en la categoría de diseño sísmico D, se permitirá el uso de pórticos ordinarios de acero a momento sin limitación de altura sísmica si la edificación se usa para contener equipos o maquinarias y cuyos ocupantes sólo son los designados para mantener o monitorear el funcionamiento o procesos de dichos equipos o maquinarias, siempre y cuando la carga muerta total en los techos, incluyendo los pesos de equipos y maquinarias, no exceda 1 kN/m^2 . Adicionalmente, la carga muerta por unidad de área de los muros de cierre no deberá exceder 1 kN/m^2 , incluyendo las cargas tributarias de puentes grúa que no tengan una estructura de soporte propia, aparte de los pórticos exteriores a momento que soportan los cerramientos.

2.10.2.2.4. Para estructuras de un solo nivel clasificadas en las categorías de diseño sísmico D o E, se permitirá el uso de pórticos intermedios de acero a momento si la altura sísmica total de la edificación se limita a 20 m, la carga muerta del techo no excede 1 kN/m^2 , y la carga muerta por unidad de área de los muros de cierre que estén ubicados a más de 10 m de la base y tributen directamente a los pórticos a momento, no exceda 1 kN/m^2 .

2.10.2.2.5. Para estructuras de un solo nivel clasificadas en las categorías de diseño sísmico D o E, se permitirá el uso de pórticos intermedios de acero a momento sin limitación de altura sísmica si la edificación se usa para contener equipos o maquinarias y cuyos ocupantes sólo son los designados para mantener o monitorear el funcionamiento o procesos de dichos equipos o maquinarias, siempre y cuando la carga muerta total en los techos, incluyendo los pesos de equipos y maquinarias, no exceda 1 kN/m^2 . Adicionalmente, la carga muerta por unidad de área de los muros de cierre no deberá exceder 1 kN/m^2 , incluyendo las cargas tributarias de puentes grúa que no tengan una estructura de soporte propia, aparte de los pórticos exteriores a momento que soportan los cerramientos.

2.10.2.2.6. Para estructuras de un solo nivel clasificadas en la categoría de diseño sísmico F, se permitirá el uso de pórticos intermedios de acero a momento si la altura sísmica total de la edificación no excede 20 m, la carga muerta del techo no excede 1 kN/m^2 , y la carga muerta por unidad de área de los muros de cierre que tributen directamente a los pórticos a momento, no excede 1 kN/m^2 .

2.10.2.3. COMBINACIÓN DE SISTEMAS EN DIRECCIONES DIFERENTES. Se permitirá el uso de sistemas estructurales diferentes a lo largo de las dos direcciones de análisis de la estructura. Donde se usen sistemas estructurales diferentes, los valores respectivos de R , C_d y Ω_0 serán aplicados a cada sistema como corresponda, así como también se deberán respetar las limitaciones de altura sísmica contenidas en la **Tabla 11**.

2.10.2.4. COMBINACIÓN DE SISTEMAS EN LA MISMA DIRECCIÓN. Cuando no se trate de sistemas duales, si se combina el uso de dos o más sistemas estructurales en una misma dirección de análisis de una estructura, serán aplicadas las limitaciones de uso y altura sísmica más restrictivas de los sistemas usados.

2.10.2.4.1. Cuando se combine el uso de varios sistemas en una misma dirección de análisis, se aplicará el valor de R más bajo de los correspondientes a los sistemas usados para el diseño de todos los elementos estructurales en esa dirección. Además, los valores de C_d y Ω_0 serán consistentes con el valor de R seleccionado.

2.10.2.5. REQUERIMIENTOS DE DETALLADO DE SISTEMAS COMBINADOS. En todos los casos donde, por la continuidad de la estructura, se tengan elementos estructurales que formen parte de dos sistemas estructurales conectados, los requerimientos de detallado que aplicarán serán los correspondientes al sistema que tenga el mayor valor de R .

2.10.2.6. REQUERIMIENTO ESPECIAL PARA SISTEMAS DUALES. Todos los sistemas duales deberán tener pórticos a momento que sean capaces de resistir, en todos los pisos, al menos el 25% de las fuerzas sísmicas de diseño, sin importar la distribución de la resistencia y rigidez

entre los pórticos a momento y los muros de corte o pórticos arriostrados, la cual es inherente a la configuración estructural.

2.10.2.7. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA PÓRTICOS DE COLUMNAS EN VOLADIZO.

2.10.2.7.1. Si no se indica de manera diferente en las especificaciones particulares de diseño del título de diseño de estructuras de acero, la resistencia de diseño requerida, considerando sólo las combinaciones que incluyen efectos sísmicos, no deberá exceder el 15% de la resistencia axial de la columna, incluyendo los efectos de esbeltez.

2.10.2.7.2. Las fundaciones que soportan columnas de pórticos en voladizo deberán ser diseñadas para resistir los efectos de vuelco generados por las cargas de viento y sísmicas. En particular para evaluar la resistencia al vuelco de los cimientos y para su diseño se deberá aplicar el factor de sobrerresistencia.

2.10.2.8. SISTEMA COMBINADO DE MUROS DE CORTE Y PÓRTICOS A MOMENTO. Cuando se use una combinación de muros de corte y pórticos a momento en una misma dirección de análisis, y el sistema no sea clasificado como dual, se requerirá aplicar las limitaciones más restrictivas de los dos sistemas y se deberán usar los parámetros de respuesta sísmica del sistema con menor valor de **R**. No obstante, para ambos sistemas se deberán cumplir todos los requisitos de detallado aplicables.

2.10.3. DIAFRAGMAS.

2.10.3.1. DIAFRAGMA SEMIRRÍGIDO. El análisis estructural deberá considerar las rigideces relativas del diafragma y los elementos del sistema resistente a cargas laterales. A menos que el diafragma se clasifique como rígido o flexible, el modelo matemático de la edificación considerará explícitamente la rigidez del diafragma y su interacción con los demás elementos estructurales.

2.10.3.2. DIAFRAGMA FLEXIBLE. Los diafragmas que consistan en una lámina metálica acanalada (*steel deck*) podrán ser idealizados como flexibles si se cumple cualquiera de las siguientes condiciones:

- 1) Que el sistema resistente a cargas laterales consiste en pórticos de acero arriostrados o muros de corte de concreto, de mampostería, de placa de acero, o muros compuestos de concreto y acero.
- 2) En estructuras de muros de corte basados en marcos ligeros de madera o acero conformado en frío, donde el *topping* de concreto (o un material similar) no se coloca sobre paneles de madera que actúan como diafragmas de piso, a menos que dicho *topping* sea no estructural con un espesor mayor a 38 mm. Adicionalmente, se

deberán satisfacer las limitaciones de deriva de piso establecidas en este título para cada línea de muros que forman parte del sistema resistente a cargas laterales.

2.10.3.2.1. EXCEPCIÓN. Los diafragmas que no satisfagan los requerimientos de 2.10.3.2 podrán ser idealizados como flexibles si se demuestra que:

$$13) \frac{\delta_{MD}}{\Delta_{PD}} > 2$$

Donde:

δ_{MD} : deflexión lateral máxima del diafragma, y

Δ_{PD} : desplazamiento lateral promedio del diafragma.

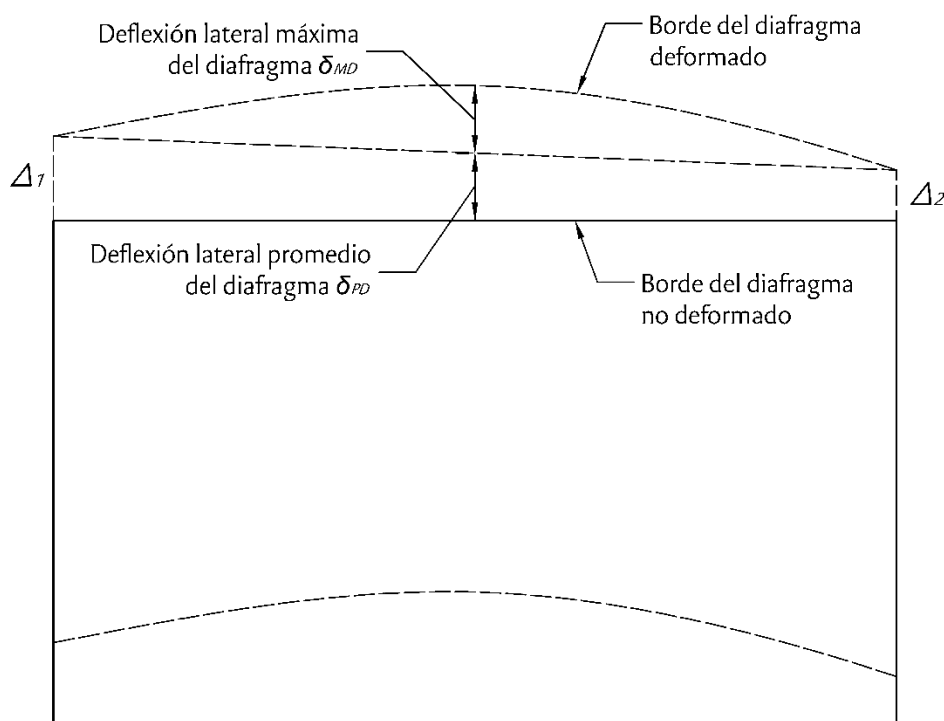


Figura 9. Diafragma flexible.

2.10.3.3. DIAFRAGMA RÍGIDO. Se podrán idealizar como rígidos todos los diafragmas consistentes en losas de concreto o losas de concreto compuestas con lámina colaborante (*“steel deck”* o *“metal deck”*) que tengan una relación de aspecto en planta de 3 o menor, que no presenten irregularidad por discontinuidad del diafragma, ni esquina reentrante, y que el

sistema resistente a cargas laterales al que éste está conectado no presente irregularidad por desfase fuera del plano ni por no ortogonalidad.

2.10.4. CLASIFICACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES. Todas las estructuras deberán ser evaluadas para determinar si la configuración estructural tiene una o más irregularidades estructurales basándose en los criterios de esta sección.

2.10.4.1. IRREGULARIDADES HORIZONTALES. Todas las estructuras deberán ser inspeccionadas para determinar si tienen una o más irregularidades de las indicadas en la **Tabla 12**.

Tabla 12: Irregularidades horizontales.

Descripción de la irregularidad	Categoría de Diseño Sísmico aplicable
H-1) Irregularidad torsional en planta. Para estructuras con diafragma rígido o semirrígido, existe cuando más del 75% de la resistencia a cargas laterales se proporciona a un lado del centro de masa del piso o cuando el Coeficiente de Irregularidad Torsional (CIT), calculado de acuerdo con 2.10.8.1.13 , excede 1.20 en uno o más pisos, para la dirección de análisis considerada.	C a F
H-2) Esquina reentrante. Se presenta cuando simultáneamente las dos proyecciones en planta de la estructura más allá de la esquina reentrante son mayores que el 20% de la dimensión en planta en la cada dirección respectiva.	C a F
H-3) Discontinuidad del diafragma. Se dice que el diafragma presenta irregularidad por discontinuidad cuando existe una variación abrupta de la rigidez, incluyendo cuando se tiene una abertura con un área mayor al 25% del área bruta circunscrita por el diafragma, o también si ocurre un cambio de más del 50% en la rigidez efectiva del diafragma entre pisos adyacentes.	C a F
H-4) Irregularidad por desfase fuera del plano. Existe cuando hay una discontinuidad del sistema de resistencia a cargas laterales producto de un desplazamiento de al menos un elemento vertical en dirección ortogonal al plano vertical del sistema sismorresistente.	C a F

H-5) Sistema no paralelo*. Existe cuando hay elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales que no son paralelos a los ejes principales del sistema resistente a cargas laterales.	C a F
---	-------

*La irregularidad tipo **H-5** está tipificada en la tabla, sin embargo, no se hacen requerimientos especiales para estructuras que tengan ese tipo de irregularidad, ya que en este reglamento siempre se exige la elaboración de un modelo tridimensional de análisis y se obliga al uso de la combinación direccional de la fuerza sísmica. No obstante, se toma en cuenta para la evaluación del factor de redundancia ρ .

Tabla 13: Clasificación de la irregularidad torsional.

Coeficiente de irregularidad torsional (CIT)	Categoría de Diseño Sísmico aplicable
$1.40 > CIT > 1.20$ Irregularidad torsional moderada.	C a F
$CIT > 1.40$ Irregularidad torsional extrema.	C a F

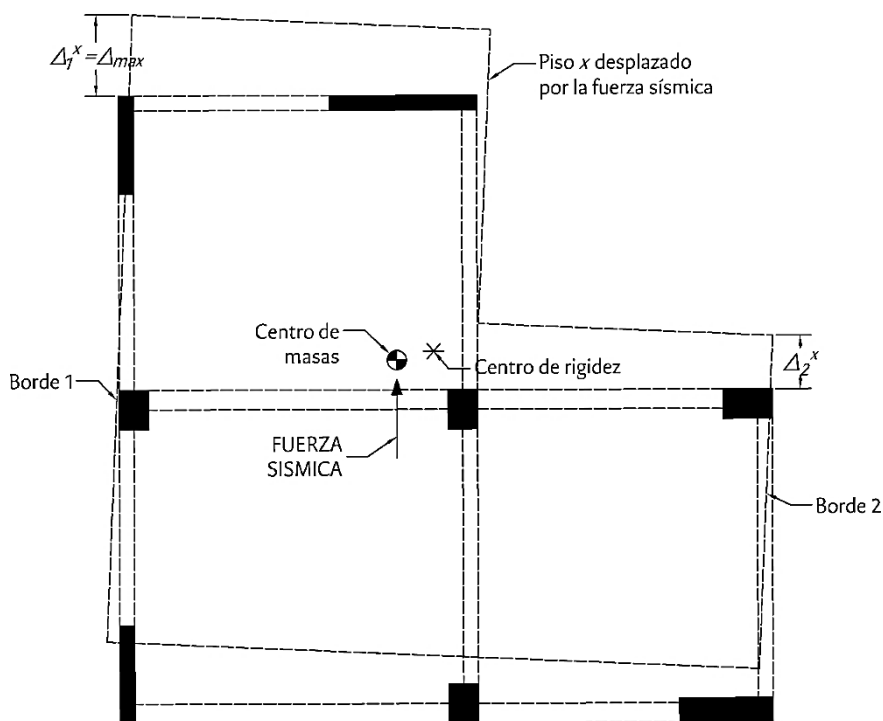


Figura 10. Coeficiente de irregularidad torsional, CIT.

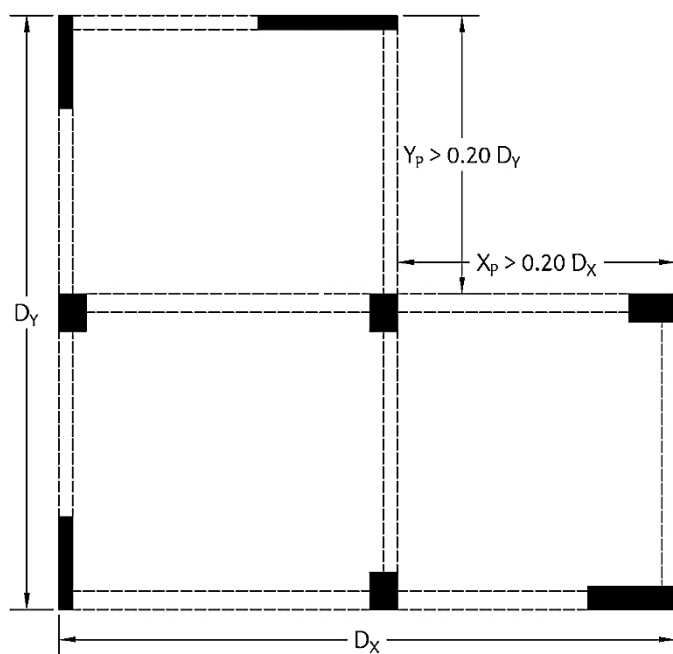


Figura 11. Reentrante en planta.

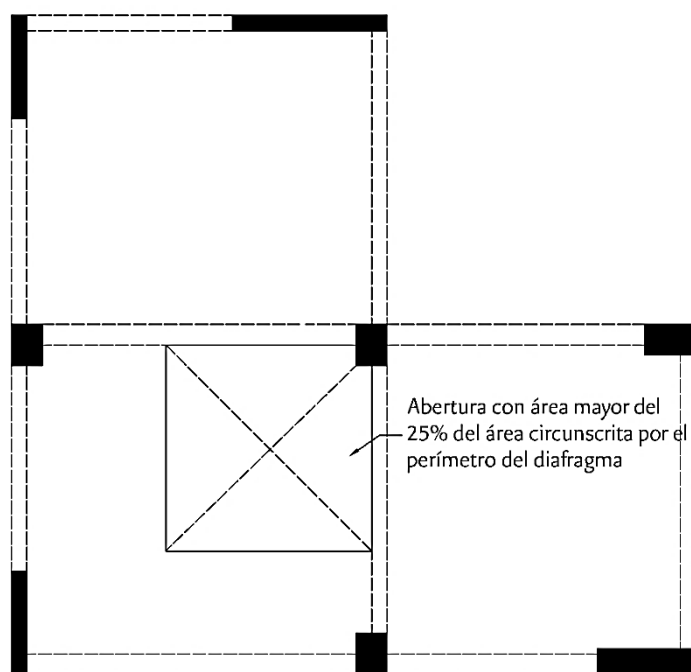


Figura 12. Discontinuidad del diafragma.

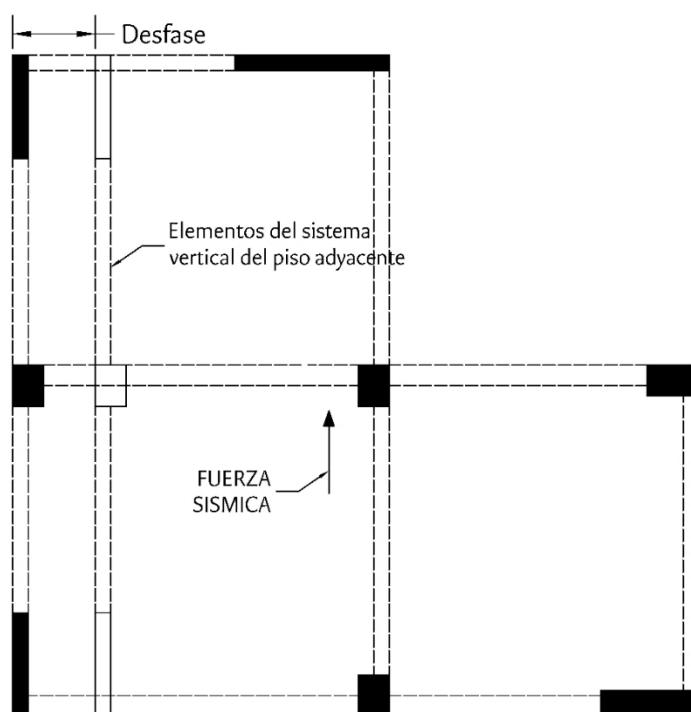


Figura 13. Desfase fuera del plano.

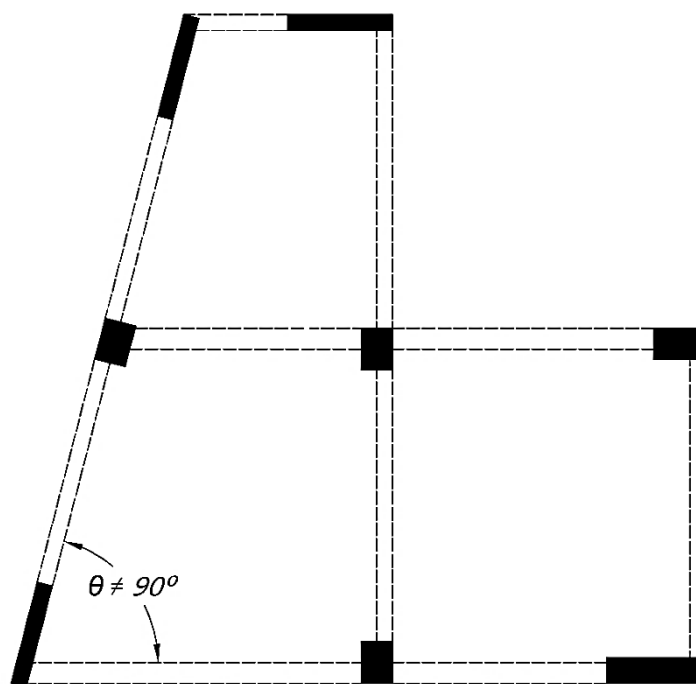


Figura 14. No ortogonalidad de los sistemas verticales sismorresistentes.

2.10.4.1.1. REQUISITO ADICIONAL PARA EDIFICIOS CON IRREGULARIDAD HORIZONTAL

TIPO H-1, H-2, H-3 O H-4. Para las estructuras con irregularidad torsional en planta, esquina reentrante, discontinuidad del diafragma o desfase fuera del plano, que se clasifiquen en las categorías de diseño sísmico C a F, las fuerzas de diseño en las conexiones del diafragma con los elementos verticales y con colectores deberán amplificarse en un 25%.

2.10.4.1.2. REQUISITOS ADICIONALES PARA EDIFICIOS CON IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA.

2.10.4.1.2.1. El coeficiente de irregularidad torsional, CIT, calculado como se indica en **2.10.8.1.13**, en ningún caso podrá exceder 1.60.

2.10.4.1.2.2. No se permitirán estructuras con irregularidad torsional extrema ($1.40 < CIT < 1.60$), clasificadas dentro de las categorías de diseño sísmico D, E o F, con excepción de las viviendas unifamiliares de hasta dos niveles.

2.10.4.1.2.3. Para las estructuras con irregularidad torsional extrema en ambas direcciones de análisis, el factor de redundancia, ρ , indicado en la sección **2.10.5** será tomado igual a 1.3.

2.10.4.1.3. PROHIBICIÓN DE IRREGULARIDAD TIPO H-4. Para todas las estructuras clasificadas en las categorías de diseño sísmico C, D, E y F, será prohibida la irregularidad tipo **H-4: desfase fuera del plano**.

2.10.4.1.3.1. EXCEPCIÓN. Para las categorías de diseño sísmico C, D y E, se permitirá que la estructura tenga irregularidad tipo H-4 cuando el elemento vertical discontinuo sea una columna, siempre que tanto los elementos estructurales sismorresistentes que la soporten, como las propias conexiones entre el elemento discontinuo y el elemento de soporte, sean diseñados adecuadamente para resistir los efectos sísmicos incluyendo el factor de sobrerresistencia, Ω_0 , como se indica en **2.10.6.4**.

2.10.4.2. IRREGULARIDADES VERTICALES. Todas las estructuras deberán ser inspeccionadas para determinar si tienen una o más de las irregularidades descritas en la **Tabla 14**.

2.10.4.2.1. PROHIBICIÓN. Para estructuras clasificadas en las categorías de diseño sísmico E y F, no serán permitidas las irregularidades verticales tipo V-2, V-5 y V-6.

2.10.4.2.2. Para estructuras clasificadas en la categoría de diseño sísmico D, no serán permitidas las irregularidades verticales tipo V-5 y V-6.

Tabla 14: Irregularidades verticales.

Descripción de la irregularidad	Categoría de diseño sísmico aplicable
V-1) Irregularidad por piso suave*. Existe cuando hay uno o más pisos donde la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediatamente superior. En caso de que haya tres o más pisos por encima del piso en consideración, ocurre cuando la rigidez lateral es menor que el 80% de la rigidez promediada de los tres pisos inmediatamente superiores.	D a F
V-2) Irregularidad extrema por piso suave. Existe cuando hay uno o más pisos donde la rigidez lateral es menor al 60% de la rigidez lateral del piso superior. En caso de que haya tres o más pisos por encima del piso en consideración, ocurre cuando la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez promediada de los tres pisos inmediatamente superiores.	D a F
V-3) Irregularidad geométrica vertical. Existe cuando la dimensión horizontal en planta del sistema resistente a cargas laterales en cualquier piso es mayor que el 130% de la dimensión correspondiente en el piso adyacente.	C a F
V-4) Irregularidad por desfase en el plano. Existe cuando hay una discontinuidad del sistema de resistencia a cargas laterales producto de un desplazamiento de al menos un elemento vertical en dirección paralela al plano vertical del sistema sismorresistente, ocasionando una demanda de vuelco sobre los elementos que lo soportan.	C a F
V-5) Irregularidad por piso débil. Existe cuando la resistencia a cargas laterales de un piso es menor que la del piso inmediatamente superior. ^(a)	D a F
V-6) Irregularidad extrema por piso débil. Existe cuando la resistencia a cargas laterales de un piso es menor que el 65% de la resistencia a cargas laterales del piso inmediatamente superior. ^(a)	D a F

^(a) La resistencia a cargas laterales de un piso es la resistencia total a cargas laterales de todos los elementos que conforman el sistema resistente a fuerzas sísmicas que resisten efectivamente el cortante de piso en la dirección considerada.

*No existen limitaciones para estructuras con este tipo de irregularidad vertical.

2.10.4.2.3. PROHIBICIÓN DE IRREGULARIDAD TIPO V-4. Para estructuras clasificadas en las categorías de diseño sísmico C, D, E y F, no será permitida la irregularidad vertical tipo V-4.

2.10.4.2.3.1. EXCEPCIÓN. Para las categorías de diseño sísmico C, D y E, se permitirá que la estructura tenga irregularidad tipo V-4 cuando el elemento vertical discontinuo sea una columna, siempre que tanto los elementos estructurales sismorresistentes que la soporten, como las propias conexiones entre el elemento discontinuo y el elemento de soporte, sean diseñados adecuadamente para resistir los efectos sísmicos incluyendo el factor de sobrerresistencia, Ω_0 , como se indica en 2.10.6.4.

2.10.4.2.4. REQUISITO ADICIONAL PARA EDIFICIOS CON IRREGULARIDAD VERTICAL TIPO V-3. Para las estructuras con irregularidad geométrica vertical, que se clasifiquen en las categorías de diseño sísmico C a F, se deberá cumplir adicionalmente con los siguientes requisitos:

1. Las fuerzas de diseño en las conexiones del diafragma con los elementos verticales y con colectores deberán amplificarse en un 25%.
2. Las fuerzas de diseño de los colectores y sus conexiones, incluyendo las conexiones de éstos con los elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales, deberán amplificarse en un 25%.

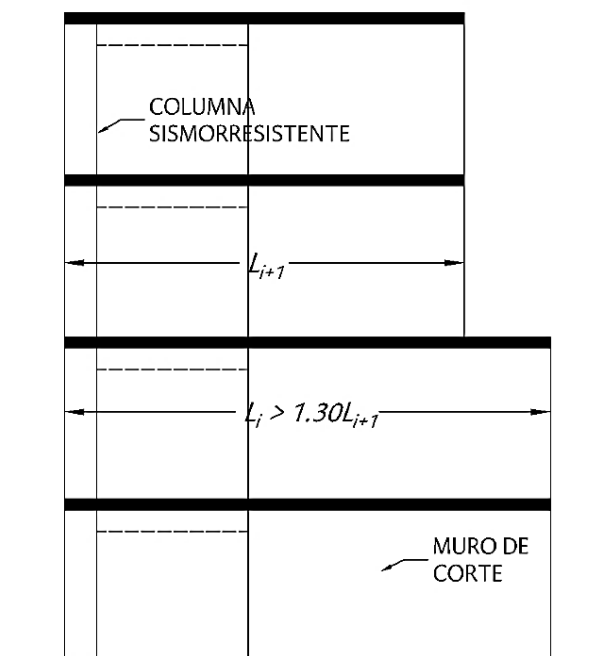


Figura 15. Irregularidad por discontinuidad geométrica vertical.

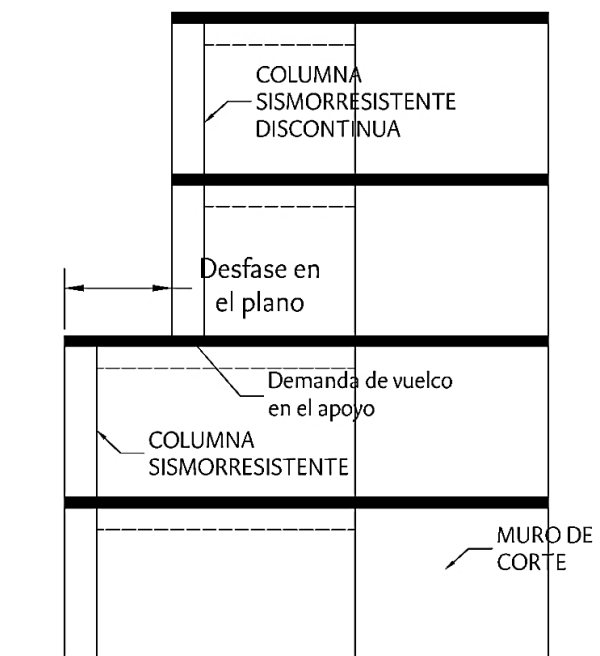


Figura 16. Irregularidad por desfase en el plano.

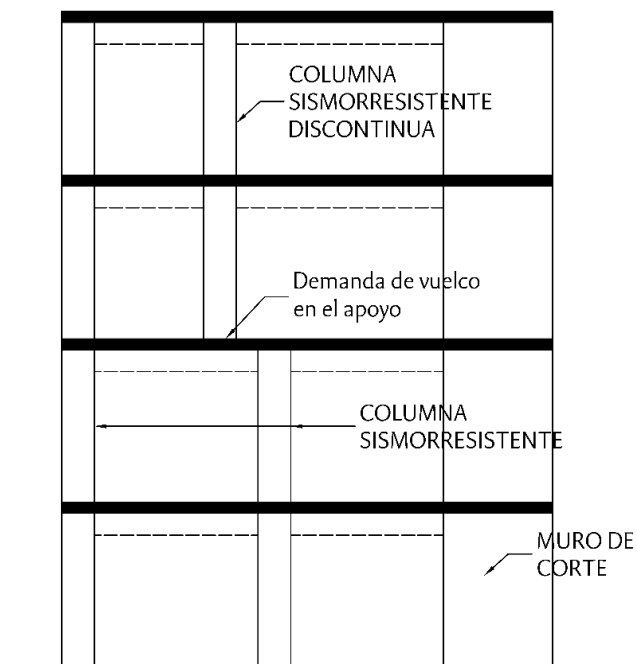


Figura 17. Irregularidad por desfase en el plano.

2.10.5. REDUNDANCIA. Se deberá asignar un factor de redundancia, ρ , al sistema resistente a fuerzas sísmicas en cada dirección principal de análisis, el cual será aplicable a las componentes de fuerza sísmica horizontal como se indica en **2.10.6.**

2.10.5.1.1. CASOS DONDE $\rho = 1.0$. En los siguientes casos, el factor de redundancia, ρ , puede ser tomado igual a 1.0:

1. Estructuras clasificadas en la categoría de diseño sísmico C.
2. Para la determinación de derivas de piso y efectos de segundo orden.
3. Para el diseño de componentes no estructurales.
4. Para el diseño de estructuras que no sean similares a edificios.
5. Para el diseño de colectores/distribuidores, empalmes, y sus conexiones donde los efectos sísmicos incluyen el factor de sobrerresistencia, Ω_0 .
6. Para el diseño de elementos o conexiones donde los efectos sísmicos incluyen el factor de sobrerresistencia, Ω_0 .
7. Para las fuerzas sísmicas de diseño de diafragmas.

2.10.5.1.2. EVALUACIÓN DEL FACTOR DE REDUNDANCIA. Para cada dirección de análisis dada, el factor de redundancia, ρ , será tomado igual a 1.3, a menos que existan al menos dos vanos de pórticos a momento resistentes a cargas laterales a cada lado del centro de masas de cada piso y que además se cumpla una de las siguientes condiciones, en cada piso que resista un cortante sísmico mayor al 35% del cortante basal sísmico:

1. Que al remover un arriostramiento individual o su conexión al marco de un pórtico arriostado; o al colocar articulaciones en ambos extremos de una viga de un pórtico a momento; o al articular la base de un elemento cualquiera de un pórtico de columnas en voladizo; o al remover un muro o machón de muro con una relación de aspecto alto/largo mayor a 1, $h_m/L_m > 1$, no se produzca una pérdida de más del 35% de la resistencia lateral en la dirección de análisis, ni se produzca irregularidad torsional extrema.
2. Que la estructura no tenga irregularidades horizontales y que las líneas resistentes estén ubicadas en el perímetro de la estructura y consistan en al menos dos vanos de pórticos a momento o dos vanos equivalentes de muros de corte.

2.10.5.1.2.1. NÚMERO DE VANOS EQUIVALENTES. El número de vanos equivalente para muros de corte se computará como la relación por cociente de la longitud del muro, L_m , entre la altura del piso, h_p .

2.10.5.1.3. PROHIBICIÓN POR FALTA DE REDUNDANCIA. No serán permitidas las estructuras de más de 30 m de altura sísmica, h_n , con sólo dos líneas de resistencia que no satisfagan lo indicado en (a), (b) y (c):

- (a) Las líneas resistentes deberán satisfacer lo indicado en el inciso (1) de **2.10.5.1.2.**
- (b) Las líneas resistentes deben estar ubicadas en o cerca del perímetro de la estructura y deben consistir en al menos dos vanos de pórticos a momento o dos vanos equivalentes de muros de corte.
- (c) La estructura no podrá tener irregularidad torsional extrema.

2.10.6. EFECTOS SÍSMICOS Y COMBINACIONES. Todos los miembros estructurales, incluyendo aquellos elementos que no forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, serán diseñados para resistir los efectos de las fuerzas sísmicas, es decir, las fuerzas axiales, cortantes y momentos de flexión y torsión resultantes en cada miembro estructural y sus conexiones, por la aplicación de las fuerzas sísmicas prescritas.

2.10.6.1. COMPONENTES DE FUERZA SÍSMICA. El efecto global de la fuerza sísmica, E , deberá incluir los efectos de ambas componentes horizontal y vertical del sismo, como se indica a continuación:

$$14) E = E_h + E_v$$

$$15) E = E_h - E_v$$

Donde:

E_h : Efecto de las componentes horizontales de las fuerzas sísmicas, y

E_v : Efecto de la componente vertical de las fuerzas sísmicas.

2.10.6.2. COMPONENTE HORIZONTAL DE FUERZA SÍSMICA. La componente horizontal de la fuerza sísmica se define como sigue:

$$16) E_h = \rho Q_s$$

Donde:

Q_s : Es el efecto de las componentes horizontales de fuerza sísmica de piso o de las fuerzas sísmicas usadas para diseño de diafragmas. La combinación direccional de las componentes horizontales de fuerza sísmica se deberá hacer como se indica en **2.10.7.1.**

2.10.6.3. COMPONENTE VERTICAL DE FUERZA SISMICA. La componente vertical de fuerza sísmica, E_v , se determinará mediante la siguiente expresión:

$$17) \quad E_v = 0.2S_{DS}D$$

2.10.6.3.1. EXCEPCIÓN. Para cualesquiera de las siguientes combinaciones de carga: la (7) en 2.4.2.1.2, la (9) en 2.4.2.1.3, la (7) y la (10) en 2.4.3.1.1 y la (13) en 2.4.3.1.3; se permitirá tomar que $E_v = 0$ para evaluar la demanda en la interfaz suelo-estructura.

2.10.6.3.2. Para losas o vigas en voladizo, se requerirá tomar en cuenta para el diseño una combinación de carga adicional consistente en una fuerza neta equivalente al 20% de la carga muerta total que actúa sobre el elemento, actuando en dirección vertical hacia arriba.

2.10.6.4. EFECTOS SÍSMICOS QUE INCLUYEN EL FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA. El efecto global de la fuerza sísmica incluyendo el factor de sobrerresistencia, E_Ω , deberá incluir los efectos de ambas componentes horizontal y vertical del sismo, como se indica a continuación:

$$18) \quad E_\Omega = E_{\Omega h} + E_v$$

$$19) \quad E_\Omega = E_{\Omega h} - E_v$$

Donde:

$E_{\Omega h}$: Es el efecto de las componentes horizontales de fuerza sísmica de piso o de las fuerzas sísmicas usadas para diseño de diafragmas, afectado por el factor de sobrerresistencia, Ω_0 . La combinación direccional de las componentes horizontales de fuerza sísmica se deberá hacer como se indica en 2.10.7.1. $E_{\Omega h}$ se define como:

$$20) \quad E_{\Omega h} = \Omega_0 E_h$$

2.10.6.4.1. Cuando se demuestre que la capacidad de un elemento de desarrollar fuerzas, calculada tomando en cuenta las dimensiones reales del elemento y las resistencias máximas esperadas de los materiales que lo componen, se permitirá usar estas fuerzas máximas que puede desarrollar el elemento en lugar de las fuerzas obtenidas al aplicar los efectos sísmicos incluyendo el factor de sobrerresistencia.

2.10.7. CRITERIO DE APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS. Las direcciones de aplicación de las fuerzas sísmicas usadas en el diseño serán aquellas que generen los efectos más críticos sobre los elementos estructurales y sus conexiones.

2.10.7.1. PROCEDIMIENTO DE COMBINACIÓN DIRECCIONAL ORTOGONAL. Las fuerzas sísmicas de diseño serán aplicadas simultáneamente en dos direcciones de análisis ortogonales entre sí de acuerdo con los requisitos para cada método de análisis. Los requerimientos de resistencia de todos los elementos estructurales, incluyendo las fundaciones, así como los requerimientos de derivas de piso, deberán ser satisfechos para todas las combinaciones.

2.10.7.1.1. Para estructuras en las que se emplee el método de las fuerzas laterales equivalentes o el método de respuesta modal espectral, los efectos del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección serán combinados con los efectos del 30% de las fuerzas en la dirección ortogonal. Los efectos de las combinaciones serán calculados de modo tal que para cada eje el factor de 100% se tome en cuenta actuando en ambas direcciones, positiva y negativa.

2.10.7.1.2. Para estructuras en las que la respuesta se evalúe mediante un análisis lineal tiempo-historia, o un análisis no lineal tiempo-historia, los pares de registros de aceleración ortogonales serán aplicados simultáneamente.

2.10.7.2. Para la evaluación de la irregularidad torsional en planta en una dirección dada, no se requiere la aplicación simultánea de las fuerzas sísmicas en la dirección ortogonal.

2.10.8. SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS. El análisis estructural de las edificaciones deberá hacerse de conformidad con los siguientes métodos:

1. Método de las fuerzas laterales equivalentes,
2. Método de análisis de respuesta modal espectral,
3. Método de análisis lineal tiempo-historia, o,
4. Método de análisis no lineal tiempo-historia.

2.10.8.1. MÉTODO DE LAS FUERZAS LATERALES EQUIVALENTES.

2.10.8.1.1. CORTANTE BASAL. La fuerza cortante sísmica de diseño en la base, V_b , o cortante basal, para cualquier dirección de análisis, será determinada mediante la siguiente expresión:

$$21) \quad V_b = C_S W$$

Donde:

C_S : coeficiente de respuesta sísmica,

W : peso sísmico efectivo, definido en 2.10.10.7.

2.10.8.1.2. DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE RESPUESTA SÍSMICA. El coeficiente de respuesta sísmica, C_S , será determinado mediante la siguiente expresión:

$$22) \quad C_S = \frac{S_a I_e}{R}$$

Donde: I_e es el factor de importancia dado en la **Tabla 3**. Alternativamente, se podrá tomar $S_a = S_{DS}$.

2.10.8.1.3. LÍMITE INFERIOR DEL COEFICIENTE DE RESPUESTA SÍSMICA. El valor del coeficiente de respuesta sísmica C_S no será nunca menor que:

$$23) \quad C_{S,min} = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

Donde: I_e es el factor de importancia dado en la **Tabla 3**. Para estructuras ubicadas donde el parámetro de aceleración espectral de referencia para periodo de 1 s es mayor o igual que 0.6, El valor del coeficiente de respuesta sísmica C_S no será nunca menor que:

$$24) \quad C_{S,min} = 0.5 S_1 I_e / R$$

2.10.8.1.4. DETERMINACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA. El periodo fundamental de la estructura, T , en la dirección de análisis considerada, será estimado mediante la siguiente expresión:

$$T = C_u T_a$$

Donde:

C_u : coeficiente de límite superior del periodo calculado, dado en la **Tabla 15**, y

T_a : periodo fundamental aproximado en la dirección considerada.

Tabla 15: Valores del coeficiente de límite superior del periodo calculado

Valor del parámetro de aceleración espectral de diseño de referencia para 1 s, S_{D1}	C_u
$S_{D1} \geq 0.3$	1.4
$S_{D1} = 0.2$	1.5

2.10.8.1.5. PERIODO FUNDAMENTAL APROXIMADO. El periodo fundamental aproximado de la estructura, T_a , será estimado mediante la siguiente expresión:

$$25) \quad T_a = C_t h_n^x$$

Donde: C_t y x están dados en la **Tabla 16** y h_n es la altura sísmica total, la cual se mide desde la base sísmica hasta el nivel más alto del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

Tabla 16: Coeficientes para la estimación del periodo fundamental.

Tipo de estructura	C_t	x
Pórticos de acero a momento ^(a)	0.0724	0.8
Pórticos de concreto a momento ^(a)	0.0466	0.9
Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico	0.0731	0.75
Pórticos de acero con arriostramiento de pandeo restringido	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas estructurales	0.0488	0.75

^(a) Estructuras basadas en pórticos a momento donde éstos aportan el 100% de la rigidez lateral y el 100% de la resistencia a las fuerzas sísmicas prescritas y no tienen elementos rígidos adosados, tales como muros divisorios y similares.

2.10.8.1.6. PERIODO FUNDAMENTAL PARA ESTRUCTURAS DE MUROS. Como alternativa a las especificaciones de **2.10.8.1.5**, para estructuras basadas en muros de mampostería o concreto se podrá estimar el periodo fundamental como sigue:

$$26) \quad T_a = \frac{C_q}{\sqrt{C_w}} h_n$$

Donde:

h_n : Altura sísmica total medida desde la base sísmica hasta el tope del sistema resistente a fuerza sísmica;

C_q : Constante que vale 0.00058/m;

C_w : Parámetro que depende del área bruta total en planta de la base de la estructura, A_B , del área del alma de los muros en la dirección de análisis considerada, A_i , y del número de muros que se considera que son efectivos para resistir la fuerza sísmica total en la dirección

de análisis. El valor de este parámetro se deberá determinar mediante la siguiente expresión:

$$27) \quad C_w = \frac{100}{A_B} \sum_x \frac{A_i}{1 + 0.83 \left(\frac{h_n}{D_i} \right)^2}$$

Donde: D_i es la longitud del muro i en la dirección considerada.

2.10.8.1.7. DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS SÍSMICAS. Las fuerzas sísmicas laterales, F_x , inducidas en cada nivel se determinarán de acuerdo con la siguiente expresión:

$$28) \quad F_x = C_{vx} V_b$$

Siendo:

$$29) \quad C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Donde:

C_{vx} : Factor de distribución vertical de las fuerzas sísmicas;

V_b : Cortante sísmico total en la base;

w_i : Fracción del peso sísmico efectivo ubicado en el nivel i ;

w_x : Fracción del peso sísmico efectivo ubicado en el nivel x ;

h_i : Altura medida desde la base sísmica hasta el nivel i ;

h_x : Altura medida desde la base sísmica hasta el nivel x ;

k : Exponente que depende del periodo de la estructura como sigue:

$k = 1$, para estructuras con periodo fundamental menor o igual que 0.5 s;

$k = 2$, para estructuras con periodo fundamental mayor o igual que 2.5 s;

$1 < k < 2$, para estructuras con periodo fundamental tal que $0.5 \text{ s} < T < 2.5 \text{ s}$, determinado mediante interpolación lineal.

n : Número de pisos en que se distribuye el cortante basal, V_b .

2.10.8.1.8. DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DE LAS FUERZAS SÍSMICAS. El cortante sísmico de diseño para cada piso V_x se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

Donde: F_i es la fuerza sísmica del piso i . El cortante de piso, V_x , se deberá distribuir a los elementos verticales del sistema resistente a fuerza sísmicas basados en la rigidez lateral relativa de los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas laterales y el diafragma, para el piso en consideración.

Para estructuras con diafragmas flexibles, la distribución de las fuerzas laterales de piso se efectuará en proporción a la carga vertical tributaria a los elementos del sistema resistente a cargas laterales.

2.10.8.1.9. TORSIÓN INHERENTE. Para los diafragmas que no sean clasificados como flexibles, la distribución de las fuerzas sísmicas en cada nivel deberá considerar el efecto del momento torsional inherente, M_t , que resulta de la aplicación de la fuerza sísmica en el centro de masas del piso, el cual por lo general tiene una ubicación distinta al centro de rigidez.

2.10.8.1.10. EXCENRICIDAD ACCIDENTAL. Para evaluar el coeficiente de irregularidad torsional, CIT, deberá considerarse el efecto que tiene asumir un desplazamiento del centro de masas una distancia igual al 5% de la dimensión en planta medida sobre la perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas. Este desplazamiento deberá hacerse sobre la perpendicular a la dirección de análisis considerada y se deberán evaluar ambos casos positivo y negativo.

2.10.8.1.11. TORSIÓN ACCIDENTAL. En estructuras que presenten irregularidad torsional en planta, se requerirá combinar el momento de torsión accidental, M_{ta} , con el momento de torsión inherente, M_t , para cada dirección de análisis.

El momento de torsión accidental, M_{ta} , se calculará como el producto de la fuerza sísmica de piso por el valor de la excentricidad accidental.

2.10.8.1.12. EXCEPCIÓN. Para cada dirección de análisis considerada, no será requerida la aplicación simultánea del momento de torsión accidental asociado a la componente ortogonal de la fuerza sísmica.

2.10.8.1.13. COEFICIENTE DE IRREGULARIDAD TORSIONAL. Para ambas direcciones de análisis, para cada piso, será requerido calcular el Coeficiente de Irregularidad Torsional, CIT, considerando ambos casos de excentricidad accidental, mediante la siguiente expresión:

$$30) \quad CIT = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{prom}}$$

Donde:

Δ_{max} : Deriva máxima del piso en la dirección de análisis,

Δ_{prom} : Promedio aritmético de las derivas de piso de los extremos opuestos del piso, en la dirección de análisis.

Las derivas de piso Δ_{max} y Δ_{prom} podrán ser calculadas asumiendo que el diafragma es rígido, excepto para estructuras donde se compruebe que el diafragma es flexible, en cuyo caso **no será aplicable** la irregularidad torsional. El valor del CIT asignado a una estructura para una dirección de análisis dada será el mayor de los obtenidos para todos los pisos en dicha dirección de análisis.

2.10.8.1.14. AMPLIFICACIÓN DEL MOMENTO DE TORSIÓN ACCIDENTAL. Para todas las estructuras que presenten irregularidad torsional en planta y que estén clasificadas en las categorías de diseño sísmico C a la F, se requerirá que los momentos de torsión accidental en planta en cada nivel, M_{ta} , se multipliquen por un factor de amplificación A_x , el cual será determinado mediante la siguiente expresión:

$$31) \quad 1 < A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2 < 3$$

Donde: δ_{max} es el desplazamiento lateral máximo del diafragma en el nivel en consideración y δ_{prom} es el promedio aritmético de los desplazamientos laterales de los extremos del diafragma en dicho nivel, ambos computados incluyendo la torsión accidental pero antes de la aplicación del factor A_x .

2.10.8.1.15. Para la determinación de los desplazamientos máximos y promedio del diafragma se permitirá considerar que el diafragma es rígido.

2.10.8.1.16. DETERMINACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y DERIVAS DE PISO. El análisis estructural elástico usado para la determinación de los desplazamientos laterales y derivas de piso se deberá realizar usando un factor de 1.0 para las fuerzas sísmicas horizontales E_h , incluyendo el efecto de las cargas gravitacionales esperadas.

2.10.8.1.17. DESPLAZAMIENTO PARA EL TERREMOTO DE DISEÑO. El desplazamiento lateral correspondiente al terremoto de diseño δ_{TD} para un elemento que forma parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas será determinado mediante la siguiente expresión:

$$32) \quad \delta_{TD} = \frac{C_d \delta_e}{I_e} + \delta_{di}$$

Donde:

C_d : Coeficiente de amplificación de desplazamientos elásticos,

I_e : Factor de importancia, indicado en la **Tabla 3**.

δ_e : Desplazamiento elástico calculado para fuerzas sísmicas de diseño, incluyendo los efectos de la torsión accidental y, si es aplicable, incluyendo la amplificación de los momentos de torsión en planta.

δ_{dt} : Desplazamiento debido a la deformación del diafragma en su plano, consistente con la aplicación de las fuerzas sísmicas de diseño.

2.10.8.1.18. DERIVAS DE PISO DE DISEÑO. La deriva de piso para el nivel de fuerzas sísmicas de diseño, Δ , se calculará como la diferencia de los desplazamientos para el terremoto de diseño δ_{TD} (o δ_{DTD}), entre el centro de masas del piso en consideración y el centro de masas del piso inmediatamente inferior. Si los centros de masa no se alinean verticalmente, se permitirá usar como punto de referencia la proyección del centro de masas del piso considerado sobre el piso inmediatamente inferior.

2.10.8.1.19. DERIVAS DE PISO DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS CON IRREGULARIDAD TIPO H-1. Para todas las estructuras que presenten irregularidad torsional en planta, la deriva de piso para los niveles de fuerza sísmica de diseño se deberá calcular como la mayor diferencia entre el desplazamiento de un punto de cualquier borde del piso en consideración respecto del punto correspondiente en el nivel inmediatamente inferior. Se deberá tomar en cuenta la rotación de los diafragmas producto del momento de torsión asociado a las excentricidades inherente y accidental, y del momento de torsión adicional generado por el factor de amplificación A_x .

2.10.8.2. ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL.

2.10.8.2.1. ANÁLISIS DE RESPUESTA MODAL ESPECTRAL.

2.10.8.2.1.1. MODELO MATEMÁTICO. Se deberá construir un modelo matemático tridimensional de la estructura que represente adecuadamente la rigidez lateral del sistema estructural, incorporando, para el caso de diafragmas semirrígidos o flexibles, la rigidez del diafragma, tal que se pueda tomar en cuenta la participación de éste en la respuesta dinámica de la estructura.

2.10.8.2.1.2. NÚMERO DE MODOS. Se requerirá un análisis modal de la estructura para determinar los modos naturales de vibración de la estructura. Se deberá incorporar al análisis modal un número de modos de vibración mínimo que garantice al menos un 90% de participación modal de masas combinada en cada dirección ortogonal de análisis considerada en el modelo.

2.10.8.2.1.3. PARÁMETROS DE RESPUESTA MODAL DE FUERZAS. Los parámetros de respuesta de interés, tales como fuerzas en los soportes, fuerzas en los miembros estructurales, entre otros, serán calculados usando las propiedades de cada modo de vibración y el espectro de respuesta de diseño definido en **2.9.4.5**, y divididos entre R/I_e , donde:

R : Coeficiente de modificación de respuesta sísmica, y,

I_e : Factor de importancia, como se indica en la **Tabla 3**.

2.10.8.2.1.4. PARÁMETROS DE RESPUESTA MODAL DE DESPLAZAMIENTOS. Los valores de los parámetros de respuesta de desplazamientos laterales y derivas de piso debido a fuerza sísmica deberán multiplicarse por C_d/R , donde C_d es el coeficiente de amplificación de desplazamientos laterales elásticos. Para la determinación de los desplazamientos laterales y derivas de piso se deben seguir las especificaciones dadas desde **2.10.8.1.16** hasta **2.10.8.1.19**.

2.10.8.2.1.5. RESPUESTA MODAL COMBINADA. Los valores de cada parámetro de respuesta modal de interés deberán ser combinados para obtener el valor del parámetro de respuesta modal combinada. Las contribuciones de cada modo al parámetro de respuesta de interés serán combinadas para obtener la respuesta total usando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, o SRSS por sus siglas en inglés; el método de la combinación cuadrática completa, o CQC por sus siglas en inglés; o el método de la combinación cuadrática completa modificada por el comité ASCE 4, la cual se denomina CQC-4 por sus siglas en inglés.

Tanto la combinación CQC como la CQC-4 serán usadas para cada uno de los valores modales donde modos poco espaciados entre sí presentan una correlación significativa de respuesta traslacional y torsional.

2.10.8.2.1.6. ESCALAMIENTO DE FUERZAS. El cortante basal sísmico deberá determinarse para ambas direcciones de análisis usando el periodo fundamental calculado en el modelo matemático. Cuando el periodo fundamental calculado en el modelo matemático, T , sea mayor que el periodo fundamental aproximado de acuerdo con 2.10.8.1.4, deberá usarse este último en lugar del calculado. En efecto, cuando la respuesta modal combinada para el parámetro de cortante basal sísmico, V_t , resulte ser menor que el 100% de la fuerza cortante basal obtenida mediante el método de las fuerzas laterales equivalentes, V_b , todas las fuerzas deberán ser ajustadas multiplicando por el factor V_b/V_t .

2.10.8.2.1.7. ESCALAMIENTO DE DERIVAS DE PISO. Las derivas de piso no requerirán ser amplificadas, excepto para estructuras ubicadas tal que el parámetro de aceleración

espectral de referencia para periodo de 1 s, S_1 , sea igual o mayor que 0.6, en cuyo caso, las derivas de piso deberán ser escaladas por el siguiente factor:

$$\frac{(0.5S_1 I_e / R)W}{V_t} \geq 1.$$

2.10.8.2.1.8. DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DE LAS FUERZAS SÍSMICAS. Los cortantes sísmicos se distribuirán de acuerdo con 2.10.8.1.8.

2.10.8.2.1.9. TORSIÓN ACCIDENTAL ESTÁTICA EQUIVALENTE. Para cada piso deberá calcularse el momento de torsión accidental estático equivalente, M_{ta} , multiplicando el valor del parámetro de respuesta combinada de fuerza sísmica de piso por el valor de la excentricidad accidental definido en 2.10.8.1.10. Los efectos de este momento de torsión accidental estático equivalente deberán combinarse con los efectos de la respuesta modal combinada de diseño, ajustada de acuerdo con 2.10.8.2.1.6 y 2.10.8.2.1.7.

2.10.8.2.1.10. TORSIÓN ACCIDENTAL ESTÁTICA AMPLIFICADA. Para estructuras que presenten irregularidad torsional en planta, de acuerdo con lo indicado en la **Tabla 12**, el momento de torsión accidental estático equivalente calculado como se indica en 2.10.8.2.1.9, se deberá multiplicar por el factor de amplificación A_x calculado de acuerdo con 2.10.8.1.14. Los efectos de este momento de torsión accidental estático equivalente amplificado deberán combinarse con los efectos de la respuesta modal combinada de diseño, ajustados de acuerdo con 2.10.8.2.1.6 y 2.10.8.2.1.7.

2.10.8.2.1.11. EXCEPCIÓN. Los requerimientos de 2.10.8.2.1.9 y 2.10.8.2.1.10 podrán obviarse si los efectos de desplazar el centro de masas de cada piso una distancia igual al 5% de la dimensión en planta en la dirección ortogonal a la de la aplicación de las fuerzas, se incorporan al análisis modal. En todo caso se deberán considerar ambos casos de desplazamientos asumidos del centro de masas, positivo y negativo.

2.10.8.2.2. METODO DE ANÁLISIS DE RESPUESTA LINEAL TIEMPO-HISTORIA.

2.10.8.2.2.1. REQUERIMIENTOS DEL MODELO ANALÍTICO. Para la aplicación de este método se requerirá construir y analizar un modelo matemático lineal tridimensional de la estructura que represente adecuadamente la distribución de masas y rigideces de la estructura, con el objetivo de determinar su respuesta sísmica a través de métodos de integración numérica, ante la aplicación de un grupo de registros de aceleración compatibles y ajustados al espectro de respuesta de diseño del sitio. El modelo deberá incorporar los efectos de segundo orden.

2.10.8.2.2.2. NÚMERO DE MODOS. Cuando se use el método de respuesta modal tiempo-historia, se deberá incluir una cantidad mínima de modos consistente con lo indicado en **2.10.8.2.1.2.**

2.10.8.2.2.3. TORSIÓN ACCIDENTAL. Si se comprueba que la estructura posee irregularidad torsional en planta, de acuerdo con lo indicado en la **Tabla 12**, los efectos de torsión accidental deberán ser incorporados al análisis dinámico aplicando desplazamientos explícitos del centro de masas de cada piso una distancia igual al 5% de la dimensión en planta en la dirección perpendicular a la de la aplicación de las fuerzas sísmicas. Se deberán considerar ambos casos de desplazamiento, positivo y negativo. No es necesario aplicar el desplazamiento del centro de masas simultáneamente para la componente de carga sísmica ortogonal a la de análisis.

Dado que el efecto de la excentricidad se deberá contemplar explícitamente en la respuesta dinámica de la estructura, no se requerirá la aplicación del factor de amplificación A_x .

2.10.8.2.2.4. SELECCIÓN Y MODIFICACIÓN DE REGISTROS. El grupo de registros a ser usado en el análisis deberá conformarse por al menos tres (3) pares de componentes ortogonales entre sí, derivadas de eventos sísmicos reales o artificiales, las cuales deberán ser ajustadas al espectro de respuesta de diseño.

2.10.8.2.2.5. APLICACIÓN DE LOS REGISTROS DE ACELERACIÓN. Los pares de registros seleccionados deberán aplicarse en las dos direcciones ortogonales de respuesta de la estructura.

2.10.8.2.2.6. MODIFICACIÓN DE LA RESPUESTA PARA DISEÑO. Para cada par de registros se deberá determinar un cortante basal elástico en cada dirección de análisis, dígase V_{EX} y V_{EY} . El modelo matemático para la determinación de los cortantes sísmicos elásticos, V_{EX} y V_{EY} , no debe incluir la torsión accidental. Para cada par de registros, se deberá computar un cortante basal inelástico en ambas direcciones de análisis, como sigue:

$$V_{IX} = \frac{V_{EX} I_e}{R_X}$$

$$V_{IY} = \frac{V_{EY} I_e}{R_Y}$$

Donde:

V_{IX} : Cortante basal inelástico en la dirección principal X,

V_{IY} : Cortante basal inelástico en la dirección principal Y,

R_X : Coeficiente de modificación de respuesta sísmica en la dirección principal X,

R_Y : Coeficiente de modificación de respuesta sísmica en la dirección principal Y,

I_e : Factor de importancia, como se indica en la **Tabla 3**.

2.10.8.2.2.7. FACTOR DE ESCALA PARA FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO. Para cada dirección de análisis, X e Y, será calculado el cortante basal asociado al método de las fuerzas laterales equivalentes, V_{bX} y V_{bY} , definido en **2.10.8.1.1**. Luego, se determinarán factores de amplificación para obtener las fuerzas sísmicas de diseño, calculados como sigue a continuación:

$$\eta_X = \frac{V_{bX}}{V_{IX}} > 1$$

$$\eta_Y = \frac{V_{bY}}{V_{IY}} > 1$$

2.10.8.2.2.8. FUERZAS SÍSMICAS DE DISEÑO. Se deberá efectuar un análisis para cada par de registros y para cada dirección principal de análisis, X y Y, en los cuales se requerirá incorporar los efectos de la torsión accidental indicados en **2.10.8.2.2.3**, asociados a la componente de fuerza en la dirección de análisis. No es necesario incorporar simultáneamente los efectos de la torsión accidental asociados a la componente en la dirección ortogonal a la de análisis. Las fuerzas sísmicas de diseño se obtendrán como sigue:

1. La respuesta de fuerza combinada en la dirección X será la combinación del parámetro de respuesta de fuerza en la dirección X multiplicada por $\eta_X I_e / R_X$ con el parámetro de respuesta de fuerza en la dirección Y multiplicada por $\eta_Y I_e / R_Y$.
2. La respuesta de fuerza combinada en la dirección Y, será la combinación del parámetro de respuesta de fuerza en la dirección Y multiplicada por $\eta_Y I_e / R_Y$ con el parámetro de respuesta de fuerza en la dirección X multiplicada por $\eta_X I_e / R_X$.

2.10.8.2.2.9. DESPLAZAMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO. Se deberá efectuar un análisis para cada par de registros y para cada dirección principal de análisis, X y Y, en los cuales se requerirá incorporar los efectos de la torsión accidental indicados en **2.10.8.2.2.3**, asociados a la componente de fuerza en la dirección de análisis. No es necesario incorporar simultáneamente los efectos de la torsión accidental asociados a la componente en la dirección ortogonal a la de análisis. Los desplazamientos sísmicos de diseño se obtendrán como sigue:

1. La respuesta combinada de desplazamiento en la dirección X será la combinación del parámetro de respuesta de desplazamiento en la dirección X multiplicada por $\eta_X C_{dX}/R_X$ con el parámetro de respuesta de desplazamiento en la dirección Y multiplicada por $\eta_Y C_{dY}/R_Y$.
2. La respuesta de desplazamiento combinada en la dirección Y , será la combinación del parámetro de respuesta de desplazamiento en la dirección Y multiplicada por $\eta_Y C_{dY}/R_Y$ con el parámetro de respuesta de desplazamiento en la dirección X multiplicada por $\eta_X C_{dX}/R_X$.

2.10.8.2.2.10. ENVOLVENTE DE FUERZAS DE DISEÑO. El valor de cualquier componente de fuerza para el diseño de los elementos estructurales consistirá en la envolvente de los parámetros de respuesta de fuerzas sísmicas de diseño obtenidas según lo indicado en **2.10.8.2.2.8.**

2.10.8.2.2.11. ENVOLVENTE DE DERIVAS DE PISO. El valor de cualquier componente de deriva de piso de diseño se calculará como la envolvente de la deriva de piso calculada a partir de los desplazamientos sísmicos de diseño indicados en **2.10.8.2.2.9.**

2.10.8.3. MÉTODO DE ANÁLISIS DE RESPUESTA NO LINEAL TIEMPO-HISTORIA. El análisis de respuesta no lineal tiempo-historia se permitirá usar para demostrar que la estructura cuenta con rigidez, resistencia y ductilidad adecuadas para resistir los efectos del Terremoto Máximo Considerado con un desempeño aceptable. El análisis de respuesta no lineal tiempo-historia deberá complementarse con cualesquiera de los análisis lineales indicados en **2.10.8.1** o **2.10.8.2**, aplicando las siguientes excepciones:

1. Para estructuras clasificadas en las categorías de riesgo sísmico I, II y III, el requerimiento de límite de deriva no aplica. Si ocurre que la deriva calculada en el análisis no lineal excede el 150% de la deriva máxima admisible de la **Tabla 19**, los componentes no estructurales sensibles a los desplazamientos laterales serán diseñados para acomodar dos terceras partes (2/3) de la deriva calculada.
2. Se permitirá tomar el factor de sobrerresistencia, Ω_0 , igual a 1.0.
3. El factor de redundancia, ρ , podrá tomarse igual a 1.0.
4. Cuando la torsión accidental es considerada explícitamente en el análisis no lineal, no se requiere considerar el factor de amplificación A_x .

2.10.8.3.1. ANÁLISIS DE RESPUESTA VERTICAL. Se deberá incluir el efecto de la respuesta vertical cuando existan elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales que sean discontinuos.

2.10.8.3.2. INFORMACIÓN PRELIMINAR REQUERIDA. Para realizar un análisis no lineal tiempo-historia a una edificación se requerirá al diseñador la presentación de las siguientes informaciones preliminares ante los revisores estructurales designados de la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias, a ser aprobadas previo a la ejecución del análisis no lineal:

1. Una descripción de los sistemas estructurales seleccionados para resistir las cargas gravitacionales y las cargas laterales.
2. Los parámetros geotécnicos incluyendo: caracterización del suelo, tipos de fundaciones recomendadas, módulo de reacción y esfuerzo admisible, evaluación de riesgo sísmico en el sitio, espectro de respuesta objetivo y la selección y escalamiento de los registros a ser implementados en el análisis.
3. Descripción de las cargas muertas y vivas para diseño.
4. Descripción conceptual del modelo analítico, incluyendo: una descripción de las capacidades del programa de cómputo a ser usado en el análisis no lineal, definición de las masas, identificación de los comportamientos controlados por fuerza y los controlados por deformación, descripción de cuáles componentes serán modeladas para mantenerse esencialmente elásticas y cuáles incorporarán explícitamente la incursión en el rango inelástico, propiedades de resistencias esperadas de los materiales, las bases para el modelado del comportamiento histerético de las rótulas, asunciones respecto de las rigideces iniciales de componentes y juntas, modelado de los diafragmas de piso, criterio de amortiguamiento y el procedimiento para evaluar la interacción suelo-estructura.
5. Resumen detallado de las pruebas de laboratorio o ensayos sobre los cuales apoya el criterio de modelado del comportamiento histerético de las rótulas, o sobre los cuales se apoya para demostrar un desempeño aceptable.
6. Valores específicos de criterio de aceptación para la evaluación del desempeño de los elementos que pertenecen al sistema resistente a fuerzas sísmicas. Se deberá incluir la identificación de modos de falla de los componentes que se consideren como indicadores de colapso.
7. Criterio usado para demostrar una compatibilidad de deformación aceptable de los componentes del sistema resistente a cargas gravitacionales cuando las derivas de piso excedan el 150% de las derivas admisibles indicadas en **2.10.11**.

2.10.8.3.3. INFORMACIÓN FINAL REQUERIDA. Luego de la realización del proceso de análisis no lineal de la estructura, se deberán aportar las siguientes informaciones,

juntamente con cualesquiera otras que sean requeridas explícitamente por los revisores estructurales designados de la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias:

1. Informe final de estudio geotécnico, incluyendo la resistencia a corte, rigidez y características de amortiguamiento del suelo. Además, las informaciones definitivas de: tipos de fundaciones implementados, módulo de reacción y esfuerzo admisible usados, evaluación de riesgo sísmico en el sitio, espectro de respuesta objetivo y la selección y escalamiento de los registros usados en el análisis.
2. Descripción del comportamiento dinámico global de la edificación, incluyendo los periodos o frecuencias naturales, formas modales y participación modal de masas.
3. Resultados finales de los parámetros de respuesta de los componentes clave y su comparación con los criterios de aceptación definidos en **2.10.8.3.6**.
4. Detallado de los elementos y componentes estructurales críticos.

2.10.8.3.4. REGISTROS DE MOVIMIENTOS SÍSMICOS. Se requerirá elaborar un espectro de respuesta objetivo correspondiente al Terremoto Máximo Considerado, TMC, con un 5% de amortiguamiento. Cuando se requiera el análisis de respuesta vertical indicado en **2.10.8.3.1**, se requerirá elaborar adicionalmente un espectro de respuesta objetivo vertical.

2.10.8.3.4.1. ESPECTRO DE RESPUESTA OBJETIVO. Los espectros de respuesta objetivo se podrán elaborar mediante los siguientes dos métodos.

- a) **MÉTODO 1.** Se elaborará un único espectro de respuesta objetivo de cualquiera de las siguientes dos maneras:
 1. Multiplicando el espectro de respuesta de diseño por 1.5.
 2. Aplicando el procedimiento descrito en el capítulo 21 del estándar ASCE 7-22.
- b) **MÉTODO 2.** Se elaborarán dos o más espectros de respuesta específicos del sitio de acuerdo con 16.2.1.2 de ASCE 7-22.

2.10.8.3.4.2. SELECCIÓN DE LOS REGISTROS. Se deberá seleccionar al menos once (11) registros de terremotos para cada espectro objetivo. Cada registro consistirá en un par de componentes horizontales ortogonales de aceleración del terreno, y si es requerido según **2.10.8.3.1**, se deberá incorporar además la componente vertical de aceleración del terreno. Los registros deberán ser seleccionados considerando eventos dentro del mismo régimen tectónico y con magnitudes y distancias a la falla consistentes con las que controlan el espectro objetivo, así como también deberán tener una forma espectral similar a la del espectro objetivo. Para sitios cercanos a la falla y otros sitios donde se espera que el

Terremoto Máximo Considerado pueda incluir características de efectos de direccionalidad y de impulsividad, la proporción de registros con efectos de campo cercano deberán representar la probabilidad de que el movimiento sísmico correspondiente al Terremoto Máximo Considerado exhiba este tipo de efectos. En caso de que el número de registros requerido (11) no esté disponible, se permitirá incorporar registros artificiales o sintéticos consistentes con la magnitud, características de la fuente, distancia a la falla y condiciones de sitio que controlan el espectro objetivo.

2.10.8.3.4.3. MODIFICACION DE LOS REGISTROS. Los registros de aceleración podrán ser modificados por escalamiento de amplitud o por ajuste espectral. La modificación por ajuste espectral no se permitirá para sitios cercanos a la falla, a menos que luego de la realización de la modificación del registro se mantengan las características de impulsividad del registro original.

2.10.8.3.4.4. RANGO DE PERIODOS PARA MODIFICACIÓN DE REGISTROS. Se requerirá definir un rango de periodos que contenga el intervalo de periodos de vibración que contribuyen significativamente a la respuesta dinámica de la edificación. El límite superior del rango será igual o mayor a dos veces el periodo asociado al primer modo de vibración elástico de la estructura. El límite inferior será definido de modo que el rango de periodos resultante incorpore un número suficiente de modos de vibración elásticos que garantice una participación modal de masas del 90% en cada dirección horizontal de análisis; además, el límite inferior no podrá ser mayor que el 20% del menor de los dos periodos asociados al primer modo de vibración en cada dirección de análisis. Si se requiere evaluar la respuesta vertical, el límite inferior usado en el análisis para la modificación de la componente vertical del registro no requiere ser menor que 0.1 s o el periodo más bajo para el cual existe una participación modal vertical de masas significativa.

2.10.8.3.4.5. ESCALAMIENTO DE AMPLITUD. Para cada registro se deberá construir un espectro máximo direccional a partir de las dos componentes horizontales del registro. Cada registro será escalado, aplicando un mismo factor de escala a ambas componentes, de modo tal que el espectro máximo direccional de todos los registros se ajuste o exceda el espectro de respuesta objetivo para el rango de periodos definido en **2.10.8.3.4.4**. El promedio de ninguno de los espectros máximos direccionales de cada par de componentes deberá ser mayor que el 90% del espectro de respuesta objetivo para cualquier periodo dentro del rango de periodos seleccionado. Cuando se requiera evaluar la respuesta sísmica vertical, la componente vertical de cada registro deberá ser ajustada de modo que sea la envolvente del espectro de respuesta vertical objetivo.

2.10.8.3.4.6. AJUSTE ESPECTRAL. Cada par de componentes horizontales de los registros seleccionados deberá ser modificado de modo tal que el espectro máximo direccional del grupo de registros seleccionado (11) iguale o exceda el 110% del espectro de respuesta objetivo dentro del rango de periodos definido en **2.10.8.3.4.4.**

2.10.8.3.4.7. APLICACIÓN DE LOS REGISTROS. Los registros seleccionados, debidamente ajustados mediante **2.10.8.3.4.5** o **2.10.8.3.4.6**, se aplicarán a la base del modelo analítico de la estructura. En caso de estructuras con pisos soterrados, donde la base sísmica no coincide con el nivel de fundaciones, los registros deberán aplicarse en el nivel de las fundaciones. Para los sitios ubicados en campo cercano a la falla, cada par de componentes horizontales de registros representativos de fuentes de campo cercano, serán rotados para coincidir con las direcciones paralela a la falla y perpendicular a la falla, respectivamente, y serán aplicados a la estructura en esta orientación. Para todos los demás registros, para evitar que se tengan demandas significativamente diferentes en cada dirección de análisis, cada par de componentes se aplicará en direcciones ortogonales entre sí de modo tal que la media del espectro de respuesta de cada componente para los registros aplicados en cada dirección de análisis se encuentre dentro de $\pm 10\%$ de la media del espectro de respuesta de la respectiva componente para todos los registros aplicados, dentro del rango de periodos definido en **2.10.8.3.4.4.**

2.10.8.3.5. MODELADO Y ANÁLISIS. Para la realización de un análisis no lineal tiempo-historia se requerirá elaborar un modelo analítico tridimensional representativo. Todos los elementos y componentes que afectan significativamente la respuesta sísmica deberán ser explícitamente incluidos en el modelo analítico. El modelado del comportamiento no lineal histerético será consistente con ASCE 41 o ensayos o pruebas de laboratorio aplicables; los resultados de ensayos o pruebas de laboratorio no serán extrapolados más allá de los niveles de deformación ensayados. Se deberá incluir la degradación en la resistencia y/o rigidez de los elementos o componentes a menos que se demuestre que los niveles de demanda sísmica de diseño no son suficientes para causar estos efectos.

El modelo analítico deberá ser capaz de reproducir la rigidez efectiva de los diafragmas cuando esta tiene una incidencia significativa en la respuesta dinámica de la estructura. Las discontinuidades del diafragma y del sistema resistente a cargas laterales deberán ser explícitamente modeladas para capturar adecuadamente los esfuerzos de transferencia y deformaciones asociadas.

2.10.8.3.5.1. La demanda en todos los elementos estructurales será determinada considerando la acción conjunta de las fuerzas sísmicas de diseño y las cargas gravitacionales esperadas. Para tomar en cuenta los efectos de las cargas gravitacionales se incluirán dos

casos de carga separados, uno que incluya solo las cargas muertas esperadas (1.0D) y otro que incluya la suma de las cargas muertas y vivas esperadas (1.0D+0.5L).

2.10.8.3.5.2. EFECTO P-DELTA. Los efectos P-delta deberán ser incluidos en el análisis.

2.10.8.3.5.3. TORSIÓN EN PLANTA. Se deberán tomar en cuenta los efectos de la excentricidad inherente entre el centro de masas y el centro de rigidez de cada piso. Cuando existe irregularidad torsional en planta como se define en la **Tabla 12**, se deberán incorporar al análisis los efectos de ambos casos de excentricidad accidental; para cada dirección de análisis, no se requiere aplicar simultáneamente el efecto de la excentricidad accidental para la componente ortogonal de fuerza sísmica.

2.10.8.3.5.4. AMORTIGUAMIENTO. El comportamiento histerético de elementos estructurales y componentes se incluye en el análisis, lo cual contempla implícitamente los efectos de amortiguamiento. Cualquier fuente adicional de amortiguamiento inherente, que no esté asociada con el comportamiento inelástico modelado de los elementos y componentes, se deberá incorporar adecuadamente al análisis, pero no se permitirá que exceda el 2.5% de amortiguamiento viscoso equivalente en los modos de respuesta significativos.

2.10.8.3.5.5. MODELADO EXPLÍCITO DE FUNDACIONES. Cuando se incorporen explícitamente resortes equivalentes de suelo al modelo analítico, las componentes de los registros sísmicos se aplicarán a los elementos equivalente de suelo en lugar de a las fundaciones directamente.

2.10.8.3.6. ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CRITERIO DE ACEPTACIÓN. El criterio de aceptación global y de elementos o componentes, se basará en las especificaciones dadas en la sección 16.4 del ASCE 7-22.

2.10.8.3.7. REVISIÓN DEL DISEÑO. Se requerirá una revisión del diseño estructural por parte de una tercera parte, para lo cual esta última deberá remitir a la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias una comunicación formal describiendo lo siguiente:

1. Alcance y objetivo de la revisión del diseño estructural,
2. Indicación expresa de si el revisor está de acuerdo con los resultados del análisis y si los encuentra aplicables para diseño,
3. Si se encuentra que el proceso de análisis y diseño estructural satisface los requerimientos de reglamento, y,

4. Si existen aspectos del análisis y/o diseño que exceden el alcance de la revisión y que requieren una evaluación más exhaustiva y dictamen por parte de las autoridades.

2.10.8.3.7.1. CALIFICACIONES REQUERIDAS DEL REVISOR DE DISEÑO. La tercera parte designada para la revisión del diseño podrá ser seleccionada por el diseñador de la estructura y deberá tener conocimiento, dominio y experiencia sobre los siguientes aspectos:

1. Los requerimientos de este título y del estándar de referencia: ASCE 7-22, respecto del diseño sísmico de edificaciones y de diseño por desempeño,
2. Selección y modificación de los registros de terremotos, requeridos para efectuar el análisis no lineal tiempo-historia,
3. Elaboración del modelo analítico representativo de la estructura para la evaluación de la respuesta no lineal,
4. Uso de los resultados de ensayos o pruebas de laboratorio para la creación y calibración de los modelos histeréticos,
5. Efectos de la interacción suelo-estructura sobre la respuesta dinámica, en caso de que se considere en el análisis, y
6. Comportamiento de los sistemas estructurales usados en la estructura propuesta, cuando se someten a demandas sísmicas.

2.10.9. DISEÑO DE DIAFRAGMAS. Los diafragmas y sus partes integrales, cuerdas y colectores/distribuidores, deberán diseñarse para resistir los esfuerzos de corte y flexión que se generan producto de la aplicación de las fuerzas sísmicas de diseño. En todo caso el diseño de diafragmas deberá orientarse a garantizar que el mismo sea capaz de resistir las fuerzas máximas generadas por la interacción de éste con el sistema vertical sismorresistente para el terremoto de diseño, admitiendo poca o ninguna deformación en el rango inelástico.

2.10.9.1. FUERZAS INERCIALES DE DISEÑO. Los diafragmas de piso y techo deberán diseñarse para las fuerzas sísmicas de diseño en su plano resultantes del análisis estructural, las cuales nunca deberán tomarse menores que:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=1}^n F_i}{\sum_{i=1}^n w_i} w_{px}$$

Donde:

F_{px} : Fuerza inercial de diseño del diafragma en el nivel x ;

F_i : Fuerza sísmica de diseño en el nivel i ;

w_i : Peso sísmico del nivel i ;

w_{px} : Peso sísmico tributario al diafragma del nivel x ;

La fuerza inercial de diseño del diafragma, F_{px} , no podrá tomarse menor que $0.2S_{DS}I_e w_{px}$ ni requerirá ser mayor que $0.4S_{DS}I_e w_{px}$.

2.10.9.2. FUERZAS DE TRANSFERENCIA. A las fuerzas inerciales de diseño deberán sumarse las fuerzas de transferencia que se originan entre los elementos verticales del sistema sismorresistente como resultado de la interacción de este último con el diafragma.

2.10.9.3. DISEÑO DE COLECTORES. En los casos donde existan porciones del diafragma con una discontinuidad que impida transmitir directamente las fuerzas de diseño hacia los elementos verticales sismorresistentes, será requerido el uso de elementos colectores que transfieran la fuerza originada en estas porciones hacia los elementos verticales del sistema sismorresistente que proveen la resistencia a esas fuerzas. Los colectores y las conexiones de éstos con los elementos verticales del sistema sismorresistente deberán resistir las mayores de las siguientes fuerzas:

1. Las fuerzas calculadas para los efectos sísmicos incluyendo el factor de sobrerresistencia, Ω_0 , donde las fuerzas sísmicas han sido determinadas mediante el método de análisis de fuerzas laterales equivalentes o el método de análisis de respuesta modal espectral.
2. Las fuerzas calculadas para los efectos sísmicos incluyendo el factor de sobrerresistencia, donde las fuerzas sísmicas han sido determinadas de acuerdo con 2.10.9.1.

2.10.9.3.1. Las fuerzas de transferencia deberán considerarse en la determinación de las fuerzas de diseño de colectores descritas en 2.10.9.3.

2.10.10. CRITERIOS GENERALES DE MODELADO.

2.10.10.1. Se deberá elaborar un modelo matemático de la estructura con la finalidad de determinar las fuerzas en todos los miembros estructurales y los desplazamientos que resulten de la aplicación de las cargas estipuladas en este título, incluyendo los efectos de segundo orden. El modelo deberá incorporar la rigidez y resistencia de todos los elementos que incidan en la distribución de fuerzas y deformaciones en la estructura y que incidan en la distribución de masas y rigideces de la estructura.

2.10.10.2. Se deberá tomar en cuenta, de forma explícita, los efectos de segundo orden en las fuerzas de diseño para todos los elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales.

2.10.10.3. En el caso de las estructuras de concreto y mampostería, deberán considerarse las secciones agrietadas.

2.10.10.3.1. Para los niveles de cargas mayoradas, los momentos de inercia y áreas de las secciones deben calcularse de acuerdo con la **Tabla 17**.

Tabla 17: Momentos de inercia y áreas de la sección transversal efectivos para análisis elástico a nivel de cargas mayoradas.

Miembro	Momento de inercia	Área de la sección transversal para deformaciones axiales	Área de la sección transversal para deformaciones por corte
Columnas	$0.70I_b$	$1.0A_b$	$b_a h$
Muros de concreto no fisurados	$0.70I_b$		
Muros de concreto fisurados	$0.35I_b$		
Muros de mampostería reforzada fisurada	$0.35I_n$	$1.0A_n$	$1.0A_{nv}$
Muros de mampostería reforzada no fisurada	$0.70I_n$		
Vigas	$0.35I_b$	$1.0A_b$	$b_a h$
Placas y losas	$0.25I_b$		

Donde:

I_b : Momento de inercia de la sección transversal bruta del miembro.

I_n : Momento de inercia de la sección transversal neta del muro, luego de deducir el área de las recámaras vacías. Conservadoramente, se permitirá calcular el momento de inercia de la sección como el producto de dos veces el espesor nominal las caras laterales de los bloques por la longitud del muro.

A_b : Área bruta de la sección transversal del miembro,

A_n : Área neta de la sección transversal del miembro,

A_{nv} : Área neta de la sección asociada al plano de corte considerado.

b_a : Ancho del alma del muro o viga,

h : Altura de la sección transversal del miembro.

2.10.10.3.1.1. Se deberá considerar que un muro está fisurado cuando el momento de flexión que actúa en el mismo para una combinación de carga dada, excede el momento de fisuración calculado en base al módulo de ruptura del concreto.

2.10.10.3.2. Alternativamente a lo indicado en **2.10.10.3.1**, se permitirá realizar un análisis más riguroso para determinar los valores de los momentos de inercia efectivos de las secciones agrietadas como se indica en la **Tabla 18**.

Tabla 18: Momentos de inercia efectivos alternativos para análisis elástico a nivel de cargas mayoradas.

Miembro	Momento de inercia mínimo	Momento de inercia	Momento de inercia máximo
Columnas y muros	$0.35I_b$	$\left(0.8 + 25 \frac{A_{rl}}{A_b}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right) I_b$	$0.875I_b$
Vigas, placas y losas	$0.25I_b$	$(0.1 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_a}{d}\right) I_b$	$0.5I_b$

Donde:

A_{rl} : Área total del refuerzo longitudinal no preesforzado del miembro,

A_b : Área bruta de la sección transversal del miembro,

M_u : Momento de flexión de la sección para nivel de cargas mayoradas,

P_u : Carga axial de la sección para nivel de cargas mayoradas,

P_0 : Resistencia axial nominal de la sección considerando excentricidad cero,

ρ : Cuantía de refuerzo longitudinal resistente al momento de flexión M_u ,

d : Profundidad efectiva de la sección, consistente en la distancia desde la cara extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal que proporciona la resistencia a flexión.

2.10.10.3.3. Para niveles de carga de servicio se podrán usar los valores de los momentos de inercia dados en **2.10.10.3.1** incrementados en un 40%. En su defecto podrán usarse los valores alternativos determinados mediante las ecuaciones de la **Tabla 18**, reemplazando M_u y P_u por M_a y P_a respectivamente, donde:

M_a : Momento de flexión de la sección para nivel de cargas de servicio,

P_a : Carga axial de la sección para nivel de cargas de servicio.

En ningún caso los momentos de inercia efectivos para niveles de carga de servicio podrán exceder el valor de $1.0I_b$ o $1.0I_n$, según sea el caso.

2.10.10.4. Para las estructuras de pórticos a momento de acero, se deberá considerar la contribución de las deformaciones de la zona de panel a los desplazamientos globales y derivas de piso de la estructura.

2.10.10.5. Para cada piso se deberán incorporar en el análisis los momentos de torsión en planta producto de la excentricidad inherente resultante de la diferencia en ubicación de los centros de masa y rigidez.

2.10.10.6. Se permitirá que el modelo matemático de la estructura considere una base empotrada para fines de la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño.

2.10.10.6.1. Cuando se use un método de análisis lineal y se desee representar la influencia de la deformabilidad de las fundaciones y la influencia de la interacción suelo-estructura, el comportamiento de fuerza-deformación de las fundaciones se representará mediante una rigidez lineal equivalente usando las propiedades del suelo que sean compatibles con los niveles de deformación unitaria asociados al sismo de diseño. El módulo de corte G y la velocidad de onda de corte v_s , de compatibilidad de deformaciones unitarias, necesarios para la evaluación de la rigidez lineal equivalente, deberán ser determinados mediante un estudio específico del sitio.

2.10.10.7. PESO SÍSMICO. El peso sísmico efectivo, W , de una estructura deberá incluir la totalidad de la carga muerta sobre el nivel de base. Igualmente, deberá incorporar al menos el 25% de las cargas vivas de áreas de almacenamiento, el peso total de equipos permanentes, el peso total de las jardinerías o materiales similares y la totalidad del peso de fluidos o materiales que se espera estén presentes, casi invariablemente, durante el uso y ocupación normal de la estructura.

2.10.10.8. Cuando el diseñador no proporcione una junta de separación adecuada entre pórticos a momento y elementos adosados más rígidos considerados como no estructurales (como panderetas), tal que acomode las derivas de piso para las cargas laterales de diseño, los pórticos deberán diseñarse de modo tal que la falla de estos elementos adosados no afecte la capacidad de la estructura para resistir las cargas gravitacionales y laterales de diseño, ni afecte su desempeño sísmico. En todo caso, el diseño estructural de edificaciones con esta condición deberá ser realizado considerando los efectos perjudiciales que la influencia de estos elementos puede tener sobre la estructura, para lo cual se requerirá tomar las fuerzas de diseño más críticas que resulten de los siguientes análisis:

1. Un análisis donde el valor de **R** se reduce al 70% y no se considera la influencia de los elementos adosados en la rigidez y resistencia laterales de la edificación, más sí su peso, y,
2. Un análisis donde se considera la influencia de los elementos adosados en la resistencia y rigidez laterales de la edificación. En este caso será obligatorio evaluar la existencia de irregularidad por piso suave y/o piso débil.

2.10.10.9. EDIFICIOS CON RAMPAS SOBRE LA BASE SÍSMICA. Para los edificios que tengan rampas que conecten diferentes pisos de la edificación sobre el nivel de la base sísmica, se deberá realizar un análisis estructural exhaustivo que tome en cuenta la incidencia de las rampas sobre el sistema resistente a cargas laterales. Estas rampas deberán considerarse y detallarse como muros especiales de corte inclinados, a menos que se demuestre mediante análisis que otros muros especiales de corte convencionales, dispuestos en el perímetro de la edificación, son suficientemente rígidos para limitar adecuadamente la interacción de las rampas con el sistema resistente a fuerzas sísmicas y a su vez son capaces de resistir la totalidad de las fuerzas laterales de diseño.

2.10.10.9.1. EXCEPCIÓN. Se permitirá despreciar la incidencia de las rampas sobre el sistema resistente a cargas laterales, si en las bases de las rampas se disponen juntas de expansión que acomoden la deriva de piso entre los niveles conectados sin que se comprometa la longitud mínima de apoyo de las rampas.

2.10.11. DERIVAS DE PISO. La deriva de piso de diseño, Δ , obtenida mediante los métodos de análisis indicados en 2.10.8.1 y 2.10.8.2, nunca deberá exceder la deriva de piso admisible indicada en la **Tabla 19**.

Tabla 19: Derivas de piso admisibles, Δ_a .

Tipo de estructura	Categoría de riesgo sísmico		
	I o II	III	IV
Estructuras de no más de cuatro niveles, cuyo sistema estructural no consista en muros de mampostería u hormigón armado, y cuyas divisiones y demás componentes no estructurales puedan acomodar los desplazamientos sísmicos de diseño.	$0.020h_{px}$	$0.016h_{px}$	$0.010h_{px}$
Estructuras basadas en muros de mampostería en voladizo.	$0.007h_{px}$		
Estructuras basadas en muros de hormigón armado de ductilidad limitada.	$0.005h_{px}$		
Todas las demás estructuras. ^(a)	$0.016h_{px}$	$0.010h_{px}$	$0.008h_{px}$

h_{px} : Altura del piso bajo el nivel x considerado.

^(a) Todas las divisiones y demás componentes no estructurales deberán acomodar los desplazamientos sísmicos de diseño, a menos que se aplique un límite de deriva de piso de $0.005h_{px}$.

2.10.11.1. Para todas las estructuras clasificadas en las categorías de diseño sísmico D, E o F, donde el sistema resistente a cargas laterales esté compuesto exclusivamente de pórticos a momento, las derivas de piso de diseño no deberán exceder los valores admisibles de derivas de piso indicados en la **Tabla 19** divididos entre el factor de redundancia ρ .

2.10.11.2. Para todas las estructuras clasificadas en las categorías de diseño sísmico D, E o F, en cada dirección principal de análisis donde se tengan solo dos líneas de resistencia consistentes en pórticos a momento de un solo vano, pórticos arriostrados de un solo vano, o muros de corte continuos con relación de aspecto $L_m/h_p > 1$, la deriva de piso deberá limitarse a $0.010h_{px}$.

2.10.11.3. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS. Las estructuras adyacentes dentro de un mismo lindero de propiedad deberán estar separadas una distancia, δ_{SE} , igual a:

$$\delta_{SE} = \sqrt{(\delta_{TD1})^2 + (\delta_{TD2})^2}$$

Donde: δ_{TD1} y δ_{TD2} son los desplazamientos en los bordes adyacentes correspondientes a cada edificación, correspondientes al Terremoto Máximo Considerado, calculados de acuerdo con **2.10.8.1.17**.

2.10.12. REQUISITOS ESPECIALES PARA LAS FUNDACIONES.

2.10.12.1. VIGAS DE FUNDACIÓN. Los cabezales de pilotes y pilotes barrenados deberán atarse mediante la colocación de vigas de fundación o vigas riostras, las cuales deberán detallarse de conformidad con los requisitos de vigas de pórticos especiales de hormigón armado. Adicionalmente, los cimientos superficiales aislados o combinados individuales fundados sobre sitios clase E o F también deberán estar interconectados mediante vigas de fundación. Las vigas de fundación deberán tener una resistencia mínima de diseño a la tracción equivalente a al menos $0.10S_{DS}$ veces la carga muerta factorizada más la carga viva factorizada del elemento vertical soportado que esté sujeto al mayor nivel de fuerza axial.

2.10.12.2. REDUCCIÓN DE EFECTOS DE VUELCO. Con excepción de las estructuras de péndulo invertido o pórticos de columnas en voladizo, el efecto de vuelco en las fundaciones podrá ser

reducido en un 25% para fundaciones de estructuras que hayan sido diseñadas con las fuerzas obtenidas mediante el método de las fuerzas laterales equivalentes dado en **2.10.8.1**.

2.10.12.2.1. EXCEPCIÓN. Para estructuras que hayan sido diseñadas usando el método de análisis de respuesta modal espectral indicado en **2.10.8.2.1**, los efectos de vuelco en las fundaciones podrán ser reducidos en no más de un 10%.

2.10.12.3. RESISTENCIA PORTANTE DEL SUELO. Para todos los suelos competentes que no presenten degradación de resistencia bajo acciones sísmicas, los parámetros de resistencia para condiciones de carga estática deberán ser usados para calcular la capacidad nominal geotécnica ante cargas sísmicas, a menos que otros valores mayores sean especificados por un ingeniero geotécnico calificado. Para suelos cohesivos sensibles o suelos saturados no cohesivos se deberá considerar la degradación potencial de la resistencia del suelo inducida por las acciones sísmicas. Las capacidades geotécnicas del suelo para cargas verticales, laterales y de oscilación deberán ser determinadas usando procedimientos y principios universalmente aceptados, y deberán basarse en estimaciones consistentes con las propiedades promedio representativas del suelo de fundación.

2.10.12.4. RESISTENCIA A CARGAS LATERALES. La resistencia total del suelo a cargas laterales podrá ser determinada sumando los valores que resultan de la presión lateral pasiva del suelo más la resistencia al deslizamiento obtenida mediante una combinación de fricción y cohesión.

2.10.12.4.1. EXCEPCIÓN. Para fundaciones soportadas por pilotes las resistencias laterales del suelo por fricción y cohesión deberán ser tomadas igual a cero.

2.10.12.5. CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE DEL SUELO. Cuando se usan las combinaciones indicadas **2.4.3** para la verificación de los esfuerzos portantes en la interfaz suelo-fundación, se permitirá incluir la reducción de efectos de vuelco indicada en **2.10.12.2** para aquellas combinaciones que incluyan efectos sísmicos.

2.10.12.6. REQUISITO GENERAL DE DISEÑO DE PILOTES. Todos los pilotes deberán ser diseñados y contruidos para resistir las deformaciones inducidas por los terremotos y las inducidas por la respuesta de la superestructura. Se deberán considerar las deformaciones del suelo sin la estructura presente y las deformaciones inducidas por la resistencia lateral de los pilotes ante las acciones sísmicas, considerando la interacción suelo-pilote.

2.10.12.7. RESISTENCIA DE PILOTES A LA EXTRACCIÓN. Para pilotes donde se requiera una resistencia a la extracción producto del levantamiento del cabezal de pilotes o de la placa de fundación, ésta será tomada como la suma de la resistencia última por fricción o adhesión que puede desarrollarse entre el pilote y el peso del pilote.

2.10.12.8. REQUISITO GENERAL DE ANCLAJE DE PILOTES. Todos los pilotes deberán anclarse en el cabezal de pilotes o en la placa de fundación para resistir adecuadamente las fuerzas axiales y los momentos de flexión máximos requeridos en la interfaz del pilote y el cabezal o placa de fundación. Si los pilotes son diseñados para resistir fuerzas de extracción (levantamiento), se deberán satisfacer los siguientes requisitos adicionales:

2.10.12.8.1. Los anclajes deberán ser capaces de desarrollar la menor de: la resistencia nominal a tracción del refuerzo longitudinal del pilote cuando el pilote es de concreto; la resistencia nominal a tracción del pilote si éste es de acero; 1.3 veces la resistencia del pilote a la extracción; la fuerza axial de extracción obtenida en el análisis multiplicada por el factor de sobrerresistencia, Ω_0 .

2.10.12.8.2. Cuando se requiera restricción rotacional, el anclaje deberá ser diseñado para resistir las fuerzas axiales, cortantes y momentos de flexión inducidos por los efectos sísmicos incluyendo el factor de sobrerresistencia. En su defecto, el anclaje deberá ser capaz de desarrollar la resistencia axial, a cortante y el momento flexión nominales del pilote.

2.10.12.9. EMPALME DE SEGMENTOS DE PILOTES. Los empalmes en pilotes deberán ser capaces de desarrollar la resistencia nominal de la sección o en su lugar las fuerzas y momentos inducidos por los efectos sísmicos incluyendo el factor de sobrerresistencia, Ω_0 .

2.10.12.10. INTERACCIÓN SUELO-PILOTE. Los momentos de flexión, fuerzas cortantes y axiales y las deflexiones laterales usados para diseño deberán ser determinadas considerando la interacción del pilote con el suelo circundante. Cuando la relación por cociente del largo del pilote entre el diámetro o ancho es menor a seis (6), se permitirá asumir que el pilote es infinitamente rígido a flexión respecto del suelo circundante.

2.10.12.11. REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD LATERAL POR EFECTO DE GRUPO. Se deberá tomar en cuenta el efecto de grupo para la reducción de la capacidad lateral nominal del pilote siempre que la separación centro a centro de los pilotes en la dirección de las fuerzas laterales es menor a ocho (8) veces el diámetro o ancho.

2.10.12.12. REDUCCIÓN DE LA CAPACIDAD VERTICAL POR EFECTO DE GRUPO. Se deberá tomar en cuenta el efecto de grupo para la reducción de la capacidad vertical nominal del pilote siempre que la separación centro a centro de los pilotes en la dirección de las fuerzas laterales es menor a tres (3) veces el diámetro o ancho.

2.10.12.13. SUELOS SUSCEPTIBLES A PÉRDIDA DE RESISTENCIA. Cuando el informe geotécnico indique el potencial de licuefacción, o un potencial desplazamiento permanente del suelo o una pérdida de resistencia del suelo como producto de los efectos sísmicos de diseño, las estructuras deberán diseñarse adecuadamente para acomodar estos efectos.

2.10.12.13.1. DESLIZAMIENTO DE TIERRA. Cuando el informe geotécnico indique que existe potencial de deslizamientos de tierra producidos por los efectos sísmicos, la estructura no podrá ser emplazada a menos que se mitigue la condición.

2.10.12.13.2. DISEÑO DE LOS CIMIENTOS. Las fundaciones deberán ser diseñadas para resistir adecuadamente las combinaciones de carga dadas en el **CAPÍTULO 2.4** usando la capacidad reducida del suelo como se indica en el informe geotécnico, considerando los efectos de licuefacción, desplazamientos permanentes del suelo o pérdidas de la capacidad portante inducidos por los efectos sísmicos de diseño. Para la determinación de la capacidad reducida del suelo se podrán considerar los efectos que producen las posibles medidas de mitigación.

2.10.12.13.3. Para cimentaciones profundas, la capacidad axial y la resistencia lateral deberán ser reducidas para tomar en cuenta los efectos de licuefacción.

3.



Procedimientos para la Tramitación de Planos, Inspección y Supervisión de Obras Privadas





TÍTULO 3: PROCEDIMIENTOS PARA LA TRAMITACIÓN DE PLANOS, INSPECCIÓN Y SUPERVISIÓN DE OBRAS PRIVADAS.

INDICE DE CONTENIDOS RESUMIDO.

CAPÍTULO 3.1. DISPOSICIONES GENERALES PARA LA TRAMITACIÓN DE PLANOS.....	99
CAPÍTULO 3.2. VOLUMES Y TÍTULOS DEL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE LA REPÚBLICA DOMINICANA.....	100
CAPÍTULO 3.3. EXIGENCIAS TÉCNICAS Y ADMINISTRATIVAS.....	105
CAPÍTULO 3.4. CONCEPCIÓN DEL PROYECTO.....	106
CAPÍTULO 3.5. LICENCIAS Y AUTORIZACIONES ADMINISTRATIVAS.	107
CAPÍTULO 3.6. REQUISITOS GENERALES PARA OBTENER LA LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN.....	108
CAPÍTULO 3.7. REVISIÓN DE DOCUMENTOS.....	117
CAPÍTULO 3.8. AGENTES DE LA EDIFICACIÓN.....	120
CAPÍTULO 3.9. RESPONSABILIDADES Y GARANTÍAS.	134
CAPÍTULO 3.10. SUPERVISIÓN TÉCNICA.....	135
CAPÍTULO 3.11. DISPOSICIONES GENERALES PARA LA INSPECCIÓN DE LAS OBRAS.....	146
CAPÍTULO 3.12. MEDIDAS DE SEGURIDAD Y SANCIONES.....	148
CAPÍTULO 3.13. CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA SUPERVISIÓN E INSPECCIÓN GENERAL DE OBRAS.....	149

CAPÍTULO 3.14. REQUERIMIENTOS GENERALES DEL CAMPO DE APLICACIÓN.....	151
CAPÍTULO 3.15. DEBERES DE LA SUPERVISIÓN.....	157
CAPÍTULO 3.16. DEBERES DEL CONTRATISTA.	166
CAPÍTULO 3.17. RELACIONES ENTRE EL DIRECTOR DE SUPERVISIÓN Y EL DIRECTOR RESPONSABLE DE LA OBRA.....	168
CAPÍTULO 3.18. MANO DE OBRA.	173
CAPÍTULO 3.19. INSPECCIÓN DE OBRAS PRIVADAS DE EDIFICACIONES.....	174
CAPÍTULO 3.20. PROCESO DE INSPECCIÓN.....	177
CAPÍTULO 3.21. ETAPAS DE LA INSPECCIÓN.....	179
CAPÍTULO 3.22. VIOLACIONES Y DESACUERDOS.	182
CAPÍTULO 3.23. TERMINACIÓN DE OBRAS.	184
CAPÍTULO 3.24. NORMAS LEGALES Y DISPOSICIONES TÉCNICAS.	187

CAPÍTULO 3.1. DISPOSICIONES GENERALES PARA LA TRAMITACIÓN DE PLANOS.

3.1.1. OBJETIVOS DEL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE LA REPÚBLICA DOMINICANA (CDCRD).

Establecer los requisitos mínimos a cumplir para la elaboración de los proyectos de edificaciones a erigirse en la República Dominicana y la expedición de la licencia de construcción, así como los requisitos de diseño, construcción, supervisión e inspección de las obras que garanticen su calidad y la adecuada protección de los usuarios.

3.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DE ESTE TÍTULO. Este Título establece los requisitos mínimos a cumplir para la obtención de la licencia para construcción de edificaciones en República Dominicana, así como las obligaciones y responsabilidades de los agentes que intervienen en la gestión, el diseño, construcción y supervisión de dichos proyectos y obras y los procesos generales a seguir para garantizar su calidad, en concordancia con las unidades que forman el Código De Construcción de la República Dominicana (CDCRD) y los demás que le sean aplicables.

3.1.3. CAMPO DE APLICACIÓN. El Código De Construcción de la República Dominicana (CDCRD), en lo adelante “El Código”, y todas las unidades que lo componen será de aplicación obligatoria a todo proyecto de edificaciones de carácter temporal o permanente a erigirse en el territorio nacional, ya sea público o privado, para todos los usos establecidos en la clasificación definida en el Volumen V: Diseño Arquitectónico de Edificaciones.

3.1.3.1. No comprende de manera específica la parte especializada del diseño y construcción de estructuras como muelles, puertos, presas, puentes, torres de transmisión o de otro orden que no sean edificaciones, o de todas aquellas partes de estructuras cuyo comportamiento dinámico difiera de las edificaciones convencionales o no estén cubiertas dentro de las limitaciones de cada uno de los materiales estructurales prescritos.

3.1.3.2. Para los tipos de estructuras indicados en **3.1.3.1**, se tomarán en cuenta las consideraciones sobre las condiciones del viento y de sismicidad para el cálculo de los espectros de diseño de acuerdo con lo establecido en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, perteneciente al Volumen I del CDCRD.

3.1.3.3. Para fines del presente Código De Construcción de la República Dominicana (CDCRD), tendrán la consideración de edificación aquellas que cumplan con las características generales siguientes:

a) Todas las obras de edificaciones de nueva construcción, de acuerdo con la clasificación establecida en el Volumen V: Diseño Arquitectónico de Edificaciones.

b) Obras de ampliación, modificación, reforma o rehabilitación de edificaciones que alteren su configuración arquitectónica o su cambio de uso, entendiéndose por tales las que tengan carácter de intervención total o las parciales que produzcan una variación esencial de la composición general exterior, la volumetría o el conjunto del sistema estructural.

Se consideran comprendidas en la edificación sus instalaciones fijas y el equipamiento propio, así como los elementos de urbanización que permanezcan adscritos al edificio.

CAPÍTULO 3.2. VOLÚMENES Y TÍTULOS DEL REGLAMENTO CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE LA REPÚBLICA DOMINICANA.

3.2.1. VOLUMENES Y TÍTULOS. El Código de Construcción de la República Dominicana lo conforman los siguientes Volúmenes y Títulos, incluido este Título 3. Todo el contenido del Código de Construcción de la República Dominicana será de aplicación obligatoria para la debida concepción de los proyectos, así como para la ejecución, inspección y supervisión de las obras en cuestión; de igual modo, le serán aplicables los demás reglamentos vigentes necesarios para estos fines:

- **Volumen I.** Análisis y Diseño Estructural de Edificaciones.
 - Título 1: Consideraciones Generales.
 - Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.
 - Título 3: Procedimientos para la Tramitación de Planos, Inspección y Supervisión de Obras Privadas.
 - Título 4: Suelos y Fundaciones.
 - Título 5: Hormigón Armado.
 - Título 6: Muros de Hormigón Armado de Ductilidad Limitada.
 - Título 7: Aluminio.
 - Título 8: Mampostería.
 - Título 9: Acero.
 - Título 10: Madera.
 - Título 11: Vidrio y Acrilado.
- **Volumen II.** Instalaciones Hidrosanitarias en Edificaciones.
- **Volumen III.** Instalaciones Eléctricas en Edificaciones.

- **Volumen IV.** Instalaciones Mecánicas en Edificaciones.
- **Volumen V.** Diseño Arquitectónico de Edificaciones.

3.2.2. REGLAMENTOS COMPLEMENTARIOS. Los siguientes reglamentos, así como cualquier otro relacionado, ya sea que esté vigente o haya sido puesto en vigencia en una fecha posterior a la del presente Título, serán aplicables a todo proyecto de diseño de edificaciones y construcción de obras, aprobado por el MIVHED para su ejecución:

- a) Código Eléctrico Nacional de la República Dominicana.
- b) Reglamento para la Instalación de Plantas Eléctricas de Emergencia.
- c) Reglamento para el Diseño de Plantas Físicas Escolares de los Niveles Básico y Medio.
- d) Reglamento para el Diseño y Construcción de Subestaciones de Media a Baja Tensión (Decreto No.347/98).

3.2.3. NORMAS INTERNACIONALES. En caso de utilizarse algunas Normas de aceptación internacional diferente a las recomendadas en el CDCRD, éstas deberán ser reconocidas en el país y sometidas previamente a la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias para su aprobación, donde se demuestre que los resultados son similares o superiores a los de las normas indicadas.

3.2.4. NOTACIONES:

- a) **MIVHED:** Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones.
- b) **DTTL:** Dirección de Tramitación, Tasación y licencias.
- c) **CDEEE:** Corporación Dominicana de Empresas Eléctricas Estatales.

3.2.5. DEFINICIONES:

3.2.5.1. AUTORIDAD COMPETENTE: Institución oficial facultada para otorgar permisos de su competencia, previo a la solicitud de la licencia de construcción correspondiente, necesarios para la emisión de dicha licencia, y encargada de dar seguimiento a su aplicación y de realizar las inspecciones de lugar en los casos que corresponden a su competencia.

3.2.5.2. AGENTES DE LA EDIFICACIÓN: Las definiciones, requisitos y responsabilidades de los Agentes de la Edificación se detallan en el **CAPÍTULO 3.8** de este título. Los Agentes de la Edificación son:

1. Propietario.
2. Promotor o Inversionista.
3. Director del Proyecto.
4. Diseñador.
5. Contratista de Obras o Empresa Constructora.
6. Sub-Contratista.
7. Director de Obra.
8. Encargado de Obra.
9. Residente de Obra.
10. Director de Supervisión.
11. Supervisor Técnico.
12. Organismos y Laboratorios de Control de Calidad de la Edificación.
13. Los Proveedores de Materiales.
14. Los Propietarios y Usuarios.

3.2.5.3. CONSULTOR: Es toda persona física o jurídica, ingeniero, arquitecto o ingeniero-arquitecto, graduado de una universidad registrada legalmente y colegiado, que realiza una labor asesora, de auditoria técnica u otro estudio similar, en la que presta un servicio de naturaleza intelectual, de acuerdo a su especialización, experiencia, y conocimiento; y en la que emite una opinión profesional, técnica, racional y justificada, escrita o gráfica, representada mediante diseños, dibujos de planos, diagramas, esquemas, gráficos, estudios, evaluación, informes, reconocimiento, memorias, cálculos, seguimiento, control u otros, que justifican e indican las recomendaciones que deben ser seguidas, para satisfacer el requerimiento del propietario.

3.2.5.3.1. El consultor deberá cumplir con los requerimientos establecidos en este Título, del Código de Construcción de la República Dominicana del MIVHED, quien deberá tener, entre otros, una experiencia comprobada igual o mayor a quince (15) años de ejercicio profesional. El consultor no debe ejecutar o realizar obra alguna de un proyecto que haya sido revisado, auditado o evaluado previamente por él mismo. Toda persona física, jurídica o moral, de origen extranjero que realice estas funciones dentro del Territorio Nacional deberá cumplir además con las leyes y reglas establecidas para estos casos.

3.2.5.4. CONTRATO O DOCUMENTOS CONTRACTUALES: Es el instrumento legal, convenio o acuerdo escrito entre las partes definidas en el mismo, que establece con objetividad, claridad y precisión las condiciones para la ejecución de obras, la provisión y/o adquisición de bienes o servicios que constituyen el objeto de la contratación, expresado en cláusulas que definen los derechos, obligaciones y responsabilidades para su realización, e incluye todos los documentos y formularios exigidos para su completa definición, así como los acuerdos, leyes, títulos y Reglamentos vigentes, considerados necesarios para la terminación aceptable de lo convenido.

3.2.5.5. FISCALIZACIÓN: Es toda labor realizada normalmente por el supervisor o por un agente externo del área de la construcción, público o privado, consistente en constatar, averiguar y revisar las cantidades de trabajo que realiza el contratista y/o el director de la obra durante la ejecución de ésta, con el objeto de determinar el monto total o parcial y detallado de la inversión realizada en el Proyecto u Obra, para los fines de pago. La fiscalización conlleva la verificación y toma de datos de todos los trabajos de medición de campo, tales como levantamientos o comprobación de las cantidades de obras (cubicaciones) realizadas por el contratista, así como la aplicación exacta y veraz de los precios y convenios definidos en el contrato.

3.2.5.6. FUNCIONARIO CONTRATANTE: Es toda persona física que representa la Institución Pública o Privada, que puede llamarse Estado o Propietario, facultada para otorgar y firmar el Contrato a nombre de la Organización, y cuya función podrá ser delegada por escrito en un Representante Autorizado.

3.2.5.7. INGENIERO / ARQUITECTO: Es toda persona física, ingeniero civil o arquitecto, ingeniero estructural, eléctrico, mecánico, hidráulico, sanitario, o ingeniero-arquitecto, así como cualquier otro relacionado con el diseño y/o ejecución de obras de ingeniería o arquitectura, graduado de una universidad registrada legalmente, y con una membresía del CODIA, que está facultado para intervenir como proyectista o ejecutor en dichas obras; que deberá tener conciencia de la responsabilidad civil y técnica que ello significa; y que estará obligado a cumplir fielmente con todas las disposiciones estipuladas en las Leyes, Reglamentos y Normativas vigentes en la República Dominicana, así como cualquier otra que le sea aplicable. Para los fines del presente reglamento el término “Ingeniero” o “Arquitecto” será aplicable a todas las especializaciones relacionadas con esta definición.

3.2.5.8. OBRA U OBRA DE CONSTRUCCIÓN: Es la materialización de un proyecto de ingeniería o arquitectura, ya sea público o privado, mediante el cual éste se lleva a la realidad de acuerdo a lo planificado y a los términos establecidos en el contrato; y que involucra labores de construcción, reparación, remodelación, rehabilitación, restauración, mantenimiento, ampliación, mejoramiento, demolición, excavaciones, transformaciones estructurales, montaje y/o desmontaje de estructuras, o cualquier otro para cuya ejecución se debe cumplir con las

reglamentaciones vigentes.

3.2.5.9. ORGANIZACIÓN FINANCIERA: Es cualquier institución legalmente establecida que aporta los recursos económicos o financieros para la realización de la obra.

3.2.5.10. PLANOS DEL PROYECTO: Es el conjunto de dibujos arquitectónicos y técnicos de las Obras a construirse, que incluyen informaciones del Diseño, tales como localización, ubicación, plantas, elevaciones, secciones, estructuras (incluyendo cálculos), instalaciones eléctricas, sanitarias y mecánicas (y sus cálculos), así como detalles especiales de los mismos, que aseguren que el proyecto sea claramente interpretable por los profesionales calificados en la materia, y la obra pueda ser ejecutada correctamente.

3.2.5.11. REPRESENTANTE AUTORIZADO: Es toda persona física debidamente autorizada por el funcionario contratante, para actuar en su nombre y ejercer las funciones técnicas y/o administrativas derivadas del seguimiento o control de los trabajos y obras objeto de ejecución, mediante un contrato determinado.

3.2.5.12. RESPONSABILIDAD SOLIDARIA: Obligación legal a la que está sujeta una persona física o moral responsable de un proyecto u obra de ingeniería, arquitectura o rama afín, juntamente con los interventores o agentes que participan en el mismo y no tienen claramente definida su responsabilidad civil o legal en el acuerdo o contrato que origina su intervención.

3.2.5.13. TRABAJADOR POR CUENTA PROPIA (AUTÓNOMO): Es toda persona física distinta del contratista y subcontratista, que realiza de forma personal y directa una actividad profesional u oficio técnico, y que asume contractualmente ante el contratista y/o sub-contratista, el compromiso de realizar determinadas partes o instalaciones de la obra.

3.2.5.14. TRABAJOS DE INGENIERÍA: Es la coordinación o dirección técnica de las actividades de planificación, organización, provisión, ejecución y control de todos los recursos e insumos necesarios o requeridos para la satisfactoria elaboración, ejecución y/o terminación de un proyecto u obra de ingeniería, tales como los materiales, mano de obra, equipos, herramientas, cumpliendo siempre con lo indicado en los planos y en las especificaciones contenidas en este reglamento, y el fiel desempeño de todos los quehaceres y obligaciones señalados al contratista en el contrato o acuerdo entre las partes.

3.2.5.15. SUPERVISIÓN TÉCNICA: Es el proceso de verificación de la correcta construcción de la edificación con sujeción a lo indicado en los planos, diseños y especificaciones realizadas por el diseñador, en todos los aspectos arquitectónicos, de la construcción de elementos estructurales y no estructurales, y en las instalaciones eléctricas, sanitarias, mecánicas o de cualquier otra

índole, si las hubiere.

CAPÍTULO 3.3. EXIGENCIAS TÉCNICAS Y ADMINISTRATIVAS.

3.3.1. DISPOSICIONES GENERALES. Las disposiciones del presente Código de Construcción de la República Dominicana establecen las exigencias técnicas y administrativas mínimas que se deben cumplir para la correcta concepción de todo proyecto de edificaciones a erigirse en el país, así como los requisitos a cumplir durante su ejecución.

3.3.2. REQUISITOS BÁSICOS DE LA EDIFICACIÓN. Los edificios deberán proyectarse, construirse, mantenerse y conservarse de tal forma que garanticen la seguridad de las personas, el bienestar de la sociedad y la protección del ambiente, mediante el cumplimiento de los preceptos de estos títulos y de los requisitos básicos siguientes:

3.3.2.1. RELATIVOS A LA FUNCIONALIDAD:

- a) Utilización, de tal forma que la disposición y las dimensiones de los espacios y la dotación de las instalaciones faciliten la adecuada realización de las funciones previstas en el edificio.
- b) Accesibilidad, de tal forma que se permita a las personas con movilidad y comunicación reducidas el acceso y la circulación por el edificio en los términos previstos en su normativa específica.
- c) Acceso a todos los servicios, de acuerdo con lo establecido en las normativas específicas.

3.3.2.2. RELATIVOS A LA SEGURIDAD:

- a) Seguridad estructural, de tal forma que no se produzcan en el edificio, o partes de éste, daños que tengan su origen o afecten a la cimentación, las columnas, las vigas, las losas, los muros de carga u otros elementos estructurales, y que comprometan directamente la resistencia mecánica y la estabilidad del edificio.
- b) Seguridad en caso de incendio, de tal forma que los ocupantes puedan desalojar el edificio en condiciones seguras, se pueda limitar la extensión del incendio dentro del propio edificio y de los colindantes y se permita la actuación de los equipos de extinción y rescate.

c) Seguridad de utilización, de tal forma que el uso normal del edificio no suponga riesgo de accidente para las personas.

3.3.2.3. RELATIVOS A LA HABITABILIDAD:

a) Higiene, salud y protección del ambiente, de tal forma que se alcancen condiciones aceptables de salubridad y estanqueidad en el ambiente interior del edificio y que éste no deteriore el ambiente en su entorno inmediato, garantizando una adecuada gestión de toda clase de residuos.

b) Protección contra el ruido, de tal forma que el ruido percibido no ponga en peligro la salud de las personas y les permita realizar satisfactoriamente sus actividades.

c) Otros aspectos funcionales de los elementos constructivos o de las instalaciones que permitan un uso satisfactorio del edificio.

3.3.3. Este Título deberá completarse con las exigencias de otras normativas dictadas por las Administraciones Competentes y se actualizará periódicamente conforme a la evolución de la técnica y la demanda de la sociedad.

CAPÍTULO 3.4. CONCEPCIÓN DEL PROYECTO.

3.4.1. DOCUMENTACIÓN TÉCNICA DEL PROYECTO. Todo proyecto de edificaciones estará compuesto por el conjunto de documentos, informes, diseños detallados, planos y demás elementos descriptivos y gráficos necesarios y suficientes para la realización de una obra o servicio determinado, que definen y determinan sus características, así como las exigencias técnicas para su ejecución, de acuerdo con lo establecido en **3.1.3**. El proyecto habrá de justificar técnicamente las soluciones propuestas de acuerdo con las especificaciones requeridas por estos Títulos y los demás reglamentos aplicables.

3.4.2. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS:

3.4.2.1. Podrán ser utilizados los sistemas constructivos que hayan sido autorizados por el MIVHED, ya sean los incluidos en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, o aquellos aprobados por la Dirección de Normas y Reglamentaciones del MIVHED.

3.4.2.2. Los interesados en comerciar o emplear nuevos sistemas constructivos, elementos o materiales en el país, deberán someter previamente a la Dirección de Normas y Reglamentaciones (DNR), los documentos, especificaciones, pruebas de ensayo, abaladas por un laboratorio certificado, certificaciones actualizadas u otros documentos requeridos por el MIVHED, sobre el uso vigente de dicho sistema, material o elemento, en el país de origen y cualquier otro país donde haya sido autorizado. No se permitirá el uso o aplicación de sistemas no autorizados por el MIVHED.

CAPÍTULO 3.5. LICENCIAS Y AUTORIZACIONES ADMINISTRATIVAS.

3.5.1. ASPECTOS GENERALES POR CUMPLIR:

3.5.1.1. El Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), a través de la Dirección de Tramitación, Tasación y licencias (DTTL), será el encargado de velar por la aplicación de la Ley 687 en lo relativo a la solicitud de licencia para construcción y la ejecución de las obras, así como al cumplimiento de los reglamentos en general y a las disposiciones que conforman el presente Reglamento, así como cualquier otra disposición que le sea aplicable.

3.5.1.2. La expedición de la licencia de construcción no eximirá de responsabilidad a los profesionales o agentes que intervienen en el proceso de la edificación, tanto en el diseño como en la construcción de la obra, y no implicará responsabilidad legal alguna, sea ésta civil o penal, para el MIVHED en caso de defectos causados por los agentes.

3.5.1.3. No se emitirá certificado de recepción final a las obras que no hayan sido ejecutadas de acuerdo con lo indicado en los planos y especificaciones aprobadas, así como con las disposiciones establecidas en este reglamento y los demás relacionados con la materia.

3.5.1.4. En caso de que el MIVHED notifique o le sea notificada cualquier obra ilegal, ya sea realizada o que esté en ejecución, que no cuente con los planos, permisos y licencias de construcción correspondientes, los agentes de la edificación involucrados serán sancionados de acuerdo con lo establecido en el Capítulo V de la ley No.687. Como consecuencia, el agente responsable deberá solicitar al MIVHED su regulación para levantar su impedimento, sujeto a lo establecido en este reglamento y los demás aplicables, y a las disposiciones siguientes:

- 1) Presentar todos los documentos y aprobaciones previas requeridas para el trámite de la

licencia correspondiente, de acuerdo con lo establecido en este reglamento, mediante solicitud por escrito de la regularización del proyecto o construcción y demás requisitos exigidos en este reglamento.

2) En caso de que la obra esté terminada, o las partes estructurales principales estén ejecutadas, presentar los planos estructurales correspondientes, avalados por un informe de evaluación estructural realizado por un Consultor o firma de Consultores que cuente con profesionales con experiencia en evaluación de vulnerabilidad estructural, aceptable por el MIVHED, donde se demuestre y certifique que la edificación cumple con todos los requisitos mínimos estructurales, de seguridad y estabilidad, conforme a las disposiciones para evaluación de edificaciones existentes dadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, perteneciente al Volumen 1 del CDCRD. Este informe estará avalado por los ensayos y estudios necesarios y pertinentes que comprueben las resistencias y otros parámetros reglamentarios, a costa del propietario.

3) El MIVHED examinará la documentación y podrá realizar una inspección de la obra a fin de verificar si se ajusta a los documentos presentados.

4) En caso de que cumpla con los requisitos establecidos, se emitirá la licencia correspondiente, luego del pago de los impuestos y de las multas que por infracciones a la ley le sean impuestas.

3.5.2. En caso de que el interesado solicite la licencia de construcción de una edificación ya construida, deberá cumplir con los requisitos establecidos en **3.5.1.4** y será igualmente sancionado de acuerdo con lo establecido en el Capítulo V de la ley No.687.

CAPÍTULO 3.6. REQUISITOS GENERALES PARA OBTENER LA LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN.

3.6.1. REQUISITO DE LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN. Para construir, reconstruir, ampliar o de cualquier manera alterar un edificio u otra estructura privada, el Propietario o el Director del Proyecto solicitarán al Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), la correspondiente Licencia de Construcción, para lo cual se someterán los documentos y planos del proyecto, junto a las autorizaciones previas de las demás Instituciones Estatales y Municipales correspondientes, para su aprobación.

3.6.2. DOCUMENTOS A PRESENTAR: Para solicitar la licencia de construcción, se depositarán los planos en la Dirección de Tramitación, Tasación y licencias del MIVHED, con las autorizaciones y permisos requeridos por las demás instituciones, según sea requerido de acuerdo al uso de la edificación, acompañados del formulario de solicitud de la Dirección General de Planeamiento Urbano (DGPU) correspondiente, debidamente sellado, al cual deberá adherirse el comprobante de pago del Impuesto establecido por la Dirección General de Impuestos Internos (ley 80-99 y el Procedimiento para su aplicación), por cada unidad (vivienda unifamiliar o edificio) a construirse, de acuerdo a lo detallado a continuación:

- a) Dos (2) juegos de planos debidamente aprobados por la Oficina de Planeamiento Urbano correspondiente, incluyendo el Plano Catastral y el Título de Propiedad o el Certificado de Compra debidamente registrado en la Oficina Nacional de Catastro. En caso de que la tramitación de la licencia sea a través de las oficinas regionales, se requerirán las copias que se indiquen en dichas oficinas, y se deberá remitir una copia de los planos aprobados y del expediente a la Dirección de Tramitación, Tasación y licencias.
- b) Una copia de los planos del diseño y distribución del estacionamiento vehicular, con la aprobación provisional de la Dirección de Tramitación, Tasación y licencias del MIVHED o la oficina regional correspondiente, en fase de anteproyecto, en los casos pertinentes.
- c) Planos del conjunto, alimentación y drenaje sanitario de los proyectos, y los cálculos hidráulicos en los casos requeridos, así como de las urbanizaciones, cuyos planos de instalaciones exteriores estarán sellados previamente por la Institución de Agua Potable y Alcantarillado correspondiente, según su demarcación geográfica.
- d) Plano de localización de los proyectos o de las urbanizaciones, que indiquen las facilidades de instalaciones eléctricas para la alimentación, sellados por la Empresa de Distribución de Energía Eléctrica correspondiente.
- e) Cálculos estructurales, estudios geotécnicos, cálculos del drenaje, y cualquier otro requisito que fuere necesario de acuerdo con la complejidad del proyecto y a lo establecido en los reglamentos.

3.6.3. APROBACIONES ADICIONALES: Se requerirán aprobaciones adicionales de los proyectos, según el uso y actividades que se desarrollen en el Edificio proyectado, de acuerdo con lo siguiente, sin ser limitativas:

3.6.3.1. Permiso y Licencia ambiental de aquellos proyectos que lo requieran, de acuerdo con la evaluación ambiental y social exigida por la Ley 64-00 y el Ministerio de Medio Ambiente y

Recursos Naturales.

3.6.3.2. Autorización o permiso del Ministerio de Salud Pública para los Proyectos de Edificios destinados al servicio del Sector Salud o que cuenten en su estructura con unidades de Salud, así como Mataderos, Industrias, Laboratorios y otros de servicios similares.

3.6.3.3. Autorización o permiso del Ministerio de Industria, Comercio y Mipymes para los Proyectos de Edificios del Sector Industrial; y en caso de ser financiados deberán, además, ser aprobados por la Corporación de Fomento Industrial.

3.6.3.4. Autorización o permiso del Ministerio de Educación, para los Proyectos de Edificios del Sector Educación.

3.6.3.5. Autorización o permiso del Ministerio de Turismo para los Proyectos Turísticos.

3.6.3.6. Autorización o permiso de la Oficina de Patrimonio Monumental para los proyectos de cualquier índole, ubicados en la ciudad Colonial de Santo Domingo, en el Centro Histórico de Puerto Plata y las zonas históricas de Santiago de los Caballeros y de Montecristi, o cualquier otra zona declarada como Centro Histórico.

3.6.3.7. Cualesquiera otras autorizaciones o permisos de organismos o comisiones designados oficialmente para tal fin.

3.6.3.8. Se requerirán otras autorizaciones que hayan sido establecidas posteriormente a la puesta en vigencia de este reglamento.

3.6.4. DOCUMENTOS DEL PROYECTO: En general, los documentos del proyecto deberán contener al menos los siguientes planos para su aprobación, en los cuales figurarán el nombre y firma del Propietario y el Director del Proyecto con su número de colegiatura, así como de los demás agentes que intervienen en el proyecto. En caso de que, en los reglamentos específicos de la especialidad correspondiente, se establezca la presentación de otros planos no contenidos en esta sección, deberá cumplirse con lo dispuesto en dichos reglamentos:

- Planos de diseño arquitectónico y de diseño urbanístico, en los casos requeridos.
- Planos para la instalación de seguridad contra riesgos de incendios y otras emergencias, en los casos requeridos.
- Planos y cálculos estructurales.

- Planos y cálculos de instalaciones sanitarias, según lo requerido.
- Planos y cálculos de instalaciones eléctricas.
- Planos y cálculos de las instalaciones mecánicas, si el caso lo amerita.
- Cualesquiera otros planos o cálculos necesarios para la debida interpretación del proyecto, de acuerdo con lo establecido en los reglamentos vigentes.

3.6.4.1. En los casos pertinentes, deberán contener además los estudios e informes necesarios para la debida interpretación del proyecto, de acuerdo con lo estipulado en cada uno de los reglamentos que forman las unidades del Reglamento General de Edificaciones y los demás que le sean complementarios.

3.6.4.2. Los Planos incluirán Uso o Usos a los que se ha de destinar el edificio; deberán ser dibujados a las escalas indicadas en los Reglamentos Técnicos Oficializados. Se utilizará como Sistema de Medida el Sistema Internacional (SI) o el Métrico Decimal (MKS), excepto para aquellos elementos en los que tradicionalmente se utiliza el Sistema Inglés, en cuyo caso deberá indicarse entre paréntesis su equivalencia en el Sistema Internacional o el Sistema Métrico Decimal.

3.6.4.3. Los planos para alteraciones, reparaciones, ampliaciones y reconstrucciones deberán contar con su anterior licencia de construcción, y cumplirán con todo lo anteriormente señalado; mostrarán no solamente las partes de construir, reparar o reconstruir sino también las partes afectadas de la construcción existente o su conexión y comportamiento con respecto a la nueva construcción.

3.6.5. PRESENTACIÓN DE LOS PLANOS EN GENERAL: Todos los planos de cada proyecto deberán tener un tamaño uniforme que no excederá de 610 x 915 mm (24" x 36"), y contendrán al menos las siguientes informaciones:

- Indicar en todas las planchas la escala en que fueron dibujadas, las cuales se seleccionarán en base a un múltiplo de 100, y la mínima será 1:100, excepto los planos de plantas generales que se podrán permitir a escala 1:200, siempre que sea legible.
- En la tarjeta de cada plancha, se deberá indicar:
 - 1) Nombre del propietario del edificio con su firma;
 - 2) Nombre y dirección del proyecto;
 - 3) Nombre, firma y Colegiatura (CODIA) de los diseñadores y del director del proyecto;

- 4) Descripción del contenido del plano y numeración secuencial (número de plancha/número total de planchas);
 - 5) Nomenclatura y simbología empleadas en todos los planos.
- Las fotocopias de los planos deberán ser de buena calidad, en papel Bond en blanco y negro o a color. No se aceptarán copias heliográficas.

3.6.6. PLANOS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO Y/O URBANÍSTICO: Estos planos indicarán de manera clara todas las características de orden arquitectónico y/o urbanístico necesarias para la correcta interpretación del diseño del proyecto. Se presentarán al menos los siguientes planos, sin ser limitativa la lista. En ellos figurarán el nombre, número de colegiatura y firma del Arquitecto o Ingeniero-Arquitecto responsable del diseño.

- 1) Planos urbanísticos, si aplica;
- 2) Plano de localización y ubicación;
- 3) Plano de curvas de nivel, si aplica;
- 4) Planta arquitectónica dimensionada;
- 5) Planos de elevaciones;
- 6) Planos de secciones;
- 7) Detalles arquitectónicos;
- 8) Tabla de puertas y ventanas;
- 9) Tabla o plano de terminaciones;
- 10) Plano de estacionamiento y acceso a la vía pública en caso necesario, y
- 11) Plano de recorrido y señalización de las vías de evacuación, identificando en color verde todas las partes que la componen, indicación de las salidas y escaleras de emergencia y otros, según el caso, si aplica.
- 12) Cualesquiera otros planos exigidos en los reglamentos arquitectónicos vigentes.

3.6.7. PLANOS Y CÁLCULOS ESTRUCTURALES: Estos planos estarán fundamentados en sus correspondientes cálculos estructurales y en ambos figurará el nombre, firma y colegiatura del Ingeniero Civil responsable. Incluirá, de acuerdo con el caso, las informaciones especificadas en los Títulos 2, 5, 8, 9 y 10 pertenecientes al Volumen I:

- **Título 2:** Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.
- **Título 5:** Hormigón Armado.
- **Título 8:** Mampostería.
- **Título 9:** Acero.
- **Título 10:** Madera.

3.6.8. MEMORIA DE CÁLCULOS: En la memoria de cálculos se describirán, con el nivel de detalle suficiente para que puedan ser evaluados por un especialista externo al proyecto, los criterios de análisis y diseño estructural adoptados y los principales resultados del análisis y el dimensionado de las secciones de hormigón armado. Se incluirá una justificación del diseño de la cimentación, el cual se hará en base a los estudios exigidos en el Título 4: Suelos y Fundaciones. Los cálculos deberán sujetarse a lo establecido en el Volumen I.

3.6.8.1. En caso de que el análisis y diseño de la edificación se realice con programas de computadoras, los resultados deberán ser presentados además en forma digital. El MIVHED solamente aceptará estos resultados cuando el autor del diseño sea el propietario de las licencias de los programas, o pueda demostrar que está autorizado a usar esos programas.

3.6.8.2. Debe incluir como mínimo, sin ser limitativo, lo siguiente:

- a) Descripción del sistema estructural;
- b) Cargas usadas;
- c) Características y resistencias de todos los materiales estructurales;
- d) Resultados de los análisis y diseños de los elementos estructurales;
- e) Detalles de las uniones o nudos.

3.6.9. PLANOS E INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS: Se presentarán los planos y el Informe de Mecánica de Suelos, según lo especificado en el Título 4: Suelos y Fundaciones, el cual debe incluir por lo menos:

- a) Breve descripción de la geología regional y local donde se sitúa el proyecto;
- b) Descripción del alcance de las investigaciones y metodologías empleadas;
- c) Planta de Ubicación de Sondeos con sus designaciones;

- d) Bitácoras Finales de los sondeos con descripción de las muestras de suelos y rocas por un profesional calificado de acuerdo con los requisitos del **CAPÍTULO 3.7**.
- e) Descripción del perfil del subsuelo encontrado y clasificación del sitio en una de las clases de sitio del Título 4: Suelos y Fundaciones;
- f) Ubicación del nivel freático;
- g) Asentamientos totales y diferenciales esperados;
- h) Recomendaciones de cimentación, incluyendo tipo de cimientos, esfuerzos admisibles sobre terreno natural y rellenos para cimientos superficiales y recomendaciones para mejoramiento del terreno contra los efectos de suelos expansivos y suelos propensos a licuefacción;
- i) Recomendaciones para cimentaciones profundas según el Título 4: Suelos y Fundaciones;
- j) Recomendaciones para excavaciones, estabilidad de taludes, estructuras de retención y para mitigar el efecto de excavaciones sobre estructuras adyacentes;
- k) Recomendaciones para rellenos compactados.

3.6.10. PLANOS ESTRUCTURALES: Los planos estructurales deben incluir todos los detalles necesarios para construir el edificio, de acuerdo con lo establecido en los títulos citados en **3.6.7**.

3.6.11. PLANOS DE INSTALACIONES SANITARIAS: Serán presentados los Planos de Instalaciones Sanitarias de acuerdo con el contenido especificado en el Volumen II: Instalaciones Hidrosanitarias en Edificaciones, los cuales deberán estar claramente definidos para permitir una fácil comprensión del sistema. En ellos figurará el nombre, número de colegiatura y firma del Profesional responsable de los mismos.

3.6.11.1. Los cálculos hidráulicos sólo serán realizados para los edificios indicados en la Volumen II: Instalaciones Hidrosanitarias en Edificaciones, cuales deberán estar firmados por el autor.

3.6.11.2. CONTENIDO DE LOS PLANOS:

- a) Interconexión con la red existente;
- b) Ubicación de las instalaciones sanitarias de la edificación;
- c) Planta del sistema de desagüe de aguas residuales y pluviales para cada nivel diferente;

- d) Plano isométrico completo del sistema de desagüe de aguas residuales;
- e) Planta del sistema de alimentación y distribución de agua potable (agua fría y caliente), para cada nivel diferente;
- f) Plano Isométrico completo del sistema de agua potable (agua fría y caliente);
- g) Plano del Sistema de desagüe pluvial de techo, estacionamientos y sótanos;
- h) Plano isométrico del sistema de desagüe pluvial para techos planos, excepto para viviendas unifamiliares de menos de 120.00m² de construcción;
- i) Recolección y distribución final de basura y/o sistema de trituración, si aplica.

3.6.11.3. Los planos indicados en las letras b, c, d, f y g, podrán ser presentados en forma conjunta en la planta de cada nivel diferente de la edificación y se incluirá la tabla de leyendas sanitarias, especificaciones técnicas y detalles.

3.6.11.4. En Proyectos de viviendas económicas no repetitivas cuya área constructiva no sea mayor de 60.00 m², y la instalación cuente con no más de cinco (5) salidas de agua potable, no se requerirá la firma de un Ingeniero.

3.6.12. PLANOS DE INSTALACIONES ELÉCTRICAS: Serán presentados los Planos de Instalaciones Eléctricas de acuerdo con el contenido especificado en el Volumen III: Instalaciones Eléctricas en Edificaciones, indicados a continuación, los cuales deberán estar claramente definidos para permitir una fácil comprensión del sistema. En ellos figurará el nombre, número de colegiatura y firma del Profesional responsable de los mismos.

3.6.12.1. En Proyectos de viviendas económicas no repetitivas cuya área constructiva no sea mayor de 60.00 m², y la instalación cuente con no más de dos (2) salidas eléctricas (un tomacorriente y una luz cenital) por unidad de espacio, no se requerirán cálculos eléctricos ni la firma de un Ingeniero Eléctrico o Electromecánico.

3.6.12.2. CONTENIDO DE LOS PLANOS:

- a) En general, los planos contendrán:
 - Distribución en planta del panel de distribución, las salidas y dispositivos eléctricos, data, voz y TV. por cable.
 - Diagrama de carga.

- Diagrama de rutas de alimentadores y tabla de cálculos.
- Diagrama unifilar.
- Detalles del sistema de puesta a tierra propuesto.
- Detalles de zanjas para acometidas soterradas del sistema eléctrico y de telecomunicaciones.
- Leyendas
- Todas las informaciones que puedan contribuir a la mejor comprensión de los planos, tales como altura recomendada de los tomacorrientes, interruptores, código de colores, etc.
- Plano de carga de A/A si lo hubiere. Además, la disposición de los ductos del sistema de A/A.

b) Para edificaciones constituidas por dos o más niveles, o por aquellas que requieren la instalación de una subestación, añadir a las informaciones anteriores:

- Diagrama vertical de paneles de distribución.
- Diagrama vertical para cada sistema de teléfono, TV. por cable y alarma (debe cumplir con las normas de las empresas telefónicas y de TV. por cable).
- Plano eléctrico de conjunto para complejos residenciales, comerciales e industriales constituidos por más de un bloque.
- Plano de interconexión de transformadores al sistema eléctrico. Este plano deberá cumplir con las normas de Distribución dispuestas por la Superintendencia de Electricidad para tales fines.

c) Cuando el sistema eléctrico propuesto está dotado de un sistema de emergencia, debe agregarse:

- Elevaciones de las recámaras de aire frío y aire caliente, respectivamente.
- Detalles de la/s base/s sobre la cual descansará/n el/los generadores.
- Ubicación del tanque de combustible principal.
- Detalles sobre el sistema de escape.

3.6.12.3. Los planos de instalaciones eléctricas se realizarán independientemente de otros planos, excepto en casos de viviendas económicas individuales.

3.6.13. PLANOS DE INSTALACIONES MECÁNICAS: Serán presentados de acuerdo con el contenido especificado en el Volumen IV: Instalaciones Mecánicas en Edificaciones, los cuales deberán estar claramente definidos para permitir una fácil comprensión del sistema. En ellos figurará el nombre, número de colegiatura y firma del Ingeniero Electromecánico o del Ingeniero Mecánico responsable de los mismos.

CAPÍTULO 3.7. REVISIÓN DE DOCUMENTOS.

3.7.1. REVISIÓN Y APROBACIÓN DE PLANOS Y DOCUMENTOS. La Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias procederá a realizar las revisiones de lugar a todos los planos y documentos de los proyectos de edificios que les sean sometidos. Los proyectos podrán ser Aprobados u Objetados, dependiendo de los resultados de dicha revisión.

3.7.2. PROYECTOS NO OBJETADOS: Cuando no hubiese objeción al proyecto, se entregará al interesado una carta para que realice los siguientes pagos en las oficinas habilitadas para tales fines:

- a) Arbitrio del Ayuntamiento correspondiente, según ley 675 (2.5‰ de la construcción);
- b) Impuesto sobre documentos en sellos de Impuestos Internos (ley 80-99 y su procedimiento), y
- c) Tasa del CODIA, (1‰ del diseño + 1‰ de la construcción).

3.7.3. TASACIÓN DEL PROYECTO. El cálculo del costo total del proyecto y su construcción lo determinará la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias, según la tasación del MIVHED. El diseño representará un porcentaje de este valor, el cual será determinado por la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias, dependiendo del tipo de proyecto. Estos costos serán actualizados cada año a través de dicha oficina.

3.7.4. CONDICIÓN PARA LA EXPEDICIÓN DE LA LICENCIA. La Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias, no expedirá la licencia solicitada si el interesado no hace entrega de los recibos comprobatorios del pago de las tasas impositivas indicadas.

3.7.5. EXONERACIONES DE PAGOS. Quedan exonerados de los pagos indicados en (a) y (b) de 3.7.2:

- 1) Las obras pertenecientes al Estado, a los Municipios, a las Instituciones Benéficas y

Religiosas.

2) Los Anexos de particulares y enverjados cuyo costo no exceda del valor equivalente a 35 sueldos mínimos establecido para el Sector Público.

3.7.5.1. Para las construcciones que queden dentro de lo establecido en el caso 1 de **3.7.5**, los Organismos e Instituciones deberán cumplir con todos los requisitos técnicos establecidos en este reglamento.

3.7.5.2. Para las construcciones que queden dentro de lo establecido en el caso 2 de **3.7.5**, deben ser sometidos los planos a escala, de al menos una planta dimensionada, los planos estructurales y la elevación principal a la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias, o a las Regionales correspondientes del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones, que represente de manera fiel las características generales de la obra a construirse, firmados al menos por un ingeniero civil o arquitecto, acompañada de los documentos de propiedad que faculden a la persona interesada al uso del terreno dispuesto para ésta, para fines de aprobación.

3.7.6. OTORGAMIENTO DE LA LICENCIA DE CONSTRUCCIÓN:

3.7.6.1. A la entrega de los sellos y recibos de los pagos correspondientes, se expedirá a favor del propietario una Licencia para la Construcción del proyecto, la cual contendrá todas las informaciones del proyecto y estará firmada por el Director General y el Encargado de la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED.

3.7.6.2. La Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias entregará al interesado el expediente completo junto a la licencia de construcción, incluidos los planos aprobados y sellados.

3.7.6.3. Los planos aprobados por la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias llevarán estampado un sello en cada hoja de plano en el que se hará constar al menos las informaciones siguientes:

- a) Su aprobación;
- b) Número de licencia;
- c) Firma del encargado de la dirección de tramitación, tasación y licencias;
- d) Fecha, y,
- e) Costo calculado de la edificación.

3.7.6.4. Se considerará caduca toda licencia cuyas obras no se hubieren iniciado dentro de un (1) año a partir de la fecha de su expedición; asimismo, caducará la licencia de la obra cuyos trabajos se paraliquen durante el mismo plazo, después del cual deberá solicitarse la renovación de ésta para verificar que las condiciones en que fue otorgada permanecen. El nuevo permiso se otorgará luego de realizado el pago del diez por ciento (10%) del valor correspondiente a los pagos anteriores por concepto de lo indicado en los incisos a) y b) de **3.7.2.**

3.7.6.5. Si después de aprobados los planos o durante la ejecución de la obra se decide introducir algunas reformas o variantes en el Plano Aprobado, el inspector hará la notificación correspondiente en la que exigirá al Director de la Obra a presentar las modificaciones a la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias, del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones correspondiente para su aprobación, teniendo en cuenta lo siguiente:

a) En caso de que los cambios afecten a miembros estructurales importantes, o las Instalaciones Sanitarias o Electromecánicas que conlleven a modificación en los cálculos correspondientes, u otros cambios de suma importancia para la seguridad del edificio, la construcción deberá ser suspendida hasta tanto sean aprobados dichos cambios.

b) En caso de que los cambios no sean de los señalados anteriormente se podrá continuar la obra, y el Director de ésta procederá a presentar las modificaciones correspondientes en el plazo que establezca el Inspector del MIVHED o del Organismo Competente, el cual **no excederá de 45 días**, siempre y cuando dicha modificación no interfiera en la correcta continuación de los trabajos.

3.7.6.6. No se dará comienzo a ninguna obra para la cual previamente no se haya obtenido la licencia de construcción. Sin embargo, cuando se trate sólo de las excavaciones para cimientos, instalaciones de equipos para construcción, casetas provisionales para depositar materiales o herramientas para la realización de las obras, la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias, del MIVHED, podrá otorgar autorización provisional para la ejecución de las obras mencionadas.

3.7.6.7. PROYECTOS OBJETADOS:

3.7.6.7.1. Todo proyecto que no cumpla con los requisitos mínimos exigidos para su aprobación será objetado por el MIVHED, y no será emitida la licencia de construcción hasta tanto sea corregido por el interesado; asimismo, éste no podrá ejecutar ninguna acción o gestión con otras instancias oficiales ajenas a la tramitación de licencias para lograr una aprobación que no esté de conformidad con lo establecido en este Título.

CAPÍTULO 3.8. AGENTES DE LA EDIFICACIÓN.

3.8.1. CONCEPTO: Son agentes de la edificación todas las personas, físicas o jurídicas, que intervienen en el proceso de la edificación. Sus obligaciones vendrán determinadas por lo dispuesto en este Reglamento y demás disposiciones que sean de aplicación y por el contrato que origina su intervención.

3.8.2. EVALUACIÓN Y CALIFICACIÓN DE LOS AGENTES DE LA EDIFICACIÓN. Para fines de calificación como agentes de la edificación, en lo que respecta a la elaboración de proyectos, así como la dirección y supervisión de obras, los interesados deberán solicitar su evaluación al MIVHED, a través de la Comisión de Concursos y Sorteos, la cual se constituirá en comisión con la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias, y la Dirección de Normas y Reglamentaciones (DNR) y las demás dependencias relacionadas con los controles de las obras. Para estos fines deberán depositar los documentos que avalen su nivel educativo (grado, postgrado, maestría, doctorado), certificaciones que avalen su experiencia en las labores realizadas, u otra documentación que sirva de base para otorgar la calificación correspondiente.

3.8.3. EVALUACIÓN DE ORGANISMOS Y LABORATORIOS DE CONTROL DE CALIDAD. Los organismos y laboratorios de control de calidad deberán solicitar del mismo modo su evaluación al MIVHED, mediante la presentación de los documentos legales y técnicos que garanticen una correcta instalación y calibración y cualquier otro que requiera la comisión.

3.8.4. REGISTRO DE CALIFICACIONES. El MIVHED abrirá para estos fines un registro de calificaciones. Los interesados podrán solicitar una o varias calificaciones, de acuerdo con su experiencia demostrable.

3.8.5. PROPIETARIO: Es toda persona física o jurídica, pública o privada, que demuestre la legitimidad que tiene del derecho de propiedad sobre un bien físico o sobre un proyecto u obra. Podrá realizar las funciones de promotor siempre que cumpla con las disposiciones de **3.8.6.**

3.8.6. PROMOTOR E INVERSIONISTA: Es toda persona física o jurídica, pública o privada, que individual o colectivamente, decide, impulsa, gestiona, programa o financia, con recursos propios o ajenos, las obras de edificación para sí o para su posterior enajenación, entrega o cesión a terceros bajo cualquier título.

3.8.7. SON OBLIGACIONES DEL PROMOTOR:

3.8.7.1. Ostentar sobre el solar la titularidad de un derecho que le faculte para construir en él, o en caso de no titularidad estar facultado mediante autorización legal expresa del propietario para construir en el mismo.

3.8.7.2. Gestionar y seleccionar los agentes que se encargarán de la preparación del proyecto y de la ejecución de las obras, cumpliendo con los requisitos establecidos en este reglamento.

3.8.7.3. Facilitar la documentación e información previa necesaria para la preparación del proyecto, obtener la no objeción del propietario, así como autorizar al director del proyecto u obra las posteriores modificaciones de éste, sin que las mismas contravengan las normas y reglamentaciones técnicas pertinentes.

3.8.7.4. Gestionar y obtener los permisos y licencias.

3.8.7.5. Entregar al propietario o al adquirente, en su caso, la documentación de obra ejecutada, o cualquier otro documento exigible por las Autoridades competentes.

3.8.7.6. El promotor podrá realizar, además, alguna de las funciones de otros agentes, siempre que cumpla con los requisitos que correspondan al caso y se responsabilice de su realización, siempre que no se afecte en su calidad y tiempo de ejecución.

3.8.7.7. La violación a las obligaciones anteriormente señaladas estará sujeta a ser sometidas a la acción de la justicia por parte de las Autoridades Correspondientes o del afectado.

3.8.8. DIRECTOR DEL PROYECTO: Es el agente de la edificación calificado, persona física o jurídica, responsable técnica y civilmente de dirigir y coordinar las labores de concepción del proyecto, con la participación de los Diseñadores que intervienen en las diferentes especialidades de éste, conforme a las reglamentaciones y disposiciones técnicas correspondientes.

3.8.9. EL PROMOTOR COMO DIRECTOR DEL PROYECTO U OBRA. El promotor podrá realizar la labor como Director del Proyecto o de la Obra siempre que cumpla con los requisitos establecidos en el presente reglamento para dichas funciones y no afecten la calidad y tiempo de ejecución de ésta.

3.8.10. REQUISITOS DE EXPERIENCIA DEL DIRECTOR DEL PROYECTO. El Director del Proyecto deberá tener una experiencia mínima de haber dirigido el diseño de al menos tres (3) proyectos, o

haber participado activamente junto a un Director de Proyecto, en la elaboración del diseño de al menos cinco (5) proyectos, o tener especialidad en un área relacionada. El Director del proyecto, cuando no ejerza la función directa de promotor o contratista, debe estar en permanente coordinación con éste y bajo su dependencia, no exonerándolo esto de responsabilidad técnica en la dirección del diseño.

3.8.11. SON OBLIGACIONES DEL DIRECTOR DE PROYECTO:

3.8.11.1. Estar en posesión del título académico y profesional que lo acredite como Profesional Colegiado de la Ingeniería o Arquitectura, y estar calificado para desarrollar dichas labores. En caso de personas jurídicas, designar al técnico responsable del proyecto que tenga la titulación profesional requerida.

3.8.11.2. Dirigir las labores del diseño del proyecto con sujeción a los títulos vigentes y a lo que se haya establecido en el contrato, respetando las reglas de su calificación.

3.8.11.3. Elaborar, a requerimiento o solicitud del promotor o con su conformidad, previo acuerdo, eventuales modificaciones del proyecto que vengan exigidas por la marcha de la obra siempre que las mismas se adapten a las disposiciones normativas contempladas y observadas en la concepción del proyecto.

3.8.11.4. La adecuada selección de los Diseñadores, de manera que cumplan con los requisitos mínimos de idoneidad para la realización de las labores de diseño correspondiente.

3.8.11.5. Acordar, en su caso, con el promotor la contratación de colaboraciones parciales.

3.8.12. DISEÑADOR: Es el Agente de la edificación o persona física calificada en la especialidad correspondiente, de acuerdo a lo establecido en esta unidad, debidamente colegiado, que a solicitud del propietario o por encargo del director del proyecto y previo acuerdo escrito, es el responsable del diseño, de la elaboración y/o preparación de los planos y especificaciones de un proyecto de ingeniería y/o arquitectura en una o más de las partes específicas relativas a su especialidad, de forma coordinada, de manera que complementen su concepción total, de acuerdo a las reglamentaciones y disposiciones técnicas vigentes en República Dominicana.

3.8.13. OBLIGACIONES DE LOS DISEÑADORES.

3.8.13.1. Cada diseñador será responsable de los criterios aplicados en su diseño y asumirá la titularidad de su proyecto, los cuales estarán en consonancia con las disposiciones mínimas establecidas en los reglamentos vigentes y en concordancia con las otras partes del proyecto

general.

3.8.13.2. DISEÑO ARQUITECTÓNICO Y URBANÍSTICO:

3.8.13.2.1. El diseñador responsable del proyecto arquitectónico o urbanístico debe ser un Arquitecto colegiado.

3.8.13.2.2. Para todas las edificaciones cuya área constructiva exceda de 10,000.00 m², los profesionales responsables del diseño arquitectónico deberán poseer una experiencia demostrable de haber realizado o participado como co-diseñador junto a un profesional calificado, en al menos:

- a) Dos (2) proyectos similares, o
- b) Haber acumulado una experiencia comprobada en el diseño de más de tres (3) proyectos de áreas constructivas mayores de 2,000.00 m², o
- c) Acreditar estudios de postgrado o maestría en el área de diseño o urbanismo, previa certificación.

3.8.13.2.3. En casos de proyectos de urbanización que excedan de 10,000.00 m² de terreno, los profesionales responsables del diseño arquitectónico deberán poseer una experiencia demostrable de haber realizado o participado como co-diseñador junto a un profesional calificado, en al menos:

- a) Tres (3) proyectos de urbanización mayores de 5,000.00 m², o
- b) Acreditar estudios de postgrado o de maestría en el área de diseño urbano, previa certificación.

3.8.13.3. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS:

3.8.13.3.1. El responsable de los estudios geotécnicos debe ser un Profesional Colegiado y debe estar en posesión del título académico y profesional que lo acredite como Ingeniero Civil.

3.8.13.3.2. Los profesionales responsables de estos estudios deben poseer una experiencia demostrable de haber realizado o participado junto a un profesional calificado en la realización de al menos tres (3) diseños geotécnicos de fundaciones, o acreditar estudios de postgrado en el área de geotécnica.

3.8.13.3.3. Para todas las edificaciones cuya planta constructiva exceda de 1,000.00 m², o de más de 6 plantas, los profesionales responsables de los estudios geotécnicos deberán poseer una experiencia demostrable de haber realizado o participado junto a un profesional calificado, en al menos:

- a) Tres (3) estudios similares, o
- b) Haber acumulado una experiencia comprobada mayor de cinco (5) estudios de proyectos mayores de 500 m², o
- c) Acreditar estudios de postgrado o maestría en el área de geotécnica, previa certificación.

3.8.13.4. DISEÑO ESTRUCTURAL:

3.8.13.4.1. Cuando se trate de diseños estructurales el diseñador debe ser un Profesional Colegiado y debe estar en posesión del título académico y profesional que lo acredite como Ingeniero Civil o Ingeniero Civil con mención en Estructuras. En el caso de diseños de elementos no estructurales el diseñador puede ser un Arquitecto o Ingeniero Civil que satisfaga los requisitos indicados en **3.8.13.4.3.**

3.8.13.4.2. Para edificaciones mayores de cuatro (4) plantas, o aquellas de menor nivel dedicadas a usos esenciales tales como centros médicos de más de 50 camas, educacionales de 8 o más aulas, o industriales que requieran de instalaciones complejas, u otros cuya área constructiva exceda de 2,000.00 m², los diseñadores encargados del análisis y cálculo estructural deberán poseer una experiencia comprobada de al menos:

- a) Tres (3) proyectos similares o mayores, registrados en el MIVHED, o
- b) Haber acumulado una experiencia comprobada mayor de diez (10) cálculos de proyectos menores, o
- c) Acreditar estudios de postgrado o maestría en el área estructural, previa solicitud de calificación en la categoría correspondiente.

3.8.13.4.3. Los diseñadores de equipamientos o elementos no estructurales de los tipos de edificaciones indicadas en **3.8.13.4.2** deben poseer una experiencia certificada mayor de tres (3) años de ejercicio, en una o varias actividades, tales como diseño estructural, diseño de elementos no estructurales, construcción, supervisión técnica estructural, o acreditar estudios de postgrado en el área de Estructuras o Ingeniería Sísmica.

3.8.13.5. DISEÑO HIDRÁULICO Y SANITARIO:

3.8.13.5.1. Se requerirán cálculos de diseño hidráulico y sanitario a las edificaciones indicadas en la Unidad 7 del Reglamento: Instalaciones Sanitarias. El diseñador debe ser un Profesional Colegiado y debe estar en posesión del título académico y profesional que lo acredite como Ingeniero Civil o Ingeniero Sanitario o acreditar estudios de postgrado en el área de Ingeniería Sanitaria.

3.8.13.5.2. Para edificaciones mayores de cinco plantas, o de uso esencial como las indicadas en **3.8.13.4.2**, los profesionales que presenten cálculos sanitarios deberán poseer una experiencia comprobada en el cálculo de al menos:

- a) Tres (3) proyectos similares, o,
- b) Haber acumulado una experiencia comprobada mayor de diez (10) cálculos de proyectos menores, o
- c) Acreditar estudios de postgrado en el área de Ingeniería Sanitaria.

3.8.13.6. DISEÑO DE INSTALACIONES ELÉCTRICAS Y MECÁNICAS:

3.8.13.6.1. El diseñador debe ser un Profesional Colegiado y debe estar en posesión del título académico y profesional que lo acredite como Ingeniero Eléctrico o Electromecánico para el caso de las instalaciones eléctricas, y Mecánico o Electromecánico para las instalaciones mecánicas.

3.8.13.6.2. Para edificaciones de seis plantas o mayores, los profesionales que realicen los diseños eléctricos o mecánicos deberán poseer una experiencia comprobada en el cálculo de al menos:

- a) Tres proyectos de esta naturaleza (eléctrico o mecánico) u otros de menor nivel cuyos usos sean similares a centros médicos, industriales que requieran de instalaciones complejas, o
- b) Haber realizado al menos diez (10) cálculos eléctricos de proyectos entre 3 y 5 plantas, o cinco
- c) (5) cálculos mecánicos de proyectos que requieran de este tipo de instalación; o,
- d) Acreditar estudios de postgrado en el área de Ingeniería Eléctrica, Mecánica o Electromecánica.

3.8.13.6.3. No se requerirán cálculos eléctricos en caso de vivienda individual económica que tenga una cantidad no mayor de dos salidas eléctricas y dos tomacorrientes por cada área útil. En estos casos se presentará un plano de distribución de dicha instalación.

3.8.13.7. CONTRATISTA DE OBRAS O EMPRESA CONSTRUCTORA: Es toda persona física, jurídica o moral, pública o privada, debidamente calificada y/o registrada con permiso o licencia para ejercer tal función, que a solicitud directa o indirecta del propietario, y por acuerdo escrito entre las partes en el que se establece un presupuesto o costo, un plazo en el tiempo, y una calidad convenida, asume contractualmente ante el propietario o promotor el compromiso de ejecutar la totalidad o parte de una obra, conforme a un proyecto determinado, con medios humanos y materiales, propios o ajenos, asegurando su idoneidad o calidad conforme a las leyes y reglas establecidas, siendo el responsable principal ante el propietario o el Estado Dominicano. Toda persona física, jurídica o moral, de origen extranjero que realice estas funciones dentro del Territorio Nacional deberá cumplir además con las leyes y reglas establecidas para estos casos.

3.8.13.7.1. El contratista podrá ser profesional de la ingeniería o de la arquitectura, o en su defecto deberá contener dentro de su estructura técnico - administrativa, el o los profesionales necesarios calificados, ingenieros o arquitectos, que garanticen el fiel cumplimiento de este reglamento y de todas las leyes vigentes en la materia, dentro del territorio de la República Dominicana.

3.8.13.7.2. Los interesados en formar parte del Registro General de Contratistas deberán solicitar su calificación como Contratista de Obras en las Instituciones donde estén interesados en participar de su plan de ejecución de obras, de acuerdo con los requerimientos establecidos por cada Organismo, independientemente del tipo de adjudicación empleado, o de acuerdo a lo dispuesto en los reglamentos de calificación de Empresas del MIVHED, así como de calificación de Ingenieros Individuales, Empresas Recién Constituidas, Maestros Constructores y Estudiantes de Término.

3.8.13.7.3. En caso de que el solicitante no sea profesional de la ingeniería o la arquitectura, deberá presentar los documentos que avalen su participación como contratista de las obras que haya ejecutado y una certificación de buena calidad expedida por el contratante. En estos casos, los Organismos contratantes, al momento de seleccionar cualquier persona física para realizar una obra, deberán exigir que dicha obra sea dirigida por los profesionales idóneos, que cumplan con las calificaciones requeridas para la ejecución de ésta, de acuerdo con lo establecido en el presente reglamento.

3.8.13.8. SUB – CONTRATISTA: Es toda persona física o jurídica, debidamente calificada y

especializada en uno o varios de los trabajos de la obra, que es contratado por el director de la obra, con el consentimiento del contratista y/o del propietario, para realizar o ejecutar una serie de trabajos o labores especializadas en determinadas partes o instalaciones de la obra, con sujeción al proyecto por el que se rige su ejecución. El Sub-contratista estará bajo la dirección administrativa del contratista, sin menoscabo de su responsabilidad técnica de los trabajos que realice; no obstante, ello no exonera de compromiso al Contratista. Deberá demostrar experiencia en el ejercicio de su profesión u oficio, mayor o igual a diez (10) años, y deberá tener el equipo y herramientas necesarias para la realización de los trabajos.

3.8.13.9. DIRECTOR DE OBRA: Es la persona física, ingeniero o arquitecto, que contractualmente ante el propietario o promotor asume el compromiso y/o la responsabilidad de dirigir y ejecutar el desarrollo de la obra o parte de las mismas con sujeción al proyecto y al contrato, en los aspectos técnicos, estéticos, urbanísticos y medioambientales, ante lo que dispone la ley y el presente reglamento, de conformidad con el proyecto que la define, con o sin intervención en responsabilidades administrativas, utilizando los medios humanos y materiales, propios o ajenos, para su ejecución.

3.8.13.9.1. Para ser Director de la obra se deberá demostrar una experiencia mínima de haber construido o participado como encargado de obra, Residente de Obra o asistente de ingeniero de obra en al menos cinco (5) construcciones mayores de 2,000.00 m² de construcción; o tener maestría en procesos constructivos o en el área de la administración de la construcción y haber ejecutado al menos tres (3) obras similares. El Director de la obra, cuando no ejerza la función directa de promotor o contratista, deberá estar en permanente coordinación con éste, y bajo su dependencia, no exonerándolo esto de responsabilidad técnica en la ejecución de la obra.

3.8.13.9.2. Otros profesionales podrán dirigir técnicamente una o más partes específicas de la obra, de acuerdo con la especialidad correspondiente, las cuales deberán estar bajo la coordinación de un Director General de Obra, o de manera independiente, sin menoscabo de su responsabilidad ante dicho Director.

3.8.13.10. SON OBLIGACIONES DEL DIRECTOR DE OBRA:

3.8.13.10.1. Estar en posesión del título académico y profesional que lo acredite como arquitecto o ingeniero civil según corresponda, Profesional Colegiado de la Ingeniería, Arquitectura o Ramas Afines y poseer la calificación correspondiente. En caso de personas jurídicas, designar al técnico director de obra que tenga la titulación profesional requerida.

3.8.13.10.2. Dirigir los trabajos y trazar las directrices técnicas necesarias a su personal

técnico auxiliar para la buena ejecución de la obra, de acuerdo con los reglamentos y el proyecto aprobado.

3.8.13.10.3. Asegurarse de que siempre estén accesibles en la obra y en buenas condiciones, los documentos siguientes:

- a) Licencia de Construcción
- b) Juego de planos, debidamente sellados
- c) Especificaciones de la Obra
- d) Otros Documentos Legales
- e) Libro de Bitácora de la Obra
- f) Copia de la Certificación que lo acredita como Director Responsable de Obra.
- g) Cualquier otro documento relacionado, a requerimiento de las Autoridades competentes.

3.8.13.10.4. Designar, dirigir y supervisar al Residente de Obra que asumirá la representación técnica en la obra y que por su titulación o experiencia deberá tener la calificación adecuada, de acuerdo con las características y la complejidad de la obra.

3.8.13.10.5. Resolver las contingencias que se produzcan en la obra y consignar en la Bitácora o Libro de Órdenes y Asistencias las instrucciones precisas para la correcta interpretación del proyecto.

3.8.13.10.6. Formalizar las subcontrataciones de determinadas partes o instalaciones de la obra dentro de los límites establecidos en el contrato.

3.8.13.10.7. Las relacionadas en **3.8.13.15** en aquellos casos en los que el Director de Obra y el Residente de Obra sea el mismo profesional, si fuera ésta la opción elegida.

3.8.13.10.8. Solicitar al MIVHED y a los organismos correspondientes, la inspección de las diferentes etapas de la ejecución de la obra, firmando las tarjetas correspondientes.

3.8.13.10.9. Realizar o aprobar las órdenes de compra de los materiales de acuerdo con las especificaciones del proyecto y del presupuesto y verificar que los mismos son avalados y certificados por los organismos de calidad correspondientes. El Director de la Obra

responderá por la calidad de cualquier material aprobado para la ejecución de las obras, y en caso de que alguno no cumpla con las especificaciones indicadas, podrá ser sujeto de sanción, previa evaluación, y el costo de su sustitución por el material adecuado correrá por su cuenta.

3.8.13.11. ENCARGADO DE OBRA: Es toda persona física, ingeniero o arquitecto, que contractualmente ante el propietario o promotor asume el compromiso y/o la responsabilidad de dirigir y ejecutar las obras que cumplan con las características máximas que aquí se describen, sin que sea limitativo para obras menores, las cuales deberá realizar con sujeción al proyecto y al contrato, y bajo su única responsabilidad técnica y administrativa, y cumpliendo con todas las disposiciones y obligaciones correspondientes a su actuación, asumiendo las acciones de Director de obra y/o Residente de Obra, de acuerdo a lo indicado en **3.8.13.10** y **3.8.13.15**.

3.8.13.11.1. Obras hasta cuatro (4) pisos, con una superficie por planta menor que 350.00 m² de construcción.

3.8.13.11.2. Otros tipos de obras menores como viviendas únicas, almacenes, naves industriales, depósitos u otros similares de hasta 1,500.00 m², que por sus características particulares y sencillez no requieran de la participación de un Director de obra.

3.8.13.12. RESIDENTE DE OBRA: Es toda persona física, ingeniero o arquitecto, representante permanente del Director de la obra en lugar de ésta, que asume la función técnica y/o administrativa de dirigir, controlar y/o coordinar su ejecución material y de verificar cualitativa y cuantitativamente todos los procesos, de acuerdo con los planos y las especificaciones, y bajo la coordinación del Director. En ningún caso las acciones que realiza el Residente de Obra exoneran de responsabilidad al Director de la Obra.

3.8.13.13. REQUISITO DE RESIDENTE DE OBRA. Se requerirá la presencia de un Residente de Obra, sin que sea limitativo a obras menores, cuando se trate de obras similares a parques industriales, plazas comerciales con más de 20 locales, urbanizaciones de más de 10 viviendas, edificios habitacionales individuales mayores de 6 plantas incluyendo sótanos, u otras similares cuya complejidad amerite de un seguimiento más depurado y permanente.

3.8.13.14. REQUISITOS DE EXPERIENCIA DEL RESIDENTE DE OBRA. El Residente de Obra deberá tener una experiencia mínima de haber trabajado al menos en tres (3) obras, ya sea como asistente técnico del residente de obra, o como encargado de obra, habiendo demostrado la pericia necesaria, mediante certificación. En caso de aquellas partes de las obras que por su complejidad requieran de un residente en la especialidad correspondiente, el director de la obra deberá disponer de un profesional para dirigir las labores en dicha área o especialidad.

3.8.13.15. SON OBLIGACIONES DEL RESIDENTE DE OBRA:

3.8.13.15.1. Estar en posesión del título académico y profesional que lo acredite como arquitecto o ingeniero civil según corresponda y deberá ser un Profesional Colegiado de la Ingeniería, Arquitectura y Ramas Afines.

3.8.13.15.2. Colocar en un lugar visible de la obra un cartel que contenga al menos los datos siguientes:

- a) Nombre específico de la obra;
- b) Nombre y colegiatura del Director de Obra;
- c) Numero de Licencia de Aprobación del Proyecto.

3.8.13.15.3. Realizar el replanteo, la adecuación de la cimentación y de la estructura proyectada, a las características geotécnicas del terreno.

3.8.13.15.4. Solicitar al MIVHED y a los organismos correspondientes, la inspección de las diferentes etapas de la ejecución de la obra, firmando las tarjetas correspondientes, en los casos de obras donde no se requiera de un Director de Obra.

3.8.13.15.5. Asignar a la obra los medios humanos, equipos y materiales que su importancia requiera.

3.8.13.15.6. Recibir y aprobar en obra los productos de construcción, ordenando la realización de ensayos y pruebas precisas pertinentes para comprobar su calidad de conformidad con lo reglamentado.

3.8.13.15.7. Dirigir la ejecución material de la obra comprobando los replanteos, los materiales, la correcta ejecución y disposición de los elementos constructivos, y de las instalaciones, de acuerdo con el proyecto y con las instrucciones del director de obra.

3.8.13.15.8. Consignar las instrucciones precisas del proceso constructivo y sus incidencias en la Bitácora o el Libro de Órdenes y Asistencias.

3.8.13.15.9. Colaborar con los restantes agentes en la elaboración de los planos después de contruidos (as built) y demás documentaciones de la obra ejecutada, aportando los resultados del control realizado.

3.8.13.16. DIRECTOR DE SUPERVISIÓN: Es toda persona física o jurídica, ingeniero o arquitecto, debidamente calificada en la materia, seleccionada o contratada por el Propietario, Promotor y/o Entidad Ejecutora, y notificada por escrito al Contratista, para realizar los trabajos de consultoría, asesoría y/o supervisión técnica de un Proyecto u Obra, con el objeto de revisar o verificar total o parcialmente que la realización del mismo se ejecute de acuerdo a las Normas, Reglamentos y Especificaciones y velando siempre por el cumplimiento del Contrato, en función de lo requerido por el Propietario.

3.8.13.17. REQUISITOS DE EXPERIENCIA DEL DIRECTOR DE SUPERVISIÓN. Para ser Director de Supervisión deberá demostrar una experiencia mínima de haber sido Supervisor Técnico en al menos cinco (5) construcciones mayores de 2,000.00 m² de construcción; o tener maestría en procesos constructivos o en el área del diseño estructural o la administración de la construcción y haber participado en la supervisión de al menos tres (3) obras similares. El supervisor actuará como el enlace entre el propietario, el autor del proyecto o diseñadores, y el contratista y/o director de la obra, con la finalidad de llevar a su fin la materialización del proyecto, de forma ágil, transparente, disciplinada y organizada.

3.8.13.18. OBLIGACIONES DEL DIRECTOR DE SUPERVISIÓN:

3.8.13.18.1. Debe ser laboralmente independiente del Contratista, Promotor, Director de Obra o de cualquiera de los demás Agentes que intervienen directamente en la ejecución de la obra, tales como subcontratistas de obras, suplidores o encargados de las instalaciones eléctricas, sanitarias o mecánicas si las hubiere.

3.8.13.18.2. Debe preparar el programa de control de calidad de la obra según las especificaciones generales y específicas del proyecto, el cual deberá ser de pleno conocimiento y de su aplicación por parte del Director de Obra.

3.8.13.18.3. Le corresponde seleccionar el personal profesional, técnico y no profesional, de acuerdo con calificaciones y experiencia requeridas, pero deben ser conmensurables con las labores que se le encomiendan, y el tamaño, importancia y dificultad de la obra.

3.8.13.18.4. Puede delegar algunas de las labores de supervisión técnica en personal auxiliar, pero siempre bajo su dirección y responsabilidad.

3.8.13.19. SUPERVISOR TÉCNICO: Es el profesional colegiado debidamente calificado, que realiza la labor de auxiliar de supervisión técnica de acuerdo con lo especificado en el proyecto y los reglamentos aplicables, bajo la dirección, responsabilidad y coordinación del Director de Supervisión, y cumplirá además con los requisitos mínimos siguientes:

3.8.13.19.1. Ser profesional colegiado de la ingeniería civil o arquitectura. Deberá tener una experiencia mínima como encargado de obra en al menos tres (3) proyectos similares a los indicados en **3.8.13.11** o haber participado como diseñador estructural, asistente o ayudante de construcción o supervisión, avalada por la dirección de una empresa o y bajo la certificación de un profesional facultado para tal fin.

3.8.13.20. ORGANISMOS Y LABORATORIOS DE CONTROL DE CALIDAD DE LA EDIFICACIÓN:

Son Organismos de servicios de asesoría y asistencia técnica, ya sean públicos o privados, encargados de comprobar técnicamente la calidad del proyecto, de los materiales de construcción y de la ejecución general de la obra y sus instalaciones, de acuerdo con el proyecto y los reglamentos aplicables, para cuyas tareas deben contar con el personal calificado, los equipos, herramientas, y las instalaciones de laboratorios aprobados para la realización de las pruebas y ensayos pertinentes.

3.8.13.21. FUNCIÓN DE LOS LABORATORIOS DE ENSAYOS. Son laboratorios de ensayos aquellos autorizados para realizar las pruebas y control de calidad de los materiales de construcción utilizados para la ejecución de las obras, mediante la realización de ensayos, para comprobar y verificar su calidad, o para prestar asistencia técnica, previa solicitud.

3.8.13.22. SON OBLIGACIONES DE LOS ORGANISMOS Y DE LOS LABORATORIOS DE CONTROL DE CALIDAD:

3.8.13.22.1. Estar acreditados por el MIVHED u otros organismos facultados para velar por el cumplimiento de los reglamentos aplicables y realizar los ensayos de control de calidad de acuerdo con las normas nacionales o internacionales reconocidas y aceptadas por el MIVHED, entregar los resultados de su actividad al solicitante o interesado y, en todo caso, al director o encargado de la ejecución de las obras.

3.8.13.22.2. Garantizar la capacidad suficiente de los medios materiales y humanos necesarios para realizar adecuadamente los trabajos contratados, a través de la correspondiente acreditación oficial otorgada por el Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED).

3.8.13.22.3. Tener actualizada la certificación de calibración de los equipos, y mantener el estado óptimo todos los equipos utilizados para la realización de los ensayos, con la debida calibración y demás requerimientos que garanticen su correcta elaboración, de acuerdo con recomendaciones de los fabricantes y del MIVHED.

3.8.13.23. LOS PROVEEDORES DE MATERIALES: Se consideran proveedores de materiales los

fabricantes, almacenistas, importadores o vendedores de materiales de construcción.

3.8.13.24. CONCEPTO DE MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN. Se entiende por material de construcción aquel que se utiliza, procesa o fabrica para su incorporación permanente en una obra incluyendo agregados, elementos semielaborados, componentes y obras o parte de éstas, tanto terminadas como en proceso de ejecución, los cuales deberán cumplir con las normas de calidad en la fabricación.

3.8.13.25. SON OBLIGACIONES DEL PROVEEDOR:

3.8.13.25.1. Contar con los documentos que lo acrediten como autorizado para suplir los materiales que comercia o fabrica y mantener actualizados los certificados de calidad de los materiales que procesa o de los que comercia, del cual suministrará copia al interesado, en caso requerido.

3.8.13.25.2. Realizar las entregas de los materiales de acuerdo con las especificaciones del pedido, respondiendo de su origen, identidad y calidad, así como del cumplimiento de las exigencias que, en su caso, establezca la normativa técnica aplicable. El proveedor que suministre algún material que no cumpla con las especificaciones solicitadas podrá ser sujeto de sanción, previa evaluación, y el costo de su sustitución por el material adecuado correrá por cuenta del suplidor.

3.8.13.25.3. Facilitar las instrucciones de uso y mantenimiento de las partes de las obras o equipos suministrados que así lo requieran, así como las garantías de calidad correspondientes, para su inclusión en la documentación de la obra ejecutada.

3.8.13.26. LOS PROPIETARIOS Y USUARIOS:

3.8.13.26.1. Son obligaciones de los propietarios conservar en buen estado la edificación mediante un adecuado uso y mantenimiento, así como exigir, recibir y conservar la documentación de la obra ejecutada y los seguros y garantías con que ésta cuente.

3.8.13.26.2. Son obligaciones de los usuarios, sean o no propietarios, la utilización adecuada de los edificios, o de una parte de éstos, de conformidad con las instrucciones de uso y mantenimiento, contenidas en la documentación de la obra ejecutada.

CAPÍTULO 3.9. RESPONSABILIDADES Y GARANTÍAS.

3.9.1. RESPONSABILIDAD CIVIL DE LOS AGENTES DE LA EDIFICACIÓN: Sin perjuicio de sus responsabilidades contractuales, las personas físicas o jurídicas que intervienen en el proceso de la edificación responderán frente a los propietarios y los terceros adquirientes de los edificios o parte de los mismos, en el caso de que sean objeto de división, de los siguientes daños materiales ocasionados en el edificio dentro de los plazos indicados, contados desde la fecha de recepción de la obra, sin reservas o desde la subsanación de éstas, para lo cual deberán suplir las garantías o fianzas correspondientes por los riesgos siguientes:

3.9.1.1. Durante diez años, de los daños materiales causados en el edificio por vicios o defectos que afecten a la cimentación, las columnas, las vigas, las losas, los muros de carga u otros elementos estructurales, y que comprometan directamente la resistencia mecánica y la estabilidad del edificio.

3.9.1.2. Durante tres años, de los daños materiales causados en el edificio por vicios o defectos de los elementos constructivos no estructurales o de las instalaciones que ocasionen el incumplimiento de los requisitos de habitabilidad indicados en **3.3.2.3.**

3.9.1.3. Durante un año, de los daños materiales por vicios o defectos de ejecución que afecten a elementos de terminación o acabado de las obras.

3.9.2. La responsabilidad civil será exigible en forma personal e individualizada, tanto por actos u omisiones propios, como por actos u omisiones de personas por las que, con arreglo a este Reglamento, se deba responder.

3.9.3. No obstante, cuando no pudiera individualizarse la causa de los daños materiales o quedase debidamente probada la concurrencia de culpas sin que pudiera precisarse el grado de intervención de cada agente de la edificación en el daño producido, la responsabilidad se exigirá solidariamente. En todo caso, el promotor responderá solidariamente con los demás agentes interventores ante los posibles adquirientes, de los daños materiales en el edificio ocasionados por vicios o defectos de construcción.

3.9.4. Cuando el proyecto haya sido contratado juntamente con más de un Director de Proyecto, los mismos responderán solidariamente.

3.9.5. Los diseñadores que subcontraten los cálculos, estudios, dictámenes o informes de otros

profesionales, serán directamente responsables de los daños que puedan derivarse de su insuficiencia, incorrección o inexactitud, sin perjuicio de la repetición que pudieran ejercer contra sus autores.

3.9.6. El Director o Encargado de Obra responderá directamente de los daños materiales causados en el edificio por vicios o defectos derivados de la impericia, falta de capacidad profesional o técnica, negligencia o incumplimiento de las obligaciones atribuidas al Residente de Obra y demás personas físicas o jurídicas que de él dependan.

3.9.7. Cuando el Director de Obra subcontrate con otras personas físicas o jurídicas la ejecución de determinadas partes o instalaciones de la obra, será directamente responsable de los daños materiales por vicios o defectos de su ejecución, sin perjuicio de la repetición a que hubiere lugar.

3.9.8. El Director y el Encargado de Obra responderán directamente de los daños materiales causados en el edificio por las deficiencias de los productos de construcción adquiridos o aceptados por él o por sus subordinados, sin perjuicio de la repetición a que hubiere lugar.

3.9.9. El Director o Encargado de Obra y el Residente de Obra que suscriban el certificado final de obra serán responsables de la veracidad y exactitud de dicho documento.

3.9.10. El Director o Encargado de Obra, o el Supervisor en caso de que lo hubiere, tendrá la responsabilidad de revisar el proyecto antes de iniciar los trabajos, y de reportar cualquier deficiencia encontrada con su respectiva propuesta de las modificaciones que considere de lugar, debidamente justificada; asimismo, asumirá las responsabilidades derivadas de las omisiones, deficiencias o imperfecciones del proyecto, sin perjuicio de la repetición que pudiese corresponderle frente al Director de Proyecto o a los diseñadores.

3.9.11. Las responsabilidades a que se refiere este capítulo se entienden sin perjuicio de las que alcanzan al vendedor de los edificios o partes edificadas frente al comprador conforme al contrato de compraventa suscrito entre ellos, a los artículos correspondientes del Código Civil y demás legislación aplicable a la compraventa.

CAPÍTULO 3.10. SUPERVISIÓN TÉCNICA.

3.10.1. APLICACIÓN: Los proyectos de edificaciones especificados en la **Tabla 1**, requerirán de supervisión técnica privada obligatoria, y la misma se realizará de acuerdo con las leyes y reglamentos técnicos que le sean aplicables, para garantizar su debida ejecución. Esto no limita a

cualquier propietario a contratar los servicios para estas labores, en caso de proyectos no contemplados en el mismo.

Tabla 1: Requerimientos de supervisión de edificaciones en función del uso de la estructura.

TIPO	S.C.G.	S.E.	S.H.	S.Em.1
I. EDUCACIONALES / INSTITUCIONALES / RECREATIVAS / DEPORTIVAS				
Estructuras con 2 niveles o menos, o área total techada $\leq 700\text{m}^2$	X	X		
Estructuras con 3 niveles o más.	X	X	X	X
II. RESIDENCIALES				
Viviendas individuales con 2 niveles o menos; área total techada $> 500\text{m}^2$	X			
Viviendas de apartamentos de 3 a 5 niveles.	X	X		
Viviendas de apartamentos con 6 o más niveles.	X	X	X	X
Urbanizaciones de 6 o más viviendas unifamiliares (2).	X		X	X
III. INDUSTRIALES				
Área total techada $> 2000\text{m}^2$.	X			
Área total techada $> 2000\text{m}^2$ (3).	X		X	X
IV. COMERCIOS				
Plazas, almacenes comerciales o similares, menor de $1,500\text{m}^2$.	X	X		
Plazas, almacenes comerciales o similares, de más de 2 niveles o mayor de $1,500\text{m}^2$.	X	X	X	X
Teatros, cines, hoteles.	X	X	X	X
V. CENTROS DE SALUD				
Clínicas, hospitales, subcentros, etc.	X	X	X	X
1) En todo caso, cuando el proyecto incluya sistemas de instalación de laboratorio y acondicionadores de aire se requerirá supervisión electromecánica. 2) La supervisión hidráulica y electromecánica se refiere a las exteriores. 3) Las supervisiones hidráulica y electromecánica serán exigidas dependiendo del tipo de proceso a instaurar.				
Notaciones: • S.C.G.: Supervisión de la Construcción General. • S.E.: Supervisión Estructural. • S.H.: Supervisión Hidráulica. • S.E.: Supervisión Electromecánica.				

3.10.2. SUPERVISIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN GENERAL (S.C.G): Implica la supervisión de los

métodos constructivos en general de la obra, incluyendo, labores de desplante de la cimentación, colocación del acero estructural, colocación de bloques, preparación de mezclas y concreto “in situ”, terminaciones, instalaciones y otros. Esta supervisión incluye también Supervisión Ambiental (SA) cuando sea requerida.

3.10.3. SUPERVISIÓN ESTRUCTURAL (SE): Comprende la supervisión de los elementos estructurales incluyendo, aunque no limitado a, colocación de las armaduras de vigas, columnas, muros, losas, fundaciones; encofrado, vaciado y vibrado del hormigón, entre otras.

3.10.4. SUPERVISIÓN HIDRÁULICA (SH): Abarca la supervisión de las labores de colocación de sistemas sanitarios (agua fría y caliente; disposición de las aguas negras), y de prevención y control de incendios.

3.10.5. SUPERVISIÓN ELECTROMECÁNICA (S.Em.): Comprende la supervisión de las labores de instalación eléctrica propias de la edificación, así como las instalaciones eléctricas y mecánicas de los sistemas de aire acondicionado, plantas eléctricas, sistemas de alarmas, ventilación, refrigeración, entre otras.

3.10.5.1. Aquellos proyectos a los cuales por su naturaleza no les sea exigida supervisión privada, el Contratista será responsable directo ante el Propietario de que el proyecto sea ejecutado de acuerdo con los planos, especificaciones y títulos de la materia.

3.10.5.2. Se recomienda supervisión arquitectónica en proyectos que tengan complejidad en su diseño y que por su naturaleza sea importante vigilar la calidad de su terminación, tales como: centros de convenciones, teatros, hoteles o similares.

3.10.5.3. Se exigirá supervisión ambiental para todos aquellos proyectos que requieran estudios ambientales de acuerdo con la ley 64-00.

3.10.6. RESPONSABILIDAD DEL DIRECTOR O ENCARGADO DE OBRAS MENORES. En aquellos proyectos de edificaciones menores no contemplados en dicho título, el director o encargado de la obra será el responsable directo ante el propietario de que el proyecto sea ejecutado de acuerdo con los planos, especificaciones técnicas y demás reglamentos aplicables.

3.10.6.1 En caso de construcciones de estructuras o edificaciones metálicas, la supervisión deberá ser realizada por un ingeniero civil con especialidad o experiencia demostrable en esta área.

3.10.7. LABORES DE SUPERVISIÓN TÉCNICA, REGISTROS Y DOCUMENTACIÓN REQUERIDA.

3.10.7.1. REGISTRO DE LABORES DEL SUPERVISOR. El Supervisor deberá llevar un registro escrito de sus labores en donde se incluyen todos los controles realizados de acuerdo con lo exigido en este Título y los demás títulos y reglamentos relacionados con los controles para la ejecución de las obras.

3.10.7.2. DOCUMENTACIÓN COMPLEMENTARIA DEL REGISTRO DE SUPERVISIÓN. El registro escrito estará complementado, además, por los siguientes documentos:

3.10.7.2.1. Las especificaciones de construcción y sus adendas.

3.10.7.2.2. Resultados e interpretación de los ensayos de materiales exigidos por los Reglamentos, o adicionalmente por el programa de supervisión técnica.

3.10.7.2.3. Toda la correspondencia derivada de las labores de supervisión técnica, incluyendo: las notificaciones al Director de Obra acerca de las deficiencias en la calidad de los materiales, procedimientos constructivos, equipos y mano de obra y los correctivos ordenados; las contestaciones, informes acerca de las medidas correctivas tomadas o descargos del Director de Obra a las notificaciones emanadas del Supervisor.

3.10.7.2.4. Las recomendaciones emitidas por los Diseñadores en respuesta a las notificaciones del Supervisor Técnico o del Director de Obra; y,

3.10.7.2.5. Todos los demás documentos que por su contenido permitan establecer que la construcción de la estructura de la edificación y/o de los elementos no estructurales cubiertos por este Reglamento, se realizaron de acuerdo con los requisitos dados en él.

3.10.7.2.6. El Supervisor deberá entregar, como culminación de sus labores, una copia del registro escrito mencionado en **3.10.7.1** al Propietario y al Director de Obra. El Supervisor debe conservar este registro escrito al menos por cinco años contados a partir de la terminación de la construcción y de su entrega al Propietario y al Director de Obra.

3.10.8. ALCANCE GENERAL DE LAS LABORES DE SUPERVISIÓN.

3.10.8.1. La Supervisión Técnica deberá cubrir al menos los siguientes aspectos:

a) Aprobación de un programa de control de calidad de la construcción de la estructura de la

edificación, o de los elementos no estructurales, cuando su grado de desempeño así lo requiera. Este programa de control de calidad debe estar en concordancia con el diseño aprobado.

- b) Aprobación del laboratorio, o laboratorios, que realicen los ensayos de control de calidad.
- c) Realizar los controles exigidos por el Reglamento para los materiales estructurales empleados, y los indicados en **3.10.9**.
- d) Aprobación de los procedimientos constructivos propuestos por el Director de Obra.
- e) Exigir a los Diseñadores el complemento o corrección de los planos, cuando estos estén incompletos, indefinidos, o tengan omisiones o errores.
- f) Solicitar al Diseñador Estructural, o al responsable de los Estudios Geotécnicos, las recomendaciones complementarias cuando se encuentren situaciones no previstas en el estudio geotécnico.
- g) Mantener actualizado un registro escrito de todas las labores realizadas, de acuerdo con lo establecido en **3.10.7**.
- h) Velar en todo momento por la obtención de la mejor calidad de la obra.
- i) Prevenir por escrito al Director de Obra sobre posibles deficiencias en la mano de obra, equipos, procedimientos constructivos y materiales inadecuados y vigilar porque se tomen los correctivos necesarios.
- j) Recomendar la suspensión de labores de construcción de la estructura cuando el Director de Obra no cumpla con lo dispuesto en los planos, especificaciones y controles exigidos, informando por escrito al propietario y al MIVHED, como autoridad encargada de expedir la licencia de construcción y de realizar las inspecciones correspondientes.
- k) Rechazar las partes de la estructura que no cumplan con los planos y especificaciones.
- l) Ordenar los estudios necesarios para evaluar la seguridad de cualquier parte o partes de la estructura que haya sido rechazada por no cumplir con lo dispuesto en los planos y especificaciones, y ordenar las medidas correctivas correspondientes supervisando los trabajos de reparación.

m) En caso de no ser posible la reparación, exigir la demolición de la parte de la estructura afectada al Director de Obra, y notificar al MIVHED en caso del no-cumplimiento a la orden de demolición.

3.10.9. CONTROLES EXIGIDOS:

3.10.9.1. El Supervisor debe realizar dentro del alcance de sus trabajos, los controles enumerados en las secciones desde la **3.10.9.2** hasta la **3.10.9.6**.

3.10.9.2. CONTROL DE PLANOS: El Supervisor, antes del inicio de la construcción, deberá constatar que los planos del proyecto contengan todas las indicaciones mínimas necesarias para poder realizar las obras de manera adecuada. La verificación del contenido de los planos deberá consistir, como mínimo, en los siguientes aspectos:

- a) Grado de definición de los planos (completo o incompleto)
- b) Definición o verificación de dimensiones, cotas y niveles,
- c) Consistencia entre las dimensiones, cotas y niveles,
- d) Consistencia entre las diferentes plantas, alzados, cortes, detalles y esquemas,
- e) Adecuada definición de las calidades de los materiales,
- f) Cargas de diseño debidamente estipuladas,
- g) En casos especiales, instrucciones sobre encofrados, procedimientos de control de la colocación del hormigón, procedimientos de desencofrado, colocación del hormigón, aditivos, tolerancias dimensionales, procedimiento para el tesado de los cables en hormigón pretensado, etc.
- h) Concordancia con los planos arquitectónicos y demás planos técnicos,
- i) Definición, en los planos arquitectónicos, del grado de desempeño de los elementos no estructurales, y,
- j) En general, la existencia de todas las indicaciones necesarias para poder realizar la construcción de una forma adecuada con los planos del proyecto.

3.10.9.3. CONTROL DE ESPECIFICACIONES: La construcción de la edificación debe llevarse a cabo cumpliendo como mínimo las especificaciones técnicas contenidas en la Unidad 9 del Reglamento General de Edificaciones y en los reglamentos de la unidad 5 correspondientes a cada uno de los materiales a utilizar, equipos y accesorios cubiertos por él, además de las

contenidas en los planos y especificaciones producidas por los Diseñadores, y en las especificaciones especiales o particulares de la obra en cuestión, las cuales en ningún caso podrán ser contrarias a lo dispuesto en el Título.

3.10.9.4. CONTROL DE MATERIALES: El Supervisor exigirá que la construcción de la edificación se realice utilizando materiales que cumplan con las especificaciones del Proyecto y con los requisitos generales y las normas técnicas de calidad establecidas por los Títulos para cada uno de los materiales, equipos, accesorios y demás elementos que componen la edificación.

3.10.9.5. ENSAYOS DE CONTROL DE CALIDAD: El Supervisor, dentro del programa de control de calidad, le aprobará al Director de Obra la frecuencia de toma de muestras y el número de ensayos que debe realizarse en un laboratorio o laboratorios previamente aprobados por él, y además debe exigir que los ensayos de laboratorio apropiados para cada material se realicen de acuerdo con lo especificado por el Título. El supervisor debe realizar una interpretación de los resultados de los ensayos realizados, definiendo explícitamente la conformidad de los materiales con las normas técnicas exigidas. Como mínimo deben realizarse los ensayos que se requieran en el Título.

3.10.9.6. CONTROL DE EJECUCIÓN: Deben cumplirse los requisitos de ejecución dados por el Título. El Supervisor deberá inspeccionar y vigilar todo lo relacionado con la ejecución de la obra, de acuerdo con las especificaciones generales y especiales incluyendo, como mínimo, sin ser limitativo:

a) REPLANTEO GEOMÉTRICO:

- Dimensiones geométricas de las excavaciones para las fundaciones;
- Limpieza del fondo de las excavaciones;
- Sistema de drenaje;
- Estratos y niveles de fundación
- Protección de las excavaciones.

b) CONSTRUCCIÓN Y RETIRO DE ENCOFRADOS:

- Alineamiento, características geométricas, tolerancias;
- Acabado de las superficies y su verticalidad;
- Resistencia y estabilidad ante posibles asentamientos;

- Aprobación de los cálculos de los encofrados, si los hubiere;
- Limpieza e impermeabilidad;
- Aberturas de inspección;
- Desencofrado - Aprobación del estudio y revisión del proceso.

c) COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS:

- Grado del acero (f_y) diámetro, número de barras, ganchos y longitud;
- Empalmes (Solapes, conexiones mecánicas o soldadas);
- Colocación, recubrimientos, distancia entre barras, sujeción;
- limpieza de las barras y de la zona de vaciado y aspecto superficial.

d) MEZCLADO, TRANSPORTE, COLOCACIÓN Y CURADO DE HORMIGONES Y MORTEROS:

- Aprobación de los diseños de mezclas;
- Medios y procedimientos del mezclado;
- Medios y procedimientos del transporte;
- Medios y procedimientos de colocación y compactación;
- Medidas y procedimientos para la toma de muestras;
- Tiempo transcurrido entre mezcla y colocación;
- Homogeneidad y consistencia de los hormigones y morteros en estado fresco;
- Previsiones para vaciado de acuerdo con el clima y el estado del tiempo;
- Definición de las juntas de construcción;
- Preparación de superficies de juntas de construcción y juntas de expansión;
- Sistemas y procedimientos de curado.

e) ELEMENTOS PREFABRICADOS (INCLUYE UNIDADES DE MAMPOSTERÍA):

- Características geométricas, inspección visual (apariencia);
- Condiciones de almacenaje;
- Curado en obra y/o protección contra la humedad;
- Medios y procedimientos de transporte e izado;
- Sistemas y secuencias de colocación.

f) TESADO DEL PREESFUERZO:

- Colocación de ductos de postensado;
- Colocación de anclajes extremos de postensado;
- Tendido de los cables;
- Medios y procedimientos de tesado;
- Control de elongaciones de los cables;
- Inyección de lechada en postensado.

g) TERMINACIÓN DE LA ESTRUCTURA:

- Aspecto general de las superficies;
- Reparación de defectos superficiales;
- Protección contra acciones mecánicas: impacto, sobrecargas, deterioro superficial.

h) MUROS Y ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA:

- Comprobación de resistencia de los bloques y de las mezclas;
- Alineamiento, plomo y características geométricas;
- Espesor de juntas de pega;
- Traba adecuada;
- Alturas de llenado de huecos;
- Tamaño y colocación de tuberías;

- Juntas de control;
- Colocación de bastones, anclajes, solapes y ubicación;
- Apuntalamientos provisionales.

i) CONSTRUCCIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS METÁLICAS:

- Inspección de los elementos fabricados antes de galvanizar o pintar;
- Dimensiones generales, rectitud y distorsión del conjunto;
- Identificación y dimensiones de los materiales utilizados de acuerdo con los planos y listas de materiales;
- Ajuste de las dimensiones de los materiales utilizados, de acuerdo con los planos y listas de materiales;
- Calificación de los soldadores;
- Biseles, dimensiones de intersticios, placas de respaldo;
- Procedimientos de soldadura;
- Que se hayan efectuado todas las soldaduras especificadas;
- Cumplimiento de las longitudes y tamaños mínimos especificados de las soldaduras;
- Grado de fusión con el material base de la soldadura, existencia de porosidades grietas o socavaciones excesivas en la soldadura;
- Remoción de escoria;
- Marcado de las piezas;
- Detección de omisión de detalles o componentes;
- Daños a los elementos;
- Inspección y control de la pintura;
- Limpieza previa;
- Acabado (inspección visual);
- Espesor de la capa de pintura;
- Adherencia de la capa de pintura;

- Inspección de la estructura montada;
- Conexión a los anclajes con las respectivas arandelas y tuercas;
- Verticalidad, deflexiones, escuadra y alineamiento de la estructura;
- Instalación de los arrostramientos previstos;
- Rectitud de los elementos instalados;
- Estabilidad del conjunto;
- Correcta ejecución de todas las conexiones atornilladas, con los pernos tuercas y arandelas completos e instalados con los torques previstos en los planos;
- Correcta ejecución de bisels, dimensiones de intersticios, placas de respaldo;
- Correcta ejecución de todas las conexiones soldadas con los tamaños y longitudes previstos;
- Detección de defectos como insuficiente penetración poros socavaciones escoria no removida etc.;
- Retoques de pintura donde ésta se haya deteriorado durante la instalación.

j) INSTALACIONES ELÉCTRICAS:

- Diámetro y colocación de los conductos para los cables eléctricos, teléfono y coaxiales. Calidad de los materiales;
- Sistema de aterrizaje;
- Calibre y color de los conductores;
- Calibre alambre y protección de los mismos alimentadores equipos;
- Protección General (breakers);
- Capacidad Paneles (Barra Alimentadora y Espacios *Breakers*);
- Cuarto de Máquinas – Especificaciones.

k) INSTALACIONES MECÁNICAS:

- Huecos y pasantes tuberías de cobre y conductos de aire;

- Previsiones para drenajes;
- Tuberías alimentaciones eléctricas equipos y de control;
- Soportes, conductos y tuberías cobre. Separación tipo;
- Bases soportes equipos de aire acondicionado y refrigeración;
- Tipo de material y calidad del material para las tuberías de cobre y los conductos de aire;
- Instalación tuberías de cobre y conductos de aire acondicionado;
- Accesorios que deben tener las tuberías de cobre y los conductos de aire acondicionado;
- Peso de los equipos para fines del cálculo estructural del espacio en la edificación;
- Capacidades de los sistemas (consumo), con referencia a la instalación eléctrica;
- Cuarto de máquinas. Especificaciones.

I) INSTALACIONES SANITARIAS:

- Diámetro, pendiente y colocación de los ductos de drenaje de aguas pluviales y aguas servidas;
- Estanqueidad del sistema de drenaje de aguas servidas;
- Diámetro y colocación de los conductos de agua potable;
- Estanqueidad del sistema de agua potable. Pruebas de presión;
- Pozos y filtrantes;
- Bombas y tanques hidroneumáticos.

CAPÍTULO 3.11. DISPOSICIONES GENERALES PARA LA INSPECCIÓN DE LAS OBRAS.

3.11.1. SOLICITUD DE INSPECCIONES DE OBRA. El Director de la Obra deberá solicitar las inspecciones de lugar, de acuerdo con lo dispuesto en este Título, para toda obra de edificación. Dichas inspecciones deberán ser realizadas por un Inspector Autorizado de la Dirección de Obras Privadas del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones, ya sea Ingeniero Civil, Eléctrico o Mecánico, Arquitecto o Ingeniero-Arquitecto, según la especialidad, y estarán sujetas al

cumplimiento de todos los reglamentos que les sean aplicables.

3.11.2. ASPECTOS GENERALES.

3.11.2.1. Se mantendrá en lugar visible de la obra una copia de todos los Planos Aprobados y de la Licencia de Construcción correspondiente, de manera que se encuentren a la disposición de los inspectores que legalmente estén autorizados a revisar los trabajos.

3.11.2.2. El MIVHED o sus Representantes Autorizados, tendrán acceso a todas las obras que se encuentren en ejecución y podrán hacer todas las inspecciones y exámenes que juzguen necesarios para comprobar que los materiales, métodos usados y las estructuras están de acuerdo con los planos y cálculos aprobados y todas las prescripciones de los reglamentos vigentes, hallándose obligado el Propietario y/o el Director Responsable de Obra a someterse a las indicaciones que se le hagan.

3.11.2.3. En el inicio de la construcción de las obras, el MIVHED comprobará que los retiros y líneas de construcción fijados en el formulario de aprobación expedido por la Oficina de Planeamiento Urbano del Ayuntamiento respectivo sean los correctos, y no se permitirá que el espacio público (acera) sea utilizado con fines de ampliar el área de construcción ni como parte del área de estacionamiento. El Director de Obra deberá solicitar al Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones las inspecciones, según sea el caso, las cuales serán efectuadas previo el pago de los impuestos establecidos por ley, por cada una de las Certificaciones de Registro de Inspección de Obras siguientes:

- a) Certificación de Linderos y Replanteo
- b) Certificación de Aprobación de Materiales y Suelos;
- c) Certificación de Aprobación de Elementos Estructurales;
- d) Certificación de Aprobación de Instalaciones Eléctricas;
- e) Certificación de Aprobación de Instalaciones Mecánicas;
- f) Certificación de Aprobación de Instalaciones Sanitarias;
- g) Certificación de Aprobación de áreas de Estacionamiento y de Accesos a Vías Públicas;
- h) Certificación de Aprobación de Impermeabilización de Techos, y
- i) Certificación de Aprobación de Inspección final.

3.11.2.4. Estas tarjetas o certificados de inspección deberán estar impresas y enumeradas. Terminada la construcción, reconstrucción, ampliación o alteración de cualquier obra para cuya ejecución se hubiera obtenido la Licencia de Construcción correspondiente, el Propietario no podrá utilizar dicha obra para los fines que fue realizada, sin antes haber obtenido la certificación de aprobación de inspección final. Dicha inspección final debe ser realizada dentro del plazo de diez (10) días a partir de la fecha de haber sido solicitada.

3.11.2.5. En las obras de hormigón armado se llevará un registro de esta inspección, que comprenderá la cantidad y calidad de los materiales utilizados, mezclados del hormigón, disposición de las armaduras y supervisión del curado. En obras en las que se usen otros tipos de materiales, se registrará la cantidad y calidad de éstos y la disposición de los ejes de los elementos estructurales. Este registro estará en todo momento a la disposición del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones a través de su Representante Autorizado y lo conservará el Director de Obra durante dos (2) años, a partir de la fecha de terminación.

3.11.3. PRUEBAS POR EFECTUARSE EN CASOS PERTINENTES.

3.11.3.1. MATERIALES Y PRUEBAS DE ENSAYOS. La Dirección de Inspección de Obras Privadas del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones, en adición a lo establecido en los Títulos de diseño de estructuras de hormigón, madera, mampostería y acero, o de las especificaciones de construcción o de supervisión de obras, podrá ordenar pruebas y ensayos cuando estime conveniente comprobar si los materiales y métodos usados durante el proceso constructivo ofrecen la resistencia requerida.

3.11.3.2. Se llevará en el sitio de la obra un registro de las pruebas realizadas en este sentido para que pueda ser inspeccionado en cualquier momento mientras dure la construcción. Dicho registro lo conservará el Director de Obra durante dos (2) años, a partir de la fecha de su terminación.

CAPÍTULO 3.12. MEDIDAS DE SEGURIDAD Y SANCIONES.

3.12.1. MEDIDAS DE SEGURIDAD.

3.12.1.1. El Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones, a través de sus departamentos correspondientes ordenará la suspensión de toda obra en ejecución que incurra en las violaciones de los títulos vigentes y en cualquiera de las siguientes violaciones:

- a) Que no se ajuste a las disposiciones establecidas en el Código;
- b) Que no esté provista de la correspondiente autorización o licencia;
- c) Que no se encuentre bajo la vigilancia responsable de un director o encargado;
- d) Que no se ajuste al proyecto aprobado; y
- e) Que de alguna forma haya obstaculizado o impedido la inspección o cualquier otra función del personal autorizado por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones.

3.12.1.2. El Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones, a través de sus departamentos correspondientes ordenará la clausura total o parcial de una obra en los siguientes casos:

- a) Cuando se trate de una obra en ejecución que, a consecuencia de una de las violaciones señaladas en 3.12.1.1, presente elementos que atenten contra la seguridad pública;
- b) Cuando se trate de una obra terminada que no se ajuste al proyecto aprobado o que, por dársele un uso diferente al autorizado, perjudique la seguridad o el ornato públicos.

3.12.2. SANCIONES.

3.12.2.1. Las violaciones a las disposiciones del presente Código de Construcción de la República Dominicana, así como los demás reglamentos vigentes aplicables en la materia, serán sancionadas con el pago de una multa del 3 al 6 por ciento del total de la obra, conforme a tasación hecha por el MIVHED, a través de sus departamentos correspondientes o a prisión correccional de 10 días a 6 meses o a ambas penas a la vez, según la gravedad del caso.

3.12.3. Se reconocerán como circunstancias agravantes la violación de las disposiciones del Código de Construcción de la República Dominicana, por parte de los empleados y/o funcionarios del Estado que ordenen, permitan, o autoricen a sus subalternos o particulares, la ejecución de acciones u omisiones que violen las disposiciones dadas.

CAPÍTULO 3.13. CONSIDERACIONES GENERALES PARA LA SUPERVISIÓN E INSPECCIÓN GENERAL DE OBRAS.

3.13.1. OBJETIVO: Establecer los criterios técnicos que regirán la supervisión e inspección de las obras de edificaciones que servirán de base para la dirección y el control de su ejecución, a fin de asegurar mayores niveles de eficiencia durante el proceso de construcción y lograr uniformidad de

criterios en los procedimientos y en las prácticas a utilizar, para garantizar la calidad y seguridad de las referidas obras de edificación.

3.13.2. CAMPO DE APLICACIÓN. El presente título será aplicable a las obras que se construyan en el territorio nacional, de acuerdo con las siguientes consideraciones:

- a) En obras de edificaciones privadas será exigida la inspección oficial en las diferentes etapas del proceso constructivo, de acuerdo con lo establecido en el **CAPÍTULO 3.19.**
- b) Atendiendo a las características del proyecto, se requerirán las supervisiones indicadas en la **Tabla 2.**

3.13.3. Tanto en materia de obras públicas como privadas, la supervisión del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) no eximirá que sean agotadas cada una de las inspecciones que forman parte de su competencia.

Tabla 2: Requerimientos de supervisión para edificaciones en función del uso de la estructura.

TIPO	S.C.G.	S.Es.	S.H.	S.Em. ⁽¹⁾
EDUCACIONAL / INSTITUCIONAL / RECREATIVAS / DEPORTIVAS				
Estructuras de 2 niveles o con área total techada superior a 1,000 m ²	X			
Estructuras con más de 2 niveles o con área total techada mayor de 2,500 m ²	X	X	X	X
RESIDENCIALES				
Viviendas individuales con 2 niveles o más y área total techada >700 m ²	X			
Viviendas de apartamentos de 3 a 5 niveles	X			
Viviendas de apartamentos con 6 a 13 niveles	X	X		
Viviendas de apartamentos con 14 niveles en adelante.	X	X	X	X
Urbanizaciones de 10 o más viviendas unifamiliares ⁽²⁾	X		X	X
INDUSTRIALES/ALMACÉN				
Área total techada de 1,000 m ² a 3,000m ² ⁽³⁾	X	X		

Área total techada > 3,000m ² ⁽³⁾	X	X	X	X
COMERCIOS/OFICINAS/HOTELES/REUNIÓN/TEATROS/CINES Y SIMILARES				
Área total de 1,000 m ² a 3,000 m ²	X			
Área total > 3,000 m ²	X	X	X	X
EDIFICIOS PARA ESTACIONAMIENTOS				
Sobre nivel del terreno de 2 a 4 pisos	X	X		
Sobre nivel del terreno mayor de 4 pisos	X	X		
Soterrados de dos pisos	X	X		
Soterrado de más de dos pisos	X	X	X	X
CENTROS DE SALUD/PENITENCIARIA, SEGURIDAD NACIONAL				
Clínicas, hospitales, subcentros, bases aéreas, navales y centrales de seguridad y similares con área >1,000m ²	X	X		
Clínicas, hospitales, subcentros, bases aéreas, navales y centrales de seguridad y similares con área >2,500m ²	X	X	X	X
⁽¹⁾ Cuando el proyecto incluya sistemas de instalación compleja de equipos de laboratorios y acondicionadores de aire central se requerirá supervisión electromecánica. ⁽²⁾ En urbanizaciones se requerirá supervisión hidráulica y electromecánica en las áreas exteriores de la edificación y supervisión vial en proyectos que tengan calles interiores mayores a 200 m de longitud. ⁽³⁾ Las supervisiones hidráulicas y electromecánicas serán requeridas cuando las industrias sean de riesgo alto de incendio o cuando los procesos industriales a desarrollar sean complejos.				

CAPÍTULO 3.14. REQUERIMIENTOS GENERALES DEL CAMPO DE APLICACIÓN PARA LA SUPERVISION E INSPECCION GENERAL DE OBRAS.

3.14.1. Se exigirá supervisión arquitectónica en proyectos que tengan complejidad en su diseño y que por su naturaleza sea importante vigilar la calidad de su terminación, tales como centros de

convenciones, teatros, hoteles u otros similares.

3.14.2. En caso de construcciones de estructuras o edificaciones metálicas, la supervisión de los elementos estructurales metálicos y su soldadura u otros medios de sujeción (pernos, remaches, dovelas, entre otros) deberán ser realizadas por un ingeniero civil o mecánico con especialidad o experiencia demostrable en el área.

3.14.3. En aquellos proyectos que por su sencillez no sea requerida de manera obligatoria la supervisión privada, según lo establecido en la **Tabla 2**, el contratista o el profesional encargado de su ejecución será responsable directo ante el propietario de que dichos proyectos sean ejecutados de acuerdo con los planos, especificaciones y reglamentos de la materia.

3.14.4. DEFINICIONES. Donde quiera que aparezcan estos términos en el presente título, serán definidos como se establece a continuación:

3.14.4.1. ACUERDO DE TRABAJO ADICIONAL: Será reconocido como trabajo adicional toda aquella actividad ejecutable conforme a las especificaciones técnicas de la obra que no esté especificada en el contrato, convenio o acuerdo suscrito entre el contratista y el propietario (o entidad ejecutora). Los trabajos adicionales deberán estar previamente autorizados por el propietario o su representante. El propietario podrá asignar al contratista o a un tercero la ejecución de dicho trabajo adicional, en el caso de no haberse puesto de acuerdo en cuanto a los costos y tiempo de ejecución.

3.14.4.2. AUTOR DEL PROYECTO O DISEÑADOR: Es la persona física, calificada en la especialidad correspondiente y debidamente colegiada, que a solicitud del propietario o por encargo del director del proyecto, previo acuerdo escrito, es responsable de la elaboración o preparación de los planos y especificaciones resultantes del diseño de un proyecto de ingeniería y/o arquitectura, en una o más de las partes específicas relativas a su especialidad, de forma coordinada, de manera que complementen su concepción total, de acuerdo con las reglamentaciones y disposiciones técnicas vigentes en la República Dominicana.

3.14.4.3. CONTRATISTA: Es toda persona física, jurídica o moral que a solicitud directa o indirecta del propietario y por acuerdo escrito entre las partes en el que se establece un presupuesto o costo, un plazo en el tiempo y una calidad convenida, asume contractualmente ante el propietario o promotor el compromiso de ejecutar la totalidad o parte de una obra, conforme a un proyecto determinado, con medios humanos y materiales, propios o ajenos, asegurando su idoneidad o calidad conforme a las leyes y reglas establecidas y siendo el responsable principal ante el propietario o el Estado dominicano. Toda persona física, jurídica o moral de origen extranjero que realice estas funciones dentro del territorio nacional deberá

cumplir, además, con las leyes y las reglas establecidas para estos casos.

3.14.4.4. DIRECTOR RESPONSABLE DE LA OBRA: Es la persona física, arquitecto o ingeniero civil, asignada por el contratista para que asuma contractualmente ante el promotor o el propietario el compromiso y la responsabilidad de dirigir y ejecutar el desarrollo de la obra, o parte de la misma, en los aspectos técnicos, estéticos, urbanísticos y medioambientales, conforme a lo que disponen las leyes, las normas y los reglamentos vigentes, de conformidad con el proyecto y el contrato, la licencia de construcción y las demás autorizaciones.

3.14.4.5. DIRECTOR DE SUPERVISIÓN O SUPERVISOR: Es toda persona física o jurídica, ingeniero o arquitecto, colegiada, seleccionada o contratada por el propietario, promotor u organismo ejecutor, y notificada por escrito al contratista, para realizar los trabajos de consultoría, asesoría y/o supervisión técnica de un proyecto u obra, con el objeto de revisar o verificar total o parcialmente que la realización del mismo se ejecute de acuerdo a las normas, reglamentos y especificaciones y velando siempre por el cumplimiento del contrato, en función de lo requerido por el propietario.

3.14.4.6. EDIFICACIÓN: Acción y efecto de construir un edificio de carácter permanente, público o privado, cuyo uso principal esté comprendido en los siguientes tipos, sin ser limitativo: habitacionales, educacionales, salud, penitenciarios, recreativos, culturales, oficinas, ocupación múltiple, industriales, comerciales, manufactura u otros.

3.14.4.7. ESPECIFICACIONES: Son las partes escritas del proyecto y obra que establecen los requisitos técnicos generales, especiales y complementarios del mismo, así como de cualquier información que no esté representada en los planos del proyecto. Define las condiciones en que se deberá ejecutar una obra determinada, los requisitos generales mínimos, los tipos y calidad de los materiales a utilizar y sus proporciones, el procedimiento constructivo a seguir y otros aspectos que servirán como base para establecer el costo del proyecto, por lo que en todo momento el director responsable de la obra y el contratista deben cumplir con estas especificaciones durante la ejecución de la obra.

3.14.4.8. INGENIERÍA DEL PROYECTO: Es la actividad orientada a la producción de un proyecto, diseño, cálculo, estimado de costos, dibujo de planos, especificaciones técnicas y ambientales, estudios y ensayos de laboratorio, asesoría u otras labores similares que sirvan de base para la debida programación y ejecución de una obra.

3.14.4.9. INSPECTOR OFICIAL: Profesional colegiado representante del Estado que, a solicitud del director responsable de la obra y en coordinación con el director de supervisión, realiza la inspección general de las diferentes etapas de construcción de una obra de ingeniería, de

acuerdo con lo previsto en las disposiciones establecidas por el Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) a través de los Títulos y sus Departamentos de Inspección General (tarjeta de inspecciones), y según lo determinen las disposiciones vigentes de la institución contratante.

3.14.4.10. OBRA: Es la materialización de un proyecto de ingeniería o arquitectura, ya sea público o privado, mediante la cual éste se lleva a la realidad, de acuerdo con lo planificado y a los términos establecidos en el contrato, para cuya ejecución se deben cumplir con las reglamentaciones vigentes.

3.14.4.11. OBRAS DEL ESTADO: Son las obras públicas autorizadas por el Estado dominicano para ser construidas a través de sus representantes legales autorizados, mediante contratos suscritos con personas físicas o morales o por disposición administrativa, según lo establecido en las leyes, normas y reglamentos vigentes, y sujeto a las especificaciones y planos aprobados.

3.14.4.12. ORDEN DE TRABAJO: Orden escrita, emitida por el director de supervisión y aprobada por el propietario, para la realización de los trabajos comprendidos dentro de los renglones definidos en el contrato, de acuerdo con los planos y las especificaciones, tanto para la iniciación del trabajo de cada renglón como para su reiniciación, ya sea en uno o varios renglones, de acuerdo con el programa de trabajo aprobado, presentado por el director responsable de la obra.

3.14.4.13. ORDEN DE TRABAJO SUPLEMENTARIO: Orden escrita que emite el propietario para la ejecución de uno o varios trabajos que impliquen aumento del valor del contrato a los mismos precios unitarios derivados de éste y en la que conste el plazo máximo para la terminación de los trabajos en cuestión.

3.14.4.14. ORGANISMO EJECUTOR: Organismo estatal o privado que goza de autonomía funcional, personalidad jurídica y plena capacidad de adquirir derechos y contraer obligaciones en materia de su competencia, encargado de velar por la fiel ejecución de los proyectos contratados bajo su total responsabilidad, para cuyos efectos podrá contar con una unidad ejecutora que se encargará de administrar, coordinar y fiscalizar su construcción, de acuerdo con los lineamientos establecidos, en cumplimiento con los reglamentos y disposiciones contractuales.

3.14.4.15. PLANOS DEL PROYECTO: Conjunto de dibujos técnicos debidamente aprobados y de detalles de las obras que se construirán; contienen los datos e informaciones claves del proyecto y demás detalles especiales que lo complementan, según los cálculos correspondientes, en los cuales el proyecto esté claramente definido e interpretado

correctamente por profesionales calificados en la materia, y que junto con las especificaciones técnicas del proyecto constituyen la guía básica para la ejecución de las obras, cumpliendo con las leyes, disposiciones y reglamentos que les sean aplicables.

3.14.4.16. PRESUPUESTO: Es un estimado del costo de la obra en el que se toman en cuenta las distintas partidas que intervendrán en el proceso constructivo, con sus respectivos precios unitarios, así como los costos indirectos relativos a los beneficios, seguros y fianzas, gastos administrativos, transporte e imprevistos que varían de acuerdo con las características de la obra.

3.14.4.17. PROYECTO: Es el conjunto de documentos, informes, diseños detallados, planos, especificaciones, presupuestos, cálculos, programas y demás elementos descriptivos y gráficos necesarios y suficientes para la realización de una obra o servicio determinado, elaborados por profesionales calificados en sus respectivas áreas, mediante los cuales se definen y determinan las exigencias técnicas de las obras contempladas y justifican las soluciones propuestas, de acuerdo con las reglamentaciones técnicas y ambientales aplicables.

3.14.4.18. REPORTE DE MEDICIÓN (CUBICACIÓN MENSUAL): Documento en el cual se detallan los renglones de las cantidades de trabajos ejecutados, los correspondientes precios unitarios, el total de pagos anteriores, las deducciones, el porcentaje de terminación aproximado y las sumas que se pagarán de acuerdo con la lista de partidas.

3.14.4.19. RESIDENTE DE OBRA: Es toda persona física, ingeniero o arquitecto, colegiada, representante permanente del director responsable de la obra en el lugar de la misma, que asume la función técnica y/o administrativa de dirigir, controlar y/o coordinar su ejecución material y de verificar cualitativa y cuantitativamente todos los procesos, de acuerdo a los planos y las especificaciones, y bajo la coordinación del director. En ningún caso las acciones que realiza el residente de obra exoneran de responsabilidad al director responsable de la obra.

3.14.4.20. SUBCONTRATISTA: Es toda persona física o jurídica, debidamente calificada y especializada en uno o varios de los trabajos de la obra, que es contratada por el director responsable de la obra, con el consentimiento del contratista y/o del propietario, para realizar o ejecutar una serie de trabajos o labores especializadas en determinadas partes o instalaciones de la obra, con sujeción al proyecto por el que se rige su ejecución. El subcontratista estará bajo la dirección administrativa del contratista, sin menoscabo de su responsabilidad técnica por los trabajos que realice, lo cual no exonera de compromiso al contratista.

3.14.4.21. SUPERVISIÓN: Es el conjunto de trabajos de vigilancia y control realizados por el director de supervisión para garantizarle al propietario que la ejecución de la obra se realiza de

acuerdo con los controles establecidos en los reglamentos, según lo convenido con el contratista y a cargo del director responsable de la obra.

3.14.4.22. SUPERVISIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN GENERAL (S.C.G): Implica la supervisión de los métodos constructivos de la obra, en general lo que incluye labores de desplante de la cimentación, colocación del acero estructural, colocación de bloques, preparación de mezclas y concreta *in situ*, terminaciones, instalaciones y otros. Cuando se exija como única, será realizada por al menos un ingeniero civil y un arquitecto, en proyectos residenciales, y por al menos un ingeniero mecánico, en los proyectos industriales. En los demás casos, estará compuesto por un equipo multidisciplinario, según sea el caso. Esta supervisión debe incluir también Supervisión Ambiental (S. A) cuando sea requerida.

3.14.4.23. SUPERVISIÓN ESTRUCTURAL (S.Es): Comprende la supervisión de toda la estructura que conforma la edificación, lo que incluye, de manera no limitativa, los materiales y elementos estructurales, colocación de las armaduras de vigas, doblez, longitud de solape, columnas, muros, losas, fundaciones, encofrado, vaciado y vibrado del hormigón, toma de muestras, ensayos, entre otros aspectos, conforme a lo reglamentado.

3.14.4.24. SUPERVISIÓN ESTRUCTURAL METÁLICA (S.Et): Comprende la supervisión de todas las estructuras en edificaciones de este tipo, lo que incluye, de manera no limitativa, los materiales y elementos estructurales que la componen, sus conexiones, elementos de fijación y soldaduras, entre otros aspectos, conforme a lo reglamentado.

3.14.4.25. SUPERVISIÓN HIDRÁULICA (S.H): Comprende la supervisión de las labores de instalación y pruebas de sistemas sanitarios en las edificaciones (agua fría y caliente, disposición de las aguas negras), y de supresión y control de incendios e instalaciones exteriores, conforme a lo reglamentado.

3.14.4.26. SUPERVISIÓN ELECTROMECAÁNICA (S.Em.): Comprende la supervisión de las labores de instalaciones eléctricas propias de la edificación, así como las instalaciones eléctricas y mecánicas de los sistemas de aire acondicionado, plantas eléctricas, sistemas de alarmas, ventilación, refrigeración, instalación exterior, entre otras, conforme a lo reglamentado.

3.14.4.27. SUPERVISOR TÉCNICO: Es el profesional colegiado debidamente calificado, que realiza la labor de auxiliar de supervisión técnica, de acuerdo con lo especificado en el proyecto y los reglamentos aplicables, bajo la dirección, responsabilidad y coordinación del director de supervisión o del supervisor.

3.14.4.28. TRABAJO EXTRA: Son los trabajos no incluidos en el contrato original y que son

necesarios para la correcta terminación de las obras.

3.14.4.29. UNIDAD EJECUTORA: Es la oficina designada por el organismo ejecutor como su representante, encargada de administrar, coordinar y fiscalizar la construcción de los proyectos de acuerdo con los lineamientos establecidos y en cumplimiento con los reglamentos y disposiciones contractuales.

3.14.4.30. VICIOS OCULTOS: Refiérase al régimen de vicios ocultos establecido en el Código Civil dominicano.

CAPÍTULO 3.15. DEBERES DE LA SUPERVISIÓN.

3.15.1. FUNCIONES GENERALES DEL DIRECTOR DE SUPERVISIÓN: Durante la ejecución de una obra, ya sea de construcción, reparación, modificación o ampliación, el director de supervisión se encargará, como mínimo de:

- a) Supervisar las obras acordadas entre el propietario y el contratista, mediante contrato, en cumplimiento de las disposiciones reglamentarias.
- b) Control constante del trabajo que realiza el director responsable de obra, incluyendo los de los subcontratistas y suministradores de materiales y equipos, si existiesen.
- c) Estudiar e interpretar los planos y las especificaciones.
- d) Coordinar las labores.
- e) Comprobar y cumplir el programa de seguridad y salud en el trabajo vigente, aprobado por el Ministerio de Trabajo.
- f) Redactar informes.
- g) Nombrar ayudantes y supervisores técnicos en las diferentes especialidades básicas reglamentarias, así como en el control de ejecución y programación de la obra, geotecnia, control de calidad, agrimensura, entre otros.
- h) Fiscalizar y asegurar el control de calidad.
- i) Elaborar reportes de cubicaciones para fines de pago.
- j) Controlar el tiempo (programación).

- k) Elaborar, revisar y aprobar los planos de la obra construida (As Built).
- l) Verificar el cumplimiento de requisitos para prevención de accidentes establecidos en las secciones desde **3.17.14** hasta **3.17.16**.
- m) Verificar el cumplimiento ambiental cuando sea requerido por el proyecto, de acuerdo con la Ley núm. 64-00, del 18 de agosto de 2000, que crea el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

3.15.2. FUNCIONES DEL DIRECTOR DE SUPERVISIÓN EN OBRAS PRIVADAS Y PÚBLICAS. En caso de obras privadas, el director de supervisión exigirá al director responsable de la obra que mantenga al día los controles de la inspección oficial establecidas por el Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) en sus reglamentos vigentes. Además, tomará en cuenta las normas y los reglamentos emitidos por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales y de otras instituciones reguladoras. En caso de obras del Estado, el director de supervisión tratará todos los asuntos relacionados con la ejecución de los trabajos con el propietario o la unidad ejecutora, garantizando que se mantengan al día los controles de la inspección oficial. Todas las órdenes e instrucciones al director responsable de la obra deberán ser dadas a través del director de supervisión.

3.15.3. RESPETO A LAS DISPOSICIONES EXISTENTES EN OTROS REGLAMENTOS. El Director de Supervisión cuidará que se cumplan todos los requisitos y las disposiciones establecidas en los reglamentos vigentes del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) u otros organismos relacionados para: Obras de edificaciones: Estructura, ventilación, instalaciones hidráulicas y sanitarias, acústica, iluminación, instalaciones eléctricas y mecánicas, medios de salida, impacto ambiental, protección contra incendios, efectos del viento, deslizamiento, inundaciones y otros efectos causados por eventos de la naturaleza.

3.15.4. ESTUDIOS E INTERPRETACIÓN DE PLANOS Y ESPECIFICACIONES EN OBRAS DE EDIFICACIONES. Antes de iniciar el proceso constructivo de obras de edificaciones, el director de supervisión deberá visitar el lugar o emplazamiento y estudiar minuciosamente todos los detalles y los requisitos indicados en los planos y las especificaciones para comprobar que están correctos y cumplen con los reglamentos vigentes, mediante la revisión de, al menos, los aspectos siguientes:

- a) Estudios geotécnicos.
- b) Memoria de cálculo de las estructuras.
- c) Sistemas contra incendios.
- d) Estudio de drenaje superficial.

- e) Sistema de suministro de agua potable.
- f) Estudio de disposición y tratamiento de aguas servidas.
- g) Estudio y diseño del sistema eléctrico y mecánico.
- h) Sistema de suministro de gas GLP.
- i) Evaluación ambiental (si fuese requerida).
- j) Cronograma de trabajo.
- k) Programa de seguridad y salud en el trabajo.

3.15.4.1. En caso de que no exista uno de estos estudios, el director de supervisión deberá exigirlo antes del inicio de la obra o antes del inicio de cualquier proceso que requiera del estudio correspondiente.

3.15.4.2. El estudio geotécnico, las especificaciones, tanto generales como especiales o particulares del proyecto, y los planos aprobados por el ayuntamiento correspondiente y por la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), constituyen la principal y única base interpretativa que determina que la obra sea realizada de conformidad con los requisitos establecidos en el contrato.

3.15.5. VERIFICACIÓN DE PLANOS POR EL SUPERVISOR. El supervisor verificará que los planos del proyecto contengan todas las indicaciones mínimas necesarias para realizar las obras de manera adecuada, en al menos los aspectos siguientes:

- a) Grado de definición de los planos (completo o incompleto).
- b) Concordancia con los planos arquitectónicos y demás planos técnicos.
- c) Definición, en los planos arquitectónicos, del grado de desempeño de los elementos no estructurales, tales como tipos de fijación según la carga, dimensiones y peso.
- d) Definición o verificación de dimensiones, cotas y niveles.
- e) Consistencia entre las dimensiones, cotas y niveles.
- f) Consistencia entre las diferentes plantas, alzados, cortes, detalles y esquemas.
- g) Adecuada descripción de las calidades de los materiales.
- h) Instrucciones sobre especificaciones técnicas especiales o complementarias del proyecto (encofrados, control de la colocación del hormigón, proceso para desencofrado, colocación del

hormigón, aditivos, tesado de los cables en hormigón pretensado, terminaciones, entre otros).

i) En general, la existencia de todas las indicaciones necesarias para poder realizar la construcción de una forma adecuada con los planos del proyecto.

3.15.6. ESTUDIO E INTERPRETACIÓN DE PLANOS. El director de supervisión deberá estudiar minuciosamente todos los detalles y requisitos indicados en los planos y en las especificaciones al inicio del proceso constructivo, y vigilar el cumplimiento del Código de Construcción, así como las normas de los materiales, a fin de verificar que la obra se realizará de acuerdo con sus indicaciones, al menos en los aspectos que se describen a continuación:

- a) Estudios geotécnicos.
- b) Material de relleno extraído de bancos de préstamo.
- c) Estudios hidrológicos.
- d) Estudios hidráulicos.
- e) Estudio de tráfico.
- f) Evaluación ambiental.
- g) Diseño de la estructura del pavimento.
- h) Memoria de cálculo de las estructuras.
- i) Cronograma de trabajo.

3.17.6.1. En caso de que no exista uno de estos estudios, el director de supervisión deberá exigirlos antes del inicio de la obra.

3.15.7. DISCREPANCIAS ENTRE ESTUDIOS Y EJECUCIÓN. Cuando exista alguna divergencia entre el resultado de los estudios indicados en **3.15.4** o en **3.15.6** y los obtenidos en el proceso constructivo, el director de supervisión deberá notificarlo al director responsable de la obra e indicarle las medidas pertinentes a adoptar, para que sean corregidos los defectos y el proyecto no sufra retrasos por esta causa.

3.15.8. AUTORIZACIÓN PARA REALIZAR CAMBIOS EN PLANOS Y ESPECIFICACIONES. Después que los planos han sido aprobados por los organismos competentes del Estado, con enmiendas o no, y elaboradas las especificaciones, el director de supervisión no podrá, en ninguna circunstancia, hacer cambios o modificaciones sin la previa autorización del propietario y los organismos que dieron constancia de aprobación, previa justificación técnica.

3.15.9. COORDINACIÓN DE LABORES. El director de supervisión deberá dar seguimiento al cronograma de trabajo de la obra y realizar informes periódicos que establezcan el avance del proyecto y su ejecución de acuerdo con los reglamentos y leyes vigentes, dejando constancia escrita y fotográfica de todas las actividades que ocurran en la obra, donde se presente, al menos, lo siguiente:

- a) Problemas que se hayan presentado en la obra durante ese período, con sus respectivas soluciones.
- b) Progreso de la obra, con la indicación del porcentaje de avance de cada una de las partidas consideradas en el plan de trabajo. Se deberá anexar un “gráfico del progreso de la obra” que compare el avance real de los trabajos con el estimado.
- c) Trabajos adicionales no considerados en el presupuesto original, con su justificación correspondiente. Dichos trabajos deberán ser autorizados por escrito por el mismo propietario antes de ser realizados.
- d) Acuerdos verbales con el director responsable de la obra.
- e) Consideraciones generales acerca de los materiales, la actuación del contratista y el personal bajo su responsabilidad o cualquier otra información que estime de interés.

3.15.10. DIARIO GENERAL (BITÁCORA). El director de supervisión deberá llevar un diario general de la obra que contendrá un resumen de todos los asuntos de interés que ocurran en la obra, tales como consultas de importancia, observaciones, comentarios y discusiones y acuerdos verbales, donde se hará constar la fecha, el lugar, las personas presentes, los materiales o cualquier otra información que pueda ayudar en el futuro a aclarar cualquier diferencia con el director responsable de la obra.

3.15.10.1. Las anotaciones que se harán en el diario general se deberán hacer en tinta y se redactarán como máximo al día siguiente de la jornada descrita.

3.15.10.2. La bitácora será un complemento a las minutas de reuniones firmadas entre el director de supervisión y el director o encargado de la obra y será guardada por el director de supervisión en la oficina a su cargo en el lugar de la obra.

3.15.11. INFORME SOBRE NO CONFORMIDAD. Cuando el director de supervisión descubra cualquier detalle que contravenga lo dispuesto en los planos o en las especificaciones deberá informar inmediatamente al director responsable de la obra, ya sea por escrito o verbalmente, para que se tomen las medidas de lugar. Si el defecto no ha sido corregido dentro de un plazo razonable, el director de supervisión dará cuenta de la falta y exigirá que se ajuste a las reglas establecidas,

informará del asunto por escrito al contratista y enviará una copia al propietario para mantenerlo informado. Deberá mantener una copia adicional en su archivo personal para dar seguimiento al problema.

3.15.11.1. En caso de que el director responsable de la obra se niegue a corregir el defecto, el director de supervisión solicitará una inspección al Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) para tomar las decisiones correspondientes.

3.15.12. NOMBRAMIENTO DE SUPERVISORES TÉCNICOS. El director de supervisión designará el personal técnico que considere necesario para el cumplimiento de sus funciones y deberá notificar al director responsable de la obra o al contratista los nombres, obligaciones y alcance de las facultades de dicho personal para realizar las labores de supervisión, de acuerdo con los estrictos controles necesarios para garantizar la calidad de la obra, según lo indicado en los planos, las especificaciones y los reglamentos. El personal tendrá las labores de vigilancia y actuará impartiendo las instrucciones de lugar para el cumplimiento de sus obligaciones, que se realizarán a través del director de supervisión, según acuerdo. Sus actuaciones no eximirán al contratista de cumplir con sus obligaciones relacionadas con la correcta ejecución de las distintas obras.

3.15.13. CONTROL DE CALIDAD EN LAS OBRAS. El director de supervisión deberá velar por que durante la ejecución de la obra se cumplan los requisitos establecidos en los planos debidamente aprobados y las especificaciones del proyecto, mediante un seguimiento continuo de los procedimientos técnicos y la comprobación de la calidad de los materiales utilizados, a través de un plan de calidad de las obras, el cual se deberá regir por las disposiciones de las especificaciones generales vigentes. Si alguna partida no estuviera regulada en las especificaciones generales, deberá incluirse su descripción y los controles de calidad necesarios, con el mismo nivel de detalles, para obtener un resultado óptimo.

3.15.14. CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS DE EDIFICACIONES. Se preparará un Plan de Calidad de la Construcción, que indicará los controles mínimos a tener en cuenta para cada una de las partidas de trabajo del proyecto, de acuerdo a lo establecido en el Código de Construcción para la Construcción de Edificaciones vigente y los demás reglamentos aplicables, tomándose en cuenta todas las tareas pertinentes que corresponden tanto al director responsable de la obra como al supervisor en las diferentes fases del proceso de construcción y de supervisión (ejecución, tipo de inspección, tipo y frecuencia de las pruebas y ensayos de materiales, terminación y otros). Este Plan de Calidad de la Construcción será responsabilidad del director de obra o de un ingeniero especializado en la materia, designado por el director de obra.

3.15.15. La lista de chequeo de los puntos de verificación que debe tener en cuenta el director de supervisión se confeccionará de acuerdo con las partidas y las subpartidas incluidas en el

presupuesto, la cual deberá contener los siguientes tópicos, sin que dicha lista sea limitativa:

- a) Planos y especificaciones para la construcción debidamente aprobados.
- b) Datos topográficos (localización, ubicación y acondicionamiento del terreno, observancia del plano de mensura catastral, entre otros).
- c) Replanteo.
- d) Recomendaciones de geotecnia para rellenos y fundaciones.
- e) Excavaciones.
- f) Relleno compactado.
- g) Selección y aprobación de agregados.
- h) Resistencia mínima de bloques de mampostería y de las mezclas de mortero.
- i) Diseño de los hormigones.
- j) Resistencia de los hormigones (mediante toma de muestras para probetas).
- k) Consolidación del hormigón, asegurando una adecuada vibración del hormigón.
- l) Calidad de los materiales en general.
- m) Sistema Estructural: losas, vigas, columnas, refuerzos, juntas, anclajes y apoyos.
- n) Líneas y niveles de los miembros estructurales y arquitectónicos dentro de las tolerancias especificadas.
- o) Instalaciones eléctricas, sanitarias, mecánicas, aparatos y equipos en general.
- p) Requisitos de terminación, acabados, jardinerías, vías de acceso, paseos y limpieza.

3.15.15.1. Cuando el proyecto de construcción de edificaciones contenga alguna partida cuyas especificaciones correspondan al área vial, se aplicarán los criterios establecidos en el Reglamento de las Especificaciones Generales de Carreteras vigente.

3.15.16. REPORTE DE PAGO (CUBICACIONES). El director de supervisión se encargará de evaluar periódicamente el avance de la obra mediante mediciones directas en el campo de las partidas realizadas, con fines de elaborar los reportes de pago. El período de tiempo entre una cubicación y otra será determinado conjuntamente por el propietario y el contratista, tomándose en cuenta la magnitud de la obra y el avance de los trabajos, entre otros aspectos. En la generalidad de los casos se asume un período de un (1) mes.

3.15.17. MEDICIÓN DE OBRAS POR EL DIRECTOR DE SUPERVISIÓN. Cuando se requiera medir alguna parte o partes de las obras, el director de supervisión deberá pasar aviso al director responsable de la obra, quien inmediatamente se deberá presentar o designar un agente capacitado para realizar dicha medición juntamente con el director de supervisión, debiéndose proporcionar todos los datos que uno u otro requieran. Si el director responsable de la obra o el contratista no asiste, olvida u omite enviar a su representante, la medición hecha por el director de supervisión o aprobada por él se deberá considerar como la medición exacta de la obra para fines de pago.

3.15.18. COSTOS DIRECTOS. El director de supervisión determinará las cantidades de obras realizadas en base a mediciones, tomándose en cuenta que estén dentro de las tolerancias especificadas en el campo. El total del trabajo realizado en cada partida a la fecha de la cubicación, multiplicado por los precios unitarios establecidos en el contrato, dará por resultado el valor correspondiente a los costos directos.

3.15.19. COSTOS INDIRECTOS. Los costos indirectos incluirán los renglones de: Beneficios del contratista, los gastos por seguros y fianzas, transporte y gastos administrativos, los cuales serán fijados tomando en cuenta el tipo de obra, su localización y su magnitud, y, además, serán determinados como un porcentaje del costo directo, fijados según se acuerde en el presupuesto o podrán ser incluidos en el precio unitario de cada partida.

3.15.20. ADICIONALES. Todos aquellos trabajos no considerados en el presupuesto base o generados por partidas que no fueron visualizadas por un cambio en el diseño original o por imprevistos surgidos en la obra durante el proceso constructivo, serán considerados como adicionales al presupuesto y se autorizarán por las causas siguientes:

- a) Por aumento en los precios.
- b) Por aumento en los volúmenes.
- c) Por nuevas partidas agregadas al presupuesto base.

3.15.21. AUTORIZACIÓN Y AJUSTE DE TRABAJOS ADICIONALES. Los trabajos adicionales, antes de que se realicen en la obra y se incluyan en las cubicaciones, deberán ser reconocidos y autorizados por escrito por el propietario o de acuerdo con el procedimiento establecido en el contrato. Los precios se ajustarán tomando en cuenta las fluctuaciones del costo de los insumos, tanto en alza como en baja, únicamente si así se dispusiera en el contrato.

3.15.22. VALOR POR PAGAR EN LA CUBICACIÓN. En el valor a considerar en cada cubicación se deberá tener en cuenta la suma de los costos directos e indirectos de la obra que se hayan generado en el período considerado, incluyendo los costos adicionales aprobados y ejecutados, menos la

amortización del avance inicial y la retención para garantía de buena ejecución, salvo que el contrato establezca otra cosa.

3.15.23. CONTROL DEL TIEMPO-PROGRAMACIÓN. El progreso del trabajo deberá ser planeado y controlado por un programa de construcción en la forma de gráfico de barras para esos propósitos, que podrían ser mediante Diagrama de Gantt y de ruta crítica (CPM) u otro. Dicho proceso también incluirá una revisión de fechas y/o cantidades y/o costos, según sea necesario y a juicio del director de supervisión, para un eficiente control de la obra. Asimismo, el contratista deberá presentar su “flujo de caja” o valoración mensual estimada del trabajo juntamente con el programa de construcción, si fuese exigido en su contrato.

3.15.24. CRONOGRAMA DE TRABAJO. El contratista deberá presentar su cronograma detallado de trabajo luego de la firma de su contrato, el cual contendrá, al menos, la siguiente información, sin que dicha lista sea limitativa:

- a) Fechas claves (a ser indicadas por el director de supervisión).
- b) Interdependencia de las actividades.
- c) Fechas de inicio y terminación de cada actividad.
- d) Adelanto o retraso de cada actividad con relación a otra.
- e) Volumen de trabajo, equipo y personal previsto.
- f) Rendimiento de cada actividad.
- g) Método de ejecución.
- h) Fechas de entrega de equipos y materiales para la obra.
- i) Aceptación provisional.
- j) Fecha de terminación.
- k) Flujo de caja (valoración mensual estimada del trabajo).

3.15.25. ANÁLISIS DE PROGRESO. Periódicamente, el director de supervisión hará un análisis de progreso según establezcan las partes en el contrato, el cual deberá contener, al menos, los siguientes estados:

- a) De programación (si hay atrasos o adelantos).
- b) Del presupuesto (si está por encima o por debajo del flujo de caja original).

c) De los pagos (si existen deudas o no).

3.15.26. PLANOS DE LA OBRA CONSTRUIDA (PLANOS “AS BUILT”). El director de supervisión deberá llevar un registro de los planos actualizados *“as built”* (como fue construido) de todas las estructuras y obras construidas. Estos planos deberán mostrar todos los cambios o revisiones hechas al plano original y sus especificaciones, incluyendo la localización exacta de las instalaciones y los miembros estructurales, sus dimensiones y demás aspectos relacionados al trabajo realizado. Dichos planos deberán ser sometidos a aprobación por el Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) y las demás instituciones competentes, y una vez aprobados, deberán ser entregados al propietario.

3.15.27. SUSPENSIÓN DE LAS OBRAS. El director de supervisión podrá suspender la ejecución total o parcial de una obra en los casos en que el director responsable de la obra no cumpla con algún señalamiento que vaya en detrimento de la calidad de la obra o del desempeño ambiental, previa notificación por escrito al propietario, en el caso de obras privadas, o a la institución que representa, en caso de obras del Estado, amparado en la Ley núm. 687, del 27 de julio de 1982, que crea un sistema de reglamentación para la preparación y la ejecución de proyectos y obras relativas a la ingeniería, la arquitectura y ramas afines.

3.15.27.1. La suspensión de una obra podrá ser levantada luego que cesen las causas que la motivaron, previa autorización escrita del director de supervisión. Si el director responsable de la obra no obtempera a lo solicitado por el director de supervisión, solicitará al Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) una inspección especial para obtener un veredicto del Departamento de Inspección, si la obra es privada, o del Departamento de Supervisión de Obras, si la obra es del Estado.

3.15.28. PROCEDIMIENTOS ESPECIALES EN CASO DE OBRAS DEL ESTADO-TOMA DE POSESIÓN. Antes de iniciar el proceso constructivo de las obras se deberá formar una comisión compuesta por el representante del organismo ejecutor, el supervisor y el contratista, la cual se deberá encargar de presentar el proyecto a las autoridades de la localidad donde será realizada la obra.

CAPÍTULO 3.16. DEBERES DEL CONTRATISTA.

3.16.1. OBLIGACIONES GENERALES DEL CONTRATISTA. El contratista será responsable de la realización total de la obra, de acuerdo con los términos del contrato, según las indicaciones de los planos y las especificaciones, así como de las disposiciones ambientales pertinentes.

3.16.1.1. El contratista se podrá encargar personalmente de la dirección de la obra solo si es un profesional de la ingeniería o la arquitectura debidamente calificado para ejercer sus funciones en concordancia con el tipo de obra a ejecutar o, en su defecto, nombrará un director responsable de la obra, cuando sea requerido; en cuyo caso deberá informarlo por escrito al propietario, en caso de que sea una obra privada, o a la institución estatal que corresponda, en el caso de obras del Estado.

3.16.1.2. Será obligación del contratista cumplir con todos los términos establecidos en el contrato con el debido cuidado y diligencia, así como corregir cualquier defecto de la obra, de acuerdo con las estipulaciones del contrato.

3.16.1.3. El contratista asumirá la responsabilidad en cuanto a la idoneidad, estabilidad y seguridad de todas las operaciones y los métodos de construcción desarrollados en la obra. Asimismo, el contratista deberá aplicar todos los procedimientos necesarios para garantizar la seguridad de sus trabajadores y de todo el personal en la obra, en cumplimiento de las disposiciones del Código de Trabajo y sus reglamentos.

3.16.2. MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO. El contratista deberá proporcionar un Manual de Operación y Mantenimiento en los casos en que, por la complejidad del trabajo o de los equipos instalados, se requiera seguir instrucciones especiales para su uso y mantenimiento, como es el caso de:

- a) Sistemas de ventilación y aire acondicionado, equipos de bombeo, ascensores, sistemas eléctricos y otros, para obras de edificaciones.
- b) Sistemas hidráulicos con equipos de bombeo, u otros, y sistemas de ventilación y eléctricos.
- c) Otros manuales, a sugerencia del director de supervisión o propietario, de acuerdo con la complejidad de la obra o de la instalación del equipo.

3.16.3. PLANOS “AS BUILT”. Para las construcciones estatales el contratista debe entregar la documentación actualizada a la institución contratante para el pago de su cubicación final, un juego de planos *As Built* (como fue construido) de la obra objeto del contrato, donde consten todos los cambios o modificaciones a los planos entregados al principio de la obra y como parte del contrato, así como un informe de validación de la supervisión inmediata que avale como vistos y buenos los planos *As Built* entregados.

3.16.4. CONTROL Y VALIDACIÓN DE PROYECTOS POR SUPERVISORES DEL ESTADO. Los supervisores de obras del Estado deben asegurarse previamente de que todos los proyectos que hayan sido sometidos al proceso de revisión en la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias o

cuyos planos hayan sido diseñados por los departamentos correspondientes del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) se realicen de acuerdo a los mismos y no podrán, en ningún caso, emitir opiniones y/o validar procesos sin el aval de su superior inmediato en el Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED).

3.16.5. CONTROL DE CAMBIOS EN LA OBRA. El inspector deberá asegurarse que los cambios que se hayan generado en la obra, especialmente en las estructuras e instalaciones o respecto de cualquier otro aspecto que varíe el diseño de que se trate, hayan sido aprobados previamente por las oficinas de tramitación de planos o los departamentos de diseño y cálculo de estructuras de la Dirección de Tramitación, Tasación y licencias del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), y en caso contrario, notificará esta irregularidad al director responsable de la obra, a fin de que proceda a someter los cambios a la oficina correspondiente vía la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias, para proseguir con sus supervisiones y pago de cubicaciones futuras.

CAPÍTULO 3.17. RELACIONES ENTRE EL DIRECTOR DE SUPERVISIÓN Y EL DIRECTOR RESPONSABLE DE LA OBRA.

3.17.1. PROGRAMACIÓN Y COORDINACIÓN DE LABORES. Al inicio de la obra se deberá realizar una reunión entre el director de supervisión y el director responsable de la obra con el fin de coordinar los procedimientos constructivos y los métodos de supervisión que se emplearán.

3.17.2. PROGRAMA DE TRABAJO. El director responsable de la obra deberá entregar un programa de trabajo que incluya una estimación del progreso de la obra, en base a una lista detallada de las diferentes labores que intervendrán en la misma. Dicha lista se deberá actualizar periódicamente, conforme lo establezca el contrato, indicando los avances reales de cada actividad. Este programa se podrá presentar mediante un gráfico de barras.

3.17.3. SEGUIMIENTO AL PLAN DE TRABAJO. El director de supervisión deberá dar seguimiento a este plan de trabajo para comparar el progreso real de la obra con el propuesto e incluir esta información en el informe general que enviará periódicamente al propietario, de acuerdo con las indicaciones establecidas en las secciones desde la **3.15.23** hasta la **3.15.25**.

3.17.4. ESTUDIO E INTERPRETACIÓN DE PLANOS Y ESPECIFICACIONES. El director responsable de la obra deberá estudiar minuciosamente todos los detalles y requisitos indicados en los planos y las especificaciones al inicio del proceso de construcción, para realizar la obra de acuerdo con las

indicaciones de estos. Deberá informarle al supervisor sobre cualquier discrepancia o información no definida que encuentre antes de tomar cualquier decisión, para que se realicen las aclaraciones y correcciones de lugar.

3.17.5. PRESENTACIÓN Y APROBACIÓN DE MATERIALES. Todos los materiales, instalaciones y mano de obra utilizados en la obra serán del tipo descrito en el contrato y el director de supervisión tendrá a su cargo su aprobación o rechazo, de acuerdo con las indicaciones de los planos y las especificaciones. Serán sometidos a los ensayos indicados en las normas y especificaciones técnicas nacionales vigentes que les sean aplicables, o las internacionales, en caso de no existir las nacionales, y se efectuarán en los lugares que el director de supervisión oportunamente disponga o según lo indicado en el contrato.

3.17.6. PROVISIÓN DE MATERIALES Y EQUIPOS PARA ENSAYOS. El contratista proporcionará los insumos que se requieran (mano de obra, electricidad, combustibles, almacenes, aparatos u otros instrumentos) para examinar, medir y ensayar cualquier material o instalaciones. Proporcionará todas las muestras de los materiales antes de su incorporación a las obras y también proporcionará muestras de los materiales que seleccione el director de supervisión para que sean sometidos a los ensayos que él determine.

3.17.7. CONTROL DE CALIDAD DE MATERIALES EN OBRA. El director de supervisión deberá tomar las muestras de los diferentes materiales que intervengan en la obra (material de relleno, suelo, agregados, bloques, hormigón, acero u otros) para su posterior análisis y pruebas de laboratorio con la finalidad de determinar si estos cumplen con las normas de control de calidad establecidas por las especificaciones técnicas nacionales vigentes y/o según lo dispuesto en el contrato. Deberá dar cuenta por escrito del resultado de su evaluación al director responsable de la obra a la mayor brevedad posible. Dichas pruebas serán financiadas por el propietario.

3.17.8. MUESTRA DE MATERIALES NO ESPECIFICADOS. Cuando el contratista se vea precisado a suministrar materiales no especificados, para fines de ser aprobados, amparado en alguna cláusula de “algo similar” contenida en el contrato, el director de supervisión deberá hacer una evaluación completa, imparcial, precisa y objetiva del mismo, a fin de cerciorarse de que dicho material o artículo se ajusta a las normas reconocidas del ramo en cuanto a la calidad, aspecto y funcionamiento, debiendo el contratista cubrir los costos de los ensayos adicionales. Asimismo, el director de supervisión deberá dar cuenta de su aprobación o rechazo por escrito al director responsable de la obra, a la mayor brevedad posible, para lo cual se ajustará a los criterios siguientes:

- a) La muestra propuesta deberá estar de acuerdo con los propósitos de su uso en la obra.

- b) El contratista debe presentar esta solicitud en tiempo prudente.
- c) La utilidad funcional deberá ser igual o superior a la de las especificaciones de los materiales originales.
- d) Cuando el aspecto mismo sea importante para el producto final, el de la muestra deberá ser similar o superior al de los indicados en las especificaciones.
- e) El costo de cuidado y mantenimiento deberá ser igual o menor que el del material especificado.
- f) Se evitará que el contratista se valga de la cláusula “algo similar” para emplear materiales de inferior calidad, por lo que no se aceptará ningún producto o artículo que no cumpla con los requisitos de calidad, duración y mantenimiento establecidos en las especificaciones.
- g) Cuando el material sometido según la cláusula “algo similar” cumpla con los requisitos establecidos en las especificaciones y el protocolo, el director de supervisión solicitará la aprobación del propietario.

3.17.9. MATERIALES NO APROBADOS. El director de supervisión rechazará los materiales que no cumplan con lo estipulado en los planos y en las especificaciones, y no firmará ningún certificado de aprobación hasta que se satisfagan las condiciones establecidas. De igual forma, podrá rechazar cualquier material cuya muestra haya aprobado previamente, pero que al hacerse entrega de éste en la obra se descubra que no satisface los requisitos de las especificaciones o no es igual a la muestra aprobada.

3.17.10. LABORATORIO HOMOLOGADO. El director de supervisión podrá disponer de un laboratorio homologado para la inspección de los materiales y para la ejecución de los ensayos correspondientes. El director de supervisión notificará al director responsable de la obra la disposición y la contratación de este laboratorio con no menos de catorce (14) días de antelación, previa aprobación del propietario.

3.17.11. LOCAL PARA LABORES DE SUPERVISIÓN. El diseño de la oficina del director de supervisión y su laboratorio se regirán por las disposiciones establecidas en las especificaciones generales para la construcción de edificaciones y en las especificaciones generales vigentes para la construcción de carreteras, según sea el caso.

3.17.12. DISEÑO DE LA OFICINA DE SUPERVISIÓN. La oficina del director de supervisión podrá ser diseñada de acuerdo con las disposiciones de la institución pública contratante, o de común acuerdo entre el propietario y el director de supervisión, para cumplir con los propósitos de la supervisión, siempre que estén conformes con los requisitos mínimos establecidos en **3.17.11**.

3.17.13. RÓTULO DE IDENTIFICACIÓN DE LA OBRA. El director responsable de la obra será

responsable del suministro y la colocación de al menos un rótulo de identificación obligatorio, o varios si la autoridad competente lo considera pertinente. El costo de dichos rótulos estará incluido en el presupuesto y las dimensiones mínimas serán de 1.20 m x 2.40 m (4 pies x 8 pies). Los detalles estarán indicados según los siguientes elementos indispensables para la identificación:

- a) Nombre y descripción general del proyecto.
- b) Número de licencia de construcción emitido por la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED).
- c) Número de permiso medioambiental emitido por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- d) Nombre del ingeniero director responsable de la obra y/o compañía responsable de la obra.
- e) Número del Colegio Dominicano de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores (CODIA) del director responsable de la obra.
- f) Dirección de la obra (ubicación).

3.17.14. MEDIDAS DE SEGURIDAD. Es responsabilidad del director de supervisión asegurarse de que el director responsable de la obra tome todas las medidas de seguridad e higiene necesarias durante el proceso de construcción, cumpliendo con las normas y los reglamentos establecidos por el Ministerio de Trabajo, y en el programa de seguridad y salud de la obra aprobado para estos fines con el propósito de evitar accidentes en la obra.

3.17.15. MEDIDAS DE SEGURIDAD Y PROTECCIÓN EN OBRAS DE EDIFICACIONES. En el caso de obras de edificaciones, el director responsable de la obra deberá colocar lonas para controlar el polvo u otras sustancias menores, así como una protección segura alrededor del área del proyecto. Cuando la edificación prevea construcciones soterradas o excavaciones profundas, esta protección deberá resistir golpes por impacto para reducir el peligro en caso de accidentes, de acuerdo con lo estipulado en las especificaciones generales de construcción y demás normas y reglamentos aplicables. De igual forma, el director responsable de la obra deberá verificar que las dimensiones y ubicación de los puntales y sus pies de amigos, a utilizarse en todo el proyecto, cumplan con las disposiciones de los planos de los encofrados aprobados por la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias.

3.17.16. MEDIDAS DE PROTECCIÓN PERSONAL EN LA OBRA. El director responsable de la obra deberá dotar al personal bajo su responsabilidad de los accesorios de protección contra accidentes, de acuerdo con el tipo de trabajo que deberá desempeñar, aunque no esté contemplado en las especificaciones o en el contrato, y deberá disponer, además, de un botiquín en el lugar de la obra. Estos accesorios comprenderán cascos protectores, lentes de protección de los ojos, mascarillas,

guantes, correas de seguridad, sogas, andamios o cualquier otro equipo o método que pueda servir para evitar o disminuir la posibilidad de accidentes en la obra.

3.17.17. TRABAJOS ADICIONALES. El director responsable de la obra deberá someter por escrito al propietario y al supervisor, los trabajos adicionales que surjan durante el proceso constructivo para su estudio y aprobación. Este director deberá entregar el presupuesto de estos trabajos adicionales en forma detallada, con todas las partidas que intervienen y su respectivo análisis de costo. Dicho presupuesto deberá ser estudiado por el director de supervisión o supervisor para certificar que las partidas presentadas, sus cantidades y precios unitarios estén de acuerdo con la realidad. El director de supervisión o supervisor entregará sus recomendaciones al propietario, previa discusión y análisis con el director responsable de la obra.

3.17.18. LIBERTAD DEL DIRECTOR DE SUPERVISIÓN O SUPERVISOR PARA OBJETAR. El director de supervisión o supervisor tendrá la libertad de requerir al director responsable de la obra el retiro inmediato de las obras a cualquier persona a cargo del director responsable de la obra que, a juicio del director de supervisión, observe una mala conducta, sea incompetente o negligente en el correcto desempeño de las tareas que le hayan sido asignadas. En caso de ser autorizada de nuevo su presencia en la obra, deberá ser con el consentimiento del director de supervisión. Cualquier persona que por esta razón haya sido retirada de las obras deberá ser reemplazada lo antes posible.

3.17.19. LIMPIEZA CONTINUA Y FINAL. Es responsabilidad del director responsable de la obra mantener el orden y la limpieza en la obra durante el proceso de construcción. Para estos fines, deberá tener asignado un personal y equipos de limpieza.

3.17.20. La entrega de las obras podrá ser realizada en forma total o parcial, para lo cual se emitirá un certificado de recepción. El contratista procederá a retirar de la obra, o de la parte de ésta a la que se refiera dicho certificado, las maquinarias, materiales sobrantes, escombros y obras provisionales de todo tipo y dejará despejada dicha obra o la parte de la obra indicada en adecuadas condiciones de trabajo a juicio del director de supervisión. No obstante, el contratista tendrá derecho a mantener en el sitio los materiales, maquinarias y obras provisionales que sean necesarios para el cumplimiento de sus obligaciones durante el período de garantía.

3.17.20.1. Los materiales sobrantes, como cerámicas, pisos u otros, serán entregados al propietario para posible reposición futura. De igual forma, le serán suministradas todas las especificaciones de los materiales usados en la construcción, con información sobre tipos, color y marcas de éstos.

CAPÍTULO 3.18. MANO DE OBRA.

3.18.1. ASPECTOS GENERALES. El contratista podrá delegar en el director responsable de la obra la contratación del personal, local o foráneo que trabajará en la obra, así como de su retribución, cumpliendo con las leyes y reglamentos que regulan esta contratación. El director de supervisión o supervisor exigirá al contratista o al director responsable de la obra que el personal contratado por éste tenga la calificación adecuada a sus funciones y que se realice la obra de acuerdo con los requerimientos de alineación, verticalidad y perfeccionamiento, garantizando una buena calidad dentro de las tolerancias permitidas en las especificaciones de construcción. El director de supervisión deberá llamar la atención sobre cualquier trabajador cuya mano de obra sea deficiente y se lo hará saber al director responsable de la obra para que se tomen los correctivos de lugar.

3.18.2. INFORME DEL PERSONAL Y EQUIPOS EN OBRA. El contratista o el director responsable de la obra, a requerimiento del director de supervisión, le entregará un informe detallado en la forma y con la frecuencia que establezca el director de supervisión, sobre el personal y el número de trabajadores de cada categoría que tenga empleados en ese momento en la obra, así como la información que éste pudiese requerir, relativa a los equipos del contratista.

3.18.3. REQUISITOS DE LA MANO DE OBRA. Los obreros contratados para la ejecución de las obras deberán tener la preparación y experiencia necesarias para realizar la labor en el área que le corresponde y con la calidad requerida. El director de supervisión o supervisor podrá solicitar al director responsable de la obra el reemplazo de cualquier personal en la obra que no cumpla con esta condición.

3.18.4. NORMAS DE CONTRATACIÓN MANO DE OBRA. El contratista deberá cumplir en todo momento con las normas y reglamentos nacionales relativos a la regulación del trabajo, su ejecución, jornadas de trabajo, salario mínimo, nacionalización del trabajo, y en general, todas las disposiciones legales relativas al trabajo asalariado y su contratación.

3.18.5. CONTRATACIÓN DE MANO DE OBRA POR EQUIPO. El director responsable de la obra podrá contratar la mano de obra por equipo, la cual estará al mando de un maestro constructor, quien será responsable de la contratación y actuación del personal bajo su mando. En este caso, el director responsable de la obra es responsable de la calidad del trabajo del maestro constructor y su equipo ante la supervisión.

3.18.5.1. Es responsabilidad del maestro constructor asignar las funciones a cada integrante del grupo de trabajo y será responsable de su rendimiento ante el director responsable de la obra. Se encargará de sustituir o reemplazar cualquier trabajador, ya sea por incapacidad, renuncia,

deficiencia, abandono de labor o cualquier otra eventualidad.

3.18.6. PRECIOS BASE DE MANO DE OBRA. El director responsable de la obra acordará el salario de los obreros que intervendrán en la construcción. Este salario no podrá ser menor a la tabla de salario mínimo establecida por el Ministerio de Trabajo y según cada respectiva categoría.

3.18.7. FACTORES QUE INCIDEN EN PRECIO DE LA MANO DE OBRA. El director responsable de la obra deberá tener conocimiento de las fluctuaciones que se producen en la valuación de la mano de obra, por lo que tomará en cuenta los factores que inciden en su fijación, tales como tipo de obra, ubicación, seguridad en el proceso, tiempo de ejecución, calidad exigida y otros.

3.18.8. VIGILANCIA DEL DESEMPEÑO EN LA OBRA. El director responsable de la obra deberá establecer un sistema de vigilancia para así lograr el mayor rendimiento y una efectiva calidad en el trabajo.

3.18.9. GRADO DE PRECISIÓN. En cada fase del proyecto, el director de supervisión o supervisor exigirá al director responsable de la obra un grado de precisión en la terminación de las obras, de acuerdo con los rangos de tolerancia permitidos por las especificaciones del proyecto, los cuales no deberán exceder los establecidos en los reglamentos vigentes. Las mediciones para pago se deberán considerar dentro de las tolerancias especificadas, si así lo establece el contrato.

3.18.10. DE LA NACIONALIZACIÓN DEL TRABAJO. El contratista o el director responsable de la obra no deberá utilizar un porcentaje (%) de obreros extranjeros mayor que el máximo permitido en el Código de Trabajo.

3.18.11. El director de supervisión o supervisor exigirá al contratista que la mano de obra extranjera posea los permisos correspondientes de las autoridades dominicanas.

CAPÍTULO 3.19. INSPECCIÓN DE OBRAS PRIVADAS DE EDIFICACIONES.

3.19.1. REQUISITOS POR CUMPLIR.

3.19.1.1. Todas las obras privadas deberán contar con la licencia de construcción correspondiente antes de solicitar las inspecciones del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), de acuerdo con lo establecido en el Código de Construcción. Las inspecciones serán realizadas de acuerdo con los planos y las especificaciones aprobadas,

cumpliendo con los requerimientos y pruebas establecidos en el Código de Construcción.

3.19.1.2. Toda licencia de construcción se considerará nula si la obra no recibe todas las inspecciones del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) y se hayan depositado los resultados de las pruebas y ensayos de los materiales empleados.

3.19.1.3. El director responsable de la obra, o su representante, deberá solicitar las inspecciones correspondientes a la Dirección de Inspección de Obras Privadas del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) y coordinar que sean realizadas en cada una de las etapas establecidas. El director de supervisión o supervisor se deberá asegurar de que dichas inspecciones sean realizadas con el debido proceso.

3.19.1.4. En caso de que alguna parte, elemento o etapa de la obra no haya recibido las inspecciones en el momento que le correspondiere, por no haberse solicitado la inspección, el inspector lo notificará y exigirá una evaluación estructural de la parte no inspeccionada, de acuerdo con las especificaciones del Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

3.19.1.5. El inspector oficial deberá verificar que la obra esté bajo la responsabilidad de un director responsable de la obra que cumpla los requisitos exigidos en el **CAPÍTULO 3.9** del presente Título, sobre Responsabilidades y garantías, y demás requisitos contenidos en este Título, aplicables al proyecto. Las inspecciones deberán ser realizadas en presencia del director responsable de obra o el ingeniero residente, si lo hubiere.

3.19.1.6. Todos los proyectos que hayan sido sometidos al proceso de revisión en la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias, para fines de otorgar la licencia de construcción, deberán ser inspeccionados previamente (preinspección) para comprobar que no ha sido iniciada la construcción. En caso de que se compruebe que la obra ha sido iniciada con anterioridad a dicha inspección, la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias notificará al propietario que se deberá ajustar a los requerimientos establecidos para obras iniciadas sin licencia de construcción en el **CAPÍTULO 3.5** del presente Título sobre Licencias y autorizaciones administrativas.

3.19.1.7. El propietario, a través de un representante autorizado, calificado para ejecutar la obra, podrá solicitar una inspección provisional de inicio de la obra antes de ser emitida la licencia de construcción, luego de que la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) revise y compruebe que los documentos legales y técnicos del proyecto estén completos y no tengan objeción.

3.19.1.7.1. La Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias así como sus regionales, podrán solicitar la aprobación de inicio de obra al Director General de Edificaciones o al Subdirector Regional de Edificaciones, emitiendo su aprobación y copiando el estatus de la obra, de tal forma que quede por escrito y dentro de cada expediente que, efectivamente, ha cumplido con las aprobaciones estructurales, arquitectónicas, sanitarias, eléctricas y de accesos y estacionamientos que avalen que es una edificación que cumple con los requerimientos del Código de Construcción y leyes vigentes al momento del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) autorizar su inicio.

3.19.1.8. El inspector deberá asegurarse de que los cambios que se hayan generado en la obra, especialmente en las estructuras, instalaciones o cualquier otro aspecto que varíe el diseño del cual se trate, hayan sido aprobados previamente por la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias y, en caso contrario, notificará esta irregularidad al director responsable de la obra, a fin de que proceda a someter los cambios a la oficina correspondiente.

3.19.1.9. La Dirección de Inspecciones de Obras Privadas podrá enviar a sus representantes autorizados para realizar inspecciones adicionales a las establecidas en cualquier momento, para verificar el cumplimiento de los procesos de construcción, así como la calidad de los materiales empleados, de acuerdo con los planos y a las especificaciones de construcción, mediante la selección de las muestras necesarias para fines de someterlas a ensayos y pruebas.

3.19.1.10. IDENTIFICACIÓN DEL INSPECTOR OFICIAL. El inspector deberá llevar consigo, durante el ejercicio de sus funciones, una identificación como Inspector del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED).

3.19.1.10.1. El propietario o su representante, el director de supervisión o supervisor, los encargados de la obra y su personal tendrán la obligación de permitir al Inspector del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) el libre acceso al inmueble de que se trate para realizar la inspección de lugar.

3.19.1.11. PRUEBAS EN LA OBRA. Los funcionarios del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), o sus representantes autorizados, tendrán acceso a todas las obras, tanto públicas como privadas, que se encuentren en ejecución y podrán hacer todas las inspecciones y exámenes que juzguen necesarios para comprobar que los materiales, los métodos usados y las estructuras están de acuerdo con los planos aprobados y todas las prescripciones del Código de Construcción, hallándose obligado el propietario y/o director responsable de la obra a someterse a las indicaciones que se les hagan.

3.19.1.11.1. Todas las pruebas deben ser realizadas por un laboratorio homologado,

reconocido por el Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED). Sin embargo, esto no exime al propietario y/o al contratista a someterse a las indicaciones de pruebas adicionales que funcionarios o representantes del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) les soliciten.

3.19.1.11.2. En el caso de las obras públicas, la institución que esté a cargo del proyecto será responsable de realizar las inspecciones, de acuerdo con las especificaciones particulares del proyecto y a las especificaciones generales de la construcción, así como de conformidad con el presente Título y las disposiciones internas complementarias de la institución correspondiente.

CAPÍTULO 3.20. PROCESO DE INSPECCIÓN.

3.20.1. SOLICITUDES DE INSPECCIÓN. El director responsable de la obra deberá solicitar a la Dirección de Inspección de Obras Privadas del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), todas las inspecciones establecidas en el Código de Construcción para las diferentes etapas del trabajo, según se establece en el **CAPÍTULO 3.21** del presente Título, utilizando para ello el *Formulario de Solicitud de Inspección* (véase anexo). Dicho formulario contendrá los datos generales del solicitante, la licencia de construcción, certificado de título de propiedad, número de parcela o solar, el número de distrito catastral, la dirección del proyecto y las razones o motivos de la solicitud.

3.20.2. INFORMES DE INSPECCIÓN. El inspector llenará y firmará el Formulario de Solicitud de Inspección de la fase del trabajo correspondiente, luego de verificar que cumple con las indicaciones de los planos y las especificaciones. El inspector deberá entregar al director responsable de la obra una copia del Formulario de Solicitud de Inspección archivada en el Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), con igual número y datos, la cual deberá estar firmada y sellada. Asimismo, entregará una copia al director de supervisión o supervisor.

3.20.3. Toda inspección deberá ser remitida ante el encargado de inspección del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), mediante un informe de inspección, que será de obligación completar y remitir por parte del inspector del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED). Este informe deberá contar con los siguientes elementos para ser admitido como tal:

- a) Fecha.

- b) Nombre del proyecto.
- c) Dirección del proyecto.
- d) Número de licencia de construcción.
- e) Número del formulario de inspección aplicado y etapa.
- f) Nombre del residente de obra, quien acompaña al inspector.
- g) Nombre del supervisor de obra.
- h) Número de inspección realizada a la obra.
- i) Etapa constructiva de la obra que ha sido inspeccionada.
- j) Desglose de los ítems inspeccionados de acuerdo con el formulario de inspección aplicado.
- k) Fotos referenciadas y fechadas, indicando la anomalía o el debido cumplimiento, referido a los planos aprobados; numeración de cada foto, comentario y juicio de conformidad o de inconformidad.
- l) Resultados de pruebas de calidad en los materiales.
- m) Etiquetas y certificados de calidad de los materiales.

3.20.4. En caso de que se observe alguna irregularidad, el inspector del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) lo deberá comunicar al director responsable de la obra para que se realicen las correcciones necesarias.

3.20.5. El director responsable de la obra, así como el director de supervisión o supervisor, deberán conservar un registro de las inspecciones y las pruebas realizadas en la obra, para que pueda ser revisado por cualquier representante autorizado del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), en el momento que se requiera. De igual manera, deberán conservar todos los archivos de control de calidad, anexos a los formularios de inspección. Dicho registro deberá ser conservado por ambos durante un período de cinco (5) años a partir de la fecha de terminación.

3.20.6. El director responsable de la obra y el director de supervisión o supervisor se deberán asegurar de que ninguna etapa de trabajo quede cubierta sin haber sido inspeccionada y aprobada oficialmente. En el caso contrario, deberá ordenarse una evaluación estructural de las partes no inspeccionadas.

CAPÍTULO 3.21. ETAPAS DE LA INSPECCIÓN.

3.21.1. INSPECCIÓN DEL INICIO DE LA OBRA. La inspección inicial se realizará con la implementación del *Formulario de Inspección Inicial (FI-01)*, en virtud de la cual se comprobarán las dimensiones de la excavación de las zapatas, las profundidades de desplante, los espacios de estacionamientos, los linderos aprobados por el ayuntamiento correspondiente, la ubicación de obras sanitarias (cisternas, sépticos y otros) y la disposición y características de las armaduras de acero, de acuerdo con lo establecido en los planos. De igual forma, se inspeccionarán los materiales y el suelo de fundación, de acuerdo con el estudio de suelo.

3.21.1.1. CIMENTACIONES PROFUNDAS. En los casos de edificaciones de cimentaciones profundas el procedimiento de inspección se realizará mediante el uso del *Formulario de Inspección Inicial para Cimentaciones Profundas (FI-01A)*.

3.21.2. INSPECCIONES DURANTE PROCESO CONSTRUCTIVO.

3.21.2.1. INSPECCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES. Todos los elementos estructurales deberán ser inspeccionados detalladamente en los aspectos relacionados a las especificaciones técnicas del proyecto en cada una de sus etapas. El inspector requerirá que se hagan los ensayos a las muestras de materiales tomadas y que en el expediente de la obra consten los informes del resultado de dichas pruebas. Para estos fines se verificará lo siguiente, sin ser limitativo:

3.21.2.1.1. EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO. En cada una de las inspecciones de los elementos estructurales de hormigón será requerido el llenado y presentación de los formularios siguientes:

a) **El Formulario de Inspección de Elementos Estructurales por Piso (FI-02)**, en virtud del cual se verificarán los resultados de ensayos de las probetas de hormigón del vaciado anterior, los encofrados o formaletas, las armaduras de muros de hormigón armado, columnas y dinteles, así como la mampostería estructural, muros de cerramiento y panderetas. En el acero se verificará su colocación, grado, dimensiones de las varillas, separación, doblado, colocación, longitud de solape, longitud de desarrollo, espesor de recubrimientos y demás características que garanticen el funcionamiento correcto de los elementos.

b) **El Formulario Inspección de Elementos Estructurales de Entrepisos y Techos (FI-03)**, en virtud del cual se verificarán los resultados de ensayos de las probetas de hormigón

del vaciado anterior, encofrados, armaduras y demás requisitos establecidos en el punto 1, en las losas, escaleras, vigas y dinteles.

3.21.2.1.1.1. El inspector deberá requerir los resultados de los ensayos realizados al hormigón del vaciado anterior, para constatar que cumple con la resistencia especificada en los planos. Si los resultados no son favorables se requerirá que los elementos estructurales no conformes sean reevaluados y ensayados por la supervisión, y sus resultados serán remitidos por el director de supervisión o supervisor a la Dirección de Inspección de Obras Privadas del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED).

3.21.2.1.1.2. El hormigón colocado en sistemas de muros de ductilidad limitada (tipo formaleta) debe ser de tipo industrial.

3.21.2.1.2. EN ESTRUCTURAS METÁLICAS. En cada una de las inspecciones de los elementos estructurales metálicos será requerido el llenado y presentación del *Formulario de Inspección para Elementos Estructurales Metálicos (FI-Met)*.

3.21.2.1.3. EN OTROS TIPOS DE ESTRUCTURAS. En casos de sistemas estructurales no convencionales, el inspector verificará que el sistema constructivo utilizado haya sido aprobado previamente por el Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) y que se hayan seguido las disposiciones contenidas en el Código de Construcción o, en su defecto, en las normas internacionales, lo cual deberá constar en un informe que realizará con este fin.

3.21.2.2. VERIFICACIÓN DE RAMPAS DE ACCESO EN PROYECTOS DE ESTACIONAMIENTOS. Cuando los planos del proyecto de estacionamientos contengan rampas de acceso, deberán ser inspeccionadas las pendientes del trazado, antes del vaciado del hormigón. Una vez las formaletas estén preparadas para verificar las dimensiones, la longitud de desarrollo, las pendientes, giros y demás aspectos claves para el correcto funcionamiento del tránsito, según establece el Código de Construcción. En ningún caso las rampas de acceso podrán iniciarse o tomar parte de las aceras o espacios públicos.

3.21.2.3. INSPECCIÓN DE LAS INSTALACIONES Y DE ACCESIBILIDAD. Todas las instalaciones eléctricas y mecánicas (pararrayos, ascensores, equipamiento y otros), así como las de gas propano, hidráulicas, sanitarias y de seguridad contra incendios deberán ser inspeccionadas y sometidas a las pruebas pertinentes, de acuerdo con lo establecido en los Títulos específicos de cada tipo de instalación, verificando que todas las salidas o conexiones estén dotadas del servicio a que estarán destinadas. Para la verificación de este cumplimiento se utilizará el *Formulario de Inspección de Instalaciones por Etapas (FI-04)*, el cual se repetirá en cuantas

etapas de construcción requiera la edificación.

3.21.2.4. INSPECCIÓN EN ÁREAS DE ESTACIONAMIENTO. Se deberá realizar la inspección del área de estacionamiento al final del proceso constructivo, para verificar las dimensiones, los espacios de las unidades de estacionamientos, las pendientes, los accesos y demás requerimientos, los cuales deberán estar de acuerdo con los planos aprobados.

3.21.3. INSPECCIONES AL FINAL DE LA OBRA.

3.21.3.1. INSPECCIÓN FINAL. El director responsable de la obra deberá solicitar al Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) una inspección final, luego de concluidos todos los trabajos y que se hayan cumplido todos los requisitos de las inspecciones por etapa establecidas en este Título, con la corrección correspondiente de cualquiera de las observaciones hechas a las obras, en caso de que las hubiere.

3.21.3.2. La inspección final se realizará mediante el *Formulario para Inspección Final (FI-05)*, con la verificación de todos los componentes arquitectónicos y de terminaciones, instalaciones sanitarias y eléctricas, sistema de distribución de gas licuado de petróleo, sistema contra incendios, impermeabilización de los techos conforme a las especificaciones del fabricante, entre otros aspectos, según los planos y especificaciones técnicas aprobadas.

3.21.3.3. El propietario no podrá utilizar dicha obra para los fines que fue realizada sin antes haber obtenido la certificación de aprobación de inspección final, la cual deberá ser realizada dentro de un plazo máximo de diez (10) días a partir de la fecha de haber sido solicitada.

3.21.4. OTRAS INSPECCIONES REQUERIDAS.

3.21.4.1. EN URBANIZACIONES. En estos casos, el director responsable de la obra, además de las inspecciones regulares, deberá solicitar a la institución correspondiente al menos las siguientes inspecciones a las infraestructuras de servicio externas a las edificaciones:

- a) Las inspecciones viales, de pavimento y señalética estarán a cargo de los departamentos correspondientes.
- b) Autoridad de Acueductos y Alcantarillados: La inspección de los sistemas externos de suministro de agua potable y alcantarillado deberán cumplir con lo indicado en los planos previamente aprobados por el Departamento de Tramitación de Planos, así como con las especificaciones técnicas del proyecto aprobadas por las instituciones correspondientes, y

estarán de acuerdo con los requerimientos del Volumen II: Instalaciones Sanitarias en Edificaciones, y las disposiciones complementarias de dichos organismos.

c) Autoridad de Suministro de Energía (Distribuidoras): Inspecciones del sistema de suministro de energía, el cual deberá cumplir con lo indicado en los planos y en las especificaciones aprobadas en el Reglamento de Subestaciones de Media a Baja Tensión vigente y las disposiciones de dichos organismos.

3.21.4.2. OBRAS ANEXAS A CARRETERAS, AUTOVÍAS, AUTOPISTAS Y DEMÁS OBRAS VIALES.

Las inspecciones a estructuras de edificaciones en el trayecto de las carreteras y caminos viales deberán ser debidamente realizadas por una comisión de técnicos de las direcciones generales de edificaciones, de estudio vial y de tránsito terrestre, para verificar que se cumpla el derecho de vía y del acceso de entrada y salida al proyecto, de acuerdo con lo aprobado en los planos.

3.21.5. FINALIZACIÓN DE LA OBRA.

3.21.5.1. PRÓRROGA DE LA FECHA DE TERMINACIÓN. El director de supervisión o supervisor podrá prorrogar la fecha prevista de terminación de la obra, previa aprobación del propietario, cuando se agregaran trabajos o se ordenara alguna variación que hiciera imposible la terminación de la obra en el tiempo establecido. Podrá otorgar prórroga, además, por causa de lluvia o cualquier factor externo ajeno al director responsable de la obra, siempre y cuando este factor incida en la ejecución de ésta. El director de supervisión será el que determine los días de prórroga que se agregarán al tiempo contractual.

CAPÍTULO 3.22. VIOLACIONES Y DESACUERDOS.

3.22.1. SUSPENSIÓN OFICIAL DE LA OBRA. El Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), a través de sus departamentos correspondientes, ordenará la suspensión de toda obra en ejecución que incurra en una de las siguientes violaciones al Artículo 17 de la Ley núm. 687 del 27 de julio de 1982:

- a) Que no se ajuste a las disposiciones establecidas en el Código de Construcción y reglamentos complementarios.
- b) Que no esté provista de la correspondiente autorización o licencia.
- c) Que no se ajuste al proyecto aprobado.

d) Que de alguna forma se haya obstaculizado o impedido la inspección o cualquier otra función del personal autorizado por el Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED).

3.22.2. NOTIFICACIÓN Y LEVANTAMIENTO DE LA SUSPENSIÓN DE OBRA. Para notificar la suspensión de la obra, el inspector utilizará el formulario autorizado por el Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED). Dicha suspensión podrá ser levantada luego que cesen las causas que la motivaron, previa autorización escrita, emitida por el Departamento de Inspección del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED).

3.22.2.1. Si el propietario y/o el director responsable de la obra no realizan los trabajos de corrección en el plazo estipulado, se aplicarán las medidas establecidas en el Capítulo V de la Ley núm. 687.

3.22.3. SUSPENSIÓN DE OBRA EN PROYECTOS CON SUPERVISIÓN PRIVADA. En caso de los proyectos que requieran supervisión privada, según los requerimientos de este Título, el director de supervisión o supervisor estará facultado para suspender la obra cuando el director responsable de la obra no cumpla con los requisitos establecidos en Código de Construcción, los cuales se realizarán de acuerdo al contrato suscrito entre las partes y las disposiciones de la Ley núm. 687, y lo notificará al Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) cuando no se cumpla con los requerimientos que motivaron la suspensión.

3.22.4. CLAUSURA DE LA OBRA. El Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), a través de sus departamentos correspondientes, ordenará la clausura total o parcial de la obra en los casos en que se atente contra la seguridad o el ornato público, según establece el Artículo 18 de la Ley núm. 687 del 27 de julio del 1982.

3.22.5. PERITAJE. El Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), a través del Departamento de Inspección de Obras, realizará los peritajes que le sean solicitados por instituciones gubernamentales, la fiscalía o los tribunales, cuando se presenten desacuerdos de índole técnico.

3.22.6. DE LA CONCILIACIÓN PERICIAL TÉCNICA. Para los casos de controversias en materia técnica, respecto a la realización de la obra o parte de ella, las partes (el propietario de la obra, su agente o unidad ejecutora responsable, y el contratista) podrán someter sus diferencias a un proceso de conciliación pericial técnica, para lo cual se elegirá una persona, designada en razón de sus conocimientos técnicos en la materia en conflicto, tomada de una terna sometida por las partes, y que tendrá por misión proceder a realizar exámenes, comprobaciones y apreciaciones sobre los hechos y los asuntos que le serán sometidos, y cuyo resultado consignará en una memoria o

informe técnico que deberá entregar a las partes.

CAPÍTULO 3.23. TERMINACIÓN DE OBRAS.

3.23.1. PRE-RECEPCIÓN. Al final del proceso constructivo, el director responsable de la obra deberá notificar por escrito al supervisor el término de los trabajos, con fines de coordinar una pre-recepción en una fecha próxima y conveniente para ambas partes. La pre-recepción será realizada por una comisión conformada por el supervisor y el propietario o su representante autorizado.

3.23.1.1. Cuando se realice la pre-recepción se pueden presentar dos casos:

- a) Que la obra en su totalidad esté realizada de acuerdo con los términos del contrato y documentos contractuales (planos y especificaciones), en cuyo caso se emitirá una aceptación provisional avalada con la firma del director de supervisión o supervisor y la comisión que le acompañe.
- b) Que la obra no cumpla con todos los requerimientos contractuales, en cuyo caso se le entregará al director responsable de la obra una lista con todas las correcciones que se deberán realizar.

3.23.1.2. Se procurará que la lista de correcciones sea lo más minuciosa posible y cubra todos los detalles necesarios para evitar el envío sucesivo de nuevas listas con deficiencias no señaladas anteriormente. Solo se podrían generar listas adicionales en caso de daños a la obra ocasionados por:

- a) Los trabajos de reparación de las correcciones indicadas en la lista original de pre-recepción.
- b) En caso de deterioro por falta de protección contra los eventos de lluvia, sol y otros.
- c) Por pérdidas por robo o vandalismo.

3.23.2. CORRECCIÓN DE DEFECTOS. Para que la obra pueda ser entregada al propietario en las condiciones exigidas por el contrato, el contratista deberá realizar todo el trabajo de corrección, reconstrucción y reparación de defectos y otros fallos, cuya ejecución sea ordenada por el propietario o el director de supervisión o supervisor, antes de solicitar al Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) la inspección final de la obra en cuestión.

3.23.2.1. Si el contratista o el director responsable de la obra no corrigiera los defectos señalados por el inspector o el director de supervisión en un tiempo razonable, el director de supervisión deberá comunicarle que le otorgará un plazo para que subsane dichos defectos y que en caso contrario procederá a buscar un tercero para estos fines o notificar al Inspector del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED).

3.23.3. ACEPTACIÓN PROVISIONAL. El director responsable de la obra informará al propietario o al supervisor, después que se realicen las correcciones indicadas en la lista establecida en el literal b, de **3.23.1.1**, para que se coordine otra inspección. Cuando todos los detalles hayan sido corregidos a entera satisfacción del director de supervisión o supervisor y la comisión conformada para tal fin, se emitirá por escrito una aceptación provisional avalada con la firma del director de supervisión o supervisor y la comisión que le acompañe.

3.23.4. CERTIFICACIÓN OFICIAL DE INSPECCIÓN FINAL. En caso de obras privadas de edificaciones, será emitida una certificación oficial de inspección final luego de haber completado las inspecciones establecidas en el **CAPÍTULO 3.21**, de acuerdo con lo dispuesto en el Código de Construcción del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), que indique que la obra fue construida de acuerdo con la licencia de construcción aprobada, la cual se considerará nula si no cuenta con esta certificación.

3.23.5. CERTIFICACIÓN DE RECEPCIÓN DEFINITIVA. En caso de obras del Estado no se considerará extinguido el contrato de construcción hasta que haya sido firmado por el director de supervisión o supervisor, un certificado de recepción definitiva, el cual será remitido al propietario, con copia al contratista, estableciendo la fecha en la que el contratista ha concluido sus obligaciones de ejecutar y terminar la obra, así como subsanado cualquier defecto de la misma a satisfacción del director de supervisión. La certificación de recepción definitiva será entregada por el director de supervisión o supervisor dentro de un plazo de veintiocho (28) días a partir de la terminación del plazo de garantía acordado por las partes y tan pronto como se terminen, a satisfacción del director de supervisión, los trabajos de corrección de defectos. Esta certificación deberá ser firmada por el propietario, el contratista y el director de supervisión.

3.23.6. DOCUMENTACIÓN FINAL. Al final del proceso de construcción, el director de supervisión o supervisor deberá exigir al director responsable de la obra la entrega de la documentación requerida, de acuerdo con lo establecido en el contrato y las leyes de construcción, las cuales deberán ser entregadas al propietario. En la documentación deberán figurar, por lo menos:

- a) Aceptación provisional: De acuerdo con lo especificado en **3.23.3**.
- b) Certificación del Seguro Social: Indicando que fue pagada la póliza sobre accidentes de

trabajo y seguro social para la obra en cuestión, razón por la cual debe aparecer claramente y sin errores el nombre del proyecto.

c) Certificación del Ministerio de Trabajo: Especificando que no hay querellas o algún tipo de reclamación contra los ejecutores del proyecto.

d) Póliza contra vicios ocultos: Garantizando el monto retenido del proyecto o de acuerdo con el monto especificado en el contrato.

e) Certificación de la Dirección General de Impuestos Internos: De que el contratista se encuentra al día en el pago del impuesto sobre la renta.

f) Certificación del Colegio Dominicano de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores (CODIA): De que el contratista ha pagado, con relación a la obra bajo certificación, los impuestos establecidos por la ley en beneficio de dicho colegio.

3.23.7. CUBICACIÓN FINAL (FINIQUITO). El director responsable de la obra deberá proporcionar al supervisor una liquidación detallada con los montos que considere que se le adeudan en virtud del contrato. El director de supervisión o supervisor deberá validar esta liquidación y, en caso de que sea necesario, realizará las correcciones que considere de lugar y las presentará al director responsable de la obra para lograr un acuerdo satisfactorio entre ambas partes. Si no se logra un acuerdo, el director de supervisión determinará el monto que se debe pagar de acuerdo con lo previsto en el contrato.

3.23.8. INFORME FINAL. En caso de obras del Estado, el director de supervisión o supervisor deberá preparar un informe final que contenga toda la información del desarrollo íntegro de la obra y de sus labores, incluyendo todos los obstáculos y problemas encontrados, así como las soluciones planteadas e implementadas. En dicho informe se deberán incluir todos los documentos indicados en **3.23.5**.

3.23.8.1. Este informe se deberá entregar al propietario en un período no mayor de treinta (30) días siguientes a la aceptación provisional de la obra.

3.23.8.2. A este informe final se le deberá incluir posteriormente la certificación de recepción definitiva y otros documentos que se hayan producido en el plazo de la garantía.

CAPÍTULO 3.24. NORMAS LEGALES Y DISPOSICIONES TÉCNICAS.

3.24.1. NORMAS DE APLICACIÓN OBLIGATORIA. Se consideran normas y principios jurídicos de aplicación obligatoria a todos los contratos de obras, servicios y concesiones en materia de obras de edificaciones, las contenidas en la Ley núm. 340-06, del 18 de agosto de 2006, sobre Compras y Contrataciones de Bienes, Servicios, Obras y Concesiones, sus reglamentos de aplicación y sus modificaciones. En tal sentido, en todo contrato de obras, de servicios y de concesión en materia de obras de edificaciones se incorporará un artículo que disponga su conocimiento, aplicación y respeto, por parte de los contratistas, supervisores, concesionarios y funcionarios públicos a este Título, así como a las demás normas y reglamentos complementarios que se consideran en este Título.

3.24.2. DISPOSICIONES TÉCNICAS SUPLETORIAS Y COMPLEMENTARIAS. Serán disposiciones de aplicación obligatoria, en forma supletoria o complementaria, los títulos, reglamentos legales y técnicos elaborados y/o publicados en la Dirección Normas y Reglamentos (DNR) del Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED) en la supervisión y ejecución de obras de edificaciones. Por lo tanto, ningún propietario o ejecutor de obras (contratista) o firma consultora podrá alegar el desconocimiento de éstas durante la construcción de estas obras.

3.24.3. INCORPORACIÓN DEL TÍTULO EN CONTRATOS DE OBRA. El presente Título será considerado como parte integrante de todos los contratos suscritos entre las partes involucradas que suscriben contratos para la ejecución y la supervisión de obras en general y su aplicación será responsabilidad de éstas, independientemente de que esté expresamente especificado en cada contrato. Igualmente se considerará que este Título es conocido por las partes que lo suscriben.

3.24.4. MEDIDAS DE SEGURIDAD Y SANCIONES. Las violaciones a las disposiciones del presente Título serán sancionadas, según lo establecen los Capítulos V y VI de la Ley núm. 687 del 27 de julio de 1982 o cualquier otra ley que en este aspecto la sustituya o modifique, así como lo dispuesto en la Ley núm. 64-00 y las leyes concernientes a la higiene y la seguridad laboral.

3.24.5. FORMULARIO DE SOLICITUD DE INSPECCIÓN.



FORMULARIO DE
SOLICITUD DE INSPECCIÓN

Fecha solicitud

Información del solicitante

Solicitante:
 Email: Contacto:
 Propietario:

Información del proyecto

Solicitud de Licencia de Construcción No.: Fecha:
 Licencia de Construcción No.: Fecha:
 Proyecto:
 Dirección:
 Sector: Municipio:
 No. / Distrito Catastral: Solar (Parcela) No.:
 Fecha deseada: Horario deseado: a.m. ☒ p.m. ☐
 Ingeniero o Arquitecto encargado: Colegiatura:
 Contacto:

Elemento (s) a inspeccionar

Edif. / Bloque: Nivel: Elementos:

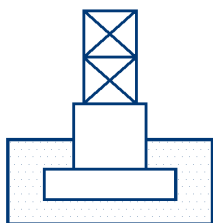
Comentarios

4.



Suelos y Fundaciones





TÍTULO 4. SUELOS Y FUNDACIONES

INDICE DE CONTENIDOS RESUMIDO.

CAPÍTULO 4.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	190
CAPÍTULO 4.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO.	201
CAPÍTULO 4.3. CRITERIOS DE SEGURIDAD	215
CAPÍTULO 4.4. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.	219
CAPÍTULO 4.5. CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	239
CAPÍTULO 4.6. DISPOSICIONES PARA OBRAS DE RETENCIÓN Y TALUDES.	268
CAPÍTULO 4.7. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN.....	273
CAPÍTULO 4.8. DISPOSICIONES FINALES.	279
REFERENCIAS.....	280
ANEXO I.	281

CAPÍTULO 4.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

4.1.1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACIÓN.

4.1.1.1. OBJETIVO. Establecer los requisitos mínimos que se deberán cumplir para la realización de los estudios geotécnicos en proyectos y construcciones existentes de edificaciones, los cuales estarán fundamentados en la investigación del subsuelo según las características estructurales y arquitectónicas del proyecto, con el fin de que las recomendaciones geotécnicas para el diseño y construcción de los sistemas de fundaciones se correspondan con los hallazgos encontrados en el subsuelo, para soportar la estructura, acorde con los criterios de seguridad estructural y de servicios del proyecto.

4.1.1.2. CAMPO DE APLICACIÓN. Este Título será de aplicación obligatoria en todos los proyectos de edificaciones a ser construidos en el Territorio Nacional, así como en los existentes, cuyo diseño de fundaciones estará basado en los estudios geotécnicos aquí requeridos, conforme al informe aprobado y debidamente comprobado en el terreno, para garantizar que cumpla con las características propias del subsuelo donde será erigida la edificación.

4.1.1.3. Este Título, además, regula los requisitos mínimos a cumplir para la realización de estudios geotécnicos en los proyectos que contemplen construcción soterrada, y su protección mediante estructuras de contención, la estabilización del terreno o la prevención de daños a estructuras existentes y a las vías de comunicaciones circundantes.

4.1.1.4. Para la aplicación de este Título se seguirán los procedimientos establecidos en las normativas últimas vigentes NORDOM o en su defecto las ASTM sobre realización de los ensayos de campo y laboratorio.

4.1.2. DEFINICIONES Y SÍMBOLOS GRÁFICOS.

4.1.2.1. DEFINICIONES. Para los fines de este Título, se definirán los siguientes términos

4.1.2.1.1. ANCLAJE: Elemento de estabilización de suelos y rocas compuesto por barras o anclas en el terreno, el cual trabaja a tracción y se encuentra conformado por una cabeza de anclaje, tendón y bulbo resistente.

4.1.2.1.2. BULO RESISTENTE: Longitud teórica del tirante sobre la cual la fuerza de tracción se transmite al terreno circundante.

4.1.2.1.3. CABEZA DE ANCLAJE: Sistema mecánico de fijación de cables o barras al elemento de contención.

4.1.2.1.4. CALICATAS O CATAS: Técnicas de prospección geotécnica que permiten la inspección directa del suelo y toma de muestra, a través de excavaciones realizadas, generalmente, por medios manuales o mecánicos, con dimensiones mínimas de 0.80 m por 1.0 m, y profundidad no mayor a 4 m.

4.1.2.1.5. CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO: Es una clasificación asignada a una estructura en base a una categoría de riesgo (según su uso) y la severidad del movimiento sísmico en el sitio.

4.1.2.1.6. CIMENTACIÓN O FUNDACIÓN: Conjunto de los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una edificación al suelo o roca subyacente. Su diseño deberá considerar las cargas gravitacionales aplicadas al sistema estructural y las fuerzas sísmicas.

4.1.2.1.7. CIMENTACIONES PROFUNDAS: Aquellas en las cuales su extremo inferior está a una profundidad mayor a 8 veces su diámetro o ancho y que transmiten las cargas de la estructura a un estrato de mayor capacidad.

4.1.2.1.8. CIMENTACIONES SUPERFICIALES: Aquellas en las cuales la relación profundidad de desplante/ancho (D_f/B) es menor o igual a cinco (5). Son cimentaciones superficiales las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; las cimentaciones continuas (cimientos corridos) y las losas de cimentación o plateas.

4.1.2.1.9. CONJUNTOS MONUMENTALES O SINGULARES: Aquellos lugares considerados como cascos históricos o zonas coloniales y patrimonios culturales.

4.1.2.1.10. DEPÓSITO ANTRÓPICO: Acumulación artificial de suelos naturales o de fragmentos de roca o material de desecho, o una mezcla de ellos.

4.1.2.1.11. EDIFICIO: Obra construida de materiales sólidos y resistentes la cual se emplea para alojar personas y objetos, cuyo uso principal esté comprendido en los siguientes tipos,

sin ser limitativo: habitacionales, educacionales, salud, penitenciarios, recreativos, culturales, oficinas, ocupación múltiple, industriales, comerciales, manufactura u otros.

4.1.2.1.12. EDIFICACIÓN: Acción y efecto de construir un edificio de carácter permanente, público o privado, según su uso.

4.1.2.1.13. ESTUDIO GEOTÉCNICO: Conjunto de actividades que se realiza previo al diseño del proyecto de edificación con el objeto de determinar la naturaleza y propiedades del terreno, necesarias para definir el tipo y condiciones de la cimentación; mediante la investigación de campo, laboratorio y trabajo de gabinete.

4.1.2.1.14. ESTRATO U HORIZONTE: Masa de suelo y roca, de espesor más o menos uniforme, con propiedades geotécnicas asociables, extendida en sentido horizontal y separado de otras por capas paralelas.

4.1.2.1.15. ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN: Aquellas estructuras que han sido diseñadas y construidas para soportar los empujes del terreno, tales como: muros de contención, tablestacados, entibados, entre otros.

4.1.2.1.16. EXPLORACIÓN O PROSPECCIÓN GEOTÉCNICA: Investigación mediante métodos invasivos, que pueden ser complementados con métodos no invasivos del subsuelo, con fines geotécnicos, que incluye la obtención de muestras del subsuelo.

4.1.2.1.17. EXPLORACIÓN O PROSPECCIÓN GEOFÍSICA: Investigación mediante métodos no invasivos (refracción sísmica, propagación de ondas en sondajes, resistividad eléctrica y otros) basados en la medición de la variación espacial de las características físicas del subsuelo, tales como la velocidad de propagación de las ondas, la conductividad del subsuelo y la susceptibilidad magnética, entre otras.

4.1.2.1.18. FACIES: Conjunto de características de las rocas de una unidad geológica, que reflejan las condiciones en las que se formaron.

4.1.2.1.19. GEOTECNIA: Rama de la ingeniería civil que estudia el comportamiento estático y dinámico de la corteza terrestre bajo la acción de esfuerzos y la acción del agua.

4.1.2.1.20. GRUPO DE EDIFICACIONES: Para los fines de este Título, las edificaciones serán clasificadas atendiendo a su función o su uso, de acuerdo con lo siguiente:

a) GRUPO I. EDIFICACIONES E INSTALACIONES ESENCIALES: Son aquellas edificaciones que no deben sufrir daños estructurales o de otro tipo que las hagan inoperables ante la ocurrencia de un sismo extremo, por las funciones esenciales que desempeñan para la sociedad, para preservar el orden público y para la seguridad nacional, tales como: Oficinas Gubernamentales con el asiento del Presidente, Gobernación, Ayuntamientos, Cámara Legislativa, Poder Judicial; hospitales especializados, estaciones telefónicas y de comunicación, centrales de bomberos, fuerzas armadas y policiales, tanque de Almacenamiento de Agua y edificaciones que almacenen productos esenciales.

b) GRUPO II. EDIFICACIONES E INSTALACIONES RIESGOSAS: Son edificaciones cuyas instalaciones no deben sufrir daños en elementos estructurales y no estructurales durante la ocurrencia de un sismo extremo, para garantizar la integridad de la edificación, para la protección de la población y el medio ambiente, debido a que producen, almacenan o manipulan sustancias y materiales químicos, gases tóxicos y explosivos.

c) GRUPO III. EDIFICACIONES DE OCUPACIÓN ESPECIAL: Son edificaciones que se deben mantener en operación inmediata después de la ocurrencia de un sismo severo, como los son: hospitales con 50 o más camas; edificaciones públicas no incluidas en el Grupo I: escuelas, colegios o centros educativos; edificaciones y equipos en instalaciones de generación de energía y cualquier otra edificación que albergue más de 3,000 personas al mismo tiempo: estadios deportivos, centros de convención, entre otras.

d) GRUPO IV. EDIFICACIONES DE OCUPACIÓN NORMAL: Son edificaciones de ocupación normal que puedan tolerar daños estructurales que las hagan inoperables como consecuencia de un sismo severo, sin llegar al colapso parcial o desplome, tales como son: bancos, hoteles, edificios de oficinas, apartamentos familiares, edificios públicos y restaurantes, no incluidos en los Grupos I, II y III.

e) GRUPO V. EDIFICIOS NO INCLUIDOS EN LOS GRUPOS ANTERIORES: Son edificaciones cuyo colapso no induce daños a otras estructuras ni producen pérdidas de vidas humanas, como son: almacenes de productos no tóxicos, edificios provisionales para la construcción, entre otras.

4.1.2.1.21. GRUPO DE PILOTES: Es un conjunto de dos o más pilotes a una separación menor de 6 veces el diámetro, amarrados por un cabezal que resiste las cargas que actúan en las bases de las columnas o muros de la estructura, transmitiéndolas a los pilotes en forma de fuerzas axiales y laterales.

4.1.2.1.22. INGENIERO DE FUNDACIONES: Ingeniero civil encargado de realizar el diseño de las fundaciones conforme a los resultados de la investigación geotécnica, de acuerdo con los requerimientos de seguridad y estabilidad contra una falla estructural o del terreno que la sostiene, y que satisfagan la utilidad y economía de un Proyecto de edificación.

4.1.2.1.23. INVESTIGACIÓN DE CAMPO: Conjunto de actividades que comprende el estudio y reconocimiento del origen geológico y la exploración del subsuelo a través de sondeos, calicatas u otros métodos de investigación de éste, efectuados in situ en los puntos de exploración del proyecto y a las profundidades pertinentes a cada aplicación, con el fin de conocer y caracterizar el perfil del subsuelo a ser afectado por el proyecto.

4.1.2.1.24. INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO: Conjunto de ensayos o actividades, que contempla la identificación de las muestras y la determinación de las propiedades mecánicas y químicas de éstas, mediante equipos especializados, herramientas y reactivos químicos, con el fin de conocer y caracterizar el subsuelo.

4.1.2.1.25. LICUEFACCIÓN: Proceso en el cual un material suelto y en condiciones saturadas se transforma de un estado sólido a un estado líquido, como resultado del incremento de la presión de poros y la reducción de la resistencia al corte, durante la ocurrencia de un evento sísmico o la repetición cíclica de esfuerzos tangenciales.

4.1.2.1.26. LOSA O PLATEA DE FUNDACIÓN: Cimentación superficial que consiste en un elemento de hormigón armado en dos direcciones y doblemente armada, cuya extensión es esencialmente mayor o igual a la de la planta de la estructura, con la rigidez requerida para transmitir esfuerzos razonablemente uniformes al subsuelo.

4.1.2.1.27. LOTE DE PILOTES: Conjunto de pilotes de iguales especificaciones técnicas (diseño, material y procedimiento constructivo) y características dimensionales (diámetro y profundidad).

4.1.2.1.28. MEJORAMIENTO DEL TERRENO: Proceso mediante el cual se optimizan las propiedades geomecánicas de los suelos y/o rocas, mediante las técnicas que apliquen a cada caso.

4.1.2.1.29. MICROPILOTES: Pilotes taladrados o barrenados, con diámetro típico entre 15 y 30 centímetros (6 a 12 pulgadas), que son reforzados y vaciados con un mortero de alta fluidez inyectado a presión o por gravedad.

4.1.2.1.30. MUESTRA: Porción de suelo o roca obtenida con fines de investigación geotécnica.

4.1.2.1.31. MURO DE TIERRA ESTABILIZADA MECÁNICAMENTE: Estructura de sostenimiento en la cual la masa de suelo es reforzada mediante elementos metálicos o poliméricos, ya sea en forma de faja o en forma de grilla, junto con un sistema de revestimiento que puede ser vertical o prácticamente vertical.

4.1.2.1.32. PILOTE: Fundación profunda, total o parcialmente empotrada en el terreno, que se instala hincando, perforando, barrenando, inyectando o a través de otros métodos, y que es capaz de transmitir cargas al suelo que lo rodea y a los estratos de suelo y roca debajo de su punta. El término pilote se utilizará de manera genérica para cualquier cimentación profunda.

4.1.2.1.33. PILOTES CAISSON: Fundación profunda compuesta por un fuste de tubo metálico relleno de hormigón que se extiende hasta la roca, la cual es perforada, sin encamisado, y reforzada con acero longitudinal y vaciado in situ.

4.1.2.1.34. PUNTO DE EXPLORACIÓN: Lugar seleccionado para extraer muestras o inspeccionar el terreno, por medio de cualquier técnica de exploración estandarizada.

4.1.2.1.35. TENDÓN: Cables o barras que componen el anclaje.

4.1.2.1.36. TORÓN: Conjunto de hebras que componen un cable.

4.1.2.1.37. TRABAJO DE GABINETE: Actividad que comprende el análisis de los resultados de la investigación de campo y laboratorio, con el fin de conocer las características del subsuelo, y dar conclusiones y recomendaciones para las cimentaciones.

4.1.2.1.38. URBANIZACIONES DE CASAS: Todo terreno destinado a la construcción de calles y casas bajo un plan armónico que se encuentre dentro o fuera de las zonas urbanas de una ciudad. Dichas urbanizaciones deberán tener previamente una autorización por escrito del Consejo Administrativo, en el Distrito de Santo Domingo, o del Ayuntamiento correspondiente, en las Comunes.

4.1.2.1.39. ROCA: Material mineral natural en estado sólido, que se presenta en grandes masas o fragmentos.

4.1.2.1.40. SISMO EXTREMO: Un sismo con probabilidad de excedencia de un 2%, en 50 años, lo que equivale a un sismo con un Período de Retorno de 2,475 años.

4.1.2.1.41. SISMO SEVERO: Un sismo con probabilidad de excedencia de un 10%, en 50 años, lo que equivale a un sismo con un Período de Retorno de 475 años.

4.1.2.1.42. SUBSUELO: Suelo y/o roca situada por debajo de la superficie del terreno.

4.1.2.1.43. SUELO: Conjunto conformado por partículas sólidas, aire y agua, debido a la desintegración física y descomposición química de las rocas, que puede o no contener materia orgánica u otros minerales como las sales solubles.

4.1.2.1.44. SUELOS COLAPSABLES: Son suelos proclives para cambiar violentamente de volumen por la acción combinada o individual, al ser sometidos a un incremento de carga o al humedecerse o saturarse.

4.1.2.2. NOTACIONES: Las nomenclaturas o notaciones indicadas en este Título tienen el significado que se indican a continuación:

φ :	Angulo de fricción interna ($^{\circ}$).
α :	Distorsión angular (L).
B :	Ancho o diámetro de la cimentación (L).
c :	Cohesión (FL^{-2}).
C_c :	Índice de compresión durante consolidación primaria (-).
C_{cr} :	Índice de precompresión (-).
CPT :	Ensayos de Penetración Estática con el Cono.
S_u :	Resistencia al corte no drenado (FL^{-2}).
C_{α} :	Índice de compresión secundaria (-).
d_{max} :	Espaciamiento máximo entre sondeos (L).
d_i :	Espesor del estrato i de suelo (L).
D :	Densidad (FL^{-3}).
D_f :	Profundidad de la cimentación o profundidad de desplante (L).
D_r :	Densidad Relativa (-).
D_{max} :	Densidad Máxima (%).
D_{min} :	Densidad Mínima (%).
DPSH:	Prueba de Penetración Dinámica Superpesada.
DPL:	Prueba de Penetración Dinámica Ligera.

e_o :	Relación o índice de vacíos inicial (-).
H_c :	Espesor del estrato (L).
MIVHED:	Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones.
η :	Porosidad (%).
N :	Número de golpe por cada 0.30m de penetración en el ensayo de Penetración estándar (SPT).
P :	Profundidad de sondeo (L).
q_c :	Resistencia de punta del cono, en unidades de presión (FL ⁻²).
q_u :	Resistencia a la compresión simple de la muestra de suelo o testigo de roca (FL ⁻²).
q_{ult} :	Capacidad Portante Ultima del Suelo o Roca (FL ⁻²).
RQD:	Índice de Calidad de Roca (<i>Rock Quality Designation</i>) (%).
S_{DS} :	Aceleración espectral de diseño para período corto (Lt ⁻²).
SPT:	Ensayo de Penetración Estándar.
S_t :	Sensibilidad (-).
SUCS:	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
t_2 :	Tiempo arbitrario que representa la vida útil de la estructura (t).
t_p :	Tiempo necesario para completar la consolidación primaria en un 90% (t).
V_p :	Ondas sísmicas de compresión (L_t).
V_s :	Velocidad de onda de corte (L_t).
W :	Contenido de humedad (%).
Z_x :	Profundidad mínima de exploración bajo la cota de cimentación (L).
ρ :	Masa específica (FL ⁻³).
ϵ_h :	Deformaciones unitarias horizontales (L).
γ' :	Peso unitario efectivo (FL ⁻³).
γ_m :	Peso unitario húmedo del suelo (FL ⁻³).
σ'_o :	Esfuerzo efectivo inicial (FL ⁻³).
σ'_p :	Presión de pre-consolidación (FL ⁻³).
δ :	Asentamiento Diferencial (L).

Donde:

(-): representan unidades adimensionales, (L): son unidades de longitud en el SI, (F) unidades de Fuerza en el SI y (t) unidades de tiempo en el SI.

4.1.2.3. SÍMBOLOS GRÁFICOS. Los diferentes estratos de suelo deberán ser designados según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) de acuerdo con la ASTM D2487 en su última versión, como se indica en la **Tabla 1**. Su descripción se ajustará de acuerdo con su granulometría.

Tabla 1: Designación para la representación de los suelos y rocas

DIVISIONES MAYORES		DESIGNACIÓN	DESCRIPCIÓN
		SUCS	
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW	GRAVA BIEN GRADADA
		GP	GRAVA MAL GRADADA
		GM	GRAVA LIMOSA
		GC	GRAVA ARCILLOSA
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW	ARENA BIEN GRADADA
		SP	ARENA MAL GRADADA
		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
ROCA NO CLASIFICADA			

4.1.3. CRITERIOS GENERALES DE APLICACIÓN.

4.1.3.1. REQUISITOS GENERALES PARA ESTUDIOS GEOTÉCNICOS. El Propietario o el director Responsable del proyecto deberá someter al Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), junto a los documentos de solicitud de licencia del proyecto, un estudio geotécnico para toda nueva edificación a ser construida en el Territorio Nacional, el cual cumplirá con los requisitos establecidos en las **4.2.2** al **4.2.5**.

4.1.3.2. De igual manera, deberá someter un estudio geotécnico en el caso de estructuras existente para fines de cambio de uso o función de acuerdo con la clasificación de las edificaciones por grupo según lo establece el **Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural**, del Volumen I del Código de Construcción de la República Dominicana, ampliación o reconstrucción que implique cambios en la estructura, el cual cumplirá con los requisitos establecidos desde **4.2.2** hasta **4.2.5**.

4.1.3.3. Los estudios geotécnicos serán realizados cumpliendo los lineamientos establecidos en el presente Título. Solo un ingeniero civil con experiencia y conocimientos en la rama de la ingeniería geotécnica o un profesional afín con grado de maestría en ingeniería geotécnica, con exequátur y colegiado ante el Colegio Dominicano de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores (CODIA), y debidamente calificado y registrado para estos fines por el Ministerio de Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), estará apto para realizar y firmar los estudios geotécnicos.

4.1.3.4. No se aceptarán cálculos estructurales de los proyectos que no cumplan con estas disposiciones. Toda edificación en proceso de construcción o construida sin la licencia correspondiente, para la regularización de este trámite deberá cumplir con lo establecido en el **Título 3: Procedimientos para la Tramitación de Planos, Inspección y Supervisión de Obras Privadas**, del Volumen I del Código de Construcción de la República Dominicana, así como a las disposiciones de este Título.

4.1.3.5. Los lineamientos establecidos en este Título no consideran los efectos de socavación, ni de fuerzas debidas a la acción de oleajes. Las fundaciones de estructuras sujetas a estas condiciones deberán ser protegidas contra estos efectos mediante la aplicación de reglamentaciones internacionales para la implementación de defensas apropiadas.

4.1.3.6. COMBINACIONES DE CARGA PARA EL CONTROL DE ASENTAMIENTO Y PRESIONES ADMISIBLES. Para los fines del presente Título serán utilizadas las combinaciones de cargas para el diseño por esfuerzo admisible conforme al **Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural**, del Volumen 1, o en su defecto el de Diseño por Tensiones Admisibles (*Allowable Strength Design, ASD*), aplicable a las condiciones del país, para determinar los límites de asentamientos y las presiones admisibles de contacto en los suelos.

4.1.3.7. PROYECTOS CON ESTRUCTURAS SOTERRADAS. Se deberá realizar un estudio geotécnico para evaluar la estabilidad de los taludes, previo al inicio de las excavaciones,

cumpliendo con los alcances mínimos de la exploración y según lo dispuesto en **4.2.2.15** y **4.2.2.16**; o si el proyectista lo considera pertinente, se realizará el estudio geotécnico definitivo siempre que cumpla con las presentes disposiciones y las establecidas en el **CAPÍTULO 4.2** de este Título. En todo caso, no se dará comienzo a las excavaciones profundas o a ninguna obra para la cual no se haya obtenido la licencia de construcción, de acuerdo con lo establecido en el **Título 3: Procedimientos para la Tramitación de Planos, Inspección y Supervisión de Obras Privadas**, del Volumen I del Código de Construcción de la República Dominicana.

4.1.3.8. ESTABILIDAD DE CORTES ADYACENTES A ESTRUCTURAS. Cuando se realice un proyecto con excavaciones profundas adyacentes a una edificación existente, el Propietario o el Director Responsable de la Obra deberá someter al MIVHED un estudio de estabilidad de taludes y del efecto que tendrán las excavaciones de sótanos en las estructuras adyacentes, previo a su inicio según lo establecido en **4.1.3.7**, y en donde se demuestre que se cumple con los requisitos de **4.3.4.2**.

4.1.3.9. EDIFICACIONES CONSTRUIDAS. Para fines de una evaluación estructural de una edificación ya construida, de acuerdo con lo establecido en el **Título 3: Procedimientos para la Tramitación de Planos, Inspección y Supervisión de Obras Privadas**, del Volumen I, se deberá realizar un estudio geotécnico para determinar las características del suelo de fundación. En las zonas donde no sea posible realizar los sondeos requeridos, se deberá complementar el estudio geotécnico con la realización de calicatas en el terreno con toma de muestras alteradas o no (con la realización de ensayos avanzados), en las que se verifique la capacidad soporte del material del estrato del plano de fundación a la profundidad de desplante. Dichas calicatas deberán ser realizadas por lo menos una por cada incidencia importante de carga en los diferentes tipos de fundación que presente la edificación en cuestión.

4.1.3.9.1. Esta disposición se aplicará, de igual forma, en edificaciones declaradas como Patrimonio Monumental, y en caso de reconstrucción, remodelación, cambio de uso u otra acción que requiera reforzamiento debido a cambios en la estructura existente.

4.1.3.9.2. La determinación de la capacidad soporte en el plano de fundación, en el caso que no se pueda efectuar sondeos, se realizará mediante ensayos de Penetrómetro Dinámico con el Cono (DPL) o cualquier otra prueba de campo que ofrezca mejor resultado.

CAPÍTULO 4.2. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO.

4.2.1. INVESTIGACIÓN DE CAMPO.

4.2.1.1. Para la clasificación de los suelos y rocas, se deberá realizar una evaluación a partir de la observación de las muestras obtenidas y de la ejecución de ensayos, directos e indirectos, de campo y laboratorio. Las muestras serán recuperadas por sondeos, calicatas u otros métodos de investigación del subsuelo efectuados in situ, y a las profundidades pertinentes a cada aplicación. Se utilizarán equipos debidamente calibrados, y serán aplicadas las técnicas estandarizadas en las normas ASTM para la ejecución de los sondeos y la obtención de las muestras.

4.2.1.2. El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) será realizado según ASTM D1586. No se permitirá el uso de equipos que no se ajusten a dicho estándar, para calcular las correlaciones de los valores de SPT-N, a partir de conteos de número de golpes.

4.2.1.3. Las investigaciones geotécnicas podrán ser realizadas a partir de Ensayos de Penetración Estática con el Cono (CPT) según ASTM 3441, u otros métodos de exploración aprobados por la ASTM o por cualquier normativa de uso y aceptación internacional en su última versión, las cuales deberán ser complementadas con sondeos SPT para la identificación del suelo. El número de sondeos SPT será al menos un 10% de los puntos explorados con el CPT, (los sondeos no serán nunca menos de 3).

4.2.1.4. Para la obtención de testigos de rocas serán aplicados los lineamientos del ASTM D2113. Se reportará el porcentaje de la roca recuperada en cada tirada, y el valor del Índice de Calidad de Roca (RQD) según ASTM D6032.

4.2.1.5. En el estudio geotécnico se deberán clasificar los suelos explorados utilizando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según ASTM D2487. Las descripciones de las muestras de suelos deberán ser realizadas utilizando los procedimientos visuales-manuales delineados en el ASTM D2488.

4.2.1.6. Se realizarán las investigaciones de campo que sean necesarias, adicionales a las requeridas en el presente Título, para evaluar la presencia de cavernas, la estabilidad de taludes, resistencia de los suelos, profundidad de estratos portantes, compresibilidad,

licuefacción, potencial de expansión y efectos de variaciones del contenido de humedad sobre la resistencia.

4.2.1.7. Se permitirá aplicar técnicas geofísicas para complementar la caracterización geotécnica y geológica, con el objeto de complementar los datos obtenidos mediante la exploración, mejorar su correlación, acometer el estudio de grandes superficies y determinar los cambios laterales de facies.

4.2.1.8. VARIABILIDAD DEL MANTO ROCOSO. Donde las exploraciones geotécnicas indiquen variabilidad en la profundidad y en las características mecánicas del manto rocoso, o donde exista la posibilidad de que el manto rocoso detectado no tenga continuidad vertical, se requerirá que los sondeos exploratorios se extiendan por lo menos 3 metros de profundidad por debajo del plano de fundación, dentro de la roca.

4.2.2. ALCANCE MÍNIMO DE LA EXPLORACIÓN.

4.2.2.1. Será responsabilidad del Ingeniero Geotécnico determinar el alcance del programa de exploración conforme a las condiciones y características del proyecto, que incluya la cantidad y tipos de puntos de exploración, así como sus profundidades, intervalo de muestreo, y los ensayos de campo y laboratorio a ser realizados, con la debida rigurosidad y cumpliendo las normas y reglas pertinentes. El alcance de dichos trabajos nunca estará por debajo de los requisitos mínimos establecidos en el presente Título.

4.2.2.2. PROGRAMA DE EXPLORACIÓN. Para la ejecución de este programa, se deberán tomar en cuenta las categorías de las edificaciones establecidas en la **Tabla 2**, según el número de niveles y superficie; además se tomará en cuenta el tipo de terreno, categorizado por su topografía, geología e hidrogeología, según la agrupación establecida en la **Tabla 3**.

Tabla 2: Categorización de las edificaciones.

Tipo	Descripción	Categoría
C-0	Casas individuales de hasta 2 niveles con superficie inferior a 100 m ²	Baja
C-1	Casas individuales hasta 2 niveles con superficie inferior a 150 m ²	
C-2	Edificaciones menores a 4 niveles o con superficie inferior a 300 m ²	Medio Baja
C-3	Edificaciones entre 4 y 10 niveles o con superficie mayor a 300 m ²	Media
C-4	Edificaciones entre 11 y 20 niveles o con superficie mayor a 3000 m ²	Alta

C-5	Edificaciones Conjuntos monumentales o singulares, y Edificaciones mayores de 20 niveles	Especial
*Para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del Proyecto (sótanos, terrazas y niveles).		

Tabla 3: Grupos de terreno.

Grupo de terreno	Descripción
T-1	Terrenos favorables: aquellos que presentan poca variabilidad (topográfica, geológica, entre otras).
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad (topográfica, geológica, entre otras), o donde se pueda suponer que poseen rellenos antrópicos de cierta relevancia, (aunque probablemente no superen los 3.0 m).
T-3	Terrenos desfavorables: los que no se pueden clasificar en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos: a) Suelos expansivos b) Suelos colapsables c) Suelos blandos o sueltos d) Terrenos kársticos en yeso o calizas e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades i) Terrenos con desnivel superior a 15° j) Suelos residuales k) Terrenos de marismas

4.2.2.3. CANTIDAD DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN EN EDIFICACIONES. El número de puntos a explorar en el terreno donde se desarrollará el proyecto **nunca será menor** al establecido en la **Tabla 4**. Se deberán realizar al menos tres puntos no alineados distribuidos en toda el área bajo la estructura, excepto para los tipos C-0, los cuales aumentarán según la cantidad establecida en dicha tabla. El Ingeniero Geotécnico fijará la cantidad de puntos contemplados en su programa de exploración, diseñado conforme a las disposiciones establecidas en **4.2.2.1**, el cual dependerá de la complejidad de la estructura y el grupo de terreno.

Tabla 4: Requerimiento mínimo de puntos de exploración.

Tipo de Edificación	Cantidad Mínima de Puntos de exploración	Grupo de Terreno			
		T ₁		T ₂	
		d_{max} (m)	P** (m)	d_{max} (m)	P** (m)
C-0	2	30	5	20	5
C-1	3	20	5	20	5
C-2	3	20	6	20	6
Nota: **la profundidad (P) será medida desde la superficie y se continuará hasta dos veces B por debajo del plano de fundación o hasta donde los estratos inferiores reciban menos de 10 % de las presiones esperadas.					

4.2.2.4. ESPACIAMIENTO ENTRE SONDEOS. El espaciamiento entre sondeos bajo la estructura en las categorías de edificación tipo C-3, C-4 y C-5 no será mayor que 20 metros. En el caso de realizar investigaciones en base a métodos geofísicos se permitirá reducir en un 10% la cantidad de sondeos y aumentar el espaciamiento.

4.2.2.5. PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN PARA LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES. Para estructuras de las categorías de edificación tipo C-3, C-4 y C-5 que sean soportadas por cimientos superficiales, la profundidad de exploración (Z_x) bajo la cota de cimentación será:

- a) 2.5 veces el ancho de la zapata ($Z_x \geq 2.5 B$), para zapatas con relaciones de largo y ancho menor o igual a dos ($L/B \leq 2$).
- b) $Z_x > 4 B$ para zapatas con $L/B > 5$.
- c) Para zapatas con relaciones que se encuentren en el rango $2 < L/B < 5$, la profundidad mínima de exploración se interpolará linealmente entre estos límites.
- d) Cuando el espaciamiento entre centros de columnas cumpla con la condición de que $S < 2B$, entonces $Z_x > 4 B$. (véase **Figura 1**).

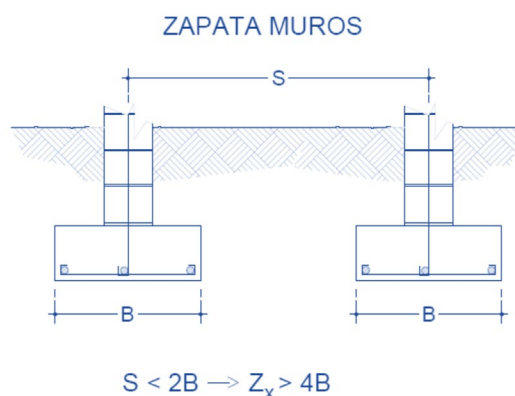


Figura 1: Espaciamiento entre centros de columnas.

- e) Para plateas, la profundidad mínima de exploración será la menor de $Z_x = 1.5 B$, o la profundidad Z_x bajo la cual los estratos inferiores aportarán menos de 10% de los asentamientos totales esperados.
- f) La profundidad mínima de exploración no tendrá que ser mayor que la profundidad del manto rocoso debidamente identificado según en 4.2.1.8, a menos que dicho estrato sea el principal plano de fundación.
- g) La profundidad de exploración mínima nunca podrá ser menor de 7 metros en el caso de los terrenos T1 y T2.

4.2.2.6. PROFUNDIDAD DE EXPLORACION PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS. Para cimentaciones profundas (pilotes, micropilotes, pilares, pilas, entre otras) cuyas puntas no terminen en el manto rocoso, la profundidad mínima de exploración (Z_x) será la mayor de:

- a) La longitud estimada del pilotes y cabezal (L_p), más 6 metros adicionales;
- b) La longitud estimada de pilotes y cabezal más dos veces el ancho del grupo de pilotes.

4.2.2.7. Para pilotes que lleguen hasta el manto rocoso debidamente identificado según 4.2.1.8, los sondeos deberán extenderse un mínimo de 3 metros o 5 diámetros de pilote por debajo la punta de los pilotes, la que sea mayor.

4.2.2.8. Se tomarán los mismos principios de cálculo de profundidad de exploración de pilotes para los demás sistemas de cimentaciones profundas.

4.2.2.9. TERRENOS DEL GRUPO T-3. En los terrenos del grupo T-3 la cantidad de puntos de exploración y profundidad mínima quedará al juicio del ingeniero geotécnico, pero nunca

su alcance podrá ser menor al del grupo T-2 (véase definición de grupo de terrenos en la **Tabla 3**).

REDUCCIÓN DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN

4.2.2.10. REQUISITOS GENERALES. Los puntos de exploración podrán ser reducidos atendiendo a lo indicado en esta sección. Solo se permitirá sólo un tipo de reducción en los puntos de exploración de los casos especificados en **4.2.2.11**, **4.2.2.12** o **4.2.2.13**, del cual deberá ser seleccionado el más desfavorable de los calculados.

4.2.2.11. REDUCCIÓN DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN POR REPETICIÓN DE EDIFICACIONES.

Para proyectos con varias edificaciones similares y repetitivas, el número total de puntos de exploración se establecerá según los siguientes criterios:

a) Edificaciones cimentadas en suelo:

Para proyectos con varias edificaciones similares y repetitivas, se requerirá la cantidad de sondeos como se establece en la **Tabla 4** para el primer edificio. A partir del segundo edificio y los subsiguientes, el número total de puntos de exploración se reducirá al 50% de los puntos establecidos para el primer edificio, redondeando la cantidad entera por exceso.

4.2.2.11.1. Esta regla se aplicará hasta un mínimo de diez (10) edificios construidos en una misma etapa.

b) Edificaciones cimentadas en roca:

Se permitirá la exploración del 50% de los sondeos requeridos bajo la estructura, siempre y cuando esté correlacionada con la realización de métodos geofísicos o imágenes geoelectricas, que incluyan al menos dos (2) líneas de exploración de no menos de 25 m de longitud.

4.2.2.11.2. Los estudios geofísicos deberán realizarse antes de la exploración por sondeos.

c) Espaciamiento entre sondeos:

El espaciamiento entre sondeos bajo la estructura no excederá los 20 m.

4.2.2.11.3. El consultor geotécnico deberá presentar exploraciones adicionales en caso de detectarse anomalías significativas en las propiedades o estructura del terreno.

4.2.2.12. REDUCCIÓN DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN POR HOMOGENEIDAD DEL SUBSUELO. La reducción del número de puntos de exploración será permitida, cuando exista homogeneidad en el terreno, en función de la resistencia a la penetración, la estratigrafía y las condiciones hidráulicas. Nunca serán menos de dos (2) para los estudios geotécnicos en edificaciones Tipo C-1 a C-3, y de tres (3) para los estudios geotécnicos en edificaciones Tipo C-4 y C-5.

4.2.2.13. REDUCCIÓN DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN POR EXTENSIÓN DEL TERRENO. Para edificios con una superficie mayor o igual a 10,000 m², se podrá reducir la cantidad de puntos de exploración hasta en un 50% de los obtenidos según las secciones correspondientes al tipo de edificación. En el caso de estructuras tales como, naves industriales, es fundamental que los puntos de exploración cubran toda el área del terreno, con especial atención a las zonas donde se colocarán los ejes de carga.

4.2.2.14. REDUCCIÓN DE PUNTOS PARA URBANIZACIONES DE CASAS. Para el caso particular de grupos de edificaciones de no más de dos niveles de altura, como urbanizaciones de casas con superficie inferior a los 100 m² (tipo C-0), se requerirá como mínimo un sondeo cada 30 metros y al menos 3 sondeos, siempre que no se trate de una zona cavernosa delimitadas en el esquema Hidrogeológico del SGN (véase anexos).

EXPLORACIÓN EN PROYECTOS SOTERRADOS

4.2.2.15. CANTIDAD DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN EN EXCAVACIONES DE PROYECTOS SOTERRADOS. Para la realización del estudio preliminar y/o definitivo se requerirá un mínimo de dos sondeos en cada lado del perímetro del terreno a excavar, siempre que el espaciamiento entre sondeos sea menor o igual a 20 m. En la evaluación de la estabilidad de futuros cortes y el efecto de éstos sobre estructuras adyacentes, los sondeos serán realizados desde la superficie original del terreno (previo al inicio de excavaciones), con posterioridad al perfilado geofísico. Los puntos de exploración podrán ser retirados del perímetro del terreno una distancia horizontal no mayor que la altura del futuro corte.

4.2.2.15.1. En caso de que uno de los lados del terreno tenga menos de 10 metros de largo, se permitirá la realización de un sondeo en el centro de dicho lado.

4.2.2.16. PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN PARA EXCAVACIONES. La profundidad mínima de exploración (Z_x) para los casos de proyectos soterrados será 1.5 veces la altura prevista del corte desde la superficie original del terreno.

4.2.3. ENSAYOS DE LABORATORIO.

4.2.3.1. ENSAYOS MÍNIMOS DE LABORATORIO. El tipo y cantidad de ensayos para la caracterización geotécnica dependerá de las características propias de los suelos y rocas explorados, del tipo de proyecto y del criterio del ingeniero geotécnico. Como mínimo se deberán efectuar los ensayos descritos en la **Tabla 5**. Además de éstos, cuando el consultor geotécnico lo considere pertinente se deberán realizar otros ensayos.

Tabla 5: Ensayos mínimos en suelos y rocas según tipo de edificación.

Parámetro	Norma Aplicabl e	Suelos arcillosos				Suelos limosos				Suelos granulares (arena y grava).				Roca
		Tipo de edificación				Tipo de edificación				Tipo de edificación				
		C-0, C-1 y C-2	C-3	C-4	C-5	C-0, C-1 y C-2	C-3	C-4	C-5	C-0, C-1 y C-2	C-3	C-4	C-5	
Clasificación de suelo	ASTM-D2487	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	
Contenido de humedad, (W)	ASTM-D2216	X	X	X	X	X	X	X	X	(X)	(X)	(X)	(X)	-
Límites de Atterberg	ASTM-D4318	X	X	X	X	X	X	X	X	(X)	(X)	(X)	(X)	-
Granulometría	ASTM-D6913 y D7928	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	-
Resistencia al corte sin drenaje, (Su)	ASTM-D2850, D4767, D4648,	I	(X)	X	X	(X)	(X)	(X)	(X)	-	-	-	-	-

	D6528, D2166													
Clasificación geológica		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	X
Índice de Expansibilidad	ASTM- D4829 D-4546	I	(X)	(X)	(X)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Peso unitario (γ)	ASTM- D2937	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Ensayo de compresión uniaxial	ASTM- D2166	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-	X
Ensayo de carga puntual	ASTM D5731	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	X
X= Se determinará siempre (X)= se determinará si procede u ocasionalmente - = no aplica I = inferida o por correlación														

4.2.4. REQUISITOS ESPECIALES.

4.2.4.1. NIVEL FREÁTICO EN SÓTANOS. Para estructuras con sótanos, en el estudio geotécnico se deberá ubicar la posición del nivel freático tomando como punto de partida la cota del piso soterrado más bajo, y se deberán establecer las medidas pertinentes para evitar probables inundaciones de éste.

4.2.4.2. ZONAS CÁRSTICAS. Los estudios geotécnicos en zonas cársticas deberán auxiliarse de métodos geofísicos para definir la ubicación de cavernas y bolsones de materiales de menor competencia, determinar los espesores de costra superficial del techo de la caverna y sus características mecánicas. En adición, se deberán determinar las características mecánicas de los suelos o rocas que subyacen dicha costra superficial.

4.2.4.3. SUELOS EXPANSIVOS. Se deberán considerar los suelos como expansivos en las zonas en donde se cumpla simultáneamente que los suelos poseen un Índice de plasticidad mayor o igual que quince (15), un Límite Líquido mayor a cincuenta (50) y un Límite Plástico mayor a veinticinco (25). El Ingeniero Geotécnico deberá definir su capacidad expansiva, presión de expansión, extensión superficial y el espesor de la capa expansiva, así como las medidas de mitigación de sus efectos.

4.2.4.3.1. No será aplicada esta disposición si se demuestra que su índice de expansión es menor que 20, mediante el ensayo de expansión establecido en la **Tabla 5**.

CLASIFICACIÓN DE SITIO SISMICO

4.2.4.4. CLASIFICACIÓN DEL SITIO PARA FINES SISMICOS. A través del estudio geotécnico se deberá clasificar la estratigrafía del terreno investigado mediante la exploración geotécnica en una de las seis categorías definidas en la **Tabla 6**, para fines de su comportamiento ante sismos. Se asignará siempre la clasificación más desfavorable que aplique al sitio en cuestión, atendiendo a lo establecido en el **4.2.4.5**.

4.2.4.5. En la clasificación del sitio tomarán precedencia las mediciones de velocidad de onda cortante (V_s) y en caso de que no se cuente con V_s , se deberán utilizar las mediciones de resistencia al cortante no-drenada en las muestras de suelos cohesivos (S_u), y en los suelos se utilizarán los valores del conteo de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (ASTM D1586) (SPT-N).

Tabla 6: Definición de la clase de sitio.

CLASIFICACIÓN DE SITIO	Nombre	V_s [m/s]	s_u [KPa]	$SPT-N$ [golpes/0.3m]
A	Roca Sana	>1,500	No Aplica	No Aplica
B	Roca	760 a 1,500	No Aplica	No Aplica
C	Roca Blanda o Suelos Muy Densos	360 a 760	>100	>50
D	Suelos Firmes	180 a 360	50 a 100	15 a 50
E	Suelos Blandos	< 180	< 50	< 15

Además, se clasificará como **SITIO CLASE E** a perfiles con más de 3 m de arcillas o limos con **todas** las siguientes propiedades:

- 1) Índice de Plasticidad $I_p > 20$.
- 2) Contenido de humedad natural $w_n > 40\%$.
- 3) Resistencia al cortante no-drenada $s_u < 25$ KPa.

F	Se clasificará como SITIO CLASE F al perfil de suelos que tenga cualquiera de las siguientes características: 1) Suelos susceptibles a pérdida de resistencia ante cargas sísmicas como suelos licuables, arcillas sensitivas muy blandas. 2) Perfiles con más de 3 m de Turbas y/o arcillas muy orgánicas. 3) Perfiles con más de 7 m de arcillas de muy alta plasticidad (Índice de Plasticidad $I_p > 75$). 4) Perfiles con más de 35 m de arcillas blandas a medianas.
----------	--

4.2.4.6. Para la clasificación de sitio serán divididos los 30 metros superiores del perfil en estratos de suelo, cada uno con propiedades similares. Se utilizarán los valores promedio de las mediciones de V_s , S_u y/o SPT-N en los 30 m superiores del perfil, calculado de acuerdo con la expresión siguiente:

$$1) \quad X = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i/x_i}$$

Donde:

X es el valor promediado de dicha propiedad, que se utilizará para la clasificación en la Tabla 6.

d_i representa los espesores del estrato.

x_i representa los valores de la propiedad que está siendo promediada (V_s , S_u o SPT-N), en cada uno de los estratos del perfil.

4.2.4.7. En caso de que los sondeos no lleguen a la profundidad de 30 m será responsabilidad del Ingeniero Geotécnico determinar la Clase de Sitio Sísmico.

4.2.4.8. En las sumatorias de la ecuación (1) se limitará el valor de SPT-N a 100 golpes/30 cm, y se limitará el valor de S_u a 240 KPa.

4.2.4.9. No se asignará la categoría de sitio A o B si existe un estrato de suelo de otro tipo, mayor de 3 metros, entre la superficie del estrato rocoso y el fondo de cimentación.

4.2.4.10. Para la Clasificación de sitio C, D o E determinada según lo establecido en el **4.2.4.6**, si la velocidad promedio de la onda de corte (V_s), el número de golpes (N) y/o la resistencia última promedio al corte del suelo no drenado (S_u) resultaran en valores tales que exista discrepancia en la clasificación del sitio, el sitio será clasificado de tal forma que corresponda al suelo que resulte en una mayor demanda sísmica.

4.2.4.11. En los suelos que sean clasificados como clase de Sitio F, se deberá realizar un análisis de respuesta de sitio tomando en cuenta la amplificación del suelo y las mediciones in situ de las velocidades de las ondas sísmicas de compresión (V_p) y de corte (V_s).

4.2.4.11.1. No se requerirán los estudios de amplificación específicos de sitio si se utiliza una aceleración pico del terreno igual a $SDS/2.5$, donde SDS es la aceleración espectral de diseño para período corto, definida en el **Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural**, del Volumen I del Código de Construcción de la República Dominicana.

4.2.4.11.2. No se requerirán los estudios de amplificación específicos de sitio en suelos licuables donde se proyecte construir estructuras con periodos de vibración menor o igual a 0.5 segundos. En este caso, se permitirá la determinación de la clasificación de sitio de acuerdo con el **4.2.4.6** y su clasificación se realizará de acuerdo con la **Tabla 6**.

4.2.5. INFORME GEOTÉCNICO.

4.2.5.1. El informe geotécnico resumirá los resultados de las investigaciones de campo y laboratorio, así como los análisis y recomendaciones del ingeniero geotécnico. Como mínimo, sin ser limitativo, el informe geotécnico contendrá la siguiente información:

- a) Descripción del proyecto (localización, uso, extensión en planta, número de pisos sobre el NPT y bajo el NPT, sistema estructural, entre otros), e identificación de la categorización de la construcción según las especificaciones de **Tabla 2**.
- b) Descripción del alcance de las investigaciones, especificaciones técnicas del equipo utilizado, incluyendo fotos y metodologías empleadas.
- c) Definir si la zona del proyecto se encuentra en un campo cercano o lejano a las diferentes fallas, de acuerdo con el Mapa de Campo Cercano, del **Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural**, del Volumen I del Código de Construcción de la República Dominicana.
- d) Breve descripción de la geología regional y local donde se sitúa el proyecto.
- e) Breve descripción de la hidrogeología regional y local donde se sitúa el proyecto.
- f) Detalles topográficos de acuerdo con la altimetría y planimetría de la zona, para determinar las cotas del relieve del sitio en estudio, tomando en cuenta los niveles de piso terminado de la estructura a construir.

- g) Breve descripción de la Topografía circundante al área del proyecto.
- h) Proximidades a Ríos o corrientes de agua.
- i) Detalle de las estructuras adyacentes, si aplica.
- j) Planta del proyecto a escala con la ubicación de los puntos explorados georreferenciados; perfiles estratigráficos y perfiles geofísicos (si aplica), claramente identificados.
- k) Bitácora de los sondeos, con descripción de las muestras de suelos y rocas, por un profesional calificado de acuerdo con los requisitos de **4.2.1**.
- l) Descripción del subsuelo en función del perfil estratigráfico encontrado y clasificación del sitio según lo establecido en la **Tabla 6**.
- m) Ubicación del nivel freático, si ha sido encontrado en los sondeos, indicando la fecha de medición.
- n) Asentamientos totales y diferenciales esperados.
- o) Módulo de Balasto o reacción del terreno ante el dimensionamiento de las cimentaciones y elemento de contención.
- p) Recomendaciones de cimentación, incluyendo tipo de cimientos, esfuerzos máximos admisibles sobre terreno natural y rellenos para cimientos superficiales, y recomendaciones para mejoramiento del terreno contra los efectos de suelos expansivos, zonas cavernosas, suelos granulares propensos a licuefacción, entre otros.
- q) Recomendaciones para excavaciones, estabilidad de taludes, estructuras de retención y para mitigar el efecto de excavaciones sobre estructuras adyacentes.
- r) Recomendaciones para rellenos compactados.
- s) Anexo que incluya los resultados de pruebas de campo y laboratorio, memoria de cálculo de cada tipo de problema analizado y de los resultados en forma de gráficos y tablas. Además, se incluirán planos, esquemas, dibujos, fotografías de las muestras y de campo, y todos los aspectos que se requieran para ilustrar y justificar el estudio y sus recomendaciones.

4.2.5.2. INFORME GEOTÉCNICO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. En el caso de las cimentaciones profundas, además de lo indicado en el **4.2.5.1**, el informe geotécnico deberá incluir los siguientes requisitos:

- a) Recomendar los tipos y especificaciones de pilotes y presentar estimados de su capacidad axial última y de trabajo, incluyendo porcentajes estimados de la carga que serán soportadas, por punta y por fricción en el fuste.
- b) Presentar estimados de resistencia a cargas laterales en función de la flexión y la compresión (Flexo-compresión y biflexo-compresión).
- c) Definir cotas mínimas requeridas de la punta de los pilotes para las cargas de trabajo recomendadas.
- d) Recomendar la separación de centro a centro de los pilotes.
- e) Presentar factores de reducción de la capacidad individual de pilotes por efecto de acción de grupos.
- f) Estimar los asentamientos esperados para pilotes friccionantes cuya punta no este empotrada en el manto rocoso.
- g) Describir los métodos de instalación recomendados.
- h) Especificar las características de hincado esperadas y martillos recomendados en pilotes hincados.
- i) En pilotes hincados se especificará el desarrollo de criterios de hinca, a partir de pruebas en campo con pilotes indicadores antes del inicio de la hinca de producción.
- j) Se especificarán los requerimientos de pruebas de carga y de integridad de los pilotes según lo establecido en el **4.5.7.3** y **4.5.7.4**.

CAPÍTULO 4.3. CRITERIOS DE SEGURIDAD.

4.3.1. DISPOSICIONES GENERALES.

4.3.1.1. Las cimentaciones deberán cumplir con dos características principales: ser seguras contra una falla por corte general y local del suelo que la soporta, y no experimentar un asentamiento que exceda los límites establecidos en el presente Título, para comportarse satisfactoriamente. El tipo de cimentación deberá ser escogido y dimensionado de manera que cumpla con estos criterios de seguridad.

4.3.2. CRITERIOS DE SEGURIDAD EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

4.3.2.1. PROPIEDADES DE SUELOS Y ROCAS. Para fines del diseño de las cimentaciones serán requeridas la capacidad portante y los asentamientos del terreno, que serán determinados en base a las propiedades de los suelos y rocas, derivados de los ensayos de campo y laboratorio, para definir la resistencia y compresibilidad de los estratos de fundación.

4.3.2.2. ASENTAMIENTOS EN ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS. Se tomarán todas las precauciones en el diseño de zapatas aisladas y combinadas, para que bajo cargas de servicio los asentamientos absolutos se limiten a 25 milímetros.

4.3.2.2.1. En suelos cohesivos y en rocas se deberá satisfacer la condición de que la presión de contacto bajo cargas de servicio sea menor a un tercio ($1/3$) de la capacidad portante última, calculada según los métodos propuestos en el **CAPÍTULO 4.4.**

4.3.2.3. En aquellos sitios en donde los asentamientos esperados sean mayores que estos máximos aceptables, se deberá mejorar el subsuelo, utilizar plateas, o utilizar cimentaciones profundas.

4.3.2.3.1. El ingeniero geotécnico podrá defender recomendaciones en las cuales los asentamientos calculados excedan los máximos admisibles establecidos en el **4.3.2.2.**, si demuestra mediante análisis sustentado por datos y con posterior verificación con mediciones en obra que no resultan en consecuencias negativas para la estructura, o para el uso de la edificación, y no presenta peligro alguno para sus ocupantes. Dichos asentamientos limitados precedentemente solo pueden ser excedidos hasta un 25%.

4.3.2.4. ASENTAMIENTOS EN PLATEA. Los asentamientos absolutos para plateas se limitarán a 50 milímetros. Las plateas deberán poseer suficiente rigidez para limitar los asentamientos diferenciales a 6 milímetros para apoyos espaciados a 3 metros, es decir, $\alpha \leq 2 \times 10^{-3}$, donde α es la distorsión angular.

4.3.2.4.1. Al igual que para zapatas aisladas y combinadas, el ingeniero geotécnico podrá defender recomendaciones en las cuales los asentamientos calculados excedan los máximos admisibles establecidos en el **4.3.2.4**, si demuestra mediante análisis sustentado por datos y con posterior verificación con mediciones en obra que no resultan en consecuencias negativas para la estructura, o para el uso de la edificación, y no presenta peligro alguno para sus ocupantes. Dichos asentamientos limitados precedentemente solo pueden ser excedidos hasta un 25%.

4.3.2.5. ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES. El Asentamiento Diferencial no deberá ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en el **4.3.2.6**. En el caso de apoyos espaciados a 3 m, los asentamientos diferenciales se limitarán a 6 milímetros; es decir, $\alpha \leq 2 \times 10^{-3}$, donde α es la distorsión angular (véase **Figura 2**).

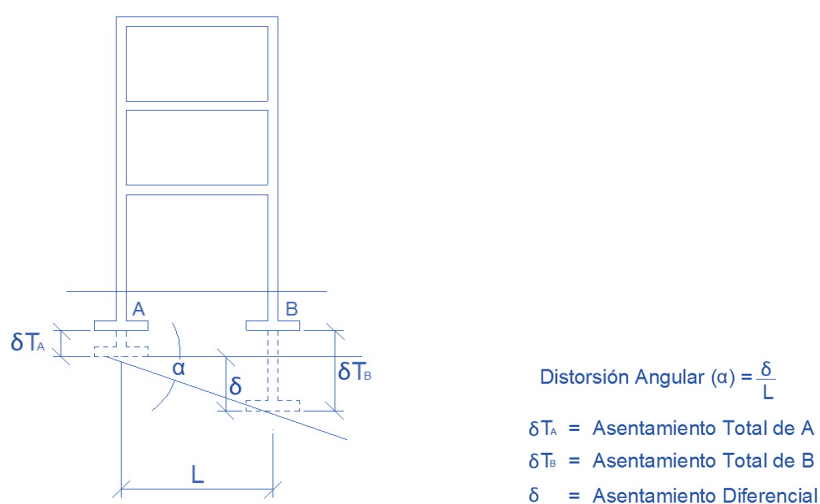


Figura 2: Asentamientos diferenciales.

4.3.2.6. LÍMITES DE GIRO O DISTORSIÓN ANGULAR. Los giros calculados deberán limitarse a valores que no produzcan efectos estéticos o funcionales que impidan o perjudiquen el funcionamiento normal de la edificación, amenacen su seguridad, o

disminuyan el valor comercial de la misma. En ningún caso se deberá sobrepasar $\alpha = 1/500$.

4.3.2.7. FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE A UNA FALLA POR CORTE. Los factores de seguridad mínimos que deberán tener las cimentaciones son los siguientes:

- a) Para cargas estáticas: 3.0
- b) Para sollicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2.5.

4.3.3. CRITERIOS DE SEGURIDAD EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.

4.3.3.1. Las fundaciones profundas se diseñarán y construirán o instalarán en base a las recomendaciones del informe geotécnico, según lo especificado desde **4.2.2** hasta **4.2.4** y en el **CAPÍTULO 4.5**.

4.3.3.2. La Carga Axial de Trabajo ($Q_{trabajo}$) de pilotes se calculará como la relación entre la Capacidad Geotécnica Última (Q_{ult}), según las directrices del **CAPÍTULO 4.5**, y el Factor de Seguridad (F.S.).

$$2) \quad Q_{trabajo} = \frac{Q_{ult}}{F.S.}$$

4.3.3.3. La Carga lateral admisible será aquella que no exceda los límites estructurales de la sección del pilote o un desplazamiento horizontal de 25 milímetro, la que sea menor.

4.3.3.4. FACTOR DE SEGURIDAD. El Factor de Seguridad (F.S.), dependerá del nivel de las investigaciones geotécnicas, según los siguientes criterios:

- a) Para una investigación mínima con sondeos, según el **4.2.2.6**, y análisis de capacidad estáticos según el **CAPÍTULO 4.5**, el Factor de Seguridad para punta será F.S. = 3.0 y para fuste F.S. = 2.5.
- b) Si además de las actividades señaladas en a) se realizan pruebas de carga dinámica, según ASTM D4945, pruebas de carga estáticas según ASTM D1143, según aplique, se usará F.S. = 2.0.

4.3.3.4.1. Si se realizan pruebas de carga dinámica a más del 10% se podrá disminuir dichos factores de seguridad a F.S. = 1.9.

4.3.3.4.2. Si se realizan pruebas de carga dinámica a más del 10% y además 2% de cargas estática se podrá disminuir dichos factores de seguridad a F.S. = 1.75.

4.3.4. CRITERIOS DE SEGURIDAD EN ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN Y TALUDES.

4.3.4.1 ESTABILIDAD GLOBAL. La estabilidad global de muros de contención y taludes en corte o relleno será aceptable sólo si los factores de seguridad calculados con los métodos recomendados en el **CAPÍTULO 4.4**, son mayores que los mínimos especificados en esta sección para las siguientes condiciones.

- a) Construcción: Corto plazo F.S. ≥ 1.2
- b) Servicio: Largo Plazo F.S. ≥ 1.5
- c) Sismo: F.S. ≥ 1.1

4.3.4.2 DEFORMACIONES A ESTRUCTURAS ADYACENTES INDUCIDAS POR EXCAVACIONES. Las excavaciones se deberán desarrollar de manera que cumpla con los siguientes criterios:

- a) El ingeniero geotécnico deberá tomar toda precaución para que las excavaciones no causen daños a estructuras adyacentes preexistentes.
- b) Además de satisfacer los requisitos del **4.3.4.1** los cortes no deberán inducir deformaciones verticales u horizontales que afecten adversamente las estructuras adyacentes existentes.
- c) Se limitarán los desplazamientos inducidos a zapatas adyacentes a excavaciones, de manera que las distorsiones angulares α y deformaciones unitarias horizontales (ϵ_h), impuestas a la edificación por el corte, sean menores que $\epsilon_h < 0.15\%$ y $\alpha < 0.20\%$. Para garantizar dicho análisis el MIVHED suministrara la información disponible de los cimientos de las estructuras adyacentes.

CAPÍTULO 4.4. CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

4.4.1. DISPOSICIONES GENERALES.

4.4.1.1. El ingeniero geotécnico deberá recomendar cualquier sistema de cimentación superficial que satisfaga los criterios de seguridad establecidos en **4.3.2.** Además, el informe geotécnico correspondiente deberá cumplir con todas las disposiciones establecidas en este Título y contendrá las informaciones mínimas requeridas según **4.2.5.**

4.4.1.2. Si para una estructura se plantean varias profundidades de desplante, se deberán determinar las cargas admisibles y los asentamientos diferenciales para cada caso.

4.4.1.3. Se deberá evitar la interacción entre las zonas de influencia de los cimientos adyacentes, de lo contrario se deberá tener en cuenta en el dimensionamiento de los nuevos cimientos.

4.4.1.4. DISTRIBUCIÓN DE LA PRESIÓN DE CONTACTO. Las zapatas en suelos y rocas deberán ser diseñadas para soportar las cargas de diseño con presiones máximas de contacto que no excedan las admisibles, lo más uniforme posible para minimizar los asentamientos diferenciales, con suficiente capacidad estructural y con asentamientos máximo-tolerables como se indica en **4.3.2.**

4.4.1.5. ESFUERZO ADMISIBLE. El esfuerzo admisible será el menor de los estimados para satisfacer los dos criterios siguientes:

- a) Se deberá estimar primero a partir de la ecuación de capacidad portante reducida por un factor de seguridad, para prevenir una falla por corte general.
- b) En adición, se deberá determinar la presión de contacto necesaria para que los asentamientos inducidos sean menores que los valores especificados en **4.3.2.**
- c) La resultante de fuerzas (R), debido a la presión en la base de la zapata, deberá ser mantenida dentro de $B/6$ del centro de la zapata, para evitar el levantamiento de los extremos. No se permitirá el uso de zapatas con bases inclinadas.

4.4.1.6. Para fundaciones de zapatas aisladas en suelos clasificados como Clase de Sitio E o F, en el estudio geotécnico se deberá recomendar que estén conectadas con vigas riostras.

4.4.2. ZAPATAS SOBRE RELLENO.

4.4.2.1. ZAPATAS SOBRE RELLENO. Las zapatas apoyadas sobre relleno deberán estar regidas por las mismas consideraciones de capacidad portante, asentamiento y estabilidad ante sollicitaciones sísmicas que aquellas apoyadas sobre suelos naturales. Se deberá tomar en cuenta tanto el comportamiento del relleno, como de los suelos naturales que lo subyacen.

4.4.2.2. RELLENOS DEBAJO DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES. Los Rellenos deberán ser controlados y contruidos con material seleccionado. Los métodos empleados en su conformación, compactación y control dependerán principalmente de las propiedades físicas del material. El material seleccionado deberá ser compactado a una densidad mayor o igual del 95% de la máxima densidad seca del ensayo del Proctor Modificado ASTM D1557, en todo su espesor y cumplir con lo siguiente:

- a) Un peso unitario seco $\geq 1800 \text{ kg/m}^3$.
- b) Un porcentaje máximo de Finos menor o igual a 35%.
- c) Un Índice de Plasticidad de la fracción fina menor o igual a 15%.
- d) Un Limite Líquido de la fracción fina menor o igual a 41%.

4.4.2.3. En todos los casos, se deberán realizar controles de compactación en todas las capas compactadas de espesores no mayor a 0.30 m, a razón necesariamente, de un control por cada 250 m² con un mínimo de cinco (5) controles por capa.

4.4.2.3.1. En áreas pequeñas (igual o menores a 25 m²), se permitirán al menos tres (3) ensayos de control de compactación por cada capa no mayor a 0.30 m.

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

- a) Ensayo de control de compactación mediante métodos **no destructivos**, con densímetro, por cada 0.30 m de espesor (cada capa). Los resultados deberán ser mayores al 95 % de la máxima densidad seca obtenida en el ensayo Proctor modificado ASTM D1557.
- b) Ensayo de Penetración Estándar, por cada metro de espesor de Relleno Controlado, o auscultaciones dinámicas con el Cono Dinámico Tipo Peck (CTP), el Cono de Penetración

Estático corregido (**CPT**) o con el Penetrómetro Dinámico Ligero (**DPL**), o cualquier otro método validado que pueda correlacionarse con el SPT. El resultado de cualquiera de estos ensayos deberá ser mayor a 25 golpes por cada 0.30 metro en el Ensayo de Penetración Estándar Corregido ($N_{1(60)}$).

4.4.2.5. Los reportes o informes de los rellenos controlados deberán incluir:

- a) Evaluación de la mina (análisis Granulométrico, Límites, Proctor Modificado y otros).
- b) Pruebas de control de compactación.
- c) Vista en Planta en el plano de conjunto, de los puntos donde fueron realizados los controles georreferenciados.
- d) Equipo utilizado para el control de la compactación y el certificado de la calibración.

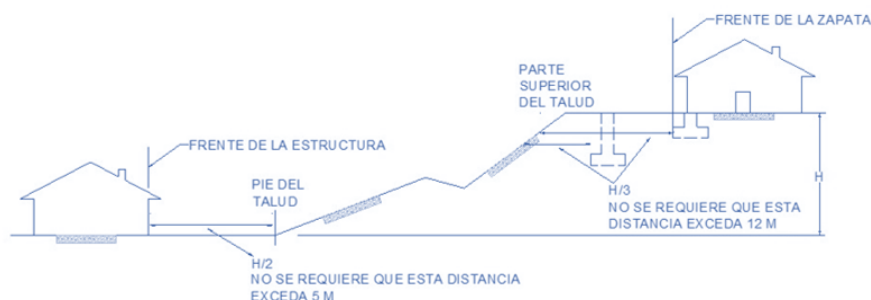


Figura 3: Separación de zapatas al talud.

4.4.3. ZAPATAS SOBRE O ADYACENTES A TALUDES.

4.4.3.1. ZAPATAS SOBRE O ADYACENTES A TALUDES. Los taludes que afecten las edificaciones deberán ser evaluados y estabilizados de ser necesario, para que cumplan con los requisitos de **4.3.4** y cumplir además con lo siguiente:

- a) Las zapatas deberán ser retiradas del pie del talud, por lo menos una distancia horizontal igual a $\frac{1}{2}$ de la altura del talud. Esta distancia de retiro no tendrá que ser mayor a 5 m.
- b) Las zapatas adyacentes a la corona del talud deberán ser cimentadas con suficiente profundidad para apoyarse sobre material no relajado por el talud. Además, deberán ser

retiradas a una distancia igual a $1/3$ de la altura del talud. Esta distancia de retiro tendrá que ser mayor que 12 m. (véase **Figura 3**).

4.4.3.1.1. Estas separaciones mínimas podrán ser modificadas por el ingeniero geotécnico basado en resultados demostrables de exploración y del análisis de estabilidad de talud.

4.4.4. PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

4.4.4.1. GENERAL. La profundidad o nivel de desplante de la cimentación deberá cumplir los siguientes aspectos:

- a) La cimentación debe ser segura contra falla por cortante del suelo.
- b) No se deben producir deformaciones excesivas en el suelo, ni en la estructura.
- c) Los cimientos no se deben colocar directamente dentro de la zona de cambios volumétricos (contracción y expansión), ni en rellenos no compactados o en suelo orgánico.
- d) El nivel de desplante se deberá establecer en base a los datos que ofrezca el estudio de suelo y de acuerdo con los criterios mínimos establecidos en este Título.
- e) Los cimientos deberán estar a una profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre de éste por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.
- f) En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones deberá llegar hasta un nivel tal que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos.
- g) Se deberán diseñar las cimentaciones superficiales en forma tal que se eviten los efectos de las raíces principales de los árboles próximos a la edificación o alternativamente se deben dar recomendaciones en cuanto a arborización.

4.4.4.1.1. El ingeniero geotécnico puede recomendar medidas adicionales, como mejoramiento de suelos, técnicas de cimentación especiales, o ajustes en el diseño, para garantizar la estabilidad y seguridad de la estructura en función de las condiciones específicas del terreno.

4.4.4.2. PROFUNDIDAD MÍNIMA DE DESPLANTE PARA ZAPATAS. Las zapatas deberán ser-desplantadas a la profundidad donde aparezca el estrato competente y cumpliendo con **4.4.4.1**, a una profundidad mínima de **0.70 m** por debajo del nivel final del terreno circundante (luego del acondicionamiento del área).

4.4.4.2.1. Esta profundidad mínima podrá ser menor a lo establecido en el **4.4.4.2** basada en resultados demostrables de exploración y del análisis que demuestre que cumplen con **4.4.4.1**.

4.4.4.3. PROFUNDIDAD MÍNIMA DE DESPLANTE PARA ZAPATAS APOYADAS EN RELLENO. Las zapatas apoyadas sobre relleno deberán tener una profundidad mínima de **0.85 m**.

4.4.4.3.1. Esta profundidad mínima podrá ser menor a lo establecido en el **4.4.4.3** basada en resultados demostrables de exploración y del análisis que demuestre que cumplen con el **4.4.4.1**.

4.4.4.4. PROFUNDIDAD MÍNIMA DE DESPLANTE PARA PLATEAS. Las plateas deberán estar apoyadas en un estrato competente y tener una profundidad mínima equivalente a su espesor estructural.

4.4.4.4.1. En caso de que la estructura se fundara directamente en terreno rocoso, la profundidad de desplante será de al menos el espesor de la losa de fundación o platea, sin necesidad de relleno (excluyendo cualquier relleno de nivelación).

4.4.5. CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS.

4.4.5.1. La capacidad portante última (falla por cortante general del suelo) podrá ser estimada usando la siguiente relación:

$$3) \quad q_{ult} = cN_c S_c i_c d_c + qN_q S_q i_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

Donde:

a) N_c, N_γ, N_q son factores de capacidad de carga [-]

(Estos factores están basados en los valores de fricción interna del suelo de fundación que se presentan en la **Tabla 8**.

- b) d_c, d_γ, d_q son factores de profundidad [-];
- c) i_c, i_γ, i_q son factores de cargas inclinadas [-];
- d) S_c, S_γ, S_q son factores de forma de la zapata [-];
- e) B es el ancho de zapata [L], c es la cohesión del suelo [FL^{-2}] y γ es el peso unitario efectivo de los suelos [FL^{-3}];
- f) q es el esfuerzo efectivo vertical en el plano de cimentación [FL^{-2}].

Tabla 7: Factores de capacidad portante.

f	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00
5	6.49	1.57	0.45
10	8.35	2.47	1.22
15	10.98	3.94	2.65
20	14.83	6.40	5.39
25	20.72	10.66	10.88
30	30.14	18.4	22.4
35	46.12	33.3	48.03
40	75.31	64.2	109.41
45	133.88	134.88	271.76
50	266.89	319.07	762.89

4.4.5.1.1. El ingeniero geotécnico podrá utilizar otros métodos que provean iguales o mejores resultados, estos métodos deben ser avalados.

4.4.5.2. En suelos puramente cohesivos (arcilla y arcilla limosa) para el cálculo de la capacidad portante, se deberán utilizar parámetros de resistencia no-drenadas.

4.4.5.3. En suelos puramente friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas) para el cálculo de la capacidad portante, se deberá emplear una cohesión (c) igual a cero.

4.4.5.4. Cuando el terreno sea muy compresible o muy suelto se deberá estimar la capacidad de falla por cortante local o punzonamiento y el q_{ult} se estimará usando los parámetros de resistencia reducidos c^* y ϕ^* , en la ecuación (3) como sigue:

$$4) \quad c^* = \frac{2}{3} c$$

$$5) \quad \phi^* = \tan^{-1} \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right)$$

4.4.5.5. CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS GRANULARES. Cuando la superficie del terreno sea marcadamente horizontal (pendiente inferior al 10%), la inclinación con la vertical de la resultante de las acciones sea menor del 10% y se admita la producción de asientos de hasta 25 mm, la presión vertical admisible de servicio se podrá evaluar mediante las siguientes expresiones basadas en el golpeo NSPT, obtenido en el ensayo SPT.

a) Para $B^* < 1.2$ m

$$6) \quad q_{adm} = 12 N_{spt} \left(1 + \frac{D}{3B^*} \right) \cdot \left(\frac{S_t}{25} \right) \quad MPa \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

b) Para $B^* > 1.2$ m

$$7) \quad q_{adm} = 8 N_{spt} \left(1 + \frac{D}{3B^*} \right) \cdot \left(\frac{S_t}{25} \right) \cdot \left(\frac{B^* + 0.3}{B^*} \right)^2 \quad MPa \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Donde:

a) S_t Representa el asiento total admisible, en mm;

b) NSPT es el valor medio de los resultados, obtenidos en una zona de influencia de la cimentación comprendida entre un plano situado a una distancia $0,5B^*$ por encima de su base y otro situado a una distancia mínima $2B^*$ por debajo de la misma;

c) D es la profundidad de desplante.

d) El valor de $\left(1 + \frac{D}{3B^*} \right)$ a introducir en las ecuaciones será igual o menor a 1.3.

4.4.5.5.1. Las fórmulas de la presente subsección sólo se aplicarán en cimentaciones superficiales con un ancho $B < 5$ metros. Para aquellos que sobrepasen este límite se deberá comprobar si cumple con los asentamientos admisibles establecidos en el **CAPÍTULO 4.3.**

4.4.5.6. CAPACIDAD ADMISIBLE. El esfuerzo admisible se deberá determinar a partir de la capacidad portante y el factor de seguridad (F.S.) como:

$$8) \quad q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.}$$

CARGAS EXCÉNTRICAS

4.4.5.7. Las dimensiones de la zapata deberán ser reducidas para tomar en cuenta los efectos de una carga excéntrica a valores efectivos B' y L' . Estas nuevas dimensiones efectivas deberán ser utilizadas para determinar los factores modificadores de la capacidad de carga (forma y profundidad de la zapata, y factores de inclinación de la carga) y para calcular la capacidad última del suelo. Las dimensiones reducidas de la zapata deberán ser determinadas como sigue:

$$9) \quad B' = B - 2e_B$$

$$10) \quad L' = L - 2e_L$$

$$11) \quad A' = B' L'$$

Donde:

a) B es el ancho,

b) L es la dimensión más larga de la zapata,

c) e_B y e_L son excentricidades en la dirección estrecha y larga de la zapata, respectivamente.

4.4.5.8. El área efectiva de apoyo se calculará con la ecuación (11). El valor de q_{ult} obtenido usando la reducción en dimensiones de la zapata representará una presión de apoyo uniforme equivalente y no la presión real de contacto distribuida debajo de la zapata. Esta presión equivalente deberá ser multiplicada por el área reducida para determinar la capacidad de carga última de la zapata desde el punto de capacidad portante.

4.4.5.9. Para el diseño estructural de la zapata, la presión real de contacto deberá ser considerada en forma trapezoidal.

4.4.5.10. Para una excentricidad (e_l) en la dirección L , las presiones de contacto mínima y máxima deberán ser estimadas a partir de la componente normal de la fuerza en la zapata Q , como sigue:

Para $e_l < L/6$:

$$12) \quad q_{max} = \frac{[1 + \frac{6e_l}{L}]}{BL}$$

$$14) \quad q_{min} = Q \frac{[1 - \frac{6e_l}{L}]}{BL}$$

Para $L/6 < e_l < L/2$:

$$13) \quad q_{max} = \frac{2Q}{3B [\frac{L}{2} - e_l]}$$

$$15) \quad q_{min} = 0$$

$$16) \quad L_1 = 3[\frac{L}{2} - e_l]$$

Donde:

a) L_1 es la longitud del triángulo de presión en la base.

4.4.5.10.1. Para una excentricidad (e_B) en la dirección B , las presiones máxima y mínima deberán ser estimadas usando las ecuaciones (12) a (16), reemplazando e_l por e_B y sustituyendo L por B , y B por L .

FACTORES DE FORMA DE LA ZAPATA

4.4.5.11. Para zapatas con una relación $L < 5B$, se deberán aplicar los siguientes factores de forma a la ecuación (3):

$$17) \quad S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$$

$$18) \quad S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi$$

$$19) \quad s_y = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$$

4.4.5.11.1. Para zapatas continuas, con $L > 5B$, los factores de forma se deberán considerar igual a 1. Para zapatas circulares se considerará que $B = L$. Para casos en que la carga sea excéntrica, las variables L y B deberán ser reemplazadas por L' y B' , respectivamente, en las ecuaciones anteriores.

FACTORES PARA CARGAS INCLINADAS SOBRE LA ZAPATA

4.4.5.12. Para cargas inclinadas, se deberán aplicar los siguientes factores de inclinación a la ecuación (3).

$$20) \quad i_q = i_c \left[1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right]^2$$

$$21) \quad i_y = \left[1 - \frac{\beta}{\phi} \right]$$

Donde: β es la inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.

FACTORES DE PROFUNDIDAD

4.4.5.13. Para zapatas con una relación $D_f/B \leq 1$ se deberán aplicar los siguientes factores de profundidad a la ecuación (3):

Para $\phi = 0$:

$$22) \quad d_c = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$24) \quad d_q = d_y = 1$$

Para $\phi' = 0$:

$$23) \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi'}$$

$$25) \quad d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$26) \quad d_\gamma = 1$$

4.4.5.14. Para zapatas con una relación $D_f/B > 1$, los siguientes factores de profundidad deberán ser aplicados a la ecuación (3):

Para $\phi = 0$

$$27) \quad d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$29) \quad d_q = d_\gamma = 1$$

Para $\phi' > 0$

$$28) \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi'}$$

$$30) \quad 1 + 2 \tan \phi \left(1 - \sin \phi\right)^2 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$31) \quad d_\gamma = 1$$

Donde: el factor $\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$ está en radianes.

CAPACIDAD PORTANTE EN SUELOS SATURADOS

4.4.5.15. La capacidad portante bajo la zapata en los suelos saturados se deberá determinar usando el nivel de agua más alto anticipado. El efecto del agua subterránea sobre la capacidad portante última se deberá considerar usando un peso unitario promedio ponderado de los suelos que la subyacen.

a) Si $\phi < 37^\circ$, se deberá utilizar la siguiente ecuación para determinar el peso unitario ponderado:

Para una profundidad de las aguas subterráneas, bajo el fondo de zapata $Z_w \geq B$:

$$32) \quad \gamma = \gamma_m \quad (\text{Sin efecto})$$

Para $Z_w < B$

$$33) \quad \gamma = \gamma' + \left(\frac{Z_w}{B}\right)(\gamma_m - \gamma')$$

Para $Z_w \leq 0$ use

$$34) \quad \gamma = \gamma'$$

b) Si $\phi \geq 37^\circ$, se deberá utilizar la siguiente ecuación para determinar el peso unitario promedio ponderado:

$$35) \quad \gamma = (2D - z_w) \left(z_w \frac{\gamma_m}{D^2} \right) + \left(\frac{\gamma'}{D^2} \right) (D - z_w)^2$$

$$36) \quad D = \frac{1}{2} B \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

4.4.6. DESLIZAMIENTO LOCAL DE LAS ZAPATAS.

4.4.6.1. La falla por deslizamiento en el plano de la zapata se deberá considerar comparando la componente de la fuerza tangencial (P) en la zapata a la fuerza resistente máxima (P_{max}).

$$37) \quad P_{max} = Q \tan \delta + B L c_a + P_p$$

Donde:

- a) P_p = Fuerza pasiva.
- b) δ = ángulo de fricción en el plano de fundación.
- c) c_a = adhesión en el contacto suelo-zapata.

4.4.6.2. La adhesión en el contacto suelo-zapata, c_a , se deberá determinar mediante la reducción de la cohesión del terreno en el plano de fundación con valores entre 0.6 y 0.8.

4.4.6.3. Los valores del coeficiente de fricción ($\tan \delta$) en el plano de fundación entre la zapata y los distintos tipos de suelo que se utilizarán en la ecuación (37) se determinarán de acuerdo con la **Tabla 8**.

Tabla 8: Factores de fricción para distintos materiales (NAVFAC, 1986 b).

Materiales de Interfaz	Coefficiente de fricción ($\tan \delta$)	Ángulo de Fricción (δ) en grados
Masa de hormigón en los siguientes materiales:		
Roca limpia.	0.70	35
Grava Limpia, Mezcla de grava y arena, arena gruesa.	0.55 a 0.60	29 a 31
Arena limpia de media a fina, arena limosa de mediana a gruesa, grava limosa o grava arcillosa.	0.45 a 0.55	24 a 29
Arena limpia, arena limosa o arcillosa de fina a media.	0.35 a 0.45	19 a 24
Limo arenoso fino y limo no plástico.	0.60 a 0.35	17 a 19
Arcilla residual muy rígida o arcilla preconsolidada.	0.40 a 0.50	22 a 26
Arcilla media dura y dura y arcilla limosa.	0.30 a 0.35	17 a 19

4.4.6.4. Para fines del cálculo de la resistencia máxima al deslizamiento (P_{max}), en el caso de plateas desplantadas a menos de 0.30 metros, no se considerará la contribución de la resistencia pasiva provista por los suelos frente a la platea. En caso de cargas excéntricas, BL se sustituirá por el área en compresión en la platea.

4.4.6.5. FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO. El factor de seguridad al deslizamiento (FS) deberá ser mayor o igual a 1.5.

$$38) \quad FS = \frac{P_{max}}{P} \geq 1.5$$

4.4.6.6. Para el caso de carga dinámica (cargas transitorias) el factor de seguridad deberá ser mayor o igual a 1.15.

4.4.7. ASENTAMIENTOS EN SUELOS.

4.4.7.1. El asentamiento total de la zapata incluirá tres componentes: elástico o inicial, por consolidación primaria y por consolidación secundaria.

$$39) \quad S_t = S_e + S_c + S_s$$

4.4.7.2. Los asentamientos deberán ser determinados usando la carga muerta más la carga viva reducida, sin factorizar. Otros factores que afectan el asentamiento también deberán considerarse, donde sea apropiado (cargas por terraplén en todos los suelos, y cargas de vibración por cargas vivas dinámicas o cargas por terremotos en suelos granulares).

4.4.7.3. ASENTAMIENTOS EN ARENAS Y LIMOS NO-PLÁSTICOS. El cálculo de los asentamientos en arenas y limos no plásticos será realizado por el ingeniero geotécnico, quien podrá emplear métodos empíricos basados en mediciones de campo obtenidas mediante el Ensayo de Penetración Estándar (ASTM D1586).

4.4.7.4. Para calcular la profundidad de influencia (Z_I) cuando el valor de NSPT se mantiene constante o aumenta con la profundidad, se considera una relación que depende del ancho de la cimentación y un ancho de referencia.

4.4.7.4.1. En casos donde el valor de NSPT disminuye con la profundidad, la profundidad de influencia se toma como $2B$ o hasta alcanzar un estrato suave desde el fondo de la cimentación (el valor que sea menor).

$$40) \quad \bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i \Delta z_i}{Z_I}$$

Donde: ΔZ_i son los espesores de los estratos con valores N_i .

4.4.7.5. El conteo de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (N) se calculará como el promedio ponderado de los conteos de golpes en los estratos que se encuentran dentro de la profundidad de influencia (Z_I).

Tabla 9: valores de las constates α_1 , α_2 , α_3

Tipo de suelo	q'	α_1	α_2	α_3
Arena normalmente consolidada	q_{neta}	0.14	$\frac{1.71}{\bar{N}^{1.4}}$	$\alpha_3 = \frac{H}{Z_I} (2 - \frac{H}{Z_I})$ o
Arena sobreconsolidada ($q_{neta} \leq \sigma'_c$)	q_{neta}	0.047	$\frac{0.57}{\bar{N}^{1.4}}$	
Arena sobreconsolidada ($q_{neta} > \sigma'_c$)	$q_{neta} - 0.67 \sigma'_c$	0.14	$\frac{0.57}{\bar{N}^{1.4}}$	$\alpha_3 = 1$ (si $H > Z_I$)

4.4.7.5.1. Se permitirá el uso de cualquier otro método que ofrezca mejores resultados.

4.4.7.6. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN. El asentamiento por consolidación de las zapatas en suelos cohesivos saturados o parcialmente saturados puede estimarse usando las siguientes ecuaciones cuando los resultados de pruebas de laboratorio están expresados en términos de relación de vacío (e):

a) Para suelos inicialmente preconsolidados $\sigma'_p > \sigma'_0$:

$$41) \quad S_c = \frac{H_c}{1+e_0} [C_{cr} \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}]$$

$$42) \quad S_c = \frac{H_c}{1+e_0} [C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}]$$

Donde:

- a) H_c es el espesor del estrato,
- b) e_0 es la relación de vacíos inicial,
- c) C_{cr} el índice de recompresión,
- d) C_c es el índice de compresión durante consolidación primaria,
- e) σ'_p es la presión de preconsolidación, y
- f) (σ'_0) es el esfuerzo efectivo inicial.

4.4.7.7. Para tomar en cuenta la disminución del incremento en esfuerzo efectivo inducido con la profundidad debajo de la zapata, y la variación de la compresibilidad del suelo con la profundidad, la capa comprimida deberá ser subdividida en incrementos verticales (típicamente de 0.5 a 2 m de espesor) y el asentamiento de consolidación para cada incremento analizado separadamente. El valor total de S_c es la sumatoria de S_{ci} para cada incremento.

4.4.7.8. ASENTAMIENTOS SECUNDARIOS. Los asentamientos secundarios de zapatas en suelos cohesivos podrán ser estimados según:

$$43) \quad S_c = H_c \frac{C_\alpha}{1 + e_0} \log \frac{t_2}{t_p}$$

Donde:

- a) C_α es el índice de compresión secundaria,
- b) t_p es el tiempo necesario para completar la consolidación primaria en un 90%,
- c) t_2 es un tiempo arbitrario que representa la vida útil de la estructura.

4.4.8. CAPACIDAD PORTANTE EN ROCAS.

4.4.8.1. Los métodos empleados por el ingeniero geotécnico para determinar la capacidad portante y asentamiento en el diseño de fundaciones superficiales en roca, deberá considerar la presencia, orientación y condiciones de las discontinuidades, perfiles de meteorización y características similares, según se manifiestan en el sitio y el grado en que se incorporará en el diseño.

4.4.8.2. La capacidad portante de zapatas en macizo rocoso fracturado se determinará dependiendo del modo de falla, de la condición y el espaciamiento de las juntas, de las zonas de falla y otras discontinuidades del macizo según las siguientes condiciones:

- a) En caso de roca intacta con ruptura dúctil, con espaciamientos típicos entre discontinuidades de más de cuatro o cinco veces el ancho B de la fundación:

$$44) \quad cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + \gamma DN_q$$

Donde:

N_c, N_γ, N_q : son factores de capacidad de carga [-] basados en los valores de fricción interna (φ) del suelo de fundación y se determinarán de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$45) \quad N_c = \sqrt[2]{N_\phi}(N_\phi + 1)$$

$$46) \quad N_c = \sqrt[2]{N_\phi}(N_\phi + 1)$$

$$47) \quad N_\gamma = \sqrt{N_\phi}(N_\phi^2 - 1)$$

$$48) \quad N_q = N_\phi^2$$

$$49) \quad N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

b) En caso de roca intacta con ruptura frágil, con espaciamientos típicos de discontinuidades de más de cuatro o cinco veces el ancho B de la fundación:

$$50) \quad cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma$$

c) En caso de rocas más duras, menos diaclasadas y menos alteradas con superficie de la roca esencialmente horizontal, sin problemas de inestabilidad lateral y con cargas sin componente tangencial o inferior al 10% de la carga normal:

$$51) \quad q_{ult} = K_{sp}C_o$$

$$52) \quad K_{sp} = \frac{3 + \frac{s}{B}}{10\sqrt{1 + 300\frac{a}{s}}}$$

Donde:

C_o es la resistencia uniaxial de testigos de roca obtenidos en la exploración geotécnica y ensayada en el laboratorio y K_{sp} es un factor multiplicador afectado por la litología del macizo, la frecuencia de discontinuidades y otros factores de calidad del macizo rocoso definido.

s : espaciamiento de las discontinuidades; $s > 300$ mm.

B : ancho del cimiento en m; $0.05 > s/B < 2$.

a : apertura de las discontinuidades; $a < 5$ mm en juntas limpias, $a < 25$ mm en juntas rellenas con suelo o con fragmentos de roca alterada; siendo $0 < a/s < 0.02$.

d) En rocas sedimentarias se utilizará la formulación anterior para el cálculo de la capacidad portante, si los estratos son horizontales o sub-horizontales.

e) En el caso de rocas de muy baja resistencia a la compresión simple ($q_u < 2.5$ MPa) o fuertemente diaclasadas ($RQD < 25\%$), o que estén altamente meteorizadas (grado de meteorización mayor que IV), se deberá considerar el cálculo de capacidad portante como un suelo equivalente.

4.4.8.3. ESFUERZO ADMISIBLE EN ROCA. El esfuerzo admisible se determinará a partir de la capacidad portante y el factor de seguridad (F.S.) como:

$$53) \quad q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.}$$

4.4.9. ASENTAMIENTO DE ZAPATAS EN ROCAS.

4.4.9.1. En el análisis de asentamiento de zapatas en roca, se deberá considerar la influencia del tipo de roca, las condiciones de las discontinuidades y el grado de meteorización, donde no se alcance el criterio de roca competente.

4.4.9.2. El asentamiento elástico de zapatas (S_e) en rocas fracturadas podrá ser determinado según las siguientes relaciones:

a) Para zapatas circulares o cuadradas (diámetro o ancho = B)

$$54) \quad S_e = \frac{q(1-\nu^2)}{2E_m}$$

$$55) \quad I_p = \frac{\sqrt{\pi}}{\beta_z}$$

Donde:

a) E_m es el módulo elástico de la masa fracturada, y

b) ν es la relación de Poisson.

Para zapatas rectangulares;

$$56) \quad S_e = \frac{q(1-\nu^2)BI_p}{E_m}$$

$$57) \quad I_{\rho} = \frac{\sqrt{\frac{L}{B}}}{\beta_z}$$

Donde:

c) Los valores de I_{ρ} pueden ser computados usando los valores de β_z presentados en la Tabla 10 para zapatas.

Tabla 10: Factor de forma y rigidez, β_z .

L/B	Flexible	Rígida
Circular	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

4.4.9.3. MÓDULO ELÁSTICO DEL MACIZO ROCOSO. La determinación del módulo elástico del macizo rocoso (E_m) deberá estar basada en los resultados de ensayos de refracción sísmica in situ, sondeos y ensayos de laboratorio. Alternativamente, valores de (E_m) pueden ser estimados multiplicando el módulo de la roca intacta (E_o) obtenido de las pruebas de compresión uniaxial de testigos por un factor de reducción α_E que toma en cuenta la frecuencia de discontinuidades en la designación de la calidad de la roca (RQD), usando las siguientes relaciones:

$$58) \quad E_m = \alpha_E E_o$$

$$59) \quad \alpha_E = 0.0231(RQD) - 1.32 \geq 0.15$$

4.4.9.3.1. Para análisis preliminares cuando los resultados de una prueba in situ no están disponibles, deberá ser usado un valor de $\alpha_{E=0.15}$ para estimar E_m .

4.4.9.4. Cuando la roca tiene un índice RMR (*Rock Mass Rating*) < 50, el módulo elástico del macizo rocoso se podrá determinar utilizando la siguiente expresión:

$$60) \quad E_{\text{macizo}} = \alpha \cdot 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (\text{GPa})$$

Donde:

$\alpha = 0.1$ para $q_u = 1$ MPa;

$\alpha = 0.2$ para $q_u = 4$ MPa;

$\alpha = 0.3$ para $q_u = 10$ MPa;

$\alpha = 0.7$ para $q_u = 50$ MPa;

$\alpha = 1.0$ para $q_u > 100$ MPa.

CAPÍTULO 4.5. CIMENTACIONES PROFUNDAS.

4.5.1. DISPOSICIONES GENERALES.

4.5.1.1. El Ingeniero Geotécnico deberá recomendar cimentaciones profundas cuando los criterios de seguridad para cimentaciones superficiales no puedan ser cumplidos, o cuando el estrato superficial no tenga las condiciones mecánicas e hidráulicas para resistir los esfuerzos inducidos por la estructura. Las cimentaciones profundas deberán cumplir con los requisitos de seguridad, de acuerdo con lo establecido en **4.3.3**. Además, el informe geotécnico correspondiente deberá cumplir con todas las disposiciones establecidas en este Título y contendrá las informaciones mínimas requeridas en **4.2.5**.

4.5.1.2. El diseño de las fundaciones profundas deberá ser realizado de acuerdo con los requerimientos del **Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural**, del Volumen I del Código de Construcción de La República Dominicana y el presente Título.

4.5.1.3. El Ingeniero Geotécnico deberá tomar en cuenta la reducción de la capacidad por fricción causada por el proceso de pre-excavación en los pilotes hincados.

4.5.1.4. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS. El asentamiento de pilotes individuales y grupos de pilotes se estimará basado en métodos de análisis establecidos. El asentamiento calculado no deberá exceder los valores admisibles establecidos en **4.3.3**.

4.5.1.5. ESPACIAMIENTO. El espaciamiento de centro a centro de los pilotes será el recomendado en el reporte de suelos y deberá cumplir con la secuencia de instalación.

4.5.1.6. PILOTES NO RESTRINGIDOS. La porción de los pilotes en el aire, a través de agua o en suelos sujetos a licuefacción o en turbas, serán diseñados como columnas de acuerdo con las provisiones de este Título.

4.5.1.7. PILOTES EN ZONAS DE ASENTAMIENTO. Se considerarán las fuerzas por fricción negativa como cargas adicionales al pilote cuando los pilotes sean instalados a través de rellenos u otros estratos que se asienten y se apoyen en materiales firmes más profundos.

4.5.1.8. Los pilotes en terrenos firmes se considerarán empotrados y lateralmente soportados a una profundidad igual a tres (3) veces el diámetro por debajo de la superficie

del terreno, y en materiales blandos a seis (6) veces el diámetro por debajo de la superficie del terreno.

4.5.1.9. Los pilotes que soportan muros serán ubicados en tresbolillo en dos líneas paralelas cada una, localizadas por lo menos a 0.30 metros del centro de gravedad del peso del muro, a menos que se tomen medidas efectivas para proveer excentricidad y fuerzas laterales, o que los pilotes estén adecuadamente arriostrados para brindar estabilidad lateral.

4.5.1.10. PLANO DE LOCALIZACIÓN DE PILOTES. El ingeniero estructuralista elaborará un plano de vista en planta de la ubicación de los pilotes debidamente identificados, previo al inicio de su instalación o fundación. Todos los registros de instalación o fundación harán referencia a la identificación del pilote en dicho plano.

4.5.1.11. SUPERVISIÓN. La instalación y construcción de la cimentación con pilotes deberán ser supervisadas por un ingeniero geotécnico o ingeniero de fundaciones con experiencia en pilotaje, quien certificará por escrito que la instalación de los pilotes satisface el criterio de diseño.

4.5.2. CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES.

4.5.2.1. CAPACIDAD PORTANTE. La capacidad portante última de un pilote se calculará según la expresión 60, como la suma de la capacidad por fricción última en el fuste (Q_f) y la capacidad última de la punta (Q_p).

$$61) \quad Q_{ult} = Q_f + Q_p$$

4.5.2.2. Cuando el espaciamiento entre centros de pilotes sea menor que tres (3) veces el diámetro, la capacidad última de los pilotes deberá ser reducida por el factor de interacción ξ según la **Tabla 11**. La capacidad última del grupo será la menor de:

- a) La suma de las capacidades últimas reducidas de los pilotes en el grupo.
- b) La capacidad última de una pila de dimensiones externas iguales a las del grupo de pilotes.

Tabla 11: Factores de reducción de capacidad axial de pilotes en un grupo.

S/B	ξ
3	1
2	0.7

S/B: relación entre el espaciamiento de centro a centro al diámetro de pilotes.

4.5.2.2.1. Para espaciamiento centro a centro menor de 2B se deberá analizar como un elemento único de las dimensiones combinadas.

4.5.2.3. CAPACIDAD ADMISIBLE. La carga axial admisible de los pilotes será estimada por métodos de análisis estáticos o con pruebas de carga, de acuerdo con lo establecido en este Título, en los que se determinará la resistencia última de los suelos y se aplicará un factor de seguridad según los requisitos de **4.3.3.4**. La capacidad de carga axial admisible de un pilote se determinará según la ecuación 62:

$$62) \quad Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{F.S.}$$

CAPACIDAD ÚLTIMA EN COMPRESIÓN

4.5.2.4. Tanto la sección estructural como los suelos deberán desarrollar capacidades de carga última de por lo menos el doble de la carga de trabajo de diseño de los pilotes. Se demostrará por análisis que los estratos que subyacen la punta de los pilotes no influirán para reducir la capacidad última a valores menores que el doble de la carga de trabajo.

4.5.2.5. PILOTES DOBLADOS. Cuando se detecte una curvatura o doblez pequeña mediante pruebas de integridad, se deberá determinar su capacidad soporte por un método de análisis o por pruebas de cargas realizadas a los respectivos pilotes.

CAPACIDAD A LA TRACCIÓN

4.5.2.6. La capacidad a la tracción de un pilote se estimará por análisis estático, suponiendo que no se generarán succiones en la punta y contando solo con la fricción en el fuste y el peso propio del pilote. La fricción en el fuste calculada para cargas de compresión

(Q_f *compresión*) se deberá reducir para estimar la fricción actuante en tracción (Q_f *tracción*) como sigue:

$$63) \quad Q_f \text{ tracción} = 0.7 Q_f \text{ compresión}$$

Para pilotes prefabricados e hincados.

$$64) \quad Q_f \text{ tracción} = 0.8 Q_f \text{ compresión}$$

Para vaciado in-situ.

4.5.2.7. Se utilizarán los factores de seguridad indicados en **4.3.3.4** para la determinación de la carga de trabajo admisible en tracción.

4.5.2.8. En condiciones en que los pilotes sean sometidos a cargas por tracción sostenidas, se realizarán pruebas de cargas estáticas en tracción según ASTM 3689 o pruebas de cargas dinámicas según ASTM D 4945, con interpretación de la contribución relativa de fricción en el fuste y en la punta para determinar la resistencia a la tracción.

4.5.2.9. Para grupos de pilotes sujetos a tracción, la carga de trabajo admisible por tracción del grupo será la menor de:

- a) La carga de trabajo individual de un pilote a tracción, multiplicada por el número de pilotes del grupo.
- b) Las dos terceras partes del peso efectivo del grupo de pilotes y el suelo contenido en un bloque, definido por el perímetro del grupo de pilotes y la longitud de pilotes.

SOPORTE LATERAL

4.5.2.10. SOPORTE LATERAL. Se deberá considerar que todo suelo, excepto aquellos sujetos a licuefacción y turbas, será capaz de proveer suficiente soporte lateral al pilote para prevenir el pandeo en su zona embebida en el suelo.

4.5.2.11. CARGA LATERAL ADMISIBLE. La carga lateral admisible de un pilote se deberá determinar por un método de análisis aprobado o por pruebas de cargas laterales según ASTM D-3966, en caso de que sea requerido por las condiciones del diseño. La carga

admisible no será mayor que la mitad de la carga que produce un desplazamiento lateral de 25 mm en la cabeza del pilote.

4.5.2.12. Para cargas laterales en grupo de pilotes se deberán aplicar factores de reducción por efecto de interacción entre los pilotes en el grupo, cuando el espaciamiento entre centros de pilotes sea menor que ocho (8) veces el diámetro según se presenta en la **Tabla 12**. El ingeniero geotécnico podrá utilizar otros factores de reducción basados en mediciones de campo que los sustenten.

Tabla 12: Factores de reducción de capacidad lateral de pilotes en un grupo.

S/B	Fila frontal	2da. fila	3ra. y demás Filas
8	1	1	1
6	0.95	0.8	0.6
3	0.8	0.5	0.3
2	0.7	0.4	0.2
S/B es la relación entre el espaciamiento de centro a centro al diámetro de pilotes.			

4.5.2.12.1. Para el caso de cortinas de espaciamiento centro a centro menor de 2B se deberá analizar como un elemento único de las dimensiones combinadas.

4.5.3. DISEÑO SÍSMICO PARA PILOTES.

ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C

4.5.3.1. Los cabezales de pilotes deberán ser arriostrados en las edificaciones que corresponden a los grupos de uso IV, y V y que están sometidas a una aceleración espectral para periodos cortos (S_{DS}) menor o igual que 0.50. Las riostras deberán ser capaces de soportar en tracción y compresión la fuerza horizontal F_t definida como:

$$65) \quad F_t = Q_{max} \left(\frac{S_{DS}}{10} \right)$$

Donde: Q_{max} es la carga máxima de columna y S_{DS} es la aceleración espectral de diseño para períodos cortos.

4.5.3.1.1. No se requerirán riostras o amarres en los cabezales siempre que se demuestre que alcanzan una restricción equivalente, mediante:

- a) Vigas de hormigón reforzado entre losas de pisos,
- b) El confinamiento de la roca competente,
- c) Suelos duros cohesivos o suelos granulares muy densos.

4.5.3.2. CONEXIONES DEL CABEZAL AL PILOTE. El cabezal se deberá conectar a los pilotes de hormigón y tubulares de acero rellenos de hormigón, empotrando el refuerzo del pilote o las barras de traba (dovela) colocadas en campo, según el caso, anclándolas dentro del pilote y el cabezal, con la longitud de desarrollo de las barras. Además, deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Los zunchos o estribos serán terminados en ganchos de 135° hacia adentro del núcleo de hormigón confinado. La relación de refuerzo transversal mínima para confinamiento no deberá ser menor a la mitad de la requerida para columnas.
- b) Para la resistencia a fuerzas de tracción de tubos de acero huecos, tubos de acero rellenos de hormigón o perfiles “H”, se deberán proveer anclajes soldados al pilote o ser conectados con otros dispositivos aprobados y embebidos dentro del cabezal de manera que desarrollen la carga última requerida.

4.5.3.2.1. Cuando el diseño induzca la formación de la articulación plástica en la zona confinada, se permitirán medidas alternativas para confinar lateralmente el tope del pilote, y mantener la tenacidad y el comportamiento dúctil del mismo.

4.5.3.3. DETALLES DE DISEÑO. La distribución de momentos, cortante y deflexiones horizontales de los pilotes usados para diseñar la sección estructural y las conexiones, deberán ser determinados considerando la interacción no-lineal del pilote y el suelo, siguiendo las recomendaciones del ingeniero geotécnico.

4.5.3.4. Se considerará que el pilote es rígido cuando la relación de la longitud de penetración del pilote al diámetro sea menor o igual a seis (6).

ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E Y F

4.5.3.5. Las estructuras que corresponden a los grupos de uso I, II y III, y que están sometidas a una aceleración espectral para periodos cortos (S_{DS}) mayor de 0.50, deberán cumplir los requerimientos de **4.5.3.1**, así como con los siguientes requerimientos:

a) Aplicar el ACI 318 vigente, cuando no entre en conflicto con las disposiciones para cimentaciones profundas de este Título.

b) El hormigón para utilizar tendrá una resistencia a la compresión uniaxial (f'_c) no menor a 27.45 MPa (280 kg/cm²) a los 28 días.

4.5.3.6. DETALLES DE DISEÑO. Los pilotes serán diseñados y contruidos para soportar las curvaturas máximas impuestas por los movimientos del sismo, en adición a la respuesta de la estructura. Las curvaturas elásticas máximas ($1/R$) por estrato, impuestas por el terreno debido a las ondas cortantes se calcularán según:

$$66) \quad \frac{1}{R} = \frac{a_{pico}}{V_s^2}$$

Donde:

a) V_s es la velocidad de propagación de ondas transversales y

b) a_{pico} es la resultante de aceleración horizontal pico en el terreno.

4.5.3.7. El incremento del momento flector (M), al imponer dicha curvatura máxima se estimará según:

$$67) \quad M = \frac{EI}{R}$$

Donde:

a) I es el momento de inercia.

b) E es el módulo elástico del pilote.

c) R es el radio de curvatura.

4.5.3.8. El incremento del momento flector se adicionará a los momentos calculados según el 4.5.3.6. El diseñador podrá justificar mediante análisis no lineales de interacción suelo pilote el uso de curvaturas menores por limitaciones en la resistencia de los suelos.

4.5.3.9. En suelos clasificados como **Clase de Sitio E o F**, los pilotes se deberán diseñar y detallar de acuerdo con los requerimientos para marcos especiales de hormigón, que resisten momentos a una profundidad equivalente a los siete (7) diámetros por debajo del cabezal, en la interfaz de estratos de consistencia blanda y mediana, y en los estratos sujetos

a licuefacción. Para pilotes de hormigón pretensado aplicarán los requerimientos del **4.5.5.22**.

4.5.3.10. Las vigas a nivel de terreno se diseñarán de acuerdo con lo indicado en el **Título 5: Hormigón Armado**, del Volumen I del Código de Construcción de la República Dominicana.

4.5.3.11. CONEXIÓN DEL CABEZAL AL PILOTE. El diseño del anclaje del pilote al cabezal deberá considerar el efecto combinado de la resistencia a la tracción y el empotramiento al cabezal. El anclaje deberá desarrollar como mínimo un 25 por ciento de la capacidad estructural a la tracción del pilote. Para pilotes que resistan fuerzas de tracción o que deban proveer restricciones a la rotación, el anclaje al cabezal deberá desarrollar la menor de las siguientes fuerzas:

- a) 1.3 veces la capacidad portante última a la tracción de los suelos.
- b) La resistencia a la tracción del refuerzo longitudinal en un pilote de hormigón, o la resistencia a la tracción de un pilote de acero.

4.5.3.12. CAPACIDAD A LA FLEXIÓN. Las vigas riostras o cabezales de pilotes deberán poseer resistencia a la flexión que excedan las de la columna, donde los elementos de la estructura resistentes a fuerzas laterales son columnas.

4.5.3.13. Los pilotes inclinados deberán ser capaces de resistir las fuerzas de las combinaciones de carga sísmicas especiales, descritas en el **Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural**, del Volumen I Del Código de Construcción de la República Dominicana.

4.5.4. DISPOSICIONES GENERALES PARA PILOTES HORMIGONADOS IN SITU.

4.5.4.1. Los pilotes de hormigón vaciados in situ y los materiales que lo componen deberán cumplir con lo establecido en este capítulo.

4.5.4.2. HORMIGÓN. El hormigón deberá tener una resistencia a la compresión mínima a los 28 días (f'_c) no menor a 27.46 MPa (280 kg/cm²).

4.5.4.3. REVENIMIENTO. Cuando el hormigón sea vaciado con un embudo (tremie) en el tope del pilote, la mezcla de hormigón deberá diseñarse y proporcionarse para que quede

manejable con un revenimiento mínimo de 100 mm (4 pulgadas). La mezcla deberá mantener coherencia, sin segregación durante el vaciado.

4.5.4.4. Si el hormigón es bombeado, el diseño de mezcla, incluyendo el revenimiento, se deberá ajustar para producir un hormigón capaz de ser bombeado.

4.5.4.5. VACIADO DE HORMIGÓN. El hormigón será vaciado de manera que se excluya material contaminante y se garantice un llenado completo del pilote, el cual deberá cumplir con lo siguiente:

- a) El hormigón no se vaciará a través de agua, excepto utilizando tubería Tremie u otro método aprobado.
- b) Cuando el hormigón se introduzca mediante una tubería no se vaciará directamente al tubo, sino a un embudo conectado a dicho tubo ubicado en la parte superior del pilote y con un caudal de hormigón suficiente y de manera continua.

4.5.4.6. PERFORACIÓN. No se deberán barrenar pilotes adyacentes a otros ubicados a menos de seis (6) veces el diámetro de centro a centro que hayan sido vaciados con hormigón antes de las 12 horas, a menos que sea aprobado por el ingeniero geotécnico. Si el nivel del hormigón en cualquier pilote finalizado desciende durante la elaboración de otro adyacente, el pilote deberá ser reemplazado.

4.5.4.7. REFUERZO. Donde se requiera el refuerzo, este deberá ser armado y amarrado, e introducido al pilote como una unidad antes de que la porción reforzada del pilote sea cubierta con hormigón, exceptuando las barras de traba de acero (dovela) embebidas en el pilote, como lo indica el **4.5.4.23**. También serán exceptuados de ese requerimiento los pilotes taladrados con barrenas de vástago hueco, en los que el acero amarrado será introducido luego de vaciada la perforación, cuando el hormigón está aún en estado semifluido.

4.5.4.8. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C. El refuerzo de los pilotes taladrados vaciados in situ en estructuras de los grupos IV y V sometidas a una aceleración espectral menor o igual a 0.50 en periodos cortos deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Tener una cuantía mínima de 0.0025 en el tercio superior de la longitud del pilote, o una longitud mínima de 3 m (10 pies) por debajo del cabezal; además, reforzar el resto de la longitud del pilote sometida a flexión con al menos la cuantía mínima.
- b) Tener un mínimo de seis (6) barras con amarres (o espirales equivalentes), con diámetro no menor de 6.4 mm ($\frac{1}{4}$ pulgadas), espaciados a no más de dieciséis (16) diámetros de la barra longitudinal.
- c) Estribos o espirales con espaciamiento máximo de 0.15 m (6 pulgadas) u 8 diámetros de la barra longitudinal, la que sea menor, en los primeros dos diámetros del pilote bajo el fondo del cabezal.

4.5.4.9. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F. El refuerzo de los pilotes taladrados vaciados in situ en estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral mayor o igual a 0.50 en periodos cortos, deberá cumplir con los requisitos del **4.5.4.8**, en adición a lo siguiente:

- a) Tener una cuantía mínima de 0.005 en la mitad superior de la longitud del pilote, o una longitud mínima de 3 m (10 pies) por debajo del cabezal.
- b) Dar continuidad al refuerzo longitudinal con por lo menos la cuantía mínima a lo largo de la longitud en flexión del pilote o proveer por lo menos seis (6) barras con estribos o espirales equivalentes.
- c) En las Clases de Sitio E o F, los estribos tendrán un espaciamiento máximo de seis (6) diámetros de la barra longitudinal o 0.10 m (4 pulgadas), lo que sea menor, en una longitud de pilote de siete (7) veces la dimensión menor del pilote bajo el fondo del cabezal, así como en el contacto entre estratos de arcillas de consistencias blandas y medianas y en los estratos sujetos a licuefacción.
- d) En las Clases de Sitio A hasta D, los estribos con el espaciamiento indicado en el inciso c) se proporcionarán en los tres diámetros bajo el cabezal.
- e) El espaciamiento de estribos en el resto del pilote será el menor entre: doce (12) veces el diámetro de la barra longitudinal, la mitad de la dimensión menor de la sección o 0.30 m (12 pulgadas).

f) Para pilotes menores de 20 pulgadas de diámetro, los estribos estarán compuestos por barras con diámetro mínimo de 3/8" (No. 3), mientras que, para pilotes de mayor diámetro, los estribos serán barras de por lo menos 1/2 pulgada.

PILOTES DE BASE ENSANCHADA POR COMPACTACIÓN

4.5.4.10. Los pilotes de base ensanchada deberán cumplir con los requerimientos establecidos en este capítulo, en adición a los requisitos generales de **4.5.4.**

4.5.4.11. MATERIALES. El tamaño máximo para el agregado grueso del hormigón deberá ser 19.1 mm (3/4 pulgadas). El hormigón para compactar deberá tener revenimiento igual a cero.

4.5.4.12. ESFUERZOS PERMISIBLES. El esfuerzo de diseño permisible se limitará a 33% de la resistencia a compresión especificada a los 28 días (f'_c).

4.5.4.13. INSTALACIÓN DE BASE ENSANCHADA POR COMPACTACIÓN. Las bases ensanchadas, ya sea por hormigón compactado o hincando una base prefabricada, deberán ser formadas dentro o hincarse en suelos granulares. Los pilotes deberán ser construidos con la misma capacidad demostrada de los pilotes de prueba.

4.5.4.14. La porción de los pilotes que atraviesan turbas u otros suelos orgánicos deberá ser encamisadas en camisas de acero permanentemente.

4.5.4.15. En los lugares donde se empleen camisas éstas se diseñarán para resistir la acción de columna, o se deberá rellenar el espacio anular alrededor del eje del pilote lo suficiente para reestablecer el soporte lateral del suelo. Cuando se produzca un levantamiento del pilote, el mismo deberá ser reemplazado a menos que se demuestre que el pilote no se ha dañado y es capaz de soportar el doble de su carga de diseño.

4.5.4.16. CAPACIDAD DE CARGA. La capacidad de carga de pilotes de base ensanchada deberá ser verificada con Pruebas de Carga según lo especificado en el **4.5.7.4.**

4.5.4.17. RECUBRIMIENTO. El recubrimiento mínimo de hormigón deberá ser de 7.5 cm (3 pulgadas) para aquellos pilotes sin encamisar y de 2.5 cm (1 pulgada) para los encamisados.

PILOTES TALADRADOS Y BARRENADOS SIN ENCAMISADO

4.5.4.18. Los pilotes taladrados o barrenados sin encamisar deberán cumplir con lo establecido desde el **4.5.4.19** al **4.5.4.23**, en adición a los requisitos generales de esta sección.

4.5.4.19. ESFUERZO ADMISIBLE. El esfuerzo de diseño permisible se limitará a 33% de la resistencia a compresión especificada a los 28 días (f'_c).

4.5.4.20. El esfuerzo de compresión permisible del refuerzo no deberá exceder de 35% del esfuerzo de fluencia del acero o 175 MPa (1,785 kg/cm².)

4.5.4.21. DIMENSIONES. La longitud libre del pilote no podrá sobrepasar 40 veces su diámetro promedio.

4.5.4.21.1. Se permitirá exceder la longitud libre del pilote en más de 40 veces su diámetro, si el diseño y la instalación de la fundación del pilote está supervisada por un ingeniero geotécnico con conocimientos y experiencia en el campo de la mecánica de suelos y fundaciones profundas. El ingeniero geotécnico deberá certificar que los pilotes se instalaron cumpliendo con el diseño aprobado.

4.5.4.22. INSTALACIÓN. La instalación de pilotes taladrados o barrenados sin encamisar deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Se proveerá una camisa de acero antes de la colocación del acero de refuerzo y del vaciado del pilote en lugares donde el fuste del pilote atraviesa suelos inestables. Mientras se vaya retirando la camisa cuando se esté vaciando, el nivel del hormigón se debe mantener sobre el fondo de la camisa con altura suficiente para contrarrestar cualquier presión hidrostática o presión lateral del suelo, excepto en pilotes vaciados con barrenas de vástago hueco.
- b) Cuando se coloque hormigón por bombeo a través de barrenas de vástago hueco, se permitirá que la barrena gire en dirección de las manecillas del reloj mientras es retirada. La barrena debe ser retirada de manera continua en incrementos aproximados de 30 cm (12 pulgadas) cada vez. La presión de bombeo del hormigón se deberá medir y mantener de manera que contrarreste las presiones hidrostáticas y presiones laterales del suelo sin afectar a pilotes adyacentes.

- c) Donde las barrenas de vástago hueco se utilicen como camisas de acero, se permitirá el vaciado de hormigón por gravedad con métodos Tremie.
- d) El volumen del hormigón deberá ser medido en tramos de al menos 1.5 metros para asegurarse de que el volumen colocado en cada pilote es igual o mayor al volumen teórico del hoyo barrenado.
- e) En los lugares en que sea interrumpido el proceso de vaciado de hormigón o que ocurra una pérdida de presión, el pilote deberá ser re-barrenado hasta 1.5 m (5 pies) por debajo de la elevación de la punta de la barrena.
- f) No deberán barrenarse pilotes adyacentes a otros ubicados a menos de 6 veces el diámetro de centro a centro que hayan sido vaciados con hormigón menos de 12 horas antes, a menos que sea aprobado por el ingeniero geotécnico. Si el nivel del concreto en cualquier pilote finalizado desciende durante la elaboración de otro adyacente, el pilote será reemplazado.
- g) En pilotes no vaciados inmediatamente luego de ser perforados, deberá dejarse la punta en una cota por encima de la final. Antes del vaciado definitivo del pilote se deberá extender la perforación hasta la cota final de diseño de la punta.

4.5.4.23. REFUERZO. Para pilotes perforados con el sistema de barrenas de vástago hueco, donde las varillas longitudinales sean colocadas sin estribos o espirales, el refuerzo deberá ser colocado a través del ducto interno antes de vaciar el hormigón. Todo refuerzo de pilote deberá tener un recubrimiento de hormigón no menor de 75 mm (3 pulgadas).

4.5.4.23.1. Cuando existan limitaciones físicas que no permitan la colocación del refuerzo longitudinal antes del vaciado del hormigón, o cuando el refuerzo longitudinal no se extienda a todo lo largo del pilote, se permitirá colocar el refuerzo después que el pilote se haya vaciado completamente, mientras el hormigón este en estado semifluido.

4.5.4.24. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F. El refuerzo de los pilotes taladrados y barrenados sin encamisado en estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral mayor o igual a 0.50 en periodos cortos, deberá cumplir con los requerimientos del **4.5.4.8** y el **4.5.4.9**.

PILOTES CAISSON

4.5.4.25. Los pilotes *caisson* deberán cumplir con los requisitos del **4.5.4.26** al **4.5.4.32**, en adición a los requisitos generales de **4.5.1**.

4.5.4.26. CRITERIOS DE DISEÑO. La profundidad del encajamiento en la roca deberá ser suficiente para desarrollar la capacidad de carga última del pilote *caisson*, con un factor de seguridad de dos (2), pero la profundidad no podrá ser menor al diámetro exterior del tubo.

4.5.4.27. La capacidad última del encajamiento en roca se estimará como la suma de la resistencia por fricción entre el hormigón y la roca más la resistencia por punta en el fondo de la perforación en roca. El diámetro exterior mínimo de los pilotes *caisson* será de 0.45 m (18 pulgadas).

4.5.4.28. El pilote *caisson* deberán poseer un núcleo reforzado en toda su longitud, incluyendo la punta empotrada en roca o una traba de acero de refuerzo que penetre la perforación en roca en toda su longitud y que sobresalga dentro del fuste encamisado una longitud igual a la longitud de dicha punta en roca.

4.5.4.29. NÚCLEO ESTRUCTURAL. El área de la sección transversal de núcleo estructural no deberá exceder el 25 % del área bruta del pilote *caisson*. Deberá proveerse un espacio mínimo de 50 mm (2 pulgadas) entre la pared interna del tubo y el refuerzo del núcleo. En donde el núcleo de acero sea empalmado, los extremos deberán ser pulidos para proveer un contacto completo y deberá ser soldado en toda su profundidad.

4.5.4.30. ESFUERZOS ADMISIBLES. Los esfuerzos admisibles de diseño no podrán exceder lo siguiente:

- a) Hormigón: $0.33f'_c$;
- b) Tubo de acero: $0.35f_y$; y,
- c) Núcleo de acero: $0.5f_y$.

4.5.4.31. MATERIALES. Los materiales para la construcción de los pilotes *caisson* deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Los tubos que encamisán el fuste y el núcleo de acero deberán cumplir con los requerimientos de materiales del **4.5.5.35**.

b) Los tubos deberán tener un espesor de pared mínimo de 9.5 mm (3/8 pulg) y deberán ser provistos de zapatos o punta reforzada.

c) El hormigón deberá tener una resistencia a la compresión a los 28 días (f'_c) no menor a 28 MPa (280 kg/cm²).

d) La mezcla de hormigón deberá ser diseñada y proporcionada con un revenimiento de 100 mm (4 pulgadas) a 150 mm (6 pulgadas), y que sea una mezcla manejable.

4.5.4.32. INSTALACIÓN. El encajamiento en la roca y el pilote deberá estar libre de materiales contaminantes antes de ser vaciados. El núcleo de acero deberá estar cubierto por mezcla de cemento en la base de la perforación en la roca. El hormigón no deberá ser colocado a través de agua excepto cuando se utilice un tubo-embudo por métodos *tremie* u otro método aprobado.

MICROPILOTES

4.5.4.33. Los micropilotes deberán cumplir con lo establecido del **4.5.4.34** al **4.5.4.38**, en adición a los requisitos generales de **4.5.1**.

4.5.4.34. MATERIALES. Los materiales para la construcción de los micropilotes deberán cumplir con lo siguiente:

a) La mezcla de mortero u hormigón deberá tener una resistencia uniaxial a la compresión a los 28 días no menor a 27.46 MPa (280 kg/cm²).

b) El acero de refuerzo podrá consistir en canastos de refuerzos o núcleos de barras de acero corrugado no menor a un grado 60.

4.5.4.35. ESFUERZO ADMISIBLE. Se limitará el esfuerzo de trabajo en el acero a 35% del esfuerzo de fluencia (f_y), y el esfuerzo en la mezcla a 33% de la resistencia uniaxial a la compresión especificada a los 28 días (f'_c).

4.5.4.36. CAPACIDAD PORTANTE. La capacidad portante última se calculará sobre la base de la fricción entre el terreno y el fuste del micropilote, sin considerar contribución alguna de la punta. Se utilizará un factor de seguridad de 2.5 para el cálculo de la carga admisible que el suelo provee al micropilote. Este factor de seguridad podrá ser modificado en base a

pruebas de carga y continuidad, y/o cualquier otro método de ensayo estandarizado, según lo especificado en el inciso **b)** de **4.3.3.4**.

4.5.4.37. La capacidad será verificada por pruebas de carga según el **4.5.7.4**.

4.5.4.38. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F Cuando las estructuras de los grupos I, II y III estén sometidas a una aceleración espectral de periodo corto mayor o igual a 0.50, se deberá cumplir con los requisitos del **4.5.4.8** y el **4.5.4.9** si los micropilotes son reforzados con barras corrugadas, a excepción de que el refuerzo en espiral no tenga un diámetro mayor a $\frac{1}{4}$ de pulgada.

4.5.4.38.1. Cuando los micropilotes estén encamisados con tubería de acero permanente, solo deberán cumplir con los requisitos del **4.5.5.47**.

4.5.4.39. REVENIMIENTO. El revenimiento de la mezcla deberá ser fluido y ser mayor que 250 mm (10 pulgadas).

4.5.5. DISPOSICIONES PARA PILOTES HINCADOS.

4.5.5.1. CRITERIO DE HINCA DE PILOTES. Cuando la instalación de los pilotes sea por hincado se deberán desarrollar criterios de hinca antes del inicio de la hinca de producción. Los criterios de hinca preliminares se deberán confeccionar a partir de la información provista en el estudio geotécnico utilizando el Método de Ecuación de Onda, para confirmar la habilidad de hinca del sistema pilote-martillo propuesto, estimar los esfuerzos de hincado y los desplazamientos netos por golpe necesarios para alcanzar la carga última.

4.5.5.2. Los criterios de hinca definitivos se deberán desarrollar a partir de los resultados de pruebas de carga sobre pilotes de prueba, según los requisitos del **4.5.7.5**. Deberá completarse esta fase para todos los pilotes de prueba antes del inicio de la hinca de producción.

4.5.5.3. Se deberá utilizar en la hinca de los pilotes el mismo martillo que se utilizó para la hinca del pilote de prueba.

4.5.5.4. PROTECCIÓN DURANTE LA HINCA DE LA SECCIÓN. Se deberán utilizar gorros de protección o sufridor durante el hincado de los pilotes, los cuales deberán ser de suficiente tamaño y resistencia para soportar los esfuerzos de hincado sin dañar al pilote, y poseer la suficiente rigidez para transmitir las fuerzas de hincado requeridas.

4.5.5.5. Sólo se permitirá el uso de extensiones o “seguidores” durante la hincada de pilotes con la aprobación del ingeniero geotécnico. No se permitirá la introducción de un nuevo amortiguador de martillo o un nuevo material amortiguador en la cabeza del pilote en los momentos finales de la hincada, a menos que se demuestre que se satisfacen los criterios de hincada.

4.5.5.6. En pilotes hincados, los criterios de hincada definitivos deberán considerar que la resistencia que ofrecen durante la hincada los materiales de relleno u otros estratos que se asienten, no estará disponible para soportar los pilotes a largo plazo y que estos estratos aplicarán una carga al pilote por fricción negativa.

PILOTES HINCADOS PREFABRICADOS DE HORMIGÓN

4.5.5.7. DISEÑO Y FABRICACIÓN. Los pilotes deberán ser diseñados y fabricados de acuerdo con las disposiciones provistas en este Título y con buena práctica aceptada en la ingeniería para resistir todos los esfuerzos inducidos por el manejo, hincado y cargas de servicio.

4.5.5.8. Los materiales y el refuerzo de los pilotes prefabricados de hormigón deberán cumplir con los requerimientos del **4.5.5.9** al **4.5.5.11**, además, de los requisitos generales que le sean aplicables.

4.5.5.9. DIMENSIONES MÍNIMAS. La dimensión mínima lateral deberá ser de 200 mm (8 pulgadas). Las esquinas de pilotes cuadrados deberán ser biseladas.

4.5.5.10. REFUERZO. El refuerzo longitudinal deberá ser dispuesto en un patrón simétrico y ser atado lateralmente con estribos de acero o alambre en espiral espaciado a no más de 0.10 m, de centro a centro, en los 0.6 m desde los extremos del pilote, y a no más de 0.15 m en cualquier otra parte del pilote, excepto en las puntas de cada pilote donde los primeros cinco amarres o espirales deberán estar espaciados a 25 mm (1 pulgada) de centro a centro. El calibre de los amarres de acero y espirales dependerá del diámetro de los pilotes, de acuerdo con las especificaciones siguientes:

- a) Para pilotes con diámetro de 0.40 m (16 pulgadas) o menos, el alambre no deberá ser menor de 5.6 mm (0.22 pulgadas) (Calibre No.5).
- b) Para pilotes con diámetros mayores de 0.40 m (16 pulgadas) y menores de 0.50 m (20 pulgadas), el alambre no deberá ser menor de 6 mm (0.238 pulgadas) (Calibre No.4).

- c) Para pilotes con diámetro de 0.50 m (20 pulgadas) y mayores, el alambre no debe ser menor de 6.4 mm (1/4 de pulgada) redondeado o 6.6 mm (0.259 pulgadas) (Calibre No. 3).

4.5.5.11. INSTALACIÓN. Los pilotes deberán ser instalados de tal forma que no se les cause daños ni sean sobrecargados, lo cual afecta la durabilidad o la resistencia.

PILOTES PREFABRICADOS NO-PRETENSADOS

4.5.5.12. Los pilotes prefabricados no-pretensados de hormigón deberán cumplir con los requerimientos del 4.5.5.13 al 4.5.5.21.

4.5.5.13. MATERIALES. El hormigón deberá tener una resistencia a la compresión (f'_c) a los 28 días mínima de 27.46 MPa (280 kg/cm²).

4.5.5.14. ESFUERZOS ADMISIBLES. Los esfuerzos de diseño admisibles no podrán exceder lo siguiente:

- a) A compresión en el hormigón: $f_c = 0.33f'_c$ a los 28 días, aplicada en el área transversal del pilote,
- b) A compresión en el refuerzo de acero: $0.4f_y$ con un máximo de 200 MPa (2,000 kg/cm²).

4.5.5.14.1. Los esfuerzos de compresión durante la hincia se limitarán a $0.85f'_c$ y el esfuerzo de tracción en las barras longitudinales se limitará a $0.7f_y$.

4.5.5.15. ESFUERZOS ADMISIBLES A LA TRACCIÓN. El esfuerzo admisible a la tracción del acero no deberá exceder el 50% del esfuerzo de fluencia del acero (f_y) o un máximo de 168 MPa (1,680 kg/cm²).

4.5.5.16. REFUERZO MÍNIMO. La cantidad mínima de refuerzo longitudinal deberá ser 0.008 de la sección de hormigón, y deberá constar de por lo menos seis (6) barras.

4.5.5.17. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C. Cuando las estructuras de los grupos IV y V estén sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos menor o igual a 0.50, el refuerzo longitudinal deberá tener una cuantía mínima de 0.01 para pilotes prefabricados. El refuerzo longitudinal deberá estar atado con

amarres cercanos o espirales equivalentes, con un mínimo de 6.4 mm ($\frac{1}{4}$ pulgadas) de diámetro. Los amarres o espirales equivalentes deberán colocarse a un espaciamiento máximo de 8 veces el diámetro de la barra, sin excederse de 0.15 m (6 pulgadas) de centro a centro. El refuerzo que incluirá los amarres deberá estar en toda la longitud.

4.5.5.18. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F. Para estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos mayor o igual a 0.50, se deberá cumplir con los requerimientos para del **4.5.5.17**. Los amarres o espirales equivalentes deberán ser provistos a un espaciamiento máximo de 6 veces el diámetro de la barra longitudinal, sin excederse de 0.10 m (4 pulgadas) de centro a centro. En adición, los amarres en pilotes prefabricados deberán estar provistos en por lo menos la mitad superior del pilote.

4.5.5.19. RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO. El recubrimiento del refuerzo para pilotes fabricados bajo el control de las condiciones de una planta deberá ser:

- a) 32 mm (1.25 pulgadas) mínimo para barras N5 y menores.
- b) 38 mm (1.5 pulgadas) mínimo para barras del N6 a la N11, exceptuando a aquellas barras longitudinales espaciadas a menos de 38 mm de distancia libre, las cuales deben ser consideradas como barras atadas y su recubrimiento mínimo será igual a aquel que corresponde a una barra con el diámetro equivalente al del atado de barras.
- c) 80 mm (3.2 pulgadas) mínimo para pilotes expuestos al agua del mar.

4.5.5.20. El recubrimiento del refuerzo para pilotes que no son elaborados fabricados bajo las condiciones de una planta deberá ser de por lo menos 75 mm (3 pulgadas).

4.5.5.21. INSTALACIÓN. No se deberá hincar un pilote prefabricado antes de que el hormigón haya adquirido por lo menos un 75% de la resistencia a la compresión especificada (f'_c) a los 28 días, ni antes que obtenga la resistencia necesaria para soportar el manejo y las cargas de hincado.

PILOTES PREFABRICADOS PRETENSADOS

4.5.5.22. Los pilotes prefabricados pretensados deberán cumplir con los requerimientos del **4.5.5.23** al **4.5.5.33**.

4.5.5.23. MATERIALES. Los materiales para la construcción deberán cumplir con lo siguiente:

- a) El acero de pretensado debe cumplir con el ASTM A416 o ASTM A722M.
- b) El hormigón debe alcanzar una resistencia a la compresión a los 28 días (f'_c) no menor de 35 MPa (350 kg/cm²).

4.5.5.24. DISEÑO. Los pilotes prefabricados pretensados deberán diseñarse para resistir los esfuerzos inducidos por el manejo e hincado, así como los esfuerzos de servicio.

4.5.5.25. El preesfuerzo efectivo de compresión en el pilote no deberá ser menor que:

- a) 2.8 MPa (28 kg/cm²) para pilotes de hasta 9 m (30 pies) de longitud,
- b) 4.0 MPa (40 kg/cm²) para pilotes de hasta 15 m (50 pies) de longitud, y
- c) 5.0 MPa (50 kg/cm²) para pilotes mayores de 15 m (50 pies) de longitud.

4.5.5.26. Para el cálculo del preesfuerzo efectivo se deberá suponer una pérdida de 210 MPa (2,100 kg/cm²) en el acero de pretensado.

4.5.5.27. ESFUERZOS ADMISIBLES A LA TRACCIÓN. El esfuerzo de tracción en el acero de pretensado no deberá exceder el valor especificado en el ACI 318.

4.5.5.28. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C. Cuando las estructuras de los grupos IV y V estén sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos menor o igual a 0.50 la cuantía volumétrica mínima de refuerzo espiral en la región dúctil deberá ser igual a 0.007. El refuerzo en el espiral no deberá ser menor que la cantidad requerida por la siguiente fórmula:

$$68) \quad \rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

$$f'_c \leq 42 \text{MPa} \quad (6,000 \text{ psi})$$

Donde:

a) f_{yh} = esfuerzo de fluencia del refuerzo en espiral ≤ 586 MPa (85,000 PSI)

b) ρ_s = índice del refuerzo en espiral (vol. espiral/ vol. núcleo).

4.5.5.28.1. Se permitirá la conexión al cabezal con barras de traba (dovela) como se indica en el **4.5.3.2.** La conexión al cabezal mediante torones será permitida siempre que la conexión resultante sea dúctil.

4.5.5.29. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o F. Para estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos mayor o igual a 0.50 se deberá cumplir con los requerimientos del **4.5.5.28**, en adición a lo siguiente:

a) Los requerimientos del ACI 318 vigente, sobre el refuerzo longitudinal corrugado que resista cambios inducidos por sismo.

b) Cuando la longitud total del pilote en el suelo sea de 10 m o menos (35 pies), el refuerzo lateral transversal en la región dúctil se extenderá a lo largo del pilote.

c) Cuando la longitud del pilote exceda los 10 m (35 pies), la región dúctil del pilote debe tomarse como la mayor de 10 m (35 pies), o la distancia desde la parte inferior del cabezal del pilote hasta el punto de cero curvaturas más tres veces la dimensión mínima del pilote.

d) En la región dúctil, el espaciamiento de centro a centro del espiral o estribo de refuerzo no será mayor que 1/5 de la dimensión mínima del pilote, seis veces el diámetro del torón longitudinal, o 200 mm (8 pulgadas), lo que sea menor.

e) El refuerzo en espiral deberá empalmarse solapando una vuelta completa mediante el uso de conector mecánico aprobado. Donde el refuerzo en espiral sea empalmado, el final de la espiral debe terminar con un gancho sísmico como lo indica el ACI 318 vigente.

f) Cuando el refuerzo transversal consiste en estribos rectangulares y amarres cruzados los estribos y los amarres cruzados deben ser equivalentes a barras corrugadas no menores del N3 ($\phi 3/8"$) y los extremos de los estribos deben terminar con ganchos sísmicos. El área total del refuerzo lateral transversal de los estribos en la región dúctil deberá cumplir con:

$$69) \quad A_{sh} = 0.3sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[0.5 + \frac{1.4P}{(f'_c A_g)} \right]$$

Pero no menos que:

$$70) \quad A_{sh} = 0.12sh_c \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left[0.5 + \frac{1.4P}{(f'_c A_g)} \right]$$

Donde:

$$f_{yh} \leq 483 \text{ MPa.}$$

h_c = dimensión de la sección transversal del núcleo del pilote medido de centro a centro del refuerzo del estribo.

s = espaciamiento del refuerzo transversal medido a lo largo de la longitud del pilote.

A_{sh} = Área del refuerzo transversal.

- g) Donde el refuerzo transversal consiste en espirales circulares, se permitirá el uso de espirales interiores y exteriores para obtener la cantidad de refuerzo de espiral requerido; y la relación volumétrica del refuerzo en espiral transversal en la región dúctil deberá cumplir con lo siguiente:

$$71) \quad \rho_s = 0.25 \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left[0.5 + \frac{1.4P}{(f'_c A_g)} \right]$$

Pero no menos que:

$$72) \quad \rho_s = 0.12 \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left[0.5 + \frac{1.4P}{(f'_c A_g)} \right]$$

Y no necesita ser mayor que:

$$\rho_s = 0.021$$

Donde:

a) A_g = Área de la sección transversal del pilote.

b) A_{ch} = Área del núcleo definida por el diámetro exterior de la espiral.

- c) $f'_c \leq 41.4 \text{ MPa (6,000 psi)}$.
- d) f_{yh} = Esfuerzo de fluencia del refuerzo en espiral $\leq 586 \text{ MPa (85,000 PSI)}$
- e) P = Carga axial en el pilote.
- f) ρ_s = Relación volumétrica (vol. espiral/ vol. núcleo).

4.5.5.30. ESFUERZOS ADMISIBLES. El esfuerzo de compresión máximo admisible, f_c en hormigón deberá determinarse como sigue:

$$73) \quad f_c = 0.33f'_c - 0.27f_{pc}$$

Donde:

- a) f'_c = Resistencia a compresión a los 28 días según especificación.
- b) f_{pc} = Esfuerzo efectivo de preesfuerzo en la sección bruta.

4.5.5.31. Los esfuerzos de hincado en compresión se limitarán a $0.85f'_c - f_{pc}$. Los esfuerzos de hinca en tracción dependerán del ambiente en que se realice la hinca. Para ambientes no corrosivos, el esfuerzo de tracción de hinca ($f_{traccion}$) se limitará a:

$$74) \quad f_{traccion} = 3\sqrt{f'_c} + f_{pc}$$

Para ambientes corrosivos se limitará a:

$$75) \quad f_{traccion} = f_{pc}$$

4.5.5.32. RECUBRIMIENTO. El acero de pretensado y el refuerzo del pilote deberá tener un recubrimiento de hormigón no menor a 3.2 cm (1.25 pulgadas), para pilotes cuadrados de 3.0 cm (1.2 pulgadas) o tamaños menores, y 3.8 cm (1.5 pulgadas) para pilotes mayores, exceptuando aquellos expuestos a ambientes corrosivos y al agua de mar en los cuales el recubrimiento mínimo no deberá ser menor que 7.5 cm (3 pulgadas).

4.5.5.33. INSTALACIÓN. Un pilote pretensado no deberá ser hincado antes de que el hormigón haya adquirido por lo menos un 75 % de la resistencia a la compresión (f'_c) especificada a los 28 días, ni antes de obtener la resistencia necesaria para soportar el manejo y las cargas de hincado.

PILOTES HINCADOS DE ACERO ESTRUCTURAL

4.5.5.34. Los pilotes hincados de acero estructural deberán cumplir con los requerimientos del 4.5.5.35 al 4.5.5.41.

4.5.5.35. MATERIALES. Los pilotes de acero estructural, pilotes de acero y pilotes de acero totalmente soldados fabricados de placas deberán cumplir con las normas ASTM A36, A252, A283, A572, A588, o A913.

4.5.5.36. ESFUERZO PERMISIBLE. El esfuerzo axial permisible no deberá exceder del 35% del esfuerzo de fluencia mínimo especificado (f_y), excepto cuando se hayan realizado pruebas de carga según ASTM D1143 o ASTM D4945, en cuyo caso no deberá exceder el 50% de f_y .

4.5.5.37. DIMENSIONES DE LOS PILOTES H. Las secciones de los pilotes H deberán cumplir con los siguientes requerimientos:

- a) La proyección del ala no deberá exceder 14 veces el espesor mínimo del metal en el ala o en el alma, y el ancho del ala no podrá ser menor que el 80 por ciento del peralte de la sección.
- b) El peralte nominal en la dirección del alma no podrá ser menor de 20.3 cm (8 pulgadas).
- c) Las alas y el alma deberán tener un espesor nominal mínimo de 9.5 mm (3/8 pulgadas).

4.5.5.38. DIMENSIONES DE LOS PILOTES TUBULARES. Los tubos de acero hincados sin tapa en la punta deberán tener un diámetro externo nominal no menor que 20.3 cm (8 pulgadas) y tener un área de acero de por lo menos 219 mm² (0.34 pulgadas cuadradas).

4.5.5.39. La sección deberá resistir la hincada de un martillo con energía nominal de por lo menos 1356 KN-m (1,000 kip-pie).

4.5.5.40. Se deberá proveer una punta reforzada si el espesor de la pared del tubo es menor que 4.78 mm (0.188 pulgadas).

4.5.5.41. REFUERZO PARA ESTRUCTURAS CON CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E, o

F. Para estructuras de los grupos I, II y III sometidas a una aceleración espectral en periodos cortos mayor o igual a 0.50, las secciones del pilote de acero deben cumplir lo siguiente:

$$76) \quad 0.317 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Para unidades en psi } 52\sqrt{f_y})$$

- a) Secciones H deberán tener una relación de ala no-soportada a espesor que no exceda:
- b) Las secciones circulares deberán tener una relación de diámetro externo a espesor de la pared que no exceda:

$$77) \quad 7.63 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{Para unidades en psi } 1300\sqrt{f_y})$$

Donde:

- a) f_y = es el esfuerzo de fluencia.
- b) E = es el módulo elástico del acero.

PILOTES DE TUBO HUECO HINCADO Y RELLENO DE HORMIGÓN

4.5.5.42. Los pilotes tubulares deberán cumplir con los requerimientos del 4.5.5.43 al 4.5.5.48.

4.5.5.43. **MATERIALES.** Los materiales para la construcción deberán cumplir con lo siguiente:

- a) Los tubos de acero deberán cumplir con ASTM A252 o A283.
- b) El hormigón deberá cumplir con los requisitos del 4.5.4.11, con un tamaño máximo de agregado de 3/4 de pulgada.

4.5.5.44. ESFUERZOS ADMISIBLES. Los esfuerzos de diseño admisible no podrán exceder lo siguiente:

- a) A compresión en el hormigón: $f_c = 0.33f'_c$ especificada a los 28 días (f'_c),
- b) A compresión permisible del acero: $0.35f_y$ con un máximo de 250 MPa (2,500 kg/cm²),

4.5.5.44.1. Los esfuerzos en el acero podrán aumentarse a $0.5 f_y$ cuando se hayan realizado pruebas de carga según **4.5.7.4**, y la construcción de los pilotes sea realizada bajo la supervisión de un ingeniero geotécnico con experiencia en fundaciones profundas.

4.5.5.45. DIMENSIONES MÍNIMAS. Los pilotes tubulares deberán tener un diámetro exterior nominal según el **4.5.5.38** y un espesor de pared mínimo según el **4.5.5.40**. Para tubos hincados con mandril el espesor mínimo de la pared del tubo deberá ser de 2.5 mm (0.1 pulgadas).

4.5.5.46. REFUERZO. El acero de refuerzo deberá cumplir con los requisitos del **4.5.4.7**. Deberá proveerse un espacio mínimo de 25 mm (1 pulgada) entre el refuerzo y la pared interna del tubo.

4.5.5.47. REFUERZO SÍSMICO. Cuando las estructuras de los grupos I, II y III estén sometidas a una aceleración espectral mayor o igual a 0.50g deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Se proveerá una cuantía mínima de refuerzo longitudinal, con relación al área bruta de hormigón de relleno, de 0.01 en el tope del pilote que se extenderá dentro del pilote una longitud de por lo menos dos veces la longitud requerida dentro del cabezal, pero no menor que la longitud de desarrollo de las barras en tracción.
- b) El espesor de pared del tubo de acero no será menor que 4.8 mm (3/16 de pulgada).

4.5.5.48. VACIADO DEL HORMIGÓN. El hormigón será vaciado cumpliendo con los requerimientos del **4.5.4.5**.

4.5.6. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN.

4.5.6.1. El ingeniero geotécnico o de construcción deberá cumplir con los requerimientos de construcción establecidos en este Título.

4.5.6.2. PRE-EXCAVACIÓN EN PILOTES HINCADOS. Donde sea permitido, la pre-excavación será realizada de la misma forma que se usó para instalar los pilotes sujetos a pruebas de cargas, de manera que no afecte la capacidad portante de los pilotes ya instalados y a estructuras adyacentes. La punta del pilote se hincará por debajo de la profundidad de pre-excavación hasta alcanzar la resistencia requerida.

4.5.6.3. Los métodos de pre-excavación (de chorro de agua, barrenado u otros) estarán sujetos a aprobación del ingeniero geotécnico.

4.5.6.4. CABEZALES DE PILOTES. Los cabezales serán contruidos en hormigón reforzado, de acuerdo con la resistencia especificada en los planos del diseño aprobados. El suelo inmediatamente debajo del cabezal no será considerado con capacidad para soportar carga vertical. El tope de los pilotes será cortado hasta encontrar material sin daños y reconstruido para cumplir con la penetración requerida dentro del cabezal.

4.5.6.5. El tope de los pilotes será embebido por lo menos 0.15 m dentro del cabezal, y el cabezal se extenderá en planta por lo menos 0.15 m después de los bordes de los pilotes.

4.5.6.6. EMPALMES. Los empalmes deberán desarrollar la resistencia total del pilote y serán contruidos para proporcionar y mantener la alineación y posición de los componentes del pilote durante la instalación, y subsecuentemente deberán desarrollar suficiente resistencia para transmitir las cargas laterales y verticales, y los momentos que ocurran en los empalmes durante el hincado y las cargas de servicio.

4.5.6.7. Los empalmes que ocurran en los 3 metros superiores de la parte del pilote bajo la superficie deberán resistir bajo cargas admisibles los momentos y cortantes que se generen por una excentricidad de 76 mm de la carga.

4.5.6.8. SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN E INSTALACIÓN. Los pilotes serán instalados mediante métodos aprobados y en una secuencia que evite la compactación del suelo, para evitar que se produzcan distorsiones o movimiento que ocasionen daños en las estructuras adyacentes o en otros pilotes a instalar.

4.5.6.9. PROTECCIÓN DEL PILOTE. Los pilotes deberán ser protegidos cuando las condiciones del sitio indiquen la existencia de componentes en el suelo o en el agua, que puedan causarle daño a su composición. En caso de que sean pilotes hincados, la protección deberá resistir el proceso de hinca sin perder sus cualidades protectoras.

4.5.6.10. EQUIPOS VIBRATORIOS Y OSCILADORES. Los equipos vibratorios y osciladores solo serán utilizados para instalar pilotes donde la capacidad de carga del pilote sea verificada por pruebas de cargas, de acuerdo con lo establecido el **4.5.7.4** y el **4.5.7.5**. La instalación de los pilotes de producción será controlada con el consumo de energía, la velocidad de penetración u otros medios aprobados que aseguren que la capacidad del pilote será igual o que excederá la del pilote de prueba representativa.

4.5.7. ENSAYOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS.

4.5.7.1. Los ensayos en pilotes se deberán realizar para comprobar o investigar las características de resistencia y deformaciones en el ámbito general de las acciones especificadas en el informe geotécnico, y la integridad y construcción adecuada del pilote. La aplicación de estos ensayos se deberá realizar según lo establecido en la **Tabla 13**.

Tabla 13: Aplicación de los procedimientos de ensayos.

* Se puede deducir		PARÁMETROS POR OBTENER		
TIPOS DE ENSAYOS	NORMATIVA APLICABLE	CAPACIDAD PORTANTE LÍMITE	DEFORMACIÓN EN CONDICIONES DE TRABAJO	INTEGRIDAD ESTRUCTURAL
Prueba de carga escalonada	ASTM D-1143	si	si	En algunos casos
Penetración a velocidad constante		si*	Indicativa para terreno sin cohesión si es suficientemente lenta	no
Prueba de carga dinámica	ASTM D-4945	si*	Posible*	si*
Prueba de carga estática a tracción	ASTM D-3689	si	si	no
Prueba de integridad	ASTM D-5882	no*	no	si*

4.5.7.2. Se deberá generar un informe de los resultados de los ensayos realizados a las cimentaciones profundas, el cual deberá ser suministrado al MIVHED. Dichos resultados deben certificar por escrito que los resultados satisfacen el criterio de diseño.

4.5.7.3. PRUEBAS DE INTEGRIDAD. En Pilotes Vaciados In-Situ se requerirá la realización de pruebas de integridad estructural según ASTM D5882, en una muestra representativa de por lo menos el 25% de los pilotes del proyecto.

4.5.7.4. PRUEBA DE CARGA. Se deberán realizar pruebas de carga en las zonas con el perfil de suelo conocido como más desfavorable, según la ASTM D1143 o D4945 y los puntos deberán estar previamente especificados en los planos. El número de pruebas de carga será de un 3% de los pilotes y los equipos empleados para dichas pruebas deberán estar debidamente calibrados.

4.5.7.5. Cuando la carga de trabajo asignada a pilotes sobre la base de análisis estático sea mayor que el 30% de la carga estructural admisible de la sección, se requerirá la realización de pruebas de carga estáticas (ASTM D1143) o dinámicas (ASTM D4945) en por lo menos el 3% de los pilotes. El número de pruebas dependerá además de la variabilidad de los suelos en el sitio según el criterio del ingeniero geotécnico.

4.5.7.6. La carga admisible de un pilote de prueba será la menor entre la mitad de la carga de falla o aquella que produzca un asentamiento neto no mayor a 19 mm.

4.5.7.7. Para la subsiguiente instalación de pilotes de producción se supondrá que los pilotes tendrán una carga admisible igual a la del pilote de prueba representativo del sector en cuestión, siempre y cuando los pilotes de producción sean del mismo tipo, hayan sido instalados en suelos comparables y posean las mismas dimensiones y longitudes y hayan sido instalados de igual manera que el pilote de prueba.

CAPÍTULO 4.6. DISPOSICIONES PARA OBRAS DE RETENCIÓN Y TALUDES.

4.6.1. ESTABILIDAD DE TALUDES.

4.6.1.1. ESTABILIDAD DE TALUDES EN EXCAVACIÓN PARA EDIFICACIONES. La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se deberán revisar por métodos de equilibrio límite u otros métodos aceptados, considerando las superficies de falla cinemáticamente posibles. Además, se deberá tomar en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona, la presencia de grietas u otras discontinuidades, y los efectos dinámicos, como sismos o vibraciones, que puedan comprometer la estabilidad del talud. Esta evaluación deberá cumplir con lo especificado en **4.1.3.8.**

4.6.2. MUROS DE CONTENCIÓN.

4.6.2.1. DISEÑO. Los muros de contención deberán ser diseñados para una vida útil acorde con la obra en la que se emplaza y basado en consideraciones del efecto potencial a largo plazo del deterioro de los materiales, filtraciones, corrientes eléctricas en el subsuelo y otros factores del ambiente potencialmente dañinos en cada uno de los materiales que componen el muro.

4.6.2.2. Los muros de contención deberán soportar cargas laterales de suelos y agua, incluyendo cualquier sobrecarga viva o muerta, el peso propio del muro, efectos de temperatura, la fricción entre el muro y el suelo que contiene, y las cargas de sismo.

4.6.2.3. ESTABILIDAD GLOBAL. La estabilidad global de los taludes en la vecindad de los muros deberá considerarse como parte del diseño del muro de contención. La estabilidad global del muro, de los taludes, y los suelos de fundación deberán ser evaluados utilizando Métodos de Equilibrio Límite u otro método según la buena práctica de la ingeniería geotécnica. El factor de seguridad para cada condición analizada deberá cumplir con los requisitos de seguridad que se establece en **4.3.4.1.** En todos los casos, las condiciones del subsuelo y las propiedades de los suelos y de la roca del sitio del muro deberán ser adecuadamente caracterizadas a través de ensayos in-situ y ensayos de laboratorio.

4.6.2.4. Además de lo indicado en **4.6.2.3**, se deberá evaluar la estabilidad a corto plazo del talud para la construcción del muro.

4.6.2.5. LÍMITES DE FALLA. Se deberán revisar los estados límite de servicio de los muros de contención de tal forma que no se sobrepasen los estados límite de falla: vuelco, desplazamiento, falla de la cimentación o del talud que lo soporta (rotura estructural), de acuerdo con lo establecido en el **CAPÍTULO 4.3**.

4.6.2.6. EMPUJE. Los empujes se estimarán tomando en cuenta la flexibilidad del muro, el tipo de material por contener y el método de colocación de éste.

4.6.2.7. EMPUJE DINÁMICO. Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas deberán ser evaluados por el Método de Mononobe-Okabe Modificado, tomando en consideración que la componente dinámica actúe aproximadamente a $0.6H$ del muro y que dicho método sobreestime el empuje pasivo total.

4.6.2.7.1. El ingeniero podrá, a su discreción, utilizar otros métodos que provean igual o mejores predicciones.

4.6.2.8. Las fuerzas pseudo-estáticas debido a sismos que serán aplicadas a la masa de los taludes para el análisis de estabilidad, deberá calcularse suponiendo un coeficiente horizontal sísmico k_h igual a la mitad del coeficiente de aceleración pico del terreno a_{pico} y suponiendo que el coeficiente sísmico vertical k_v es igual a cero.

4.6.2.9. SELECCIÓN DEL TIPO DE MURO. Para la selección del tipo de muro se deberá tomar en consideración la magnitud y dirección de las cargas, la profundidad para que la fundación sea estable, el potencial de cargas de sismos, la presencia de factores dañinos del ambiente, la proximidad a edificaciones, la geometría de la sección transversal del sitio del muro y la tolerancia a asentamientos absolutos y diferenciales.

4.6.2.10. El ingeniero geotécnico podrá proponer cualquier sistema de retención que actúe como muro, siempre y cuando demuestre que cumple con los requisitos de seguridad de este Título.

4.6.2.11. En el caso de muros de gravedad o muros en voladizo:

a) La base del muro deberá desplantarse al menos 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y debajo de la zona de cambios volumétricos estacionales.

b) La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede movilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se podrá emplear uno o varios de los siguientes procedimientos:

- 1) Cambiar la inclinación de la base del muro colocándola hacia adentro.
- 2) Aumentar la rugosidad en el contacto muro-suelo.
- 3) Colocar dentellones reforzados.
- 4) Anclar o pilotear el muro.
- 5) Profundizar la base del muro.
- 6) Ampliar la base de éste.

CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTO DEL MURO

4.6.2.12. CAPACIDAD DEL MURO. Los muros de contención deberán ser diseñados para proveer la capacidad estructural adecuada con movimientos aceptables, de acuerdo con la capacidad soporte del suelo de fundación y los asentamientos permitidos en este Título.

4.6.2.13. CAPACIDAD PORTANTE. La capacidad portante de la fundación de los muros deberá ser calculada utilizando los procedimientos descritos en el **CAPÍTULO 4.3** u otros métodos, de acuerdo con la buena práctica de la ingeniería geotécnica.

4.6.2.14. ASENTAMIENTOS. Los asentamientos del muro deberán ser calculados y controlados de manera que no afecten adversamente a estructuras que se construirán sobre el relleno retenido por este.

PROPIEDADES DEL MATERIAL DE RELLENO PARA MUROS DE CONTENCIÓN EN EDIFICACIONES

4.6.2.15. El relleno que se coloque detrás del muro (véase **Figura 4**), deberá poseer las características adecuadas, de acuerdo con las disposiciones establecidas en **4.4.2.1**, además de las establecidas en esta sección, para no afectar el comportamiento estructural del muro, ni aumentar el empuje de diseño.

4.6.2.15.1. En el caso del relleno en el trasdós se permitirá que el material seleccionado se compacte a una densidad mayor o igual del 90% de la máxima densidad seca del ensayo del Próctor Modificado ASTM D1557.

4.6.2.16. TIPO DE RELLENO EN TRASDÓS DEL MURO. Los rellenos no incluirán materiales degradables ni compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables en las edificaciones cercanas a ellos o colocadas sobre los mismos.

4.6.2.17. COMPACTACIÓN DEL MATERIAL EN EL TRASDÓS. La compactación del material del trasdós del elemento de contención deberá hacerse con precaución, empleando medios ligeros, para evitar incrementar el empuje en la cuña activa del terreno natural y deberá cumplir con lo establecido en **4.4.2.3.**

4.6.2.18. La forma y el tipo de muro se realizará en función de los requerimientos del proyecto.

4.6.2.19. El valor del cálculo de la densidad del material de relleno deberá definirse a partir de las características del material previsto in situ, o en su caso en el estudio geotécnico. Deberán realizarse pruebas de compactación para comprobar que los valores reales cumplen las hipótesis del proyecto.

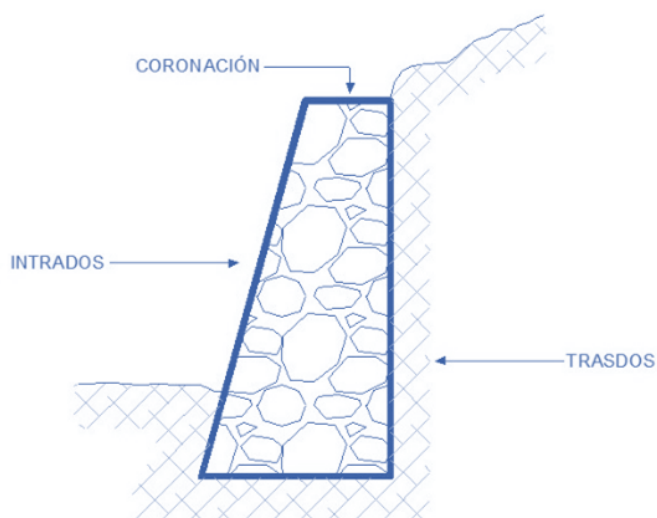


Figura 4: Muro de contención.

4.6.3. EXCAVACIONES ADYACENTES A ESTRUCTURAS EXISTENTES.

4.6.3.1. ESTUDIOS PREVIOS AL INICIO DE EXCAVACIONES. En aquellos proyectos en que se realicen excavaciones cuyo fondo se ubique por debajo de la cota de fundación de estructuras adyacentes, el dueño o el ingeniero responsable del proyecto deberá someter al MIVHED un estudio geotécnico previo al inicio de las excavaciones de acuerdo con lo establecido en **4.1.3.8**. El alcance deberá incluir lo siguiente:

- a) Clasificación del terreno desde el punto de vista de su ripabilidad, procedimiento de excavación y terraplenado más adecuado.
- b) Evaluación de la estabilidad global de los cortes propuestos, para confirmar que cumple con los factores de seguridad requeridos en el **4.3.4.1**.
- c) Cálculo de las deformaciones que serán inducidas a las estructuras adyacentes a partir de la estratigrafía del sitio y de los parámetros elásticos y de resistencia aplicables. Se limitarán las deformaciones horizontales y distorsiones angulares a los valores requeridos en **4.3.4.2**.
- d) Evaluación de la capacidad de las estructuras adyacentes para resistir las deformaciones que les serán impuestas por la excavación.
- e) Recomendaciones para mitigar los efectos de las excavaciones a estructuras adyacentes, de ser necesario, que podrá incluir sin ser limitativo el uso de clavos de suelos, anclajes activos, inyecciones de compensación en las zapatas y otros métodos de pre-soporte y corrección de asentamientos en las estructuras adyacentes.

4.6.3.2. DISEÑO. En el diseño de las excavaciones adyacentes a estructuras existentes se considerarán los siguientes estados límite:

- a) **De falla:** colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de entibado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por sub-presión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías.
- b) **De servicio:** movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser calculados para no causar daños a las construcciones e instalaciones

adyacentes ni a los servicios públicos; además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se construyan en el sitio.

CAPÍTULO 4.7. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN.

4.7.1. DISPOSICIONES GENERALES.

4.7.1.1. GENERAL. El potencial de licuefacción de los suelos granulares saturados deberá ser evaluado por el método simplificado de Seed e Idriss, de acuerdo con lo establecido en el presente Título. El Ingeniero Geotécnico podrá realizar evaluaciones por otros métodos que demuestren ser iguales o mejores para la determinación del potencial de licuefacción de estos.

4.7.1.2. El Potencial de Licuefacción y pérdida de resistencia de los suelos granulares saturados, deberán ser evaluados para magnitudes de la aceleración pico del terreno y para las características de la fuente sismogénica consistente con el terremoto de diseño. Las aceleraciones pico del terreno se determinarán a partir de un estudio específico para el sitio, tomando en cuenta la amplificación del suelo y las mediciones in situ de las velocidades de las ondas sísmicas de compresión (V_p) y de corte (V_s).

4.7.1.2.1. Los estudios de amplificación específicos para un sitio no se requerirán si se utiliza una aceleración pico del terreno igual a $SDS/2.5$, donde SDS es la aceleración espectral de diseño para período corto, definida en el **Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural**, del Volumen I del Código De Construcción De La República Dominicana.

4.7.1.3. VERIFICACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN. Se deberá evaluar el potencial de licuefacción cuando los suelos cumplan con las condiciones siguientes:

a) Si el nivel freático en el sitio se encuentra a una profundidad de 15 metros o menos, medida desde la superficie del terreno existente o desde la superficie del terreno final, la que sea menor.

b) Si son limos de baja plasticidad y arenas que se encuentren dentro de los 15 metros superiores y se caracterizan por las siguientes condiciones:

- 1) El número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT) corregido $(N_1)_{60}$, es menor o igual a 30 golpes/30 cm en estratos de arenas y limos no plásticos,
- 2) La resistencia a la penetración estática de la punta del cono (CPT) corregida, es menor o igual a 7.2 MPa en estratos de arena, y limos no plásticos, y
- 3) La velocidad de onda de corte normalizada, V_s , es menor a 200.0 m/s.

c) Si el nivel freático está cerca de la superficie y las características granulométricas satisfacen las relaciones:

$$0.074\text{mm} < D_{50} < 2\text{mm y } C_u < 10$$

4.7.1.4. Sé podrá considerar un estrato de suelo como no licuable si se encuentra un estrato de suelo no licuable mayor que ocho (8) metros por encima del estrato licuable y la relación entre la profundidad de éstos es mayor de 1.

4.7.2. PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE SEED e IDRISS (Youd et al, 2001).

4.7.2.1. PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE SEED e IDRISS. Para la evaluación del potencial de licuefacción, este método solo se aplicará en terrenos con poca inclinación y a una profundidad hasta 23 metros.

4.7.2.2. Se deberá evaluar la resistencia a la licuefacción de los suelos granulares saturados mediante la aplicación de este método calculando dos variables:

- a) La demanda sísmica en un estrato de suelo, expresada por la Relación de Esfuerzos Cíclicos (CSR); y
- b) La capacidad del suelo de resistir la licuefacción, expresada por la Relación de Resistencia Cíclica (CRR).

4.7.2.3. El factor de seguridad contra el inicio de licuefacción se definirá como la relación de resistencia a sollicitaciones debidamente corregidas para tomar en cuenta los diversos factores enumerados en las secciones siguientes:

$$78) \quad FS = \frac{CRR_{\text{corregido}}}{CSR}$$

EVALUACIÓN DE LA RELACIÓN DE ESFUERZO CICLICO (CSR)

4.7.2.4. Las solicitaciones sísmicas se calcularán según:

$$79) \quad CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d$$

Donde:

τ_{av} = es el esfuerzo cortante cíclico aplicado por el sismo al estrato bajo estudio.

σ_{vc} y σ'_{vo} = son esfuerzos verticales totales y efectivos, respectivamente, en el estrato bajo estudio.

a_{max} = aceleración horizontal máxima a nivel del terreno generada por el sismo.

g = es la aceleración de la gravedad.

r_d = es un coeficiente de reducción de esfuerzo, el cual se calculará como:

$$r_d = 1 - 0.00765Z \quad \text{para } Z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$80) \quad r_d = 1.174 - 0.0267 Z \quad \text{para } 9.15 \text{ m} < Z \leq 23 \text{ m}$$

Donde: Z es la profundidad por debajo de la superficie natural del terreno en metros. Para profundidades mayores de 23 m el procedimiento simplificado no aplica.

EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA LICUEFACCIÓN (CRR)

4.7.2.5. La resistencia a la licuefacción (CRR), deberá ser evaluada a partir de datos de campo del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) ASTM D1586.

4.7.2.6. Las evaluaciones de CRR se realizarán primero para el caso de referencia de sismo con Magnitud Richter $M = 7.5$ y arenas limpias (contenido de finos menor que el 5%). Luego se le aplicarán las correcciones para desviaciones en todos los parámetros que apliquen al

sitio y estratos bajo estudio. El conteo de golpes del ensayo SPT será normalizado para una energía transferida estándar de 60% de la potencial nominal $(N_1)_{60}$, como se especifica en esta Sección.

4.7.2.7. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA LICUEFACCIÓN PARA ARENAS LIMPIAS.

Para arenas limpias se calculará el conteo de golpes SPT normalizado $(N_1)_{60}$ como sigue:

$$81) \quad (N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S$$

Donde:

a) N_m = es el conteo de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) según ASTM D1586, sin corregir, medido en el campo.

b) C_N = es un factor normalizador de esfuerzo efectivo en el estrato en cuestión.

c) C_E = es el factor de corrección de la energía del martillo.

d) C_B = es el factor de corrección del diámetro del barreno.

e) C_R = es el factor de corrección de la longitud de las astas.

f) C_S = es el factor de corrección del toma-muestra dependiendo de si tiene o no el revestimiento interno (ver **Tabla 14**).

Tabla 14: Correcciones a valores n del ensayo de penetración estándar (SPT).

Factor	Variabilidad en el equipo	Término	Corrección
Esfuerzo Efectivo	-	C_N	$\sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_{vo}}}$
	-	C_N	$C_N \leq 1.7$
Relación de Energía del Martillo SPT	Tipo “Donut”	C_E	0.5 a 1.0
	Tipo “Seguro”	C_E	0.7 a 1.2
	Tipo Automático	C_E	0.8 a 1.4
Diámetro de la Perforación	65 a 115 mm	C_B	1
	150 mm	C_B	1.05

	200 mm	C_B	1.15
Longitud de Astas	< 3 m	C_R	0.75
	3 a 4 m	C_R	0.8
	4 a 6 m	C_R	0.85
	6 a 10 m	C_R	0.95
	10 a 30 m	C_R	1
Toma-muestras Cuchara Partida	Estándar	C_S	1
	Sin revestimiento	C_S	1.1 a 1.3

- P_a es la presión atmosférica y σ'_{vo} es el esfuerzo efectivo vertical en el estrato en cuestión.
- Si se siguen los lineamientos del ASTM D 1586-99 para el ensayo SPT y el equipo está en buenas condiciones, se pueden emplear los valores superiores de los rangos establecidos.

4.7.2.8. La resistencia a la licuefacción (CRR) para el caso de referencia de arenas limpias y terremoto de magnitud en la escala de Richter $M = 7.5$, se calculará según la ecuación (82), la cual es aplicable para arenas limpias con $(N_1)_{60}$ menor que 30 golpes por pie. Si el conteo de golpes $(N_1)_{60}$ es mayor o igual que 30 golpes por pie, entonces el estrato en cuestión no es licuable:

$$0.2\text{mm} < D_{60} < 2\text{mm} \text{ y } D_{10} < 0.1\text{mm}$$

$$82) \quad CRR_{7.5} = A + B - \frac{1}{200}$$

Donde:

$$83) \quad A = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135}$$

$$84) \quad B = \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2}$$

4.7.2.9. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA LICUEFACCIÓN PARA ARENAS SUCIAS.

Se deberá evaluar la resistencia a la licuefacción de arenas sucias cuando las mismas tengan un contenido de finos (FC) que pasa el Tamiz No. 200 (mayor que 5%). En la evaluación se aplicarán las siguientes correcciones para el cálculo del conteo de golpes corregido $(N_1)_{60}$ LIMPIO (equivalente de arenas limpias). Este conteo de golpes corregido por el contenido de finos se usará en la ecuación (82) para el cálculo de la resistencia a la licuefacción.

$$85) \quad (N_1)_{60 \text{ LIMPIO equivalente}} = \alpha + \beta(N_1)_{60 \text{ sucio}}$$

Donde:

$$\alpha = 0 \text{ para } \% \text{ Finos (FC)} \leq 5\%$$

$$\alpha = \exp \left[1.76 - \left(\frac{19}{FC^2} \right) \right] \text{ para } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha = 5 \text{ para } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 1 \text{ para } FC \leq 5\%$$

$$\beta = \left[0.99 + \left(\frac{FC^{1.5}}{1000} \right) \right] \text{ para } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta = 1.2 \text{ para } FC \leq 5\%$$

4.7.2.10. CORRECCIÓN POR MAGNITUD DEL TERREMOTO (MSF). Para sismos de Magnitudes Richter M mayores a 7.5 se empleará un factor de corrección por magnitud que se aplicará a la resistencia a la licuefacción según la ecuación (86), y se deberá emplear la ecuación (87) para determinar el MSF.

$$86) \quad CRR_{\text{corregido}} = CRR_{7.5} \times MSF$$

$$87) \quad MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}}$$

Donde:

M_w es la magnitud Richter del terremoto bajo consideración.

4.7.3. ENSAYO DE PENETRACIÓN CON MARTILLO BECKER (BPT).

4.7.3.1. Para suelos gravosos se deberá utilizar el Ensayo de Penetración con el Martillo Becker, en el que se reportará el conteo de golpes necesario para penetrar 0.30 m (12 pulgadas), con una camisa de acero de 168 mm de diámetro y 3 m de longitud hincada con un martillo diésel de doble acción.

4.7.3.2. A partir de las mediciones en campo con conteo de golpes del Ensayo Becker (NBPT), se deberá calcular el conteo de golpes equivalentes del Ensayo de Penetración Estándar (NSPT) que será utilizado en las ecuaciones (79) a (82) como sigue:

$$88) \quad 0.8N_{BPT} \leq N_{SPT} \leq 1.1N_{BPT}$$

4.7.3.2.1. Esta ecuación sólo aplica para conteos de los golpes del Ensayo Becker NBPT menores que 30 golpes por pie.

CAPÍTULO 4.8. DISPOSICIONES FINALES.

4.8.1. DISPOSICIÓN DEROGATORIA. El presente Título para la Realización de Estudios Geotécnicos en Edificaciones deroga el Decreto No. 577-06 del veintiuno (21) de noviembre del año dos mil seis (2006).

4.8.2. SANCIONES. El no cumplimiento a las disposiciones establecidas en este Título conllevará a la aplicación de las sanciones instituidas en los capítulos V y VI, de la Ley No. 687, del 27 de julio del 1982, que crea un Sistema de Elaboración de Títulos Técnicos para Preparación y Ejecución, relativos a la ingeniería, la arquitectura y ramas afines.

4.8.3. FORMATO DEL TÍTULO. El presente Título será publicado en el formato que disponga la Consejo Nacional de Regulaciones Técnicas para Edificaciones, CONARTED.

4.8.4. REMISIÓN DEL TÍTULO. Envíese al Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED), para los fines correspondientes.

REFERENCIAS

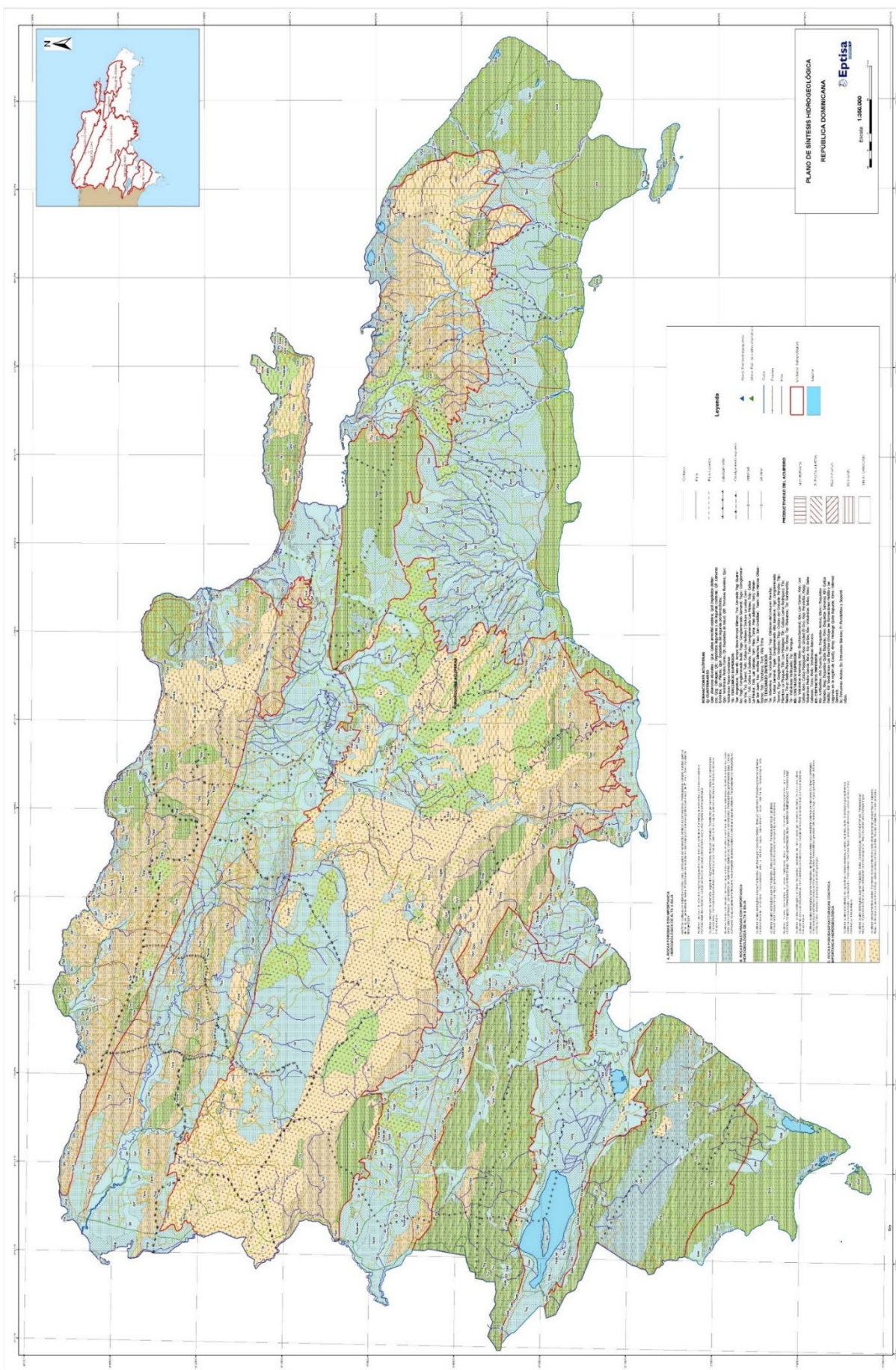
- AASHTO (2004) Standard Specifications for Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ACI-318 (2014) American Concrete Institute.
- ASCE-10 (2016) American Society of Civil Engineers.
- ASTM. Annual Book of Standards. American Society for Testing and Materials.
- D1143 Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load.
- D1586 Standard Test Method for Penetration Test and Split-barrel Sampling of Soils.
- D2113 Practice for Diamond Core Drilling for Site Investigation.
- D2487 Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).
- D2488 Practice for Description and Identification of Soils (Visual-manual procedure).
- D3441 Test Method for Deep, Quasi-Static Cone and Friction-cone Penetration Tests of Soils.
- D4544 Practice for Estimating Peat Deposit Thickness.
- D4945 Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.
- D5882 Standard Test Method for Low-Strain Integrity Testing of Piles
- D6032 Standard Test Method for Determining Rock Quality Designation (RQD) of Rock Core
- D6066 Practice for Determining de Normalized Penetration Resistance of Sands for Liquefaction Potential Evaluations.

- FHWA (2000) Micropile Design and Construction Guidelines. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Publ. FHWA-SA-97-070
- ICBO (2018) International Building Code IBC. International Conference of Building Officials (Rodríguez Ortiz y otros, 1984).
- Bowles, Joseph (1997). "Foundation Analysis and Design" 5ta Ed.
- SEOPC (1981) Boletín Técnico Informativo de la DGRS: Requisitos Mínimos Provisionales para Estudios Geotécnicos de Edificaciones
- SEOPC (1981) M-011: Criterios Básicos para Estudios Geotécnicos de Carreteras
- SEOPC (1985) M-014: Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras
- MOPC (2011) R-001: Título para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras
- Youd, Idriss, Andrus, Arango, Castro, Christian, Dobry, Finn, Harder, Hynes, Ishihara, Koester, Liao, Marcuson, Martin, Mitchell, Moriwaki, Power, Robertson, Seed & Stokoe (2001) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Liquefaction Resistance of Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol 127 No. 10 (October 2001). American Society of Civil Engineers (ASCE).
- Terzaghi, K., Peck, R. y Mesri, G. (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice" 3ra Ed.

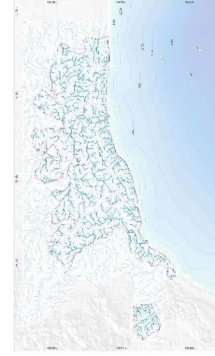
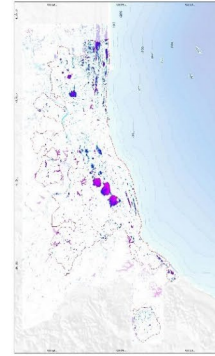
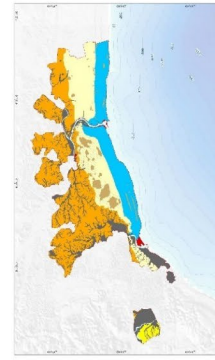
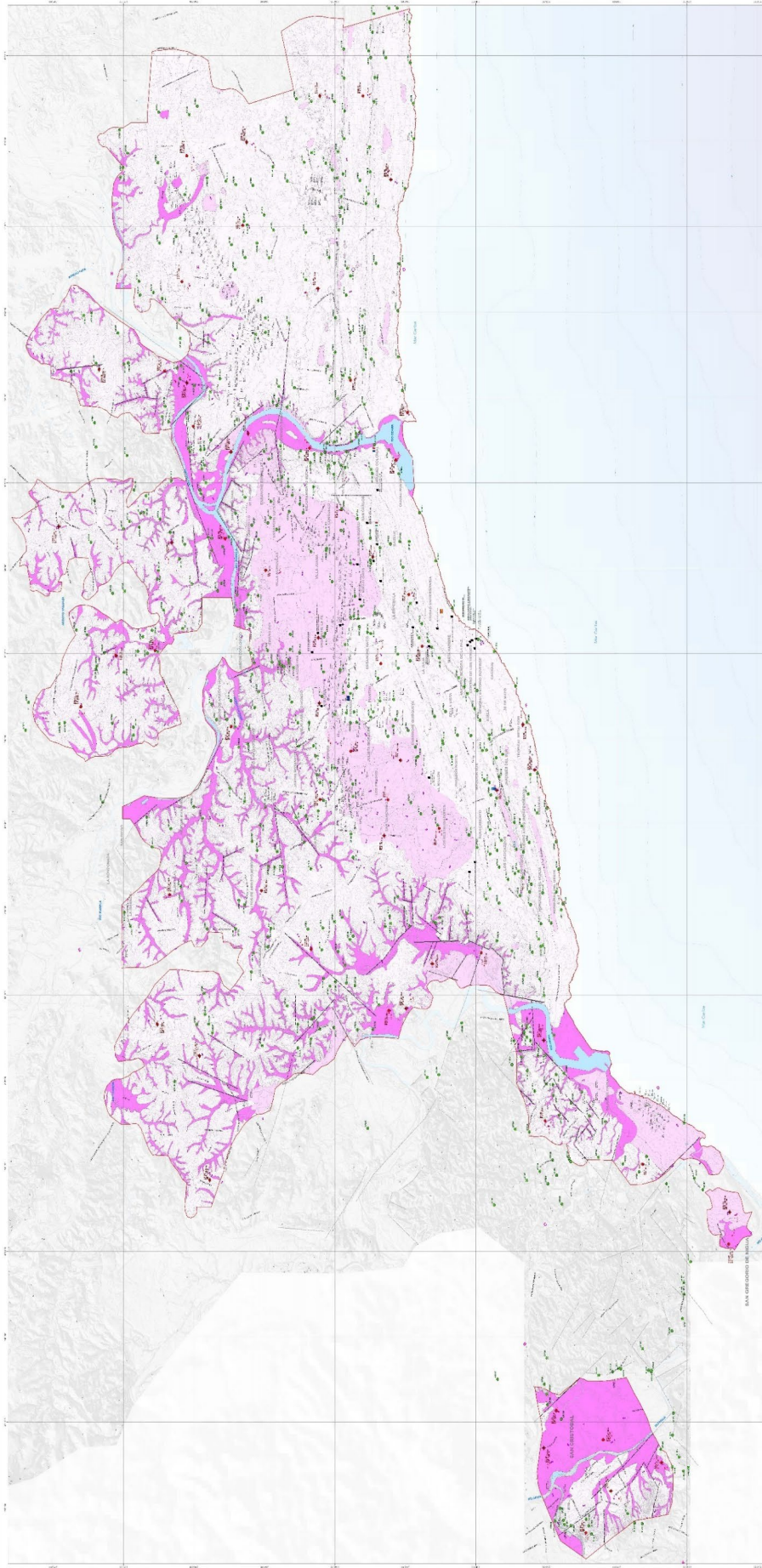
ANEXO I

- MAPAS DE REFERENCIA:
 - MAPA HIDROGEOLÓGICO DE LA REPÚBLICA DOMINICANA.
 - MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUEFACCIÓN DEL GRAN SANTO DOMINGO.
 - MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUEFACCIÓN DE SANTIAGO.

MAPA HIDROGEOLÓGICO DE LA REPÚBLICA DOMINICANA.



MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUEFACCIÓN DEL GRAN SANTO DOMINGO.

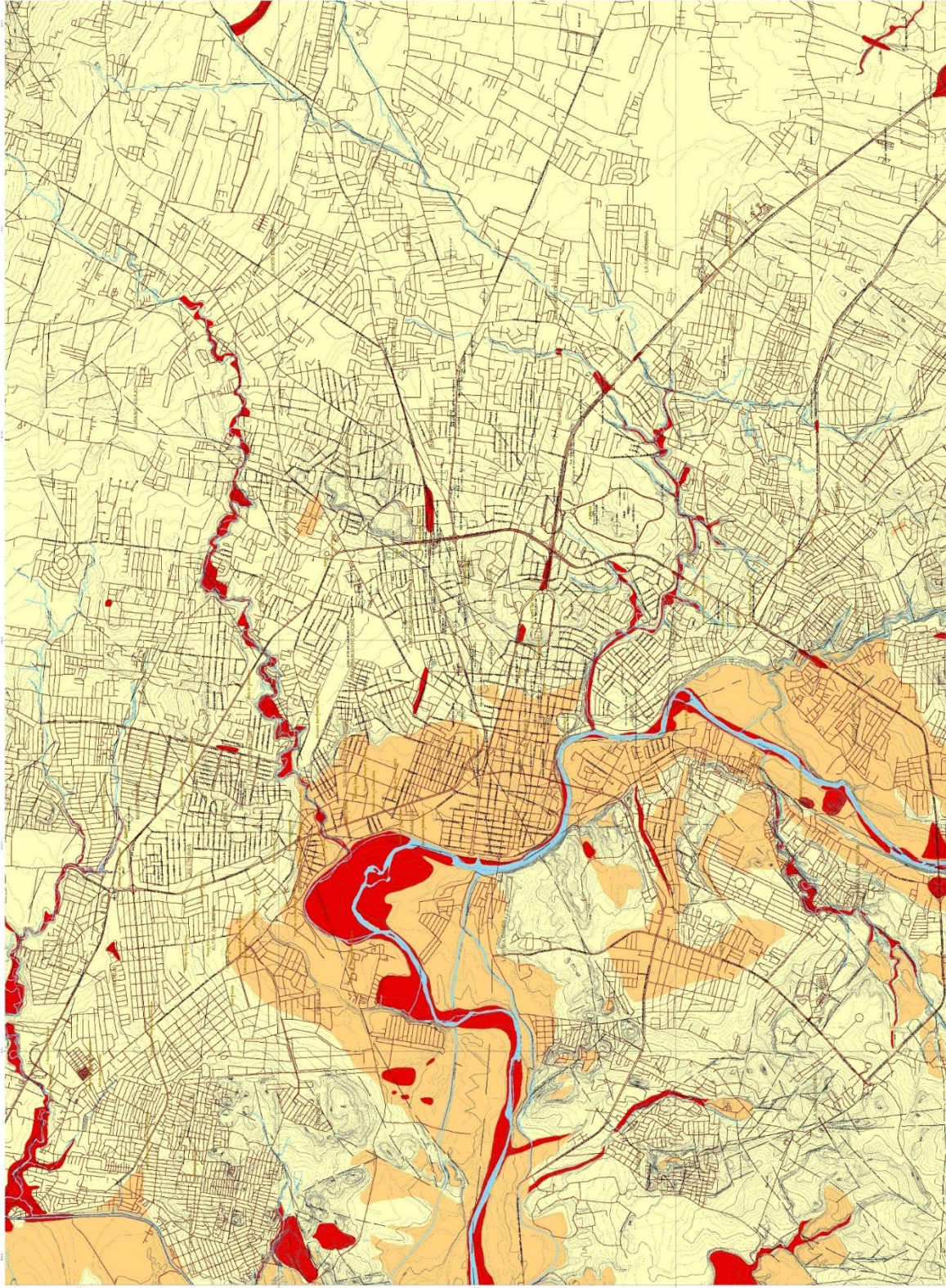


Susceptibilidad a licuefacción

El presente mapa de susceptibilidad a licuefacción se elaboró a partir de los datos de la base de datos de la Dirección General de Urbanismo y Obras Públicas, y de la información proporcionada por el Departamento de Geología y Minería. El mapa muestra las áreas de alta y baja susceptibilidad a licuefacción en el Gran Santo Domingo.

El mapa se elaboró a partir de los datos de la base de datos de la Dirección General de Urbanismo y Obras Públicas, y de la información proporcionada por el Departamento de Geología y Minería. El mapa muestra las áreas de alta y baja susceptibilidad a licuefacción en el Gran Santo Domingo.

MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LICUEFACCIÓN DE SANTIAGO.



COMENTARIOS

Presión de Tierras. La presión que el suelo ejerce sobre la estructura que la contiene mantiene una estrecha interacción entre una y otra. Depende en términos generales del desplazamiento del conjunto, así: en el estado natural sin deformaciones laterales, se dice que la presión es la del reposo; si el muro cede, la presión disminuye hasta un mínimo que se identifica como el estado activo; si, por el contrario, el muro se desplaza contra el frente de tierra, la presión sube hasta un máximo que se identifica como el estado pasivo. Si el desplazamiento del muro es vertical o implica un giro sobre la base, su distribución debe ser lineal o similar a la hidrostática; si el giro se efectúa alrededor del extremo superior del muro, la distribución debe adoptar una forma curvilínea. Los desplazamientos relativos se presentan en la Figura 5.

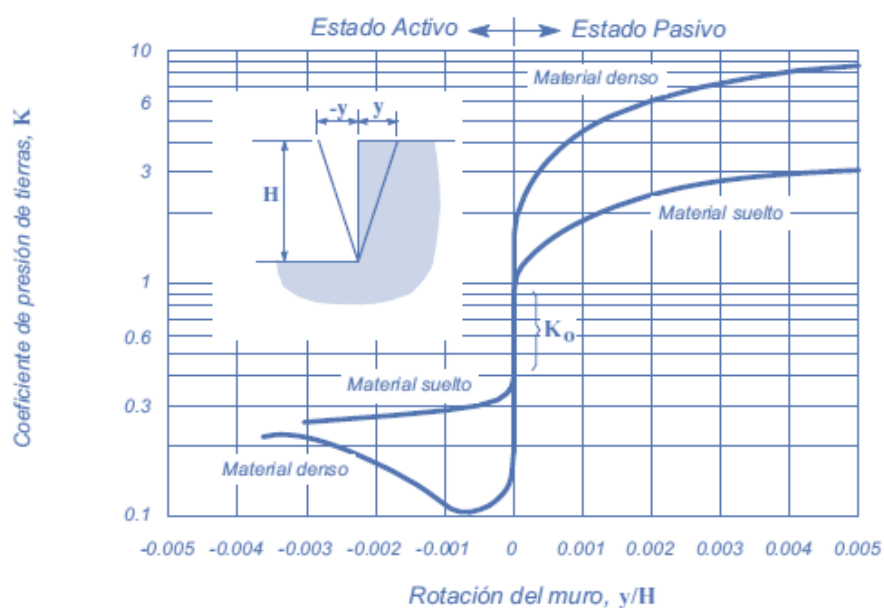


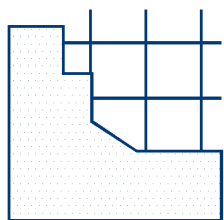
Figura 5: Variación del coeficiente de presión de tierras (K) con el desplazamiento.

5.



Hormigón Armado





TÍTULO 5: HORMIGÓN ARMADO.

INDICE DE CONTENIDOS RESUMIDO.

CAPÍTULO 5.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	287
CAPÍTULO 5.2. DEFINICIONES Y NOTACIONES.....	287
CAPÍTULO 5.3. REQUERIMIENTOS BÁSICOS PARA CONCRETO REFORZADO.....	303
CAPÍTULO 5.4. ACERO DE REFUERZO.....	306
CAPÍTULO 5.5. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA.....	335
CAPÍTULO 5.6. RESISTENCIA SECCIONAL.	340
CAPÍTULO 5.7. DISEÑO DE LOSAS EN UNA DIRECCIÓN.....	365
CAPÍTULO 5.8. DISEÑO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES.	373
CAPÍTULO 5.9. DISEÑO DE VIGAS.	386
CAPÍTULO 5.10. DISEÑO DE COLUMNAS.	406
CAPÍTULO 5.11. DISEÑO DE MUROS.....	411
CAPÍTULO 5.12. CONEXIONES ENTRE MIEMBROS.	421
CAPÍTULO 5.13. DISEÑO DE DIAFRAGMAS.....	435
CAPÍTULO 5.14. DISEÑO DE FUNDACIONES.	443
CAPÍTULO 5.15. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES DE CONCRETO REFORZADO.	453
CAPÍTULO 5.16. CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN DEL CONCRETO.	487

CAPÍTULO 5.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

5.1.1. OBJETIVO. Establecer los criterios mínimos a aplicar en la planificación, diseño, ejecución, control de calidad de los materiales, inspección y supervisión de edificaciones de hormigón armado, para fomentar, asegurar y proteger la vida, economía, comodidad y bienestar común, mediante requisitos que garanticen solidez, estabilidad y seguridad adecuadas.

5.1.2. CASOS NO CUBIERTOS. Para el diseño y construcción de edificios de hormigón armado que excedan el alcance de estas especificaciones técnicas, se deberán aplicar los requerimientos de los estándares más recientes publicados por el Instituto Americano del Concreto (ACI, *American Concrete Institute*) y del Instituto de Concreto Prefabricado (PCI, *Precast Concrete Institute*).

5.1.3. OTRAS NORMAS. Se permitirá el uso de métodos de análisis y diseño estructural diferentes a los prescritos por este Título, siempre y cuando el diseñador estructural presente evidencia que demuestre que la alternativa propuesta cumple con sus propósitos en cuanto a seguridad, durabilidad y resistencia, especialmente sísmica, y además se sujete a los requisitos siguientes:

- (a) Se presente junto a las memorias de cálculo, una copia completa de las normas que se estén usando.
- (b) Se cumpla con los requisitos de cargas mínimas vigentes.
- (c) Se cumplan los requisitos de detallado de armaduras, exigidos por el ACI para asegurar la ductilidad de la estructura frente a las solicitaciones sísmicas.

CAPÍTULO 5.2. DEFINICIONES Y NOTACIONES.

5.2.1. DEFINICIONES. Las siguientes definiciones corresponden a los términos más usados en las presentes especificaciones.

5.2.1.1. ÁBACO: En sistemas de losas sin vigas, el ábaco, o ábaco de cortante es un sobre espesor que se proyecta por debajo de la superficie inferior de la losa, generalmente en la proximidad de una columna, carga concentrada o área de reacción, con la finalidad de aumentar la resistencia a cortante de la sección.

5.2.1.2. ACI: Instituto Americano del Hormigón (*American Concrete Institute*).

5.2.1.3. ADITIVO: Material diferente al hormigón, a los agregados o al agua que se añade al hormigón, antes o durante la mezcla, para modificar una o varias de sus propiedades; sin perjudicar su durabilidad ni su capacidad de resistir esfuerzos.

5.2.1.4. AGREGADO: Conjunto de partículas inertes, naturales o artificiales, tales como: arena, gravilla, grava, etc., que al ser mezclado con el material cementante y el agua produce el hormigón.

5.2.1.5. ALAMBRE: Elemento de acero que cumple las normas ASTM A496 y ASTM A82, utilizado como refuerzo. Puede ser liso o corrugado.

5.2.1.6. ALTURA ÚTIL O EFECTIVA: En una sección sometida a flexión, es la distancia entre la fibra extrema en compresión y el centro de gravedad del refuerzo de tracción.

5.2.1.7. ANÁLISIS: Procedimiento mediante el cual se calculan las fuerzas internas y deformaciones en los elementos de una estructura sometida a la acción de las fuerzas externas.

5.2.1.8. ANALISIS POR ELEMENTOS FINITOS: Es un tipo de modelado numérico que consiste en subdividir la estructura en una serie de elementos discretos para realizar el análisis.

5.2.1.9. ANCLAJE: Elemento que sirve para anclarse y transmitir esfuerzos al concreto. Los anclajes al concreto preinstalados incluyen pernos con cabeza, pernos con gancho y conectores con cabeza. Los anclajes al concreto post instalados incluyen pernos expansivos y pernos adhesivos.

5.2.1.10. ASENTAMIENTO: Hundimiento o descenso del nivel de una estructura o parte de ella, debido a la deformación del suelo o roca de fundación.

5.2.1.11. ASTM: Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (*American Society for Testing and Materials*).

5.2.1.12. AWS: Sociedad Americana de Soldadura (*American Welding Society*).

5.2.1.13. BARRA CORRUGADA: Barra con un núcleo de sección circular, en cuya superficie existen resaltes que tienen por objeto aumentar la adherencia entre el hormigón y el acero, que cumple con las normas ASTM A706 y ASTM A615.

5.2.1.14. BARRA LISA: Barra de sección transversal circular sin resaltes o nervios especiales, que cumple con la norma ASTM A615.

5.2.1.15. BASE SÍSMICA: Es el nivel donde se asume que los efectos sísmicos son impartidos a la estructura. Este nivel no necesariamente coincide con el nivel de las fundaciones, sobre todo en edificaciones con niveles soterrados, en cuyo caso, el nivel de base sísmica debe ser

investigado en o cerca del plano a nivel de calle, donde el o los diafragmas estructurales son diseñados y detallados para transmitir efectivamente el cortante basal hacia los muros de retención perimetrales u otras estructuras, diseñados para transmitir los efectos sísmicos hacia un suelo rígido competente.

5.2.1.16. CAPITEL DE COLUMNA: Ensanchamiento del tope de la columna justamente por debajo de la losa que es vaciado monolíticamente con el resto de la columna.

5.2.1.17. CARGA MUERTA: Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo, incluyendo muros y particiones divisorias de ambiente y el peso de equipos permanentes.

5.2.1.18. CARGA VIVA: Carga debida al uso y la ocupación del edificio, sin incluir viento, sismo o carga muerta.

5.2.1.19. CARGAS NO PERMANENTES: Todas las cargas, excepto la carga muerta, que actúan sobre la estructura o parte de ésta.

5.2.1.20. CARGAS PERMANENTES: Cargas muertas.

5.2.1.21. CATEGORIA DE DISEÑO SÍSMICO: Clasificación asignada a la estructura en función de su tipo de ocupación (categoría de riesgo) y el nivel de amenaza sísmica en el emplazamiento de ésta. Ver el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1, para su determinación.

5.2.1.22. CIMENTACIÓN/CIMIENTOS: Conjunto de los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una estructura al suelo o roca de apoyo.

5.2.1.23. COLECTOR: Elemento integral del diafragma que resiste primordialmente fuerzas de tracción o compresión y que sirve para transmitir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del sistema sismorresistente.

5.2.1.24. COLUMNA: Elemento estructural con una dimensión significativamente mayor que las otras dos, dispuesto en posición vertical, o casi vertical, cuya sollicitación principal es la carga axial de compresión, acompañada o no de momentos de flexión y fuerzas cortantes.

5.2.1.25. CONCRETO: Mezcla de cemento portland o cualquier otro material cementicio, agregado fino, agregado grueso y agua, incluyendo o no aditivos.

5.2.1.26. CONCRETO REFORZADO: Concreto estructural reforzado con al menos la mínima cantidad de refuerzo no presforzado, presforzado, o ambos.

5.2.1.27. CONCRETO NO REFORZADO: Concreto estructural sin refuerzo o con una cantidad de refuerzo inferior a la mínima especificada para concreto reforzado.

5.2.1.28. CONCRETO DE PESO NORMAL: Concreto que contiene agregados finos y gruesos de conformidad con ASTM C33 y que tienen una densidad mayor de 21 kN/m^3 .

5.2.1.29. CONCRETO DE PESO LIGERO: Concreto que contiene agregados ligeros y que tiene un peso específico de equilibrio, tal como se indica en ASTM A567, entre 14 kN/m^3 y 21 kN/m^3 .

5.2.1.30. CONCRETO NO PRESFORZADO: Concreto reforzado con al menos el mínimo de refuerzo no presforzado, pero sin refuerzo presforzado.

5.2.1.31. CONCRETO PRESFORZADO: Concreto reforzado para el cual se han inducido esfuerzos internos mediante la colocación de acero de presfuerzo para reducir potenciales esfuerzos de tracción en el concreto que resultan de la aplicación de las cargas.

5.2.1.32. CONCRETO PREFABRICADO: Elemento de hormigón estructural construido en una ubicación y/o posición diferentes a las que ocupará finalmente en la estructura.

5.2.1.33. CONEXIÓN: Porción de la estructura que une dos o más elementos estructurales.

5.2.1.34. CONEXIÓN DÚCTIL: Conexión entre dos o más elementos estructurales, que experimentan fluencia producto de la acción de las fuerzas sísmicas de diseño.

5.2.1.35. CONEXIÓN FUERTE: Conexión entre dos o más elementos estructurales, que permanece en el rango elástico mientras los elementos conectados incursionan en el rango inelástico para la acción de las fuerzas sísmicas de diseño.

5.2.1.36. CURADO: Proceso por medio del cual el hormigón endurece y adquiere resistencia, una vez vaciado.

5.2.1.37. DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO: Desplazamiento lateral total esperado para el sismo de diseño.

5.2.1.38. DIAFRAGMA ESTRUCTURAL: Miembro estructural plano, tal como una losa de piso, que transmite fuerzas que actúan en su plano hacia los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

5.2.1.39. DISEÑO: Procedimiento mediante el cual se verifica que los elementos de hormigón armado resisten las solicitaciones obtenidas del análisis de la estructura, y se calcula la cantidad y ubicación del acero de refuerzo que se requiere para resistir dichas solicitaciones.

5.2.1.40. DUCTO: Tubería, lisa o corrugada, usada para acomodar el refuerzo de presfuerzo para aplicaciones postensadas.

5.2.1.41. EFECTOS TÉRMICOS: Los esfuerzos y las deformaciones ocasionados en los elementos de las estructuras por variaciones en la temperatura.

5.2.1.42. EMBEBIDO: Son elementos que se embeben en el concreto, distintos del refuerzo y de los anclajes, que tienen funciones no estructurales.

5.2.1.43. ENCOFRADO: Estructura provisional de madera o metal, de forma, dimensiones y seguridad adecuadas para la colocación del refuerzo y el hormigón de un elemento estructural, y sostenerlos mientras el hormigón adquiere la resistencia adecuada.

5.2.1.44. ESFUERZO EFECTIVO DE PRESFUERZO: Es el esfuerzo remanente en el refuerzo de presfuerzo luego de que ocurren todas las pérdidas.

5.2.1.45. ESPIRAL: Barra de refuerzo doblada de manera que forme una hélice circular.

5.2.1.46. ESTRIBOS: Elementos de refuerzo transversal, utilizados para resistir fuerzas cortantes, torsión y para proveer confinamiento al núcleo del elemento, consistentes en barras corrugadas, barras lisas, alambres o malla electrosoldada, de una o varias ramas, doblados en forma de L, U, C o rectangulares y colocados perpendicularmente (o casi) al refuerzo longitudinal.

5.2.1.47. ESTRIBO CERRADO DE CONFINAMIENTO: Es un estribo rectangular cerrado o un estribo continuo en forma de espiral (zuncho) alrededor del refuerzo longitudinal. Los estribos de confinamiento pueden estar compuestos de varios elementos de refuerzo, pero todos ellos deben rematarse con ganchos sísmicos a 135° que abrazan el refuerzo longitudinal y son proyectados hacia el interior de la sección del elemento.

5.2.1.48. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA, ϕ : Coeficiente menor que la unidad, que multiplica la resistencia nominal para convertirla en resistencia de diseño.

5.2.1.49. FLEXIÓN COMPUESTA: Fuerza axial (tracción o compresión) simultánea con flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.

5.2.1.50. FLEXIÓN OBLICUA COMPUESTA: Fuerza axial (tracción o compresión) que actúa simultáneamente con flexión respecto a ambos ejes principales de inercia de una sección.

5.2.1.51. FLEXIÓN OBLICUA: Flexión respecto a ambos ejes principales de inercia de una sección.

5.2.1.52. FLEXIÓN SIMPLE: Flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.

5.2.1.53. FRANJA DE COLUMNA: En el diseño de sistemas de losas, la franja de columna es una franja de diseño que tiene un ancho a cada lado del centroide de la columna igual al menor entre $0.25\ell_1$ y $0.25\ell_2$. La franja de columna deberá incluir las vigas circunscritas, si existen.

5.2.1.54. FRANJA MEDIA: En el diseño de sistemas de losas, la franja media es la franja central que está bordeada por dos franjas de columna.

5.2.1.55. FUERZA AXIAL: Fuerza de tracción o compresión cuyo eje de acción es paralelo al eje longitudinal del elemento.

5.2.1.56. FUERZA CORTANTE: Fuerza que actúa en dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento, en un plano que contiene uno de los ejes principales de la sección.

5.2.1.57. GANCHO SÍSMICO: Es un gancho en un estribo, estribo cerrado de confinamiento o grapa que tiene un dobléz no menor de 135 grados. Para estribos circulares, el gancho sísmico deberá tener un dobléz no menor de 90 grados. Los ganchos sísmicos deberán tener una extensión más allá del dobléz igual a seis (6) diámetro de barra, pero nunca menor de 75 mm. Los ganchos sísmicos deberán siempre abrazar barras longitudinales y deberán proyectarse siempre hacia el interior de la sección.

5.2.1.58. GRAPA: Es un estribo de una sola pata o rama, de barra de diámetro al menos 3/8" (N10), que tiene en uno o ambos extremos un gancho sísmico a 135°.

5.2.1.59. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL: Capacidad de la estructura de redistribuir esfuerzos y mantener la estabilidad global a través del uso de su resistencia, redundancia, ductilidad y detallado del refuerzo, de manera que se garantice su seguridad y funcionalidad cuando ocurren daños localizados o sobrecargas locales importantes.

5.2.1.60. JUNTA DE CONSTRUCCIÓN: Interrupción de la colocación del hormigón, ya sea temporal o permanente.

5.2.1.61. JUNTA DE EXPANSIÓN: Separación entre porciones adyacentes de la edificación, localizada en un lugar establecido durante el diseño de la estructura, de tal manera que no interfiera con su comportamiento, y que al mismo tiempo permita desplazamientos en las direcciones apropiadas y que impida la formación de fisuras y grietas en otras partes de la estructura.

5.2.1.62. LÍMITE DE DEFORMACIÓN UNITARIA CONTROLADA POR COMPRESIÓN: Es el valor de la deformación unitaria longitudinal en tracción para condiciones de deformaciones unitarias balanceadas, $\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$.

5.2.1.63. LONGITUD DE DESARROLLO: Es la longitud de embebido del refuerzo en el hormigón, requerido para desarrollar completamente el esfuerzo de fluencia en el refuerzo.

5.2.1.64. LONGITUD DE TRANSFERENCIA: Es la longitud de embebido del refuerzo pretensado requerida para transferir el esfuerzo efectivo de presfuerzo al concreto.

5.2.1.65. LOSA: Elemento estructural dispuesto en posición horizontal o aproximadamente horizontal, con una dimensión (espesor) significativamente menor a las otras dos (ancho y largo), que trabaja en una o dos direcciones para resistir cargas que actúan en una dirección perpendicular a su plano.

5.2.1.66. LOSAS NERVADAS: Una losa nervada consiste en una combinación monolítica de nervios espaciados regularmente, en una o en dos direcciones, sobre los cuales se vacía una losa maciza de concreto (topping) con un espesor mínimo de 50 mm. La distancia libre entre nervios no debe exceder nunca doce (12) veces el espesor del “*topping*”.

5.2.1.67. LUZ LIBRE: También conocido como vano libre, es la longitud del elemento medida entre las caras de los apoyos.

5.2.1.68. MECHÓN DE MURO: Es un segmento de un muro estructural que está limitado horizontalmente por dos aberturas o por una abertura y el borde del muro, con una relación de aspecto de longitud horizontal entre espesor (ℓ_w/b_w) menor o igual que 6.0, y una relación de aspecto de altura entre longitud horizontal (h_w/ℓ_w) mayor o igual a 2.0.

5.2.1.69. MIVHED: Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones.

5.2.1.70. MURO ESTRUCTURAL: Elemento cuyo espesor es mucho menor en relación con sus otras dos dimensiones, usualmente vertical, utilizado para delimitar espacios, y que resiste cargas que actúan en una dirección paralela a su plano medio.

5.2.1.71. NERVIO: También conocido como viguetilla, es un elemento estructural similar a una viga, que vaciado monolíticamente con la losa de *topping*, conforma una losa aligerada de concreto.

5.2.1.72. NUDO: Es la porción de la estructura que es común entre miembros que se interceptan. También se conoce como unión o junta.

5.2.1.73. PANEL O PAÑO DE LOSA: Área de losa cuyos lados están delimitados por los ejes centroidales de vigas, columnas o muros, y que se considera como una unidad para fines de diseño.

5.2.1.74. PLATEA: Losa de cimentación con resistencia y rigidez suficientes para transmitir los esfuerzos de la estructura hacia el suelo de fundación sin exceder la capacidad portante del suelo.

5.2.1.75. PÓRTICO A MOMENTO: Es un marco formado por la unión rígida de vigas y columnas y que resiste cargas predominantemente por flexión, cortante y fuerza axial. En general las vigas son horizontales o casi horizontales y las columnas son verticales.

5.2.1.76. RECUBRIMIENTO: Distancia entre la superficie del refuerzo y la superficie exterior de la sección de hormigón.

5.2.1.77. REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA: En losas armadas en una dirección, es el refuerzo perpendicular al refuerzo principal, destinado a resistir los esfuerzos causados por variación de temperatura y retracción de fraguado.

5.2.1.78. REFUERZO EXTREMO A TRACCIÓN: Es la capa de refuerzo que se ubica más alejada de la fibra extrema a compresión de la sección.

5.2.1.79. REGIÓN DE RÓTULA PLÁSTICA: Es la longitud de viga o columna dentro de la cual se procura que ocurra fluencia del acero por flexión debido a la acción del terremoto de diseño. Esta ubicación no se extiende a más de una distancia h de la sección donde se inicia la fluencia por flexión.

5.2.1.80. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN, f'_c : Resistencia nominal del concreto especificada a los 28 días.

5.2.1.81. RESISTENCIA A LA FLUENCIA: Es el valor especificado del esfuerzo o punto mínimo de fluencia del acero de refuerzo, f_y .

5.2.1.82. RESISTENCIA DE DISEÑO O RESISTENCIA ÚLTIMA: Resistencia nominal de una sección, multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ .

5.2.1.83. RESISTENCIA NOMINAL: Resistencia de un elemento, o sección de él, calculada analíticamente de acuerdo con los requisitos y suposiciones del método de diseño a la rotura y sin incluir ningún coeficiente de reducción de resistencia.

5.2.1.84. REVENIMIENTO (SLUMP): Medida de la consistencia del concreto fresco usada para determinar la manejabilidad de éste.

5.2.1.85. REVESTIMIENTO DEL REFUERZO DE PRESFUERZO: Es una capa de material que encierra el refuerzo de presfuerzo para prevenir que se adhiera al concreto circundante, para proveer protección contra la corrosión y para proteger el recubrimiento contra la corrosión.

5.2.1.86. RIGIDEZ EFECTIVA: Es la rigidez de un miembro estructural luego de que ocurre agrietamiento, flujo plástico del concreto y otros fenómenos no lineales.

5.2.1.87. SECCIÓN CONTROLADA POR COMPRESIÓN: Sección transversal en la cual la deformación unitaria longitudinal neta en el acero de refuerzo extremo a tracción, para un estado de carga correspondiente a la resistencia nominal de la sección, es menor o igual que el límite de deformación unitaria controlada por compresión.

5.2.1.88. SECCIÓN CONTROLADA POR TRACCIÓN: Sección transversal en la cual la deformación unitaria longitudinal neta en el acero de refuerzo extremo a tracción, para un estado de carga correspondiente a la resistencia nominal de la sección, es mayor o igual que $0.003 + \varepsilon_{ty}$.

5.2.1.89. SISTEMA DE RESISTENCIA A CARGAS LATERALES: Es el conjunto de elementos estructurales diseñado y detallado para que resista los efectos sísmicos del terremoto de diseño.

5.2.1.90. TENDÓN: En elementos postensados, los tendones son los arreglos completos que comprenden los anclajes, refuerzo de presfuerzo adherido o no adherido, ductos y revestimientos.

5.2.1.91. TORSIÓN PRIMARIA: Se dice que la torsión en un elemento es primaria cuando ésta es requerida para proporcionar el equilibrio estático del miembro.

5.2.1.92. TORSIÓN SECUNDARIA: Se dice que la torsión en un elemento es secundaria cuando ésta es redundante, es decir, que no se requiere para proporcionar el equilibrio estático del miembro.

5.2.1.93. TRAYECTORIA DE CARGAS: Secuencia de elementos estructurales capaces de transmitir las fuerzas desde su lugar de origen, a través de toda la estructura, hasta las fundaciones y de allí al suelo.

5.2.1.94. VIGA: Elemento estructural, horizontal o aproximadamente horizontal, cuya dimensión longitudinal es significativamente mayor que las otras dos y se diseña para resistir principalmente flexión, fuerzas cortantes y torsión.

5.2.1.95. VIGA DE ACOUPLE: Viga de gran peralte, cuyas solicitaciones principales son fuerza cortante y momento de flexión, que se usa para conectar muros especiales de concreto.

5.2.1.96. VIGAS DE AMARRE: Son vigas dispuestas por debajo del nivel del terreno, generalmente en o próximo al plano de los cimientos, y que conectan elementos verticales que tienen cimientos separados, y que son efectivas para reducir los asentamientos diferenciales entre éstos. Estas vigas deben tener una rigidez y resistencia suficientes para garantizar que las

fundaciones conectadas actúen como una unidad. En general, las vigas de amarre son obligatorias entre cimientos aislados para clases de sitio E y F.

5.2.1.97. VIGAS DE FUNDACIÓN: Son vigas colocadas próximo al plano de las fundaciones o del nivel del suelo que resisten flexión producto de los efectos sísmicos sobre las columnas o muros que éstas conectan. Estas vigas deberán diseñarse y detallarse como vigas de pórticos especiales resistentes a momento.

5.2.1.98. VIGUETA: Referirse a la definición de nervio.

5.2.1.99. ZAPATA: Referirse a la definición de cimientos.

5.2.2. NOTACIONES.

a :	profundidad del bloque de esfuerzos rectangular equivalente.
A_b :	área de una barra o alambre individual.
A_c :	área de concreto que resiste transferencia de cortante.
A_{ch} :	área de la sección transversal de un miembro medida por fuera de los bordes del refuerzo transversal.
A_{cp} :	área encerrada por el perímetro externo de la sección de concreto.
A_{cv} :	área de la sección bruta de concreto bordeada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante considerada. En el caso de diafragmas, es el área bruta de concreto. El área bruta es el área total luego de restar las áreas de cualesquiera aberturas.
A_{cw} :	área de la sección de concreto de un machón de muro individual, o de un segmento horizontal de muro, o de una viga de acople que resiste cortante.
A_g :	área bruta de la sección de concreto. Para secciones huecas, es el área que ocupa el concreto, sin incluir los vacíos.
A_j :	área efectiva de la sección transversal del nudo en un plano paralelo al plano del refuerzo de la viga que llega al nudo y que genera cortante en el nudo.
A_ℓ :	área total de refuerzo longitudinal para resistir torsión.
$A_{\ell,min}$:	área mínima de refuerzo longitudinal para resistir torsión.
A_o :	área bruta encerrada por el flujo de cortante por torsión.
A_{oh} :	área encerrada por la línea central del refuerzo transversal para torsión más exterior.
A_{ps} :	área del refuerzo longitudinal presforzado en tracción
A_{pt} :	área total del refuerzo de presfuerzo.

A_s :	área del refuerzo no presforzado en tracción.
A_s' :	área del refuerzo no presforzado en compresión.
A_{sh} :	área del refuerzo transversal total de la sección, incluyendo grapas, con espaciamiento s y perpendicular a la dimensión b_c .
$A_{s,min}$:	área de refuerzo mínimo para flexión.
A_{st} :	área total de refuerzo longitudinal no presforzado, incluyendo barras de acero y secciones de acero, pero excluyendo acero de presfuerzo.
A_t :	área de una pata de refuerzo de un estribo o grapa que resiste torsión dentro del espaciamiento s .
A_{th} :	área total de la sección transversal de las grapas o estribos que confinan las barras ancladas con gancho.
A_v :	área total de la sección transversal del refuerzo para cortante.
A_{vf} :	área total del refuerzo para resistir fricción-cortante.
A_{vh} :	área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo a tracción por flexión, dentro del espaciamiento s_2 .
$A_{v,min}$:	área mínima de refuerzo para cortante.
A_1 :	área cargada considerada.
A_2 :	área de la base de la pirámide o cono truncado imaginario que se proyecta dentro del elemento de apoyo, contenido totalmente dentro del mismo y cuyo tope es igual al área A_1 . Los lados de la pirámide o cono truncado deberán tener una pendiente de una (1) unidad vertical a dos (2) unidades horizontales.
b :	ancho de la cara a compresión del miembro.
b_c :	dimensión del núcleo de la sección transversal medida entre los bordes externos del refuerzo transversal que componen A_{sh} .
b_f :	ancho efectivo del ala.
b_0 :	perímetro de la sección crítica para cortante en dos direcciones en losas y cimientos.
b_t :	ancho de la parte de la sección transversal que se considera que resiste torsión.
b_v :	ancho de sección transversal en la superficie de contacto que se investiga para cortante horizontal.
b_w :	ancho del alma o diámetro si es una sección circular.
b_1 :	dimensión de la sección crítica b_0 medida en dirección de la luz para la cual se calculan los momentos.
b_2 :	dimensión de la sección crítica b_0 medida en la dirección perpendicular a b_1 .

B_n :	resistencia nominal al aplastamiento.
B_u :	carga de aplastamiento mayorada.
c :	distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el eje neutro de la sección a flexión.
c_b :	el menor valor entre: (1) la distancia del centro de la barra o alambre al borde más próximo de la sección de concreto, y (2) la mitad de la distancia centro a centro (CAC) de las barras o alambre empalmados.
c_c :	recubrimiento libre del refuerzo.
c_1 :	dimensión de la columna o capitel rectangular equivalente, medida en dirección de la luz para la cual se están determinando los momentos.
c_2 :	dimensión de la columna o capitel rectangular equivalente, medida en dirección perpendicular a c_1 .
d :	distancia medida desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal a tracción. Peralte efectivo.
d' :	distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal a compresión.
d_{agg} :	tamaño nominal máximo del agregado.
d_b :	diámetro de la barra, alambre de refuerzo o torón.
d_p :	distancia medida desde la fibra extrema a compresión hasta el torón de presfuerzo.
d_{pilote} :	diámetro del pilote en la base de la fundación.
E :	efectos sísmicos. Efectos de las cargas horizontales y verticales asociadas a las fuerzas sísmicas de diseño.
E_c :	módulo de elasticidad del concreto.
E_p :	módulo de elasticidad del refuerzo de presfuerzo.
E_s :	módulo de elasticidad del acero de refuerzo y del acero estructural.
f'_c :	resistencia especificada a la compresión del concreto.
f_{pc} :	esfuerzos de compresión en el concreto, luego de que se producen todas las pérdidas, en el centroide de la sección transversal, compuesta o no compuesta, que resiste las cargas externas aplicadas.
f_{pe} :	esfuerzo de compresión en el concreto debido sólo a las fuerzas efectivas de presfuerzo, luego de que ocurren todas las pérdidas.
f_{ps} :	esfuerzo en el refuerzo presforzado para nivel de carga correspondiente a la resistencia nominal a flexión.
f_{pu} :	resistencia nominal a la tracción especificada para el refuerzo de presfuerzo.

f_{py} :	resistencia nominal de fluencia especificada para el refuerzo de presfuerzo.
f_r :	módulo de ruptura del concreto.
f_{se} :	esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo luego de que ocurren las pérdidas.
f_t :	esfuerzo en la fibra extrema en la zona de tracción precomprimida, calculada para niveles de carga de servicio usando las propiedades de la sección bruta de concreto, luego de que ocurren las pérdidas.
f_y :	esfuerzo de fluencia especificado para el refuerzo no presforzado.
f_{yt} :	esfuerzo de fluencia especificado para el refuerzo transversal.
h :	altura o espesor total de la sección
h_{sx} :	altura de piso del piso x.
h_u :	altura total no soportada en la fibra extrema a compresión del muro o machón de muro, equivalente a ℓ_u para miembros en compresión.
h_w :	altura total del muro, medida desde la base hasta el tope del muro. Altura libre total del machón de muro.
h_x :	espaciamiento máximo centro a centro de las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de una grapa o estribo, medida alrededor del perímetro de una columna o elemento de borde de muro.
I :	momento de inercia de la sección alrededor del eje centroidal.
I_b :	momento de inercia de la sección bruta de la viga respecto de su eje centroidal.
I_{cr} :	momento de inercia de la sección agrietada transformada.
I_e :	momento efectivo de inercia de la sección para fines del cálculo de deflexiones.
I_g :	momento de inercia de la sección bruta de concreto alrededor del eje centroidal, despreciando el refuerzo longitudinal.
k_f :	factor de resistencia del concreto.
k_n :	factor de confinamiento efectivo.
K_{tr} :	índice de refuerzo transversal.
ℓ :	longitud del vano de la viga o losa en una dirección, medida entre los centros de los apoyos. Para voladizos es la proyección del voladizo más allá del apoyo.
ℓ_a :	longitud de embebido adicional más allá de la línea centroidal del apoyo o punto de inflexión.
ℓ_d :	longitud de desarrollo en tracción.
ℓ_{dc} :	longitud de desarrollo en compresión.

ℓ_{dh} :	longitud de desarrollo en tracción con gancho.
ℓ_{st} :	longitud de empalme por traslapo.
ℓ_{tr} :	longitud de transferencia del refuerzo de presfuerzo.
ℓ_u :	longitud no soportada de la columna o muro.
ℓ_w :	longitud total del muro, o longitud del machón de muro considerada en la dirección del cortante investigado.
ℓ_1 :	longitud del vano en la dirección donde se investigan los momentos, medida centro a centro de los apoyos.
ℓ_2 :	longitud del vano en la dirección perpendicular a ℓ_1 .
M_{cr} :	momento de agrietamiento.
M_{cre} :	momento que causa agrietamiento por flexión en la sección producto de las cargas aplicadas.
M_{max} :	momento máximo mayorado en la sección debido a las cargas externas.
M_n :	resistencia nominal a la flexión.
M_{nb} :	resistencia nominal a la flexión de las vigas que llegan al nudo.
M_{nc} :	resistencia nominal a la flexión de las columnas que llegan al nudo.
M_{pr} :	resistencia probable a la flexión de un miembro usando las propiedades de la sección en la cara del nudo, asumiendo que las barras están sujetas a esfuerzos de $1.25f_y$ y tomando un factor de reducción de resistencia igual a 1.0.
M_u :	momento mayorado de la sección.
n :	número de elementos, tales como barras, alambres, dispositivos de anclaje o anclajes.
n_ℓ :	número de barras longitudinales alrededor del núcleo de una columna con estribos rectilíneos que están soportadas por la esquina de un estribo cerrado de confinamiento o por ganchos sísmicos de una grapa.
p_{cp} :	perímetro exterior de la sección transversal de concreto.
p_h :	perímetro de la línea central del refuerzo transversal más exterior que resiste torsión.
P_n :	resistencia nominal a compresión de un miembro.
$P_{n,max}$:	resistencia nominal máxima a compresión de un miembro.
$P_{nt,max}$:	resistencia nominal máxima a la tracción de un miembro.
P_0 :	resistencia axial nominal para excentricidad cero.

P_u :	carga axial mayorada, positiva para tracción y negativa para compresión.
$P - \Delta$:	efecto P-Delta. Momentos secundarios producidos por excentricidad de la carga axial que produce la deflexión lateral.
s :	espaciamiento centro a centro.
s_0 :	espaciamiento centro a centro de refuerzo transversal dentro de una longitud ℓ_0 .
s_2 :	espaciamiento centro a centro de refuerzo longitudinal para torsión o cortante.
t :	espesor de pared.
t_f :	espesor del ala.
T_{cr} :	torsión de agrietamiento.
T_{th} :	umbral de torsión.
T_n :	resistencia nominal a la torsión.
T_u :	momento de torsión mayorado.
U :	efecto combinado de las cargas últimas o mayoradas que actúan sobre un miembro.
v_c :	esfuerzo correspondiente a la resistencia nominal a cortante en dos direcciones provisto por el concreto.
v_n :	esfuerzo equivalente correspondiente a la resistencia nominal a cortante en dos direcciones de una losa o cimienta.
v_s :	esfuerzo equivalente correspondiente a la resistencia nominal a cortante en dos direcciones provista por el acero de refuerzo para cortante.
v_u :	esfuerzo último (mayorado) de cortante en dos direcciones, calculado alrededor de un perímetro o sección crítica.
v_{uv} :	esfuerzo último (mayorado) de la losa en la zona crítica para acción en dos direcciones, sin considerar transferencia de momento.
V_c :	resistencia nominal a cortante en una dirección, provista por el concreto.
V_{ct} :	resistencia nominal a cortante en una dirección, provista por el concreto, donde ocurre agrietamiento diagonal producto de una combinación de cortante y momento.
V_{cw} :	resistencia nominal a cortante en una dirección, provista por el concreto, donde ocurre agrietamiento diagonal producto de altos esfuerzos de tracción en el alma.
V_e :	fuerza cortante de diseño para combinaciones que incluyen efectos sísmicos.
V_n :	resistencia nominal a cortante en una dirección.

V_{nh} :	resistencia nominal a cortante horizontal en una dirección.
V_s :	resistencia nominal a cortante en una dirección, provista por el acero de refuerzo para cortante.
V_u :	fuerza cortante última (mayorada).
w_c :	densidad o peso específico del concreto de peso normal. Densidad de equilibrio para el concreto de peso ligero.
α :	ángulo que define la orientación del refuerzo.
α_f :	relación por cociente entre la rigidez a flexión de la viga y la rigidez a flexión de un ancho de losa delimitado lateralmente por las líneas centrales de los vanos adyacentes, a cada lado de la viga.
α_{fm} :	valor promedio de los valores de α_f para todas las vigas perimetrales de un vano de losa.
α_s :	constante usada en el cálculo de V_c en losas y cimientos.
β :	relación de aspecto de longitud larga a longitud corta aplicable a: vanos libres en losas en dos direcciones, lados de una columna rectangular, áreas de cargas concentradas o áreas de reacción y dimensiones en planta de un cimiento.
γ_s :	factor usado para determinar la proporción de refuerzo a colocar en la banda central de un cimiento.
δ_u :	desplazamiento último o desplazamiento de diseño por efectos sísmicos.
Δ_x :	deriva de piso del piso x.
ϵ_t :	deformación unitaria longitudinal del acero en la capa de refuerzo longitudinal a tracción, para un nivel de carga correspondiente a la resistencia nominal a flexión de la sección, excluyendo deformaciones unitarias debidas a fuerzas de presfuerzo efectivo, flujo plástico del concreto, retracción y temperatura.
ϵ_{ty} :	valor de la deformación unitaria longitudinal en el acero de refuerzo que delimita la zona de secciones controladas por compresión.
λ :	factor de modificación de concreto de peso ligero.
λ_s :	factor de modificación usado para modificar la resistencia a cortante basado en el tamaño del miembro.
μ :	coeficiente de fricción.
ρ :	cuantía de refuerzo longitudinal a flexión: $A_s/(bd)$
ρ_ℓ :	cuantía de refuerzo longitudinal calculada como la relación por cociente del área total de refuerzo longitudinal entre el área de la sección bruta de concreto perpendicular a dicho refuerzo.
ρ_p :	cuantía de refuerzo: $A_{ps}/(bd_p)$.
ρ_s :	cuantía volumétrica de espirales.

ρ_t :	relación por cociente del área de refuerzo transversal uniformemente distribuido entre el área bruta de concreto perpendicular a dicho refuerzo.
ρ_w :	cuantía de refuerzo: $A_s/(b_w d)$.
ϕ :	factor de reducción de resistencia.
ϕ_p :	factor de reducción de resistencia para momento en miembros pretensados en la sección más próxima al extremo del miembro donde todos los torones están totalmente desarrollados.
ψ_c :	factor de modificación de la longitud de desarrollo por resistencia del concreto.
ψ_e :	factor de modificación de la longitud de desarrollo por recubrimiento epóxico.
ψ_g :	factor de modificación de la longitud de desarrollo por grado del refuerzo.
ψ_0 :	factor de modificación de la longitud de desarrollo con gancho basado en condiciones de recubrimiento lateral.
ψ_r :	factor de modificación de la longitud de desarrollo con gancho por confinamiento.
ψ_s :	factor de modificación de la longitud de desarrollo por tamaño del refuerzo.
ψ_t :	factor de modificación de la longitud de desarrollo por posición del refuerzo. Factor de ubicación.
Ω_0 :	factor de sobrerresistencia.

CAPÍTULO 5.3. REQUERIMIENTOS BÁSICOS PARA CONCRETO REFORZADO.

5.3.1. HORMIGÓN. El hormigón deberá cumplir con las especificaciones ASTM C150 “Especificación para Hormigón Portland” (*Specification for Portland Cement*).

5.3.1.1. No se permitirá el uso de cal en mezclas de concreto.

5.3.2. AGREGADOS. Los agregados para el hormigón deberán cumplir con la norma ASTM C33 “Especificación para Agregados para Hormigón” (*Specification for Concrete Aggregates*).

5.3.2.1. Se podrán usar agregados que no cumplan con las especificaciones anteriores, pero que hayan demostrado mediante su uso o ensayos especiales que producen hormigón con resistencia y durabilidad adecuadas.

5.3.3. TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO. El tamaño máximo nominal del agregado no deberá ser mayor que:

- (a) 1/5 de la dimensión menor entre los lados de las formaletas.
- (b) 1/3 del espesor de las losas.
- (c) 3/4 del espaciamiento libre mínimo entre las barras o alambres individuales del refuerzo o paquetes de barras.

5.3.3.1. Estas limitaciones podrán ser obviadas si los métodos de compactación y la manejabilidad son tales que el hormigón puede ser colocado sin que se produzcan oquedades o segregación de la mezcla.

5.3.4. AGUA. El agua utilizada en la mezcla del concreto deberá estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de cloruros, aceites, ácidos, álcalis, sales, materiales orgánicos u otras sustancias que puedan ser dañinas para el hormigón o el refuerzo, o para el medio ambiente.

5.3.4.1. Si el agua disponible no es potable, se deberán cumplir las siguientes condiciones:

- (a) Que la dosificación esté basada en mezclas de concreto hechas con agua de la misma fuente.
- (b) Que los resultados de ensayos de resistencia del concreto hecho con aguas de la misma fuente tengan resistencias a la compresión a los 7 y 28 días de edad, iguales o mayores al 90% de las resistencias a la compresión de probetas similares hechas con agua potable que cumpla con lo indicado en **5.3.4.** La comparación de los ensayos, de resistencia debe ser hecha sobre concretos idénticos, con excepción del tipo de agua empleada en la mezcla, preparados y ensayados de acuerdo con las normas ASTM C172: “Práctica Estándar para el Muestreo de Concreto Fresco” (*Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete*) y ASTM C39: “Método de Prueba Estándar para la Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Concreto” (*Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*).

5.3.5. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN ESPECIFICADA. La resistencia nominal a compresión del concreto (f'_c) deberá determinarse basados en pruebas a los 28 días.

5.3.6. RESISTENCIA MÍNIMA ESPECIFICADA. El valor de la resistencia nominal a compresión del concreto especificada deberá satisfacer lo indicado en la **Tabla 1**.

Tabla 1: Valores mínimos de f'_c .

Aplicación	Valor mínimo de f'_c
Fundaciones de estructuras	21 MPa
Elementos estructurales reforzados con acero grado 60 u 80	21 MPa
Muros especiales reforzados con acero grado 100	35 MPa
Pilotes de concreto prefabricado/presforzado hincados	35 MPa
Pilotes barrenados o pilotes hincados no presforzados	28 MPa

5.3.7. MÓDULO DE ELASTICIDAD. El módulo de elasticidad del concreto, E_c , se permitirá calcular como:

1) $E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (MPa), para concreto de peso ligero, y,

2) $E_c = 4,700\sqrt{f'_c}$ (MPa), para concreto de peso normal.

w_c : Peso específico del concreto, en kg/m^3 .

5.3.8. MÓDULO DE RUPTURA. El módulo de ruptura, f_r , para concreto se deberá calcular como sigue:

3) $f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$

donde λ es el factor de modificación para concreto liviano, calculado de acuerdo con 5.3.9.

5.3.9. FACTOR DE MODIFICACIÓN DE PESO LIVIANO. El factor de modificación λ se deberá determinar de acuerdo con la Tabla 2.

Tabla 2: Valores del factor de modificación λ en función del peso específico de equilibrio del concreto.

Peso específico del concreto, w_c (kN/m^3)	λ
≤ 15.7	0.75
$15.7 < w_c \leq 21.2$	$0.04774w_c < 1.0$
$w_c \geq 21.2$	1.0

5.3.9.1. Se permitirá tomar $\lambda = 0.75$ para todos los concretos de peso liviano.

5.3.9.2. Para concreto de peso normal, el valor de $\lambda = 1$.

5.3.10. SERVICIABILIDAD. Los miembros estructurales deberán diseñarse para que cumplan con los requerimientos mínimos de serviciabilidad dados en el **capítulo 24** del estándar ACI 318-19, el cual abarca:

- (a) Deflexiones debido a cargas gravitacionales de servicio.
- (b) Distribución del refuerzo para control de agrietamiento.
- (c) Refuerzo para temperatura y fraguado del concreto.
- (d) Esfuerzos permisibles en elementos presforzados a flexión.

CAPÍTULO 5.4. REFUERZO PARA HORMIGON.

5.4.1. REFUERZO NO PRESFORZADO. El refuerzo no presforzado será de acero corrugado y estarán dados en forma de barras o alambIÓN. Las barras o alambrones lisos solo se permitirán para refuerzo en espiral.

5.4.1.1. DENOMINACIONES DEL REFUERZO EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS. Las barras corrugadas para refuerzo de hormigón deberán ser descritas de acuerdo con la **Tabla 3**.

Tabla 3: Denominación del refuerzo
corrugado en el Sistema Internacional

Denominación	Diámetro (mm)	Peso (kgf/m)	Área nominal (mm ²)
N6	6.35	0.249	32
N10	9.52	0.561	71
N13	12.7	0.996	129
N16	15.9	1.56	200
N19	19.0	2.24	284
N22	22.2	3.05	387
N25	25.4	3.98	509
N29	28.6	5.07	645
N32	32.3	6.42	819
N36	35.8	7.92	1006
N43	43	11.4	1452
N57	57.3	20.3	2581

5.4.1.2. ESFUERZO DE FLUENCIA. El esfuerzo de fluencia de las barras y alambrones no presforzados será determinado mediante (a) o (b):

- (a) El método de corrimiento, usando un desfase de 0.2% de acuerdo con ASTM A370.

- (b) El punto de fluencia determinado por el método de extensión bajo carga, cuando la barra o alambre presente un cambio abrupto en la deformación unitaria o un punto de fluencia bien definido.

5.4.1.3. ESTÁNDARES DE REFERENCIA. Las barras corrugadas deben cumplir con los siguientes estándares de referencia, atendiendo a las limitaciones de uso de cada denominación, establecidas en los requisitos para los diferentes sistemas estructurales:

- (a) ASTM A615M.
- (b) ASTM A706M.
- (c) ASTM A955M.
- (d) ASTM A1035M.

5.4.1.4. Las barras lisas para refuerzo en espiral deben cumplir con las normas indicadas en 5.4.1.3.

5.4.1.5. MALLA ELECTROSOLDADA. Las mallas electrosoldadas serán consideradas como una forma de refuerzo corrugado. Los alambres para mallas electrosoldadas y las mallas en sí, deben cumplir con la norma ASTM A497 “Especificación para Malla Electrosoldada Corrugada para Refuerzo” (*Specification for Steel Welded Wire fabric, Deformed, for Concrete Reinforcement*).

Tabla 4: Propiedades del alambre deformado de malla electrosoldadas corrugada.

Tamaño/denominación del alambre	Diámetro (mm)	Área (mm ²)
MD 25	5.64	25
MD 30	6.18	30
MD 35	6.68	35
MD 40	7.14	40
MD 45	7.57	45
MD 50	7.98	50
MD 55	8.37	55
MD 60	8.74	60
MD 70	9.44	70
MD 80	10.1	80
MD 90	10.7	90
MD 100	11.3	100
MD 120	12.4	120

Para diámetros no incluidos en esta tabla, referirse a la **Tabla 4** del estándar ASTM A1064M.

5.4.1.6. ESFUERZOS EN EL ACERO. Para barras y alambres no presforzados, el esfuerzo en el acero que sea menor al esfuerzo de fluencia f_y , deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria longitudinal del acero. Para esfuerzos mayores que el esfuerzo de fluencia, el esfuerzo debe considerarse igual a f_y independientemente de la deformación unitaria longitudinal del acero.

5.4.1.7. MÓDULO ELÁSTICO DEL ACERO. El módulo elástico del acero podrá tomarse igual a 200,000 MPa.

5.4.1.8. USOS Y LIMITACIONES DE LAS BARRAS DE ACERO CORRUGADAS. Las barras de acero corrugadas y los alambres de refuerzo deben ser especificados atendiendo a las aplicaciones estructurales particulares de la **Tabla 5**.

Tabla 5: Refuerzo corrugado no presforzado.

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para cálculos de diseño (MPa)	Estándares ASTM aplicables			
			Barras corrugadas	Alambres corrugados	Alambre electrosoldado	Parrillas de barras soldadas
Flexión, fuerza axial y retracción y temperatura	Sistemas sísmicos especiales	420	Ver 5.4.1.8.1	NP	NP	NP
	Otra	550	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	A615M, A706M
Apoyo lateral de barras longitudinales o confinamiento de concreto	Sistemas sísmicos especiales	700	A615M, A706M, A955M, A996M, A1035M	A1064M, A1022M	NP	NP
	Espirales	700			NP	NP
	Otra	550			A1064M, A1022M	NP
Fuerza cortante	Sistemas sísmicos especiales	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	NP
	Espirales	420			NP	NP
	Fricción cortante	420			A1064M, A1022M (liso)	NP
	Estribos, estribos	550	NP	NP	A1064M, A1022M (corrugado)	NP

	cerrados de confinamiento					
Momento de torsión	Refuerzo longitudinal y transversal para torsión	420	A615M, A706M, A955M, A996M	A1064M, A1022M	A1064M, A1022M	NP

5.4.1.8.1. El refuerzo longitudinal corrugado no presforzado que resista momentos, fuerza axial, o una combinación de ambos, inducidos por el sismo en pórticos especiales a momento, muros estructurales especiales y todos sus componentes, incluyendo machones de muro y vigas de acople, debe cumplir con lo siguiente:

5.4.1.8.1.1. ASTM A706M, grado 420.

5.4.1.8.1.2. ASTM A615M grado 280 si se cumple con (a) y (b), o ASTM A615M grado 420 si se cumple con (a), (b) y (c).

- (a) La resistencia a la fluencia real medida en ensayos en la siderúrgica no excede a f_y en más de 125 MPa.
- (b) La relación entre la resistencia a la tracción total real a la resistencia a la fluencia real es al menos 1.25.
- (c) La elongación mínima en una unidad de medición de 200 mm es al menos el 14% para barras N10 hasta N19, y al menos 12% para barras N22 hasta la N36, y al menos 10% para barras N43 hasta la N57.

5.4.1.9. USOS Y LIMITACIONES DEL REFUERZO LISO. Las barras de acero lisas y los alambres lisos deben ser especificados atendiendo a las aplicaciones estructurales particulares de la **Tabla 6**.

Tabla 6: Barras y alambres lisos para refuerzo en espiral no presforzado.

Uso	Aplicación	Valor máximo de f_y o f_{yt} permitido para cálculos de diseño (MPa)	Estándares ASTM aplicables	
			Barras lisas	Alambres lisos
Soporte lateral de barras longitudinales o confinamiento del concreto	Espirales en sistemas sísmicos especiales	700	A615M, A706M, A955M, A1035M	A1064M, A1022M
	Espirales	700		
Fuerza cortante	Espirales	420		
Torsión en vigas no presforzadas	Espirales	420		

5.4.1.10. REFUERZO EN FORMA DE BARRAS DE POLIMERO REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO. Como alternativa al refuerzo en forma de barras o alambres de acero se permitirá usar refuerzo para hormigón en forma de barras redondas corrugadas de polímero reforzado con fibra de vidrio, fabricadas de conformidad con el estándar ASTM D7957-22 o NORDOM homóloga, siempre que su uso se limite exclusivamente a lo definido desde (a) hasta (f):

- (a) Pavimentos de hormigón o losas de piso sobre terreno que no actúen como diafragma estructural.
- (b) Canales y obras hidráulicas similares.
- (c) Muros de cerramiento o muros divisorios, no estructurales.
- (d) Revestimientos, anclajes de taludes y como refuerzo de muros de retención de no más de 3 m de altura.
- (e) En estructuras de concreto distintas de edificaciones usadas para almacenar o tratar líquidos, tales como: cisternas, piscinas, plantas de tratamiento de aguas residuales y sépticos.
- (f) Aplicaciones agrícolas: esqueletos de invernaderos, cercas para cultivos, vallas de protección y soportes para plantas.

5.4.1.10.1. La determinación de la resistencia y deformaciones de miembros de concreto reforzados con barras de fibra de polímero reforzado con fibra de vidrio se deberá hacer de conformidad con las especificaciones del ACI 440.11-22.

5.4.2. BARRAS, ALAMBRES Y TORONES DE PRESFORZADO. Con excepción de lo que se requiere en 5.4.2.1 para pórticos especiales a momento y muros estructurales especiales, el refuerzo de presforzado deberá cumplir con lo siguiente:

- (a) ASTM A416M, para torones.
- (b) ASTM A421M, para alambres.
- (c) ASTM A722M, para barras de alta resistencia.

5.4.2.1. Se podrán usar torones, alambres y barras presforzadas que no figuran en ASTM A416M, A421M o A722M, siempre que se demuestre que cumplen con los requisitos de estos estándares y que se demuestre mediante análisis o ensayos que no se compromete el comportamiento del miembro.

5.4.2.2. Todo el refuerzo de presforzado que resista efectos sísmicos (fuerzas axiales, momentos de flexión, o ambos) en pórticos especiales a momento o muros estructurales especiales y sus

componentes, incluyendo vigas de acople y machones de muro, deberán cumplir con ASTM A416M o ASTM A722M.

5.4.2.3. MÓDULO ELÁSTICO DE ACERO DE PRESFUERZO. El módulo de elasticidad, E_p , para el refuerzo de presforzado será determinado mediante ensayo o deberá ser provisto por el fabricante.

5.4.2.4. RESISTENCIA A LA TENSIÓN. La resistencia última a la tensión, f_{pu} , estará basada en el grado o tipo de acero especificado, sin exceder lo indicado en la **Tabla 7**.

Tabla 7: Barras, alambres y torones de presfuerzo.

Tipo	Valor de f_{pu} permitido para diseño (MPa)	ASTM aplicable
Torón (liberado de esfuerzos y de baja relajación)	1860	A416M
Alambre (liberado de esfuerzos y de baja relajación)	1725	A421M
Barra de alta resistencia	1035	A722M

5.4.2.5. ESFUERZOS EN TENDONES ADHERIDOS PARA RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN, f_{ps} . Como alternativa a los cálculos basados en compatibilidad de deformaciones unitarias, se permitirá calcular f_{ps} basados en el acápite 20.3.2.3 del ACI 318-19, siempre que todo el refuerzo presforzado adherido esté en la zona de tensión y $f_{se} \geq 0.5f_{pu}$.

5.4.2.6. ESFUERZOS EN TENDONES NO ADHERIDOS PARA LA RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN, f_{ps} . Como alternativa a los cálculos basados en compatibilidad de deformaciones unitarias, se permitirá calcular f_{ps} basados en el acápite 20.3.2.4 del ACI 318-19, siempre que $f_{se} \geq 0.5f_{pu}$.

5.4.2.7. ESFUERZOS PERMISIBLES A TENSIÓN DEL ACERO DE PRESFUERZO. Los esfuerzos de tensión en el refuerzo presforzado no deben exceder los límites de la **Tabla 8**.

5.4.2.8. PERDIDAS DE PRESFUERZO. Las pérdidas en el acero de presfuerzo deberán ser consideradas en el cálculo de los esfuerzos efectivos de tensión en el acero de presfuerzo, f_{se} , tomando en cuenta como mínimo lo siguiente:

- (a) Asentamiento de los anclajes justo después de la transferencia.
- (b) Acortamiento elástico del concreto.

- (c) Flujo plástico del concreto.
- (d) Retracción del concreto.
- (e) Relajación del acero de presfuerzo.
- (f) Pérdidas por fricción debido a la curvatura del acero de presfuerzo.

Tabla 8: Esfuerzos de tensión máximos admisibles en el refuerzo presforzado.

Etapa o fase	Ubicación	Esfuerzo máximo a tensión	
Durante el tensionamiento	En el extremo del gato	Menor de:	$0.94 f_{py}$
			$0.8 f_{pu}$
			Máxima fuerza en el gato recomendada por los fabricantes de los anclajes
Inmediatamente después de la transferencia	En los anclajes y conectores del postensado	$0.7 f_{pu}$	

5.4.2.8.1. Las pérdidas por fricción calculadas en tendones de postensado deberán basarse en coeficientes de curvatura y desviación accidental determinados experimentalmente.

5.4.2.8.2. Cuando se prevén pérdidas por presfuerzo en un miembro debido a la conexión de dicho miembro con una construcción adyacente, dichas pérdidas deberán incluirse en los cálculos.

5.4.3. RECUBRIMIENTOS DEL REFUERZO. A menos que la autoridad que otorga la licencia de construcción requiera un mayor recubrimiento para proveer protección adicional contra el fuego, se deberá proveer un recubrimiento mínimo de acuerdo con **5.4.3.1** hasta **5.4.3.4**.

5.4.3.1. Se permitirá considerar el espesor de la terminación de piso como parte del recubrimiento requerido para propósitos no estructurales.

5.4.3.2. El acero de refuerzo de elementos vaciados en sitio no presforzados deberá tener un recubrimiento mínimo especificado igual o mayor al indicado en la **Tabla 9**.

5.4.3.3. El acero de refuerzo, ductos y accesorios de los extremos de elementos presforzados vaciados en sitio deberán tener un recubrimiento mínimo especificado igual o mayor al indicado en la **Tabla 10**.

Tabla 9: Recubrimiento mínimo especificado para acero de refuerzo de elementos vaciados en sitio no presforzados.

Exposición del concreto	Tipo de miembro	Diámetro del refuerzo	Recubrimiento mínimo especificado, en mm
Vaciado contra el suelo y en contacto permanente con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras N19 hasta la N57	50
		Barra N16 y alambres MD 200 y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras N43 y N57	40
		Barras N36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tensión	Refuerzo principal, estribos y espirales	40

Tabla 10: Recubrimiento mínimo especificado para acero de refuerzo de elementos vaciados en sitio presforzados.

Exposición del concreto	Tipo de miembro	Diámetro del refuerzo	Recubrimiento mínimo especificado, en mm
Construido contra el suelo y en contacto permanente con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Todos	25
	Otros	Todos	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Todos	20
	Vigas, columnas, y amarres a tensión	Refuerzo principal	40
		Estribos y espirales	25

5.4.3.4. El acero de refuerzo, ductos y accesorios de extremos de miembros prefabricados bajo condiciones de planta, presforzados o no presforzados, tendrán un recubrimiento mínimo especificado igual o mayor al indicado en la **Tabla 11**.

Tabla 11: Recubrimiento mínimo especificado para acero de refuerzo de elementos prefabricados bajo condiciones de planta, presforzados o no presforzados.

Exposición del concreto	Tipo de miembro	Diámetro del refuerzo	Recubrimiento mínimo especificado, en mm
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Muros	Barras N43 y N57; tendones de más de 40 mm de diámetro	40
		Barras N36 y menores; alambres MD 200 y menores; tendones y torones de 40 mm de diámetro y menores	20
	Otros	Barras N43 y N57; tendones de más de 40 mm de diámetro	50
		Barras N19 hasta la N36; tendones y torones con diámetro mayor a 16 mm, pero menor o igual a 40 mm	40
		Barras N16; alambres MD 200 y menores; tendones y torones con diámetro menor o igual a 16 mm	30
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras N43 y N57; tendones con diámetro mayor de 40 mm	30
		Tendones y torones con diámetro de 40 mm y menores	20
		Barras N36 y menores; alambres MD 200 y menores	16
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tensión	Refuerzo principal	El mayor entre d_b y 16 mm, pero no mayor de 40 mm
		Estribos y espirales	10

5.4.3.5. RECUBRIMIENTOS PARA PAQUETES DE BARRAS. El recubrimiento mínimo especificado para paquetes de barras no debe ser menor que el menor de (a) y (b).

(a) El diámetro equivalente del paquete de barras.

(b) 50 mm.

5.4.3.5.1. Para paquetes de barras en elementos vaciados contra el suelo y permanentemente en contacto con él, el recubrimiento mínimo especificado será de 75 mm.

5.4.3.6. RECUBRIMIENTOS PARA AMBIENTES CORROSIVOS. Para la determinación de recubrimientos especiales para miembros expuestos a ambientes corrosivos u otras condiciones severas de exposición, se deberán aplicar los requerimientos del acápite **20.6.1.4** del ACI 318-19.

5.4.3.7. PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN PARA REFUERZO DE PRESFUERZO NO ADHERIDO. El refuerzo de presfuerzo no adherido debe estar encapsulado en un ducto de postensado. El espacio entre el torón y el ducto debe llenarse completamente con un material adecuado que inhiba la corrosión. El ducto de postensado debe ser impermeable y continuo en toda la longitud no adherida.

5.4.3.7.1. El ducto de postensado debe estar conectado de forma impermeable a todos los anclajes, ya sean de tensionamiento, intermedios o fijos.

5.4.3.7.1.1. Los tendones no adheridos de un solo torón deben protegerse de la corrosión de acuerdo con ACI 423.7.

5.4.3.8. PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN PARA TENDONES CON MORTERO INYECTADO. Los ductos para tendones que se inyectan con mortero de inyección deben ser impermeables a dicho mortero y no reactivos con el concreto, acero de presfuerzo, mortero de inyección o inhibidores de corrosión.

5.4.3.8.1. Los ductos deben mantenerse libres de agua.

5.4.3.8.2. Los ductos para tendones inyectados de un solo alambre, de un solo torón o de una sola barra, deben tener diámetro interior al menos 6 mm mayor que el diámetro del acero de presfuerzo.

5.4.3.8.3. Los ductos para alambres, torones o barras múltiples en paquete que se vayan a inyectar con mortero de inyección, deben tener un área transversal interior de al menos dos veces el área de la sección transversal del acero de presfuerzo.

5.4.3.9. PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN PARA ANCLAJES, CONECTORES Y DISPOSITIVOS AUXILIARES DE POSTENSADO. Los anclajes, conectores y dispositivos auxiliares (accesorios) de anclaje deben estar protegidos permanentemente contra la corrosión.

5.4.3.9.1. Los tendones externos y las regiones de anclaje de los tendones deben estar protegidas contra la corrosión de forma adecuada para el medio ambiente en que están situados los tendones. La protección puede proveerse con recubrimiento de concreto, mortero de inyección de cemento. En otros casos donde sea adecuado, se puede proveer pintura o grasa. El método de protección elegido debe satisfacer los requisitos de protección contra el fuego.

5.4.3.10. EMBEBIDOS. Todos los elementos embebidos en el concreto no deberán limitar significativamente la resistencia de la estructura y no deberán reducir la resistencia contra el fuego.

5.4.3.10.1. Los elementos embebidos no deberán ser perjudiciales para el concreto ni el refuerzo. No se permitirán elementos embebidos de aluminio, a menos que sean cubiertos con un material que lo aisle completamente.

5.4.3.10.2. Deberá disponerse de un área de acero de refuerzo equivalente a 0.002 veces el área de la sección de concreto de forma perpendicular a las tuberías embebidas.

5.4.3.10.3. El recubrimiento mínimo especificado para tuberías embebidas y sus acoples será de 40 mm para concreto expuesto a tierra o intemperie, y 20 mm para los demás casos.

5.4.4. DETALLADO DEL REFUERZO. Los espaciamientos mínimos, dimensiones de ganchos, longitudes de desarrollo, empalmes, paquetes de barras, refuerzo transversal, anclajes de postensado y conectores deberán cumplir con los requisitos de esta sección. Para casos no cubiertos en esta sección se deberán aplicar los requerimientos aplicables del capítulo 25 del ACI 318-19.

5.4.4.1. ESPACIAMIENTO LIBRE MÍNIMO DEL REFUERZO. El espaciamiento mínimo del refuerzo deberá cumplir con los requisitos de 5.4.4.1.1 hasta 5.4.4.1.4.

5.4.4.1.1. Para refuerzo no presforzado dispuesto en un plano horizontal, el espaciamiento libre mínimo deberá ser al menos el mayor de 25 mm, d_b y $(4/3)d_{agg}$.

5.4.4.1.2. Para dos o más capas de refuerzo no presforzado dispuesto en un plano horizontal, las capas de refuerzo deberán tener un espaciamiento libre mínimo de 25 mm.

5.4.4.1.3. Para refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde en muros, el espaciamiento libre mínimo entre barras será al menos el mayor de 40 mm, $1.5d_b$ y $(4/3)d_{agg}$.

5.4.4.1.4. Para el refuerzo en forma de torones pretensados, el espaciamiento centro a centro (CAC) mínimo en los extremos del miembro será al menos el mayor entre lo indicado en la **Tabla 12** y $(4/3)d_{agg} + d_b$.

Tabla 12: Espaciamiento CAC mínimo para torones pretensados en los extremos del miembro.

f'_{ci} en MPa	Diámetro nominal del torón, en mm	Espaciamiento CAC mínimo, s
< 28	Todos	$4d_b$
≥ 28	< 12.7 mm	$4d_b$
	12.7 mm	45 mm
	15.2 mm	50 mm

5.4.4.2. GANCHOS ESTÁNDAR, GANCHOS SISMICOS, GANCHOS SUPLEMENTARIOS Y DIÁMETRO INTERIOR DE DOBLADO. Las dimensiones de los ganchos y los diámetros de doblado de las barras de refuerzo deberán cumplir con los requisitos de esta sección.

5.4.4.2.1. GANCHOS ESTÁNDAR PARA REFUERZO LONGITUDINAL. Los ganchos estándar a 90° y 180° para el desarrollo del refuerzo longitudinal corrugado en tensión se dimensionarán como se indica en la Figura 1 y Figura 2 respectivamente, y deberán satisfacer lo indicado en la **Tabla 13**.

5.4.4.2.2. GANCHOS ESTÁNDAR PARA REFUERZO TRANSVERSAL, ESTRIBOS Y ESPIRALES. Los ganchos estándar usados para rematar el refuerzo transversal, estribos y espirales en formas de barras corrugadas, se dimensionarán como se indica en la Figura 3, y deberán satisfacer lo indicado en la **Tabla 14**.

5.4.4.2.3. GANCHOS PARA ALAMBRE CORRUGADO. El diámetro interior mínimo de doblado para refuerzo de malla de alambre corrugado electrosoldado usado como estribos no debe ser menor de $4d_b$ para alambre MD 40, ni menor de $2d_b$ para los demás diámetros de alambre. Ningún doblez con diámetro interior menor de $8d_b$ debe estar a menos de $4d_b$ de la intersección soldada más próxima.

Tabla 13: Geometría de ganchos estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tensión.

Tipo de gancho estándar	Denominación de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta del gancho, ℓ_{ext} , en mm
Gancho a 90°	N10 a la N25	$6d_b$	$12d_b$
	N29 a la N36	$8d_b$	
	N43 y N57	$10d_b$	
Gancho a 180°	N10 a la N25	$6d_b$	El mayor entre $4d_b$ y 65 mm
	N29 a la N36	$8d_b$	
	N43 y N57	$10d_b$	

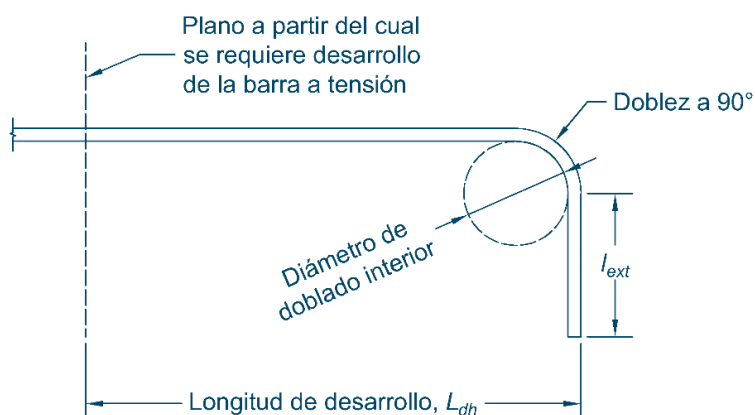


Figura 1. Geometría del gancho estándar a 90°. Referencia: 5.4.4.2.1.

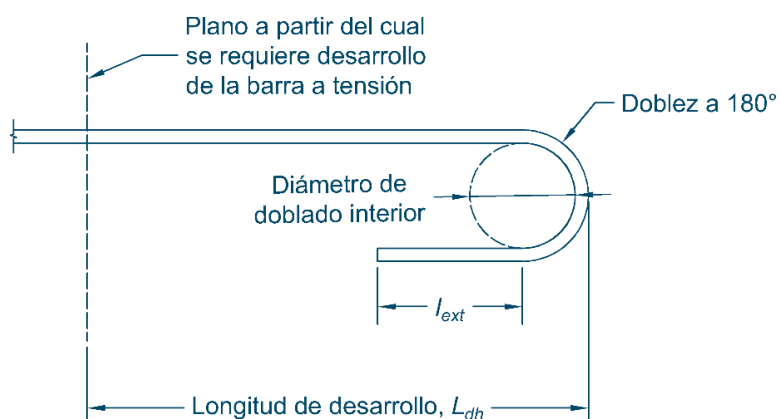


Figura 2. Geometría del gancho estándar a 180°. Referencia: 5.4.4.2.1.

Tabla 14: Geometría de ganchos estándar para el refuerzo transversal, estribos y espirales.

Tipo de gancho estándar	Denominación de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta del gancho, l_{ext} , en mm
Gancho a 90°	N10 a la N16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm
	N19 a la N25	$6d_b$	$12d_b$
Gancho a 135°	N10 a la N16	$4d_b$	El mayor entre $6d_b$ y 75 mm
	N19 a la N25	$6d_b$	
Gancho a 180°	N10 a la N16	$4d_b$	El mayor entre $4d_b$ y 65 mm
	N19 a la N25	$6d_b$	

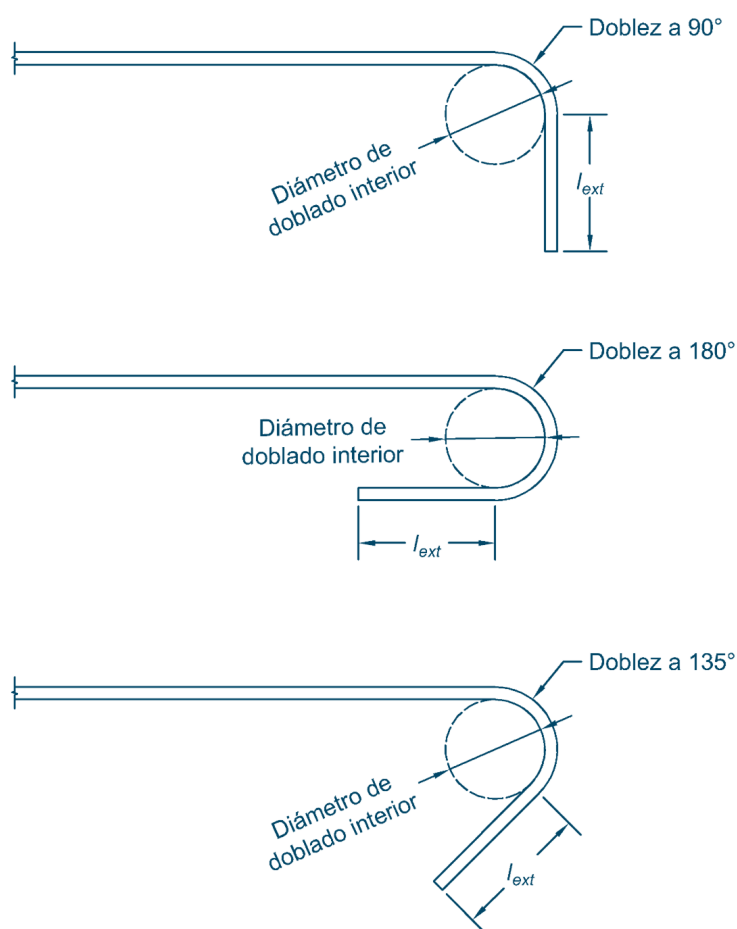


Figura 3. Geometría de ganchos estándar para refuerzo transversal, estribos y espirales.
Referencia: 5.4.4.2.2.

5.4.4.2.4. GANCHOS SISMICOS. Los ganchos sísmicos usados para anclar los estribos y grapas deben cumplir con (a) y (b).

- (a) Para estribos circulares se requiere un diámetro mínimo de doblado de 90° ; para las demás geometrías de estribos se requiere un gancho a 135° .
- (b) Los ganchos deberán amarrar el refuerzo longitudinal y la extensión del doblado deberá proyectarse hacia el interior del estribo.

5.4.4.2.5. GRAPAS. Los amarres en formas de grapas deberán cumplir con (a) hasta (e).

- (a) Las grapas deberán ser conformadas por una única barra.
- (b) Se deberá proveer de un gancho sísmico en al menos uno de sus extremos.
- (c) Para extremos donde no se disponga gancho sísmico se deberá proveer un doblado mínimo de 90° .
- (d) Los ganchos deben amarrar el refuerzo longitudinal.
- (e) Los ganchos a 90° de las grapas consecutivas que abrazan un mismo par de barras longitudinales deberán alternarse entre sí.

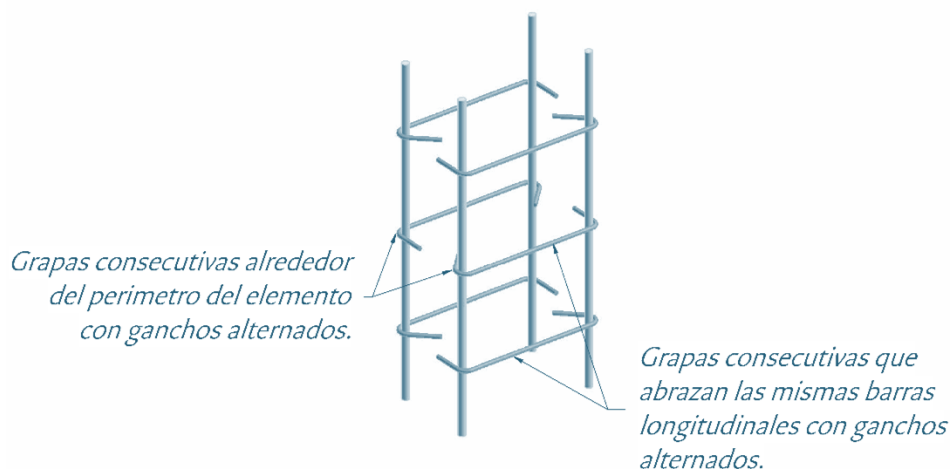


Figura 4: Arreglo de grapas consecutivas. Referencia: 5.4.4.2.5.

5.4.4.3. GENERALIDADES DEL DESARROLLO DEL REFUERZO. El esfuerzo de tensión o compresión del refuerzo longitudinal en cada sección de un miembro deberá desarrollarse a ambos lados de dicha sección proporcionando una longitud embebida en concreto, gancho, dispositivo mecánico o una combinación de éstos.

5.4.4.3.1. No se permitirá el uso de ganchos para el desarrollo de barras en compresión.

5.4.4.3.2. Las longitudes de desarrollo calculadas no requieren afectarse por un factor de reducción ϕ .

5.4.4.3.3. El valor de $\sqrt{f'_c}$ usado para el cálculo de la longitud de desarrollo no deberá exceder 8.3 MPa.

5.4.4.4. LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS EN TRACCIÓN. La longitud de desarrollo en tracción para barras y alambres corrugados debe ser la mayor entre 300 mm y la calculada mediante la siguiente expresión:

$$4) \quad \ell_d = \frac{3}{40} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b$$

c_b : El menor entre la mitad del espaciamiento mínimo centro a centro (CAC) entre cualesquiera dos barras o alambres adyacentes a desarrollar, o el valor del recubrimiento mínimo de las barras o alambres a desarrollar, medido al centro de la barra o alambre.

5.4.4.4.1. El término $(c_b + K_{tr})/d_b$ no debe exceder 2.5. El valor de K_{tr} se define como sigue:

$$5) \quad K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn}$$

A_{tr} : Área del refuerzo transversal que atraviesa el plano de hendimiento,

s : Separación del refuerzo transversal que atraviesa el plano de hendimiento,

n : Número de barras a desarrollar o empalmar en la sección, paralelas al plano de hendimiento.

5.4.4.4.2. Los parámetros para el cálculo de la longitud de desarrollo se determinan mediante la **Tabla 15**.

5.4.4.5. LONGITUD DE DESARROLLO A TRACCIÓN DE BARRAS CORRUGADAS CON GANCHO. La longitud de desarrollo de barras en tracción que terminan en gancho estándar será la mayor entre 150 mm, $8d_b$ y el valor que resulte de la siguiente expresión:

$$6) \quad \ell_d = \left[\frac{f_y}{55\lambda \sqrt{f'_c}} \psi_o \psi_e \psi_r \psi_c \right] (d_b)^{1.5}$$

5.4.4.5.1. Los parámetros para la determinación de la longitud de anclaje con gancho se dan en la **Tabla 16**.

Tabla 15: Factores de modificación para el cálculo de la longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados en tracción.

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Factor de peso, λ	Concreto de peso ligero	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Factor de grado del refuerzo, ψ_g	Grado 40 y 60	1.0
	Grado 80	1.15
	Grado 100	1.3
Factor de recubrimiento epóxico, ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o recubrimiento de epóxico y zinc, con un recubrimiento de concreto libre de al menos $3d_b$ o una separación libre de al menos $6d_b$	1.5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o recubrimiento de epóxico y zinc para todas las demás condiciones de recubrimiento de concreto y separaciones libres	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento epóxico o con recubrimiento de zinc (barras galvanizadas)	1.0
Factor de tamaño de la barra o alambre, ψ_s	Barras N22 y mayores	1.0
	Barras N19 y menores	0.8
Factor de posición del refuerzo, ψ_t	Barras dispuestas en un plano horizontal con más de 300 mm de concreto fresco vaciado debajo	1.3
	Otros casos	1.0

Nota: No se requiere tomar el valor del producto $\psi_e \psi_t$ mayor a 1.7.

Tabla 16: Factores de modificación para el cálculo de la longitud de desarrollo con gancho de barras corrugadas en tracción.

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Factor de peso, λ	Concreto de peso ligero	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Factor de recubrimiento epóxico, ψ_e	Refuerzo recubierto con epóxico y zinc	1.2
	Refuerzo no recubierto con epóxico o galvanizado	1.0
Factor de confinamiento, ψ_r	Para barras N36 y menores, para las cuales $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ o $s \geq 6d_b$	1.0
	Otros casos	1.6
Factor de ubicación, ψ_r	Para barras N36 y menores que terminan dentro del núcleo de la columna con un recubrimiento lateral normal al plano del gancho de al menos 60 mm, o con recubrimiento lateral normal al plano del gancho $\geq 6d_b$	1.0
	Otros casos	1.25
Factor de resistencia del concreto, ψ_c	$f'_c < 42$ MPa	$\frac{f'_c}{105} + 0.6$
	$f'_c \geq 42$ MPa	1.0

5.4.4.5.2. ÁREA DE ESTRIBOS, A_{th} . El área total de los estribos que confinan las barras con gancho, A_{th} , debe consistir en una de las siguientes:

5.4.4.5.2.1. Estribos cerrados que circundan el gancho con geometría como se indica en 5.4.4.2.2.

5.4.4.5.2.2. Otro refuerzo transversal que circunda el gancho, que se extiende al menos $0.75\ell_{dh}$ desde el gancho circundado, en la dirección de la barra en tracción y cumple con (a) o (b). Para miembros con refuerzo de confinamiento que es tanto paralelo como perpendicular a la longitud ℓ_{dh} , se permite usar un valor de A_{th} basado en (a) o (b) que resulte en el menor valor de ℓ_{dh} .

- (a) Se deben colocar dos o más estribos paralelos a la longitud ℓ_{dh} circundando los ganchos, distribuidos uniformemente con un espaciamiento CAC no mayor a $8d_b$, y dentro de una distancia de $15d_b$ del eje de la porción recta de la barra que se está anclando con gancho, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con gancho.
- (b) Se deben colocar dos o más estribos perpendiculares a la longitud ℓ_{dh} circundando las barras ancladas con gancho, las cuales deben distribuirse uniformemente a lo largo de ℓ_{dh} con un espaciamiento CAC no mayor a $8d_b$, donde d_b es el diámetro nominal de la barra con gancho.

5.4.4.5.3. GANCHOS EN EXTREMOS DISCONTINUOS. Para la longitud de desarrollo de barras con gancho estándar en extremos discontinuos de miembros con un recubrimiento a ambos lados del gancho y en los bordes superior e inferior menores a 65 mm, la barra con gancho debe cumplir con (a) y (b):

- (a) El gancho se debe circundar a lo largo de ℓ_{dh} con estribos perpendiculares a ℓ_{dh} con una separación $s \leq 3d_b$.
- (b) El primer estribo debe circundar la parte doblada del gancho dentro de una distancia no mayor de $2d_b$ del exterior del doblez.

d_b es el diámetro de la barra con gancho.

5.4.4.6. LONGITUD DE DESARROLLO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE CORRUGADO EN TRACCIÓN. La longitud de desarrollo del alambre de refuerzo corrugado electrosoldado MD 200 o menor en tracción, ℓ_d , medida desde la sección crítica hasta el extremo del alambre, debe ser la mayor de (a) y (b):

- (a) La longitud que resulte según lo indicado en 5.4.4.4 incorporando un factor de refuerzo electrosoldado, ψ_w , obtenido mediante 5.4.4.6.1 o 5.4.4.6.2, según aplique.
- (b) 200 mm.

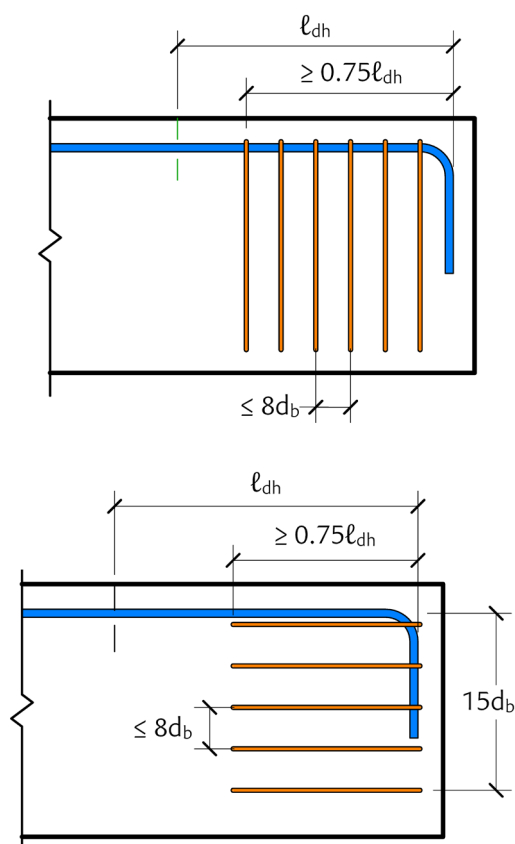


Figura 5: Refuerzo transversal que circunda la barra anclada con gancho.

Referencia: 5.4.4.5.2.2.

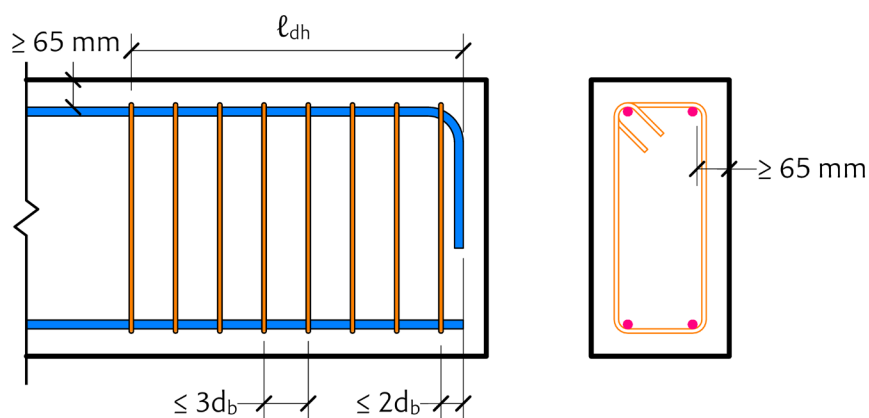


Figura 6: Longitud de desarrollo con gancho en extremos discontinuos.

Referencia: 5.4.4.5.3.

5.4.4.6.1. Para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado con al menos un alambre transversal dentro de la longitud ℓ_d y a una distancia no menor de 50 mm de la sección crítica, ψ_w debe tomarse como el mayor de (a) y (b), más no deberá exceder la unidad (1.0).

$$(a) \quad \frac{f_y - 240}{f_y}$$

$$(b) \quad \frac{5d_b}{s}$$

Donde s es la separación de los alambres a desarrollar y d_b es el diámetro del alambre a desarrollar.

5.4.4.6.2. Para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado sin alambres transversales dentro de la longitud ℓ_d o un alambre transversal único a menos de 50 mm de la sección crítica, $\psi_w = 1.0$.

5.4.4.7. LONGITUD DE DESARROLLO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE LISO O CORRUGADO GALVANIZADO EN TRACCIÓN. El refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado galvanizado en tracción debe calcularse de acuerdo con 25.4.7 del ACI 318-19.

5.4.4.8. LONGITUD DE DESARROLLO DE TORONES DE PRESFUERZO DE SIETE HILOS A TRACCIÓN. La longitud de desarrollo de torones de presfuerzo de siete hilos a tracción, ℓ_d , debe calcularse de acuerdo con (a) y (b):

$$(a) \quad \ell_d = \left(\frac{f_{se}}{21} + \frac{f_{ps} - f_{se}}{7} \right) d_b$$

(b) Cuando la adherencia del torón de presfuerzo no se extienda hasta el extremo del miembro y el diseño incluye tracción para cargas de servicio en la zona precomprimida de tracción, la longitud de desarrollo ℓ_d requerida es el doble de la calculada de acuerdo con el inciso (a).

5.4.4.8.1. Los torones de siete hilos deben adherirse al menos ℓ_d más allá de la sección crítica, excepto por lo que se indica en **5.4.4.8.2.**

5.4.4.8.2. Se permitirá un embebido menor que ℓ_d en una sección de un miembro siempre que el esfuerzo de diseño del torón para esa sección no exceda los valores obtenidos a partir de la relación bilineal definida en **5.4.4.8(a).**

5.4.4.9. DESARROLLO DE BARRAS Y ALAMBRES CORRUGADOS EN COMPRESIÓN. La longitud de barras y alambres corrugados en compresión, ℓ_{dc} , debe determinarse como la mayor que resulte de (a) y (b). Los factores de modificación se deberán tomar de la **Tabla 17**.

$$(a) \left(\frac{0.24 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$(b) 0.043 f_y \psi_r d_b$$

Tabla 17: Factores de modificación para el cálculo de la longitud de desarrollo barras y alambres corrugados en compresión.

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Factor de peso, λ	Concreto de peso ligero	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Factor de confinamiento, ψ_r	Refuerzo circundado dentro de (1), (2), (3) o (4): (1) Una espiral. (2) Un estribo circular continuo con $d_b \geq 6$ mm y un paso no mayor de 100 mm. (3) Estribos de barra N13 con espaciamiento CAC no mayor a 100 mm. (4) Estribos cerrados de confinamiento espaciados a no más de 100 mm CAC.	0.75
	Otros casos	1.0

5.4.4.10. EMPALMES DEL REFUERZO. Los empalmes del refuerzo deberán calcularse y disponerse de acuerdo con los lineamientos dados aquí. No se permitirán empalmes por traslapo para barras mayores a la N36.

5.4.4.10.1. ESPACIAMIENTO LIBRE MÍNIMO DE EMPALMES POR TRASLAPO. El espaciamiento libre mínimo entre el empalme por traslapo y los empalmes o barras adyacentes debe ser el mayor entre 25 mm, d_b y $(4/3)d_{agg}$.

5.4.4.10.2. EMPALMES POR TRASLAPO EN TRACCIÓN. La longitud de empalme por traslapo en tracción de barras y alambres corrugados en tracción, ℓ_{st} , se calculará como se indica en la **Tabla 18**.

Tabla 18: Longitud de empalme por traslapo de barras y alambres corrugados en tracción.

$A_{s,c}/A_{s,r}$	Porcentaje de área de refuerzo empalmado dentro de la longitud de empalme	Clasificación del empalme	ℓ_{st}	
≥ 2	Igual o menos del 50%	Clase A	Mayor de:	$1.0\ell_d$ y 300 mm
	Más del 50%	Clase B	Mayor de:	$1.3\ell_d$ y 300 mm
≤ 2	Todos los casos	Clase B		

$A_{s,c}$: Área de acero colocada dentro de la longitud del empalme.

$A_{s,r}$: Área de acero requerida por análisis dentro de la longitud del empalme.

5.4.4.10.3. EMPALME POR TRASLAPO EN TRACCIÓN DE BARRAS CON DIÁMETROS DIFERENTES. Cuando se empalman por traslapo barras de diferente diámetro en tracción, la longitud de empalme por traslapo, ℓ_{st} , debe tomarse como la mayor entre la longitud de desarrollo, ℓ_d , de la barra de mayor tamaño y la longitud de empalme por traslapo, ℓ_{st} , de la barra de menor diámetro.

5.4.4.10.4. EMPALME POR TRASLAPO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO DE ALAMBRE CORRUGADO. La longitud de empalme por traslapo de refuerzo electrosoldado de alambre corrugado en tracción, ℓ_{st} , con alambres transversales dentro de la longitud de empalme, debe ser la mayor entre $1.3\ell_d$ y 200 mm, donde ℓ_d se calcula de acuerdo con 5.4.4.6, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- (a) El traslapo entre los alambres transversales más alejados dentro de cada hoja de malla electrosoldada debe ser al menos 50 mm.
- (b) Los alambres en la dirección de la longitud de desarrollo deben ser MD 200 o menores.

5.4.4.10.4.1. EXCEPCIÓN. Cuando no se cumple con 5.4.4.10.4(a), la longitud de empalme deberá calcularse como para alambre corrugado, como se indica en 5.4.4.10.2.

5.4.4.10.5. EMPALME POR TRASLAPO DE REFUERZO ELECTROSOLDADO LISO O GALVANIZADO. Para el empalme de malla electrosoldada de refuerzo liso o galvanizado deberán aplicarse los requerimientos de 25.5.4 del ACI 318-19.

5.4.4.10.6. EMPALME POR TRASLAPO EN COMPRESIÓN. La longitud de empalme por traslapo de barras corrugadas en compresión, ℓ_{sc} será determinada por lo indicado en (a), (b) o (c).

- (a) Para $f_y \leq 420 \text{ MPa}$, ℓ_{sc} es la mayor entre $0.071f_y d_b$ y 300 mm.
- (b) Para $420 \text{ MPa} < f_y \leq 550 \text{ MPa}$, ℓ_{sc} es la mayor entre $(0.13f_y - 24)d_b$ y 300 mm.
- (c) Para $f_y > 550 \text{ MPa}$, ℓ_{sc} es la mayor entre $(0.13f_y - 24)d_b$ y ℓ_{st} calculado de acuerdo con 5.4.4.10.2.

5.4.4.10.7. EMPALME POR TRASLAPO EN TRACCIÓN DE BARRAS CON DIÁMETROS DIFERENTES. Cuando se empalman por traslapo barras de diferente diámetro en compresión, la longitud de empalme por traslapo en compresión, ℓ_{sc} , será igual a la mayor entre la longitud de desarrollo en compresión de la barra de mayor diámetro, ℓ_{dc} , y la longitud de empalme por traslapo en compresión de la barra de menor diámetro, ℓ_{sc} .

5.4.4.10.8. EMPALMES SOLDADOS. En todo caso se prohíbe el uso de empalmes soldados de barras, alambres corrugados y malla electrosoldada de alambre corrugado, liso o galvanizado.

5.4.4.10.9. EMPALMES MECÁNICOS. Todos los empalmes mecánicos deberán ser capaces de desarrollar $1.25f_y$ de la barra empalmada.

5.4.4.10.9.1. Los empalmes mecánicos en barras adyacentes deberán estar alternados al menos 750 mm.

5.4.4.11. PAQUETES DE BARRAS. El número de barras en un paquete debe limitarse a cuatro. Los paquetes de tres o más barras no deben disponerse en un mismo plano, sino que deben disponerse formando un patrón en forma de L o triángulo, para paquetes de tres barras, y formando un patrón cuadrado para paquetes de cuatro barras.

5.4.4.11.1. PROHIBICIÓN. No se permitirá formar paquetes de barras mayores a N36 en vigas.

5.4.4.11.2. REFUERZO TRANSVERSAL. Los paquetes de barras deben estar encerrados por refuerzo transversal. Los paquetes de barras en compresión deberán estar encerrados por refuerzo transversal N13 o mayor.

5.4.4.11.3. PAQUETES DE BARRAS EN VIGAS. Las barras individuales de paquetes de barras en vigas no deberán terminarse en el mismo lugar, sino que deberán desfasarse entre sí una distancia de al menos $40d_b$.

5.4.4.11.4. LONGITUD DE DESARROLLO RECTA DE BARRAS INDIVIDUALES DE UN PAQUETE. La longitud de desarrollo para las barras individuales de un paquete, a tensión o

compresión, serán las calculadas para la barra individual, incrementadas en un 20% para paquetes de tres barras, o incrementadas 33% para paquetes de cuatro barras.

5.4.4.11.5. DIÁMETRO EQUIVALENTE DEL PAQUETE DE BARRAS. Para fines de determinar los requerimientos de espaciamiento libre mínimo, recubrimientos y factores de modificación que se basan en el diámetro d_b , se deberá determinar un diámetro equivalente que resulte en un área igual al área del paquete de barras.

5.4.4.11.6. EMPALMES DE PAQUETES DE BARRAS. Los empalmes de las barras individuales de un paquete deberán basarse en la longitud de empalme de las barras individuales del paquete, tomando en cuenta los incrementos indicados en **5.4.4.11.4**. Los empalmes de las barras individuales de un paquete no deben superponerse.

5.4.4.11.7. GANCHOS EN PAQUETES DE BARRAS. No se permitirá desarrollar paquetes de barras con gancho.

5.4.4.12. REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS.

5.4.4.12.1. ESTRIBOS EN VIGAS. Los estribos en vigas se deberán extender lo más posible dentro de las zonas de tensión y compresión tanto como lo permita el recubrimiento mínimo especificado, y deberán anclarse en ambos extremos para que sean totalmente efectivos a cada lado de cada potencial grieta inclinada.

5.4.4.12.2. DOBLECES. Entre los extremos anclados, cada doblez de la porción continua de un estribo en forma de U deberá abrazar una barra de refuerzo longitudinal o cable de presfuerzo.

5.4.4.12.3. ANCLAJES DE BARRAS CORRUGADAS. Los anclajes de las barras corrugadas o alambres deberán estar de acuerdo con (a), (b) o (c) como sigue:

- (a) Para barras N16 y alambre MD 200 y menores, y para barras N19 hasta la N25 con $f_{yt} \leq 280 \text{ MPa}$, se requiere un gancho estándar alrededor del refuerzo longitudinal.
- (b) Para barras N19 a N25 con $f_{yt} > 280 \text{ MPa}$, se requiere un gancho estándar alrededor del refuerzo longitudinal más una longitud de embebido entre la media altura del miembro y la cara exterior del gancho igual o mayor que $0.014d_b f_{yt} / (\lambda \sqrt{f'_c})$, donde el factor λ debe tomarse de la **Tabla 15**.
- (c) En viguetas, para barras N13 y alambre MD 130 o menores, se requiere un gancho estándar.

5.4.4.12.4. ANCLAJE DE REFUERZO DE ALAMBRE ELECTROSOLDADO. Los anclajes de cada pata de alambre electrosoldado de refuerzo que forma un estribo sencillo en forma de U deberán estar de acuerdo con (a) o (b) como sigue:

- (a) Se requieren dos alambres longitudinales espaciados a 50 mm a lo largo del miembro en la parte superior del estribo en forma de U.
- (b) Un alambre longitudinal ubicado a no más de $d/4$ de la cara a compresión y un segundo alambre más próximo a la cara a compresión a una distancia de 50 mm o menos al primer alambre. El segundo alambre podrá ubicarse en la pata del estribo más allá del dobléz, o sobre el dobléz si este tiene un diámetro interno de doblado de al menos $8d_b$.

5.4.4.12.5. ANCLAJE DE REFUERZO DE ALAMBRE ELECTROSOLDADO DE UNA SOLA PATA. El anclaje de cada pata de un estribo de alambre electrosoldado de una sola pata deberá consistir en dos alambres longitudinales espaciados a no más de 50 mm de acuerdo con (a) y (b):

- (a) El alambre longitudinal interior deberá estar ubicado a al menos el mayor entre $d/4$ o 50 mm medido desde un punto ubicado a $d/2$ de la cara a compresión.
- (b) La distancia del alambre longitudinal exterior ubicado en la zona de tensión a la cara a tensión debe ser menor o igual a la distancia del refuerzo primario a flexión del miembro a la cara a tensión.

5.4.4.12.6. ESTRIBOS PARA RESISTIR TORSIÓN. Los estribos en formas de barras corrugadas dispuestos para resistir momentos de torsión o para proporcionar integridad estructural deberán ser cerrados y colocados perpendicularmente al eje del miembro. Cuando se use refuerzo en forma de alambre electrosoldado, los alambres transversales deberán ser perpendiculares al eje del miembro. Los anclajes de estos estribos deberán cumplir con (a) o (b):

- (a) Los extremos deberán terminarse con ganchos estándar a 135° abrazando una barra longitudinal.
- (b) Anclajes que cumplan con **5.4.4.12.4**, siempre que el concreto que rodea los ganchos esté restringido por una losa estructural o un miembro similar contra el descascaramiento.

5.4.4.12.6.1. Los estribos para resistir torsión o para integridad podrán estar formados por dos piezas de refuerzo: una pieza en forma de U anclada de acuerdo con **5.4.4.12.6(a)** y una grapa donde el gancho a 90° se restringe por una losa estructural o miembro similar.

5.4.4.12.7. Los estribos cerrados pueden ser conformados por dos piezas en forma de U que se solapan para formar una unidad, siempre que se proporcione un empalme por traslape de al menos $1.3l_d$ y éstos no sean usados para resistir torsión ni para integridad. En miembros con un peralte total de al menos 450 mm, empalmes con $A_b f_{yt} \leq 40$ kN por pata serán considerados como adecuados si las patas de las piezas se extienden todo el peralte útil del miembro.

5.4.4.13. REFUERZO TRANSVERSAL EN COLUMNAS.

5.4.4.13.1. ESTRIBOS EN COLUMNAS. Los estribos en columnas serán conformados por barras corrugadas dobladas para formar una geometría cerrada, y deberán cumplir con (a) y (b):

- (a) El espaciamiento mínimo libre entre estribos deberá ser de $(4/3)d_{agg}$.
- (b) El espaciamiento CAC mínimo no deberá exceder nunca $16d_b$ de barra longitudinal, o $48d_b$ de barra de estribo, o la menor dimensión de la sección transversal del miembro.

5.4.4.13.2. DIÁMETRO MÍNIMO. El diámetro mínimo de estribos en columnas será al menos (a) o (b):

- (a) Barras N10 cuando el refuerzo longitudinal es N32 o menor.
- (b) Barras N13 cuando el refuerzo longitudinal es N36 o mayor, o para paquetes de barras longitudinales.

5.4.4.13.3. REFUERZO EN FORMA DE ALAMBRE. Como alternativa al uso de refuerzo transversal en forma de barras corrugadas se podrá usar refuerzo en forma de alambre electrosoldado que tenga un área equivalente a la que se requiere según **5.4.4.13.2**, siempre que se satisfagan las limitaciones de uso dadas en la **Tabla 5**.

5.4.4.13.4. GRAPAS. El refuerzo en columnas en forma de grapas deberá satisfacer (a) y (b) como sigue:

- (a) Cada esquina y barra longitudinal alterna deberá tener soporte lateral provisto por el gancho sísmico (a 135°) de una grapa.
- (b) Ninguna barra longitudinal no soportada lateralmente por un gancho sísmico podrá estar a más de 150 mm de una barra longitudinal soportada lateralmente como se indica en (a).

5.4.4.13.5. ANCLAJE DEL REFUERZO TRANSVERSAL. Los anclajes de las grapas deberán proveerse con ganchos estándar alrededor de una barra longitudinal. No se permitirá conformar una grapa compuesta por barras con cabeza entrelazadas.

5.4.4.13.6. REFUERZO TRANSVERSAL CIRCULAR. Los estribos en columnas de geometría circular se permitirán solo cuando las barras longitudinales estén dispuestas a lo largo de un perímetro circular.

5.4.4.13.6.1. ANCLAJE DE ESTRIBOS CIRCULARES. Los estribos circulares deberán anclarse de acuerdo con (a), (b) y (c), como sigue:

- (a) Los extremos del estribo circular deben solaparse al menos 150 mm.
- (b) Los extremos del estribo circular deben terminarse con gancho estándar y deben abrazar una barra longitudinal.
- (c) Los extremos solapados de estribos adyacentes no deberán abrazar las mismas barras longitudinales, sino que deberán estar alternados alrededor del perímetro que rodea las barras longitudinales.

5.4.4.13.7. ESTRIBOS PARA TORSIÓN. Los estribos en columnas dispuestos para resistir momentos de torsión deberán ser dispuestos perpendicularmente al eje del miembro y deberán estar anclados de acuerdo con (a) o (b) como sigue:

- (a) Los extremos se terminarán con un gancho estándar a 135° o gancho sísmico abrazando una barra longitudinal.
- (b) De acuerdo con 5.4.4.12.3 o 5.4.4.12.4 siempre que el concreto que rodea el anclaje esté restringido contra el descascaramiento por otro miembro estructural.

5.4.4.13.8. ESPIRALES. El refuerzo en forma de espiral deberá consistir en una barra o alambre continuo, corrugado o liso, con un espaciamiento que cumpla con (a) y (b) como sigue:

- (a) Al menos el mayor entre 25 mm y $(4/3)d_{agg}$.
- (b) No mayor de 75 mm.

5.4.4.13.8.1. DIÁMETRO MÍNIMO. El diámetro mínimo para refuerzo en espiral es de 9.5 mm.

5.4.4.13.8.2. CUANTÍA VOLUMÉTRICA. Con excepción del refuerzo transversal en pilotes, la cuantía volumétrica de refuerzo en espiral, ρ_s , deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$7) \quad \rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

El valor de f_{yt} no deberá tomarse mayor a 690 MPa.

5.4.4.13.8.3. ANCLAJES. El refuerzo en forma de espiral deberá ser anclado proveyendo una vuelta y media adicional en cada extremo.

5.4.4.13.8.4. EMPALMES. Se permitirá el empalme del refuerzo en espiral siempre que cumpla con (a) o (b):

(a) Empalmes mecánicos.

(b) Empalmes por traslapo que cumplan con **5.4.4.13.8.5** y con f_{yt} no mayor de 420 MPa.

5.4.4.13.8.5. EMPALMES POR TRASLAPO. Los empalmes por traslapo del refuerzo en espiral deberán ser al menos el mayor entre 300 mm y las longitudes indicadas en la siguiente tabla:

Tabla 19: Longitud de empalme por traslapo de refuerzo en espiral.

Tipo de refuerzo	Tipo de recubrimiento	Extremos de la barra o alambre traslapado	Longitud de traslapo (mm)
Barras corrugadas	Sin recubrimiento o con recubrimiento de zinc (galvanizadas)	Sin gancho	$48d_b$
	Recubrimiento de epóxico o con recubrimiento de epóxico y zinc	Sin gancho	$72d_b$
		Con gancho estándar	$48d_b$
Alambres corrugados	Sin recubrimiento	Sin gancho	$48d_b$
	Recubierta con epóxico	Sin gancho	$72d_b$
		Con gancho estándar	$48d_b$
Barras lisas	Sin recubrimiento o galvanizados	Sin gancho	$72d_b$
		Con gancho estándar	$48d_b$
Alambres lisos	Sin recubrimiento	Sin gancho	$72d_b$
		Con gancho estándar	$48d_b$

Los ganchos deben estar embebidos en el núcleo confinado por la espiral.

5.4.4.14. ESTRIBOS CERRADOS DE CONFINAMIENTO. Los estribos cerrados de confinamiento consisten en un estribo cerrado o un estribo enrollado en forma de espiral continua, los cuales pueden estar constituidos por varias piezas de refuerzo con ganchos sísmicos en sus extremos.

5.4.4.14.1. ANCLAJES DE ESTRIBOS CERRADOS DE CONFINAMIENTO. Los extremos de los estribos cerrados de confinamiento deberán estar anclados mediante un gancho sísmico que abrace una barra longitudinal. Los estribos cerrados de confinamiento no deberán conformarse entrelazando barras corrugadas con cabeza.

5.4.5. ANCLAJES Y CONECTORES DE POSTENSADO.

5.4.5.1. Los anclajes y conectores para tendones de postensado deberán desarrollar al menos el 95% del esfuerzo nominal a tensión del torón, f_{pu} , cuando se ensayan como no adheridos, sin exceder el asentamiento previsto de las cuñas.

5.4.5.2. Los anclajes y conectores para tendones adheridos deberán ser ubicados de modo que el 100% del esfuerzo nominal a tensión del torón, f_{pu} , sea desarrollado en las secciones críticas luego de que el refuerzo sea adherido al miembro.

5.4.5.3. Para tendones no adheridos cuyos miembros están sujetos a cargas repetitivas, se deberá considerar el efecto de la fatiga del refuerzo de postensado en los anclajes y conectores.

5.4.5.4. Los conectores deberán ser ubicados en lugares aprobados por el profesional calificado para diseñar y deben estar encerrados en cajas lo suficientemente largas para permitir los movimientos necesarios.

5.4.5.5. ZONAS DE ANCLAJES PARA TENDONES DE POSTENSADO. Las zonas de anclaje para tendones de postensado deberán definirse de acuerdo con las provisiones de 25.9 del ACI 318-19.

CAPÍTULO 5.5. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA.

5.5.1. Esta sección aplica a la selección de los factores de reducción de resistencia a usar para la determinación de las resistencias de diseño.

5.5.2. Los factores de reducción de resistencia serán tomados de la **Tabla 20**, excepto cuando sean modificados por lo indicado en **5.5.3**, **5.5.4** o **5.5.5**.

5.5.3. El factor de reducción para momento, fuerza axial, o una combinación de éstos se deberá tomar de acuerdo con la **Tabla 21**.

5.5.3.1. Para refuerzo corrugado, ϵ_{ty} se tomará igual a f_y/E_s . Para refuerzo grado 420 será permitido tomar ϵ_{ty} igual a 0.002.

5.5.3.2. Para el refuerzo de presfuerzo, ϵ_{ty} se tomará igual a 0.002.

Tabla 20: Factores de reducción de resistencia, ϕ .

Acción o Elemento Estructural		Factor ϕ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial, o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.90 de acuerdo con 5.5.3 .	Cerca de los extremos de miembros pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 5.5.4 .
(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 5.5.5 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c)	Torsión	0.75	-
(d)	Aplastamiento	0.65	-
(e)	Zonas de anclajes de postensado	0.85	-
(f)	Cartelas y ménsulas	0.75	-
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23 del ACI 318-19	0.75	-
(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.90	-
(i)	Elementos de concreto simple	0.60	-
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17 del ACI 318-19	-

Tabla 21: Factor de reducción de resistencia, ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial.

Deformación unitaria neta a tracción, ε_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 5.4.4.13.8		Otro	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0.003$	Transición ^[1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.003)}$	(c)	$0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.003)}$	(d)
$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

^[1] Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de ϕ correspondiente a secciones controladas por compresión.

5.5.4. Para secciones de miembros a flexión presforzados pretensados, donde los torones no están completamente desarrollados, el valor de ϕ para momento será calculado de acuerdo con la **Tabla 22**, donde ℓ_{tr} es calculado de acuerdo con la ecuación 8, ϕ_p es el valor de ϕ determinado de acuerdo con la **Tabla 21** en la sección más próxima al extremo del miembro para la cual todos los torones están desarrollados. ℓ_d es la longitud de desarrollo indicada en 5.4.4.8.

$$8) \ell_{tr} = \left(\frac{f_{se}}{21} \right) d_b$$

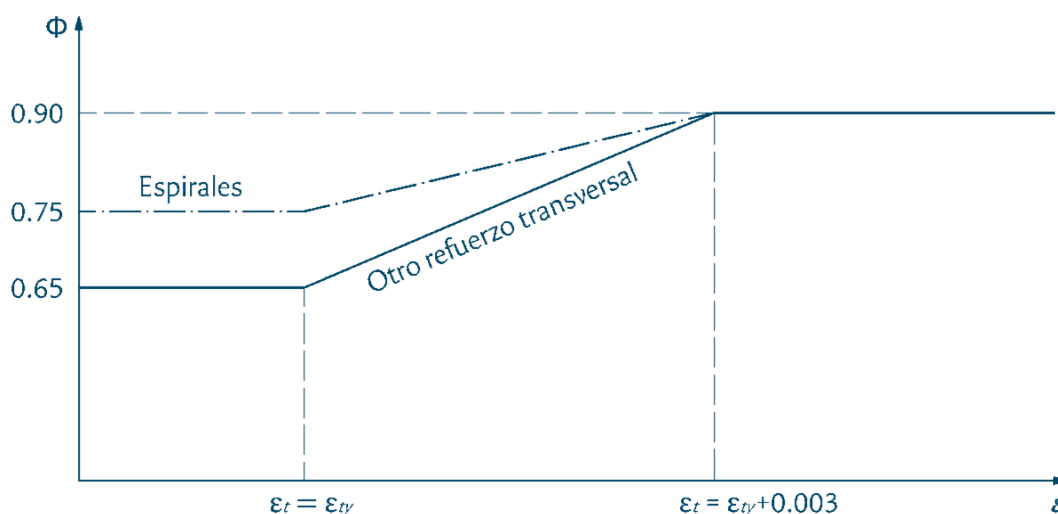


Figura 7: Secciones controladas por tracción o compresión. Referencia: 5.5.3.

Tabla 22: Factor de reducción de resistencia, ϕ , para secciones cercanas al extremo de miembros pretensados

Condición cercana al extremo del miembro	Esfuerzo en el concreto bajo carga de servicio ^[1]	Distancia desde el extremo del miembro hasta la sección en consideración	ϕ	
Todos los torones adheridos	No aplica	$\leq \ell_{tr}$	0.75	(a)
		ℓ_{tr} a ℓ_d	Interpolación lineal entre 0.75 y ϕ_p ^[2]	(b)
Uno o más torones con adherencia inhibida	Los cálculos no indican tracción	$\leq (\ell_{db} + \ell_{tr})$	0.75	(c)
		$(\ell_{db} + \ell_{tr})$ a $(\ell_{db} + \ell_d)$	Interpolación lineal entre 0.75 y ϕ_p ^[2]	(d)
	Los cálculos indican tracción	$\leq (\ell_{db} + \ell_{tr})$	0.75	(e)
		$(\ell_{db} + \ell_{tr})$ a $(\ell_{db} + 2\ell_d)$	Interpolación lineal entre 0.75 y ϕ_p ^[2]	(f)

^[1] Esfuerzo calculado en la fibra extrema de concreto de la zona de tracción precomprimida bajo cargas de servicio después del ajuste debido a todas las pérdidas de presfuerzo en la sección en consideración, usando las propiedades de la sección transversal bruta.

^[2] Se permite usar un factor de reducción de resistencia de 0.75.

5.5.5. Para estructuras cuyo sistema resistente a cargas sísmicas está basado en (a), (b) o (c), el valor de ϕ para cortante deberá ser modificado de acuerdo con 5.5.5.1 a 5.5.5.4.

(a) Pórticos especiales a momento.

(b) Muros especiales.

(c) Muros intermedios prefabricados en Categoría de Diseño Sísmico D, E o F.

5.5.5.1. Para cualquier miembro diseñado para resistir fuerzas sísmicas, el valor de ϕ para fuerza cortante deberá ser de 0.60 si la resistencia nominal a cortante del miembro es menos que el cortante asociado al desarrollo de la capacidad nominal a momento del miembro. La resistencia

nominal a momento deberá ser la máxima calculada considerando las cargas axiales mayoradas que resultan de combinaciones de carga que incluyen sismo, E .

5.5.5.2. Para diafragmas, el valor de ϕ para cortante no deberá exceder el menor valor de ϕ para cortante usado para los elementos verticales del sistema resistente a fuerza sísmica.

5.5.5.3. Para fundaciones que soportan los elementos del sistema resistente a cargas sísmicas, el valor de ϕ para cortante no deberá exceder el menor valor de ϕ para cortante usado para los elementos verticales del sistema resistente a fuerza sísmica.

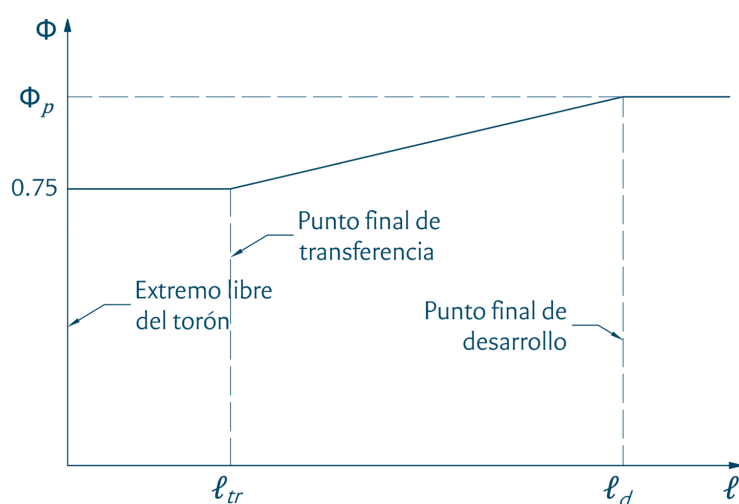


Figura 8: Variación de ϕ con todos los torones adheridos. Referencia: 5.5.4.

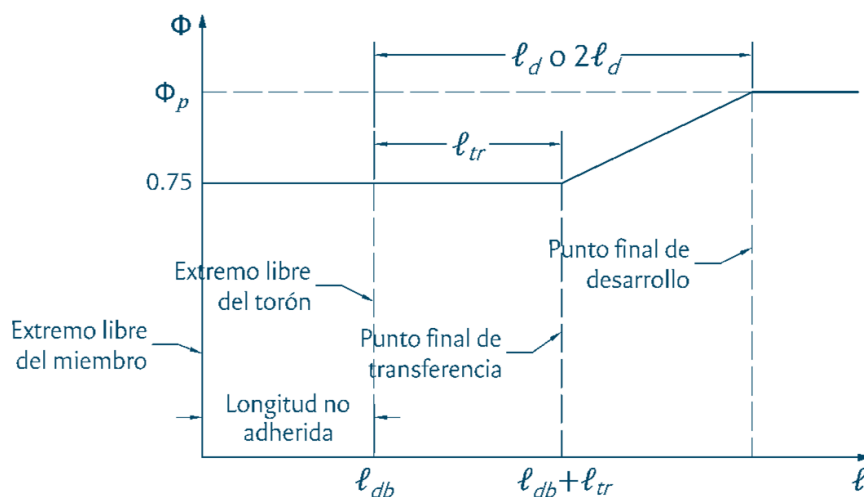


Figura 9: Variación de ϕ con uno o más torones con adherencia inhibida. Referencia: 5.5.4.

5.5.5.4. Para uniones viga-columna de pórticos especiales y vigas de acople con refuerzo diagonal, el valor de ϕ para cortante deberá ser de 0.85.

CAPÍTULO 5.6. RESISTENCIA SECCIONAL.

5.6.1. Esta sección aplica para el cálculo de resistencia nominal en las secciones de miembros para diferentes estados de carga, como sigue:

- (a) Resistencia a flexión.
- (b) Resistencia axial o resistencia combinada a fuerza axial y flexión.
- (c) Resistencia a cortante en una dirección.
- (d) Resistencia a cortante en dos direcciones.
- (e) Resistencia torsional.
- (f) Resistencia al aplastamiento.
- (g) Resistencia a cortante por fricción.

5.6.2. RESISTENCIA DE DISEÑO. La resistencia de diseño en una sección cualquiera será tomada igual a la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia, ϕ .

5.6.3. DEFORMACIONES UNITARIAS Y EQUILIBRIO.

5.6.3.1. Se deberá satisfacer el equilibrio estático en cualquier sección.

5.6.3.2. La deformación unitaria longitudinal en el concreto y en el refuerzo no presforzado se asumirá proporcional a la distancia desde el eje neutro de la sección.

5.6.3.3. La deformación unitaria en concreto presforzado y en el refuerzo de presfuerzo adherido y no adherido deberá incorporar la deformación unitaria longitudinal asociada al presfuerzo.

5.6.3.4. Los cambios en la deformación unitaria longitudinal para refuerzo de presfuerzo deberá asumirse proporcional a la distancia desde el eje neutro de la sección.

5.6.4. SUPOSICIONES DE DISEÑO PARA EL CONCRETO.

5.6.4.1. La deformación unitaria longitudinal máxima en la fibra extrema a compresión, o deformación unitaria última en el concreto, será asumida igual a 0.003.

5.6.4.2. La resistencia a tensión del concreto será despreciada en la determinación de la resistencia a axial y de flexión.

5.6.4.3. La relación entre el esfuerzo a compresión y la deformación unitaria longitudinal del concreto será representada mediante una distribución de esfuerzos de compresión rectangular, trapezoidal, parabólica, o cualquier otra forma que resulte en una predicción de la resistencia que se corresponda con los resultados de pruebas experimentales exhaustivas y completas.

5.6.4.4. Se considera que una distribución equivalente rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto cumple con **5.6.4.4**, siempre que se satisfaga **5.6.4.4.1** hasta **5.6.4.4.3**.

5.6.4.4.1. Un esfuerzo de $0.85f'_c$ será asumido uniformemente distribuido en una zona de compresión circunscrita por los bordes laterales de la sección y una línea paralela al eje neutro de la sección ubicada a una distancia **a** de la fibra extrema a compresión del concreto. El parámetro **a** se calcula como sigue:

9) $a = \beta_1 c$

5.6.4.4.2. La distancia de la fibra extrema a compresión del concreto al eje neutro, **c**, se medirá sobre la perpendicular al eje neutro.

5.6.4.4.3. El valor de β_1 , será tomado de acuerdo con la **Tabla 23**.

Tabla 23: Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c (MPa)	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

5.6.5. SUPOSICIONES PARA EL REFUERZO NO PRESFORZADO.

5.6.5.1. El refuerzo corrugado usado para resistir esfuerzos de tensión o de compresión deberá cumplir con **5.4.1**.

5.6.5.2. La relación esfuerzo-deformación unitaria longitudinal y el módulo elástico serán idealizados como se indica en **5.4.1.6** y **5.4.1.7**, respectivamente.

5.6.6. SUPOSICIONES PARA EL REFUERZO DE PRESFUERZO.

5.6.6.1. Para miembros con refuerzo de presfuerzo adherido, el esfuerzo del acero para resistencia nominal a flexión, f_{ps} , deberá ser calculado de acuerdo con **5.4.2.5**.

5.6.6.2. Para miembros con refuerzo de presfuerzo no adherido, el esfuerzo del acero para resistencia nominal a flexión, f_{ps} , deberá ser calculado de acuerdo con **5.4.2.6**.

5.6.6.3. Si la longitud no embebida del torón de presfuerzo es menos que la longitud de desarrollo, ℓ_d , el esfuerzo de diseño del torón de presfuerzo no deberá exceder el valor indicado en **5.4.4.8.2**.

5.6.7. RESISTENCIA NOMINAL A FLEXIÓN. Para la determinación de la resistencia nominal a flexión se deberá satisfacer lo indicado en **5.6.3** hasta **5.6.6**.

5.6.7.1. MIEMBROS PRESFORZADOS.

5.6.7.1.1. El refuerzo de presfuerzo y refuerzo corrugado convencional provistos en la zona de tensión para resistir flexión podrán ambos contribuir a la fuerza de tensión que produce la resistencia a flexión, actuando a un nivel de esfuerzos igual a f_y .

5.6.7.1.2. Se permitirá que el resto del refuerzo corrugado convencional colocado en la zona de tensión aporte a la resistencia a flexión de la sección si se realiza un análisis de compatibilidad de deformaciones que permita calcular el esfuerzo en dicho refuerzo.

5.6.7.2. MIEMBROS COMPUESTOS. Las siguientes especificaciones son para miembros de concreto que se construyen por separado pero que luego se unen para resistir cargas como una unidad.

5.6.7.2.1. Para el cálculo del momento nominal a flexión, M_n , para losas compuestas con vigas, se permitirá el uso de la sección compuesta.

5.6.7.2.2. Para el cálculo del momento nominal a flexión, M_n , para losas compuestas con vigas no será distinguida la construcción apuntalada o no apuntalada.

5.6.7.2.3. Para el cálculo del momento nominal a flexión, M_n , para miembros compuestos donde el esfuerzo de compresión especificado, f'_c , es diferente para cada elemento, serán consideradas las propiedades de cada elemento individual. Alternativamente, se permitirá usar el valor de f'_c que resulte en el valor más bajo de la capacidad nominal a momento M_n .

5.6.8. RESISTENCIA AXIAL O RESISTENCIA COMBINADA A FUERZA AXIAL Y FLEXIÓN.

5.6.8.1. La resistencia axial y a flexión serán calculadas de acuerdo con las suposiciones de **5.6.3** a **5.6.6**.

5.6.8.2. RESISTENCIA MAXIMA A LA COMPRESIÓN. La resistencia nominal a compresión, P_n , no deberá exceder $P_{n,max}$ de acuerdo con la **Tabla 24**, donde el valor de P_0 se calcula mediante la ecuación 10 para miembros no presforzados, y mediante la ecuación 11 para miembros presforzados. El valor de f_y se deberá limitar a un máximo de 550 MPa.

Tabla 24: Resistencia axial máxima.

Miembro	Refuerzo transversal	$P_{n,max}$	
No presforzado	Estribos que satisfacen 5.6.8.2.3	$0.80P_0$	(a)
	Espirales que satisfacen 5.6.8.2.4	$0.85P_0$	(b)
Presforzado	Estribos	$0.80P_0$	(c)
	Espirales	$0.85P_0$	(d)
Pilotes	Estribos	$0.80P_0$	(e)

5.6.8.2.1. Para miembros no presforzados, P_0 debe calcularse por medio de la siguiente expresión:

$$10) \quad P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

5.6.8.2.2. Para miembros presforzados, P_0 debe calcularse por medio de la siguiente expresión:

$$11) \quad P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st} - A_{pd}) + f_y A_{st} - (f_{se} - 0.003E_p)A_{pt}$$

Donde A_{pt} es el área total de refuerzo presforzado, A_{pd} es el área total ocupada por el ducto, revestimiento y refuerzo presforzado, y el valor de f_{se} debe ser al menos igual a $0.003E_p$. Para tendones postensados con mortero de inyección se permitirá suponer que $A_{pd} = A_{pt}$.

5.6.8.2.3. Los estribos usados para proporcionar soporte lateral a las barras longitudinales de miembros sometidos a compresión deberán satisfacer los requerimientos de **5.4.4.13** y **5.10.8.6.7**.

5.6.8.2.4. Las espirales dispuestas para proporcionar soporte lateral a las barras longitudinales de miembros sometidos a compresión deberán satisfacer los requerimientos de **5.4.4.13.8** y **5.10.8.6.8**.

5.6.8.3. RESISTENCIA MAXIMA A LA TENSION. La resistencia nominal a tensión, P_{nt} , de un elemento no presforzado, compuesto o presforzado, no deberá exceder el valor de $P_{nt,max}$ calculado mediante la siguiente expresión:

$$12) P_{nt,max} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{pt}$$

Donde $f_{se} + \Delta f_p \leq f_{py}$; $A_{pt} = 0$ para miembros no presforzados.

5.6.9. RESISTENCIA A CORTANTE EN UNA DIRECCIÓN. La resistencia nominal a cortante en una dirección se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$13) V_n = V_c + V_s$$

5.6.9.1. Las dimensiones de la sección transversal deberán ser tomadas tal que se satisfaga la siguiente expresión:

$$14) V_u \leq \phi (V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d)$$

5.6.9.2. Para miembros no presforzados, el valor de V_c se deberá calcular de acuerdo con **5.6.9.15**.

5.6.9.3. Para miembros presforzados, los valores de V_c , V_{ci} y V_{cw} se deberán determinar de acuerdo con **5.6.9.16** o **5.6.9.17**. El valor de λ se deberá tomar de acuerdo con **5.3.9**.

5.6.9.4. El valor de V_s se deberá determinar de acuerdo con **5.6.9.18**.

5.6.9.5. Se deberá tomar en cuenta el efecto de las aberturas o discontinuidades en el cálculo de la capacidad nominal a corte, V_n .

5.6.9.6. El efecto producido por las tensiones axiales que se general producto de la retracción de fraguado y flujo plástico del concreto deberá ser tomado en cuenta para la determinación de la resistencia nominal a cortante del concreto, V_c .

5.6.9.7. El efecto de compresión en un plano inclinado producto de la flexión en miembros de peralte variable podrá ser considerado en la determinación de la resistencia nominal a corte del concreto, V_c .

5.6.9.8. Se permitirá despreciar la interacción de fuerzas cortantes actuando a lo largo de dos ejes mutuamente perpendiculares siempre que se satisfaga lo indicado en (a) o (b):

$$(a) \quad \frac{v_{u,x}}{\phi v_{n,x}} \leq 0.5$$

$$(b) \quad \frac{v_{u,y}}{\phi v_{n,y}} \leq 0.5$$

5.6.9.9. Para los casos donde $v_{u,x}/(\phi v_{n,x}) > 0.5$ y $v_{u,y}/(\phi v_{n,y}) > 0.5$, se deberá cumplir la siguiente desigualdad:

$$15) \quad \frac{v_{u,x}}{\phi v_{n,x}} + \frac{v_{u,y}}{\phi v_{n,y}} \leq 1.5$$

5.6.9.10. SUPOSICIONES GEOMÉTRICAS. Para el cálculo de V_c y V_s en miembros presforzados, el valor de d será tomado igual a la distancia de la fibra extrema a compresión al centroide de los refuerzos presforzados y cualquier refuerzo longitudinal no presforzado. No se requiere que el valor de d no requiere ser tomado menor que $0.8h$.

5.6.9.11. SUPOSICIONES GEOMETRICAS PARA SECCIONES CIRCULARES. Para la determinación de V_c y V_s , se permitirá hacer las siguientes suposiciones:

- (a) d será tomado igual a 0.8 veces el diámetro de la sección circular.
- (b) b_w será tomado igual al diámetro para secciones circulares sólidas.
- (c) b_w será tomado igual a dos veces el espesor de la pared del tubo para secciones circulares tubulares.

5.6.9.12. El valor de $\sqrt{f'_c}$ usado para la determinación de V_c , V_{ci} y V_{cw} para cortante en una dirección no deberá exceder 8.3 MPa.

5.6.9.12.1. EXCEPCIÓN. Se permitirán valores de $\sqrt{f'_c}$ mayores que 8.3 MPa para la determinación de V_c , V_{ci} y V_{cw} para vigas presforzadas y convencionales y para sistemas de viguetas de concreto que tengan refuerzo transversal en el alma que cumpla con **5.9.15.3.3** y **5.9.15.4.2**.

5.6.9.13. LÍMITES PARA EL ACERO. Los valores de f_y y f_{yt} usados para la determinación de V_s no deberán exceder los límites indicados en **5.4.1.8**.

5.6.9.14. CONSIDERACIONES ESPECIALES PARA MIEMBROS COMPUESTOS. Las siguientes especificaciones se aplicarán a miembros construidos por separado pero que se unen para resistir fuerzas como una unidad.

5.6.9.14.1. Para el cálculo de V_n no se hará distinción entre miembros apuntalados y no apuntalados.

5.6.9.14.2. Para el cálculo de V_n donde la resistencia nominal a la compresión especificada, f'_c , peso unitario, u otras propiedades especificadas para los miembros difieran entre sí, deberán ser aplicadas las propiedades individuales correspondientes a cada miembro. Alternativamente se permitirá usar las propiedades que resulten en el valor más bajo de la resistencia nominal a corte, V_n .

5.6.9.14.3. Si un miembro compuesto resiste cortante vertical, se permitirá calcular V_c asumiendo el miembro compuesto como un miembro monolítico con la misma sección transversal.

5.6.9.14.4. Si un miembro compuesto resiste cortante vertical, se permitirá calcular V_s asumiendo el miembro compuesto como un miembro monolítico con la misma sección transversal, siempre que el refuerzo transversal esté totalmente anclado dentro de los elementos interconectados de acuerdo con **5.4.4.12**.

5.6.9.15. RESISTENCIA AL CORTANTE DEL CONCRETO DE MIEMBROS NO PRESFORZADOS, V_c .

5.6.9.15.1. Para miembros no presforzados, el valor de V_c se deberá determinar mediante las expresiones indicadas en la **Tabla 25**, tomando en cuenta las limitaciones indicadas desde **5.6.9.15.2** hasta **5.6.9.15.4**.

5.6.9.15.2. El valor de la resistencia nominal a corte del concreto, V_c , no debe tomarse mayor que $0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$.

5.6.9.15.3. El valor de $N_u/(6A_g)$ no debe tomarse mayor que $0.05f'_c$.

5.6.9.15.4. El factor de modificación por efecto de tamaño, λ_s , se calculará mediante la siguiente expresión:

$$16) \quad \lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004d}} < 1.0$$

Tabla 25: Resistencia a corte del concreto,
 V_c , para miembros no presforzados.

Criterio	Refuerzo transversal		
$A_v \geq A_{v,min}$	Cualquiera de las siguientes expresiones:	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_wd \geq 0$	(a)
		$\left[0.66\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right]b_wd \geq 0$	(b)
$A_v < A_{v,min}$		$\left[0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right]b_wd \geq 0$	(c)

N_u es positiva para compresión y negativa para tracción.

5.6.9.16. RESISTENCIA AL CORTANTE DEL CONCRETO DE MIEMBROS PRESFORZADOS, V_c .

5.6.9.16.1. Las disposiciones dadas aquí aplican para la determinación de la resistencia nominal a corte del concreto en elementos presforzados, pretensados o postensados, en las regiones donde la fuerza efectiva en el acero de presfuerzo está completamente transferida al concreto. Para las regiones donde la fuerza efectiva en el acero de presfuerzo no esté transferida al concreto por completo, rigen las disposiciones dadas en **5.6.9.17**.

5.6.9.16.2. Para miembros presforzados sujetos a flexión que satisfagan que $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$, el valor de V_c será calculado de acuerdo con la **Tabla 26**, sin que se requiera tomarse menor que $0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$. Alternativamente se permitirá calcular el valor de V_c de acuerdo con **5.6.9.16.3**.

5.6.9.16.3. Para miembros presforzados se permite tomar el valor de V_c como el menor de los valores de V_{ci} que resulte de acuerdo con **5.6.9.16.4**, o el menor de los valores de V_{cw} que resulte de **5.6.9.16.5** o **5.6.9.16.6**.

5.6.9.16.4. La resistencia flexión-cortante, V_{ci} , será calculada mediante la expresión (a), sin que deba tomarse menor que lo que resulte de (b) o (c):

$$(a) \quad V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}b_wd_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$$

$$(b) \quad \text{Para miembros con } A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y), \quad V_{ci} = 0.14\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$$

(c) Para miembros con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$, $V_{ci} = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$

Donde d_p no requiere ser menor que $0.8h$. Los valores de M_{max} y V_i se deben calcular con la combinación de carga que causa el máximo momento mayorado en la sección considerada. El valor de M_{cre} será calculado mediante la siguiente expresión:

$$17) \quad M_{cre} = \frac{1}{y_t} (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

Tabla 26: Método aproximado para el cálculo de V_c .

Criterio	Refuerzo transversal	
El menor de (a), (b) o (c)	$\left[0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8\frac{V_u d_p}{M_u}\right] b_w d$ ^{[1], [2]}	(a)
	$(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8)b_w d$	(b)
	$0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \geq 0$	(c)

^[1] M_u ocurre simultáneamente con V_u en la dirección considerada.

^[2] Cuando se calcula el término $V_u d_p / M_u$, el valor de d_p es la distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo de presfuerzo. No se permitirá tomar el valor de $d_p = 0.8h$, como se indica en 5.6.9.10.

5.6.9.16.5. La resistencia a cortante del alma, V_{cw} , será calculada mediante la siguiente expresión:

$$18) \quad V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p$$

Donde no se requiere tomar d_p menor que $0.8h$. El valor de V_p es la componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo.

5.6.9.16.6. Como alternativa a lo indicado en 5.6.9.16.5, el valor de V_{cw} puede determinarse como la fuerza cortante que corresponde a la sumatoria de las cargas muerta y viva que produce un esfuerzo principal de tracción de $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ en la ubicación indicada en (a) o (b):

(a) Cuando el eje centroidal de la sección presforzada se ubica en el alma, el esfuerzo principal de tracción será calculado en el eje centroidal.

(b) Cuando el eje centroidal de la sección presforzada se ubica en el ala, el esfuerzo principal de tracción será calculado en la intersección del ala y el alma.

5.6.9.16.7. Para miembros compuestos, el esfuerzo principal de tracción se calculará en la ubicación indicada en **5.6.9.16.6** para la sección compuesta, considerando la superposición de esfuerzos para la sección transversal que resiste las cargas correspondientes.

5.6.9.17. RESISTENCIA AL CORTANTE DEL CONCRETO DE MIEMBROS PRESFORZADOS, V_c , EN REGIONES DE FUERZA DE PRESFUERZO REDUCIDA.

5.6.9.17.1. Para el cálculo de V_c , la longitud de transferencia del refuerzo de presfuerzo, ℓ_{tr} , será asumida igual a $50d_b$ para torones y a $100d_b$ para alambre.

5.6.9.17.2. Si el adherido de los torones se extiende hasta el extremo del miembro, se asumirá que la fuerza de presfuerzo varía desde cero en el extremo del acero de presfuerzo hasta su valor máximo a una distancia ℓ_{tr} del extremo del refuerzo de presfuerzo.

5.6.9.17.3. En las ubicaciones correspondientes a una fuerza efectiva reducida del presfuerzo, indicadas en **5.6.9.17.2**, el valor de V_c será calculado de acuerdo con (a) hasta (c):

(a) La fuerza efectiva reducida de presfuerzo será usada para determinar la aplicabilidad de lo indicado en **5.6.9.16.2**.

(b) La fuerza efectiva reducida de presfuerzo será usada para calcular el valor de V_{cw} indicado en **5.6.9.16.3**.

(c) El valor de V_c calculado usando las especificaciones de **5.6.9.16.2** no deberán exceder el valor de V_{cw} calculado usando la fuerza efectiva reducida del presfuerzo.

5.6.9.17.4. Si el adherido de los torones no se extiende al extremo del miembro, se asumirá que la fuerza efectiva de presfuerzo varía linealmente desde cero en la ubicación donde inicia el adherido hasta su valor máximo a una distancia ℓ_{tr} de donde inicia el adherido.

5.6.9.17.5. En las ubicaciones correspondientes a una fuerza de presfuerzo efectiva reducida, como se indica en **5.6.9.17.4**, el valor de V_c será calculado de acuerdo con (a) hasta (c):

(a) La fuerza efectiva reducida de presfuerzo será usada para determinar la aplicabilidad de lo indicado en **5.6.9.16.2**.

(b) La fuerza efectiva reducida de presfuerzo será usada para calcular el valor de V_{cw} indicado en **5.6.9.16.3**.

(c) El valor de V_c calculado usando las especificaciones de **5.6.9.16.2** no deberán exceder el valor de V_{cw} calculado usando la fuerza efectiva reducida del presfuerzo.

5.6.9.18. REFUERZO A CORTANTE EN UNA DIRECCIÓN. En cada sección donde el valor de $V_u > \phi V_c$, se requerirá colocar refuerzo transversal tal que se satisfaga la siguiente expresión:

$$19) \quad V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

5.6.9.18.1. Si se dispone más de un tipo de refuerzo transversal para cortante para reforzar la misma porción de un miembro, el valor de V_s será la suma de los valores de V_s asociados a cada tipo de refuerzo transversal.

5.6.9.18.2. RESISTENCIA A CORTANTE PROVISTA POR EL REFUERZO TRANSVERSAL. Para miembros presforzados y no presforzados, se permitirá refuerzo transversal para cortante que cumplan con (a), (b) o (c):

(a) Estribos perpendiculares al eje longitudinal del miembro.

(b) Refuerzo en forma de alambre electrosoldado con alambres perpendiculares al eje longitudinal del miembro.

(c) Refuerzo en espiral.

5.6.9.18.2.1. En miembros no presforzados se permitirá el uso de estribos inclinados formando un ángulo de al menos 45° con el eje longitudinal del miembro, siempre que éstos atraviesen el plano de grietas potenciales de cortante.

5.6.9.18.2.2. Para miembros en una dirección con acero de refuerzo transversal para cortante, el valor de V_s será calculado de acuerdo con la siguiente expresión:

$$20) \quad V_s = \frac{A_s f_{yt} d}{s}$$

Donde s es el paso de la espiral o el espaciamiento del refuerzo transversal medido en dirección longitudinal del miembro. El valor de A_v está dado por **5.6.9.18.2.4** o **5.6.9.18.2.5**.

5.6.9.18.2.3. El valor de la resistencia a cortante V_s para miembros que cumplan con lo indicado en **5.6.9.18.2.1** será calculado mediante la siguiente expresión:

$$21) \quad V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s}$$

Donde α es el ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del miembro, s es el espaciamiento del refuerzo transversal medido sobre la paralela al refuerzo longitudinal, y A_v está dado por **5.6.9.18.2.4**.

5.6.9.18.2.4. Para cada estribo rectangular o grapa, el valor del área A_v será igual al área efectiva de las patas del refuerzo transversal en forma de barras o alambres corrugados, que tienen el espaciamiento s .

5.6.9.18.2.5. Para cada estribo circular o espiral, el valor del área A_v será igual a dos veces el área de la barra o alambre con espaciamiento s .

5.6.9.18.3. RESISTENCIA A CORTE PROVISTA POR BARRAS LONGITUDINALES CAMELLADAS. Se permitirá usar la porción equivalente a los tres cuartos centrales de la porción inclinada de las barras camelladas como refuerzo a cortante en elementos no presforzados, siempre que el ángulo α entre las barras camelladas y el eje longitudinal del miembro sea de al menos 30° .

5.6.9.18.3.1. Si el refuerzo de cortante en forma de barras camelladas consiste en una sola barra o un grupo de barras paralelas que tienen un área total A_v , todas dobladas a la misma distancia del soporte, el valor de V_s será el menor entre (a) y (b):

$$(a) \quad V_s = A_v f_y \sin \alpha$$

$$(b) \quad V_s = 0.25 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Donde α es el ángulo que forman las porciones dobladas de las barras longitudinales con el eje longitudinal del miembro.

5.6.9.18.3.2. Cuando el refuerzo transversal para cortante consiste en una serie de barras camelladas individuales o agrupadas, las cuales se doblan a diferentes distancias del soporte, el valor de V_s será calculado mediante la expresión de **5.6.9.18.2.3**.

5.6.10. RESISTENCIA A CORTANTE EN DOS DIRECCIONES.

5.6.10.1. La resistencia nominal a cortante para un miembro en dos direcciones sin refuerzo para resistir cortante será igual a:

22) $v_n = v_c$

5.6.10.2. La resistencia nominal a cortante para un miembro en dos direcciones con refuerzo para resistir cortante será igual a:

23) $v_n = v_c + v_s$

5.6.10.3. El cortante en dos direcciones deberá ser resistido por una sección de peralte d y un perímetro crítico asumido b_0 , como se define desde **5.6.10.12** hasta **5.6.10.14**.

5.6.10.4. El valor de v_c para cortante en dos direcciones será calculado como se indica en **5.6.10.15**. Para miembros en dos direcciones con refuerzo para resistir cortante, el valor de v_c no puede exceder los límites indicados en **5.6.10.16**.

5.6.10.5. Para la determinación de v_c , el valor de factor λ debe estar de acuerdo con **5.3.9**.

5.6.10.6. Para miembros en dos direcciones reforzados con estribos de una o más patas, el valor de v_s será calculado de acuerdo con **5.6.10.17**.

5.6.10.7. Para miembros en dos direcciones reforzados con pernos con cabeza para cortante, el valor de v_s se determinará de acuerdo con **5.6.10.18**.

5.6.10.8. Para el cálculo de v_c y v_s para cortante en dos direcciones, el peralte efectivo d será el promedio de los peraltes efectivos en las dos direcciones ortogonales entre sí.

5.6.10.9. Para miembros presforzados en dos direcciones, el peralte efectivo d no requiere tomarse menor que $0.8h$.

5.6.10.10. El valor de $\sqrt{f'_c}$ usado para la determinación de v_c para cortante en dos direcciones no deberá exceder 8.3 MPa.

5.6.10.11. El valor de f_{yt} usado para calcular v_s no debe exceder los límites dados en **5.4.1.8**.

5.6.10.12. Las secciones críticas para cortante en dos direcciones deberán ubicarse tal que el perímetro b_0 sea mínimo sin que quede a menos de $d/2$ de (a) y (b):

- (a) Los bordes o esquinas de columnas, cargas concentradas o áreas de reacción.
- (b) Cambios de espesor en losas y cimientos, tales como bordes de capiteles, ábacos o capiteles para cortante.

5.6.10.12.1. Para columnas rectangulares o cuadradas, cargas concentradas o áreas de reacción, las secciones críticas para cortante en dos direcciones de acuerdo con **5.6.10.12** podrán ser definidas asumiendo lados rectilíneos.

5.6.10.12.2. Para columnas circulares o de forma poligonal regular, las secciones críticas para cortante en dos direcciones de acuerdo con **5.6.10.12** podrán ser definidas asumiendo una columna cuadrada equivalente de la misma área.

5.6.10.13. Para miembros en dos direcciones reforzados con refuerzo para cortante en forma de pernos con cabeza, o estribos de una o más patas, se deberá además considerar una sección crítica con perímetro b_0 ubicada a $d/2$ más allá de la línea perimetral del refuerzo para cortante. La forma de esta sección crítica será definida de manera que minimice el valor de b_0 .

5.6.10.14. Si una abertura se ubica a menos de $4h$ del perímetro de una columna, carga concentrada o área de reacción, se deberá considerar como inefectiva la porción de b_0 delimitada por sendas líneas rectas que se proyectan desde el centroide de dicha columna, carga concentrada o área de reacción, tangentes al borde de la abertura.

5.6.10.15. RESISTENCIA AL CORTANTE PROVISTA POR EL CONCRETO EN MIEMBROS NO REFORZADOS PARA CORTANTE.

5.6.10.15.1. Para miembros en dos direcciones no presforzados, el valor de v_c deberá ser calculado de acuerdo con **5.6.10.15.2**. Para miembros en dos direcciones presforzados, el valor de v_c será calculado de acuerdo con **5.6.10.15.2**, o con **5.6.10.15.5** si no se satisfacen las condiciones dadas en **5.6.10.15.4**.

5.6.10.15.2. El valor de v_c deberá ser calculado de acuerdo con la **Tabla 27**.

Tabla 27: Valor de v_c para miembros en dos direcciones no reforzados para cortante.

Criterio	Valor de v_c	
El menor de (a), (b) o (c)	$0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
	$0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$0.83\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

- λ_s es el factor de efecto de tamaño indicado en **5.6.9.15.4**.
- β es la relación del lado largo entre el lado corto de la columna, carga concentrada o área de reacción.
- α_s está dado en **5.6.10.15.3**.

5.6.10.15.3. El valor de α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

5.6.10.15.4. Para miembros en dos direcciones presforzados, se permitirá calcular v_c usando las expresiones dadas en **5.6.10.15.5**, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- (a) Se provee de refuerzo adherido de acuerdo con **5.8.15.5** y **5.8.19.3**.
- (b) Ninguna porción de la sección transversal de la columna está a menos de $4h$ de un borde discontinuo.
- (c) El esfuerzo efectivo de presfuerzo, f_{pc} , en cada dirección es mayor de 0.9 MPa.

5.6.10.15.5. Para miembros en dos direcciones presforzados que satisfagan **5.6.10.15.4**, se permitirá calcular v_c como el menor entre las expresiones (a) y (b):

$$(a) \quad v_c = 0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_0d}$$

$$(b) \quad v_c = 0.083 \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_0d}$$

Donde α_s se define en **5.6.10.15.3**. El valor de f_{pc} es el promedio de f_{pc} en las dos direcciones y no debe exceder 3.5 MPa. V_p es la componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo que atraviesa la sección crítica. El valor de $\sqrt{f'_c}$ no debe exceder 0.49 MPa.

5.6.10.16. RESISTENCIA AL CORTANTE PROVISTA POR EL CONCRETO EN MIEMBROS REFORZADOS PARA CORTANTE.

5.6.10.16.1. Para miembros en dos direcciones con refuerzo para cortante, el valor de v_c en secciones críticas serán calculados de acuerdo con la **Tabla 28**.

5.6.10.16.2. Se permitirá tomar el valor de λ_s igual a 1.0, siempre que se cumpla con (a) o (b):

- (a) Los estribos se diseñan y detallan de acuerdo con **5.8.20** y $A_v/s \geq 0.17\sqrt{f'_c}b_0/f_{yt}$.
- (b) Los pernos lisos con cabeza de refuerzo para cortante con una longitud de vástago que no exceda los 250 mm, diseñados y detallados de acuerdo con **5.8.21** y con $A_v/s \geq 0.17\sqrt{f'_c}b_0/f_{yt}$.

5.6.10.16.3. Para miembros en dos direcciones con refuerzo para cortante, la altura efectiva será seleccionada de manera tal que el valor de v_u calculado en las secciones críticas no exceda los valores indicados en la **Tabla 29**.

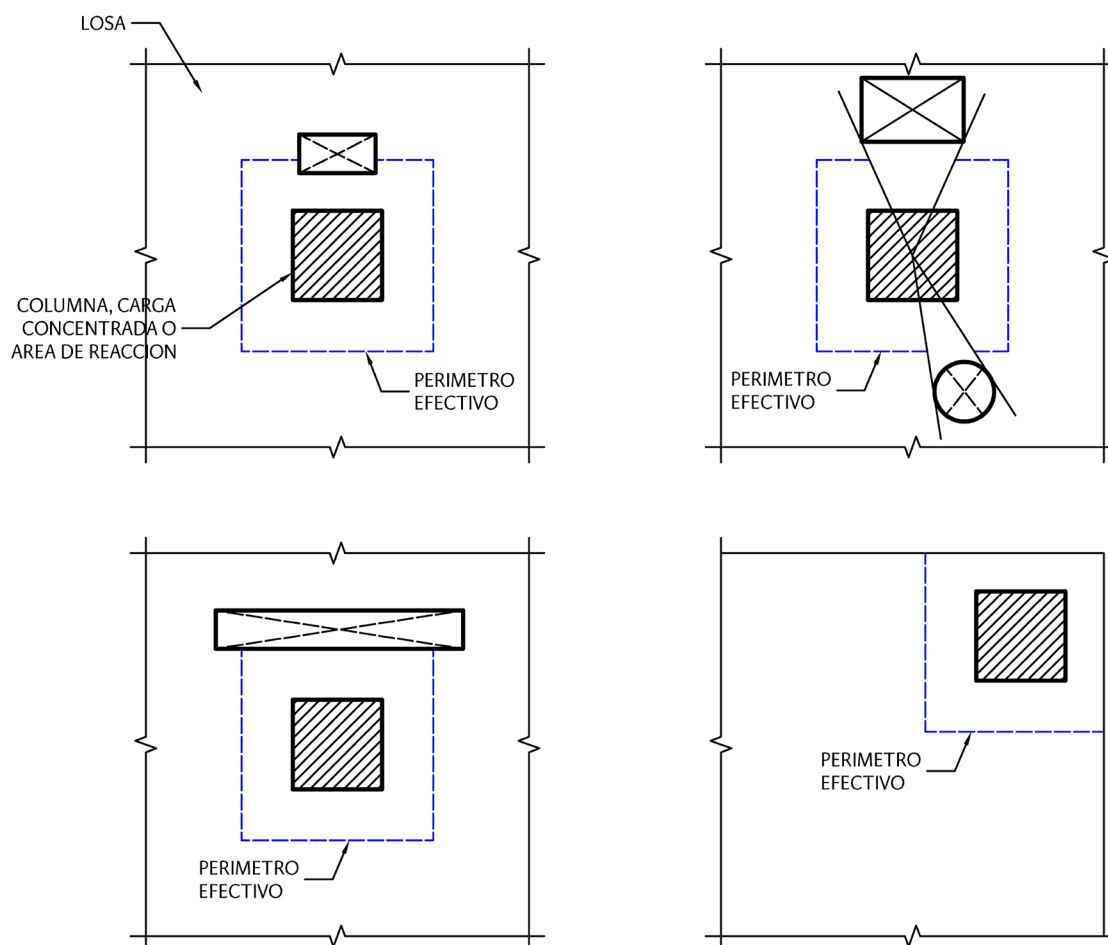


Figura 10: Perímetro efectivo para cortante. Referencia: 5.6.10.14.

5.6.10.17. RESISTENCIA A CORTANTE EN DOS DIRECCIONES PROVISTA POR ESTRIBOS DE UNA O VARIAS PATAS.

5.6.10.17.1. Los estribos de una o varias patas fabricados a partir de barras o alambres se podrán usar como refuerzo para cortante en losas y cimientos, siempre que se cumplan las condiciones (a) y (b):

(a) La altura efectiva d es de al menos 150 mm.

(b) La altura efectiva d es de al menos $16d_b$, donde d_b es el diámetro de los estribos.

Tabla 28: Valor de v_c para miembros en dos direcciones con refuerzo para cortante.

Tipo de refuerzo para cortante	Secciones críticas	Valor de v_c		
Estribos	Todas	$0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$		
Refuerzo en forma de conector con cabeza para cortante	De acuerdo con 5.6.10.12	Se debe tomar el menor valor de:	$0.25\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
			$0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
			$0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)
	De acuerdo con 5.6.10.13	$0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$		(d)

λ_s es el factor de efecto de tamaño indicado en 5.6.9.15.4.

β es la relación del lado largo entre el lado corto de la columna, carga concentrada o área de reacción.

α_s está dado en 5.6.10.15.3.

Tabla 29: Valor máximo de v_u para miembros en dos direcciones con refuerzo para cortante.

Tipo de refuerzo para cortante	Valor de v_u máximo en las secciones críticas definidas en 5.6.10.12	
Estribos	$\phi 0.5\sqrt{f'_c}$	(a)
Pernos con cabeza para cortante	$\phi 0.66\sqrt{f'_c}$	(b)

5.6.10.17.2. Para miembros en dos direcciones reforzados con estribos para cortante, el valor de v_s se calculará mediante la siguiente expresión:

$$24) \quad v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_0 s}$$

Donde A_v es el área total de las patas del refuerzo para cortante ubicados sobre una línea perimetral que es geoméricamente similar a la del perímetro de la sección de columna, y s es el espaciamiento de las líneas perimetrales de refuerzo para cortante en la dirección perpendicular a la cara de la columna.

5.6.10.18. RESISTENCIA A CORTANTE EN DOS DIRECCIONES PROVISTA POR PERNOS CON CABEZA.

5.6.10.18.1. Se permitirá usar pernos con cabeza como refuerzo para cortante en losas y en cimientos siempre que la colocación y la geometría de los pernos satisfaga lo indicado en 5.8.21.

5.6.10.18.2. Para miembros en dos direcciones reforzados con pernos con cabeza para cortante, el valor de v_s se calculará mediante la siguiente expresión:

$$25) \quad v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_0 s}$$

Donde A_v es el área total de los pernos refuerzo para cortante ubicados sobre una línea perimetral que es geoméricamente similar a la del perímetro de la sección de columna, y s es el espaciamiento de las líneas perimetrales de pernos para cortante en la dirección perpendicular a la cara de la columna.

5.6.10.18.3. Cuando se provee refuerzo para cortante en forma de pernos con cabeza se debe cumplir con lo siguiente:

$$26) \quad \frac{A_v}{s} \geq 0.17 \sqrt{f'_c} \frac{b_0}{f_{yt}}$$

5.6.11. RESISTENCIA A LA TORSIÓN. Los requisitos de esta sección aplican para miembros cuyo momento de torsión último T_u sea mayor o igual que ϕT_{th} , donde ϕ es el factor de reducción de resistencia para torsión indicado en el **CAPÍTULO 5.5**. Para los casos donde $T_u < \phi T_{th}$, se permitirá despreciar los efectos de la torsión en el diseño. El umbral de torsión, T_{th} , se define en 5.6.11.7.

5.6.11.1. RESISTENCIA NOMINAL A TORSIÓN. La resistencia nominal a torsión será determinada de acuerdo con 5.6.11.9.

5.6.11.2. El valor de λ se deberá tomar de acuerdo con 5.3.9 para la determinación de T_{th} y T_{cr} .

5.6.11.3. El valor de $\sqrt{f'_c}$ usado para la determinación de T_{th} y T_{cr} no debe exceder 0.69 MPa.

5.6.11.4. Los valores de f_y y f_{yt} para el refuerzo longitudinal y transversal para torsión no deberán exceder los límites indicados en **5.4.1.8**.

5.6.11.5. MOMENTO MAYORADO DE TORSIÓN PRIMARIA. Para todos los casos donde $T_u \geq \phi T_{cr}$ y el momento último de torsión, T_u , se requiera para mantener el equilibrio, será obligatorio diseñar el miembro para resistir T_u .

5.6.11.6. MOMENTO MAYORADO DE TORSIÓN SECUNDARIA. Para estructuras estáticamente indeterminadas con miembros donde $T_u \geq \phi T_{cr}$ y es posible una reducción en el momento último T_u debido a redistribución de cargas luego de que ocurre el agrietamiento del miembro por torsión, se permitirá reducir el valor del momento último de torsión T_u para que sea igual a ϕT_{cr} . El momento de agrietamiento T_{cr} se calcula como se indica en **5.6.11.8**.

5.6.11.6.1. Cuando el momento último de torsión T_u se redistribuye de acuerdo con **5.6.11.6**, los momentos y cortantes mayorados usados para diseñar los miembros adyacentes deberán estar en equilibrio con el nivel reducido de torsión.

5.6.11.7. UMBRAL DE TORSIÓN, T_{th} . El umbral de torsión, T_{th} , se deberá calcular de acuerdo con la **Tabla 30**, para secciones sólidas y de acuerdo con la **Tabla 31** para secciones tubulares o huecas, donde el valor de N_u es positivo para compresión y negativo para tracción.

Tabla 30: Umbral de torsión, T_{th} para secciones sólidas.

Tipo de miembro	Valor de T_{th}	
Miembros no presforzados	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Miembros presforzados	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{cp}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Miembros no presforzados sometidos a carga axial	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33\lambda A_g\sqrt{f'_c}}}$	(c)

5.6.11.8. TORSIÓN DE AGRIETAMIENTO, T_{cr} . La torsión de agrietamiento se deberá calcular mediante lo indicado en la **Tabla 32** para secciones sólidas y huecas o tubulares, donde el valor de N_u es positivo para compresión y negativo para tracción.

Tabla 31: Umbral de torsión, T_{th} para secciones huecas o tubulares.

Tipo de miembro	Valor de T_{th}	
Miembros no presforzados	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Miembros presforzados	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{cp}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Miembros no presforzados sometidos a carga axial	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33\lambda A_g\sqrt{f'_c}}}$	(c)

Tabla 32: Torsión de agrietamiento T_{cr} para secciones huecas o tubulares.

Tipo de miembro	Valor de T_{cr}	
Miembros no presforzados	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Miembros presforzados	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{cp}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Miembros no presforzados sometidos a carga axial	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33\lambda A_g\sqrt{f'_c}}}$	(c)

5.6.11.9. RESISTENCIA NOMINAL A LA TORSIÓN. Para miembros no presforzados y presforzados, el valor de la resistencia nominal de torsión, T_n , será la menor que resulte de las siguientes expresiones:

$$27) \quad T_n = \frac{2A_0A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

$$28) \quad T_n = \frac{2A_0A_\ell f_y}{p_h} \tan \theta$$

Donde el valor de A_0 debe determinarse por análisis; θ no debe tomarse menor que 30° ni mayor que 60° ; A_t es el área de una pata de un estribo cerrado dispuesto para resistir torsión;

A_ℓ es el área de refuerzo longitudinal para resistir torsión; p_h es el perímetro de la línea central del estribo cerrado más exterior colocado para resistir torsión.

5.6.11.9.1. Se permitirá tomar el valor de A_o igual a $0.85A_{oh}$.

5.6.11.9.2. Se permitirá tomar el valor del ángulo θ igual a lo indicado en (a) o (b):

(a) 45° para miembros no presforzados y para miembros presforzados con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$.

(b) 37.5° para miembros presforzados con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$.

5.6.11.10. LÍMITES PARA LA SECCIÓN TRANSVERSAL.

5.6.11.10.1. Las dimensiones de la sección transversal deberán ser seleccionadas de manera que se satisfagan los requisitos de (a) o (b):

(a) Para secciones macizas:
$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66\sqrt{f'_c}\right)$$

(b) Para secciones huecas:
$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66\sqrt{f'_c}\right)$$

5.6.11.10.1.1. Para miembros presforzados, el valor de d usado en **5.6.11.10.1** no requiere ser tomado menor a $0.8h$.

5.6.11.10.1.2. Para miembros huecos o tubulares donde el espesor de la pared es variable a lo largo del perímetro de la sección, la ecuación indicada en **5.6.11.10.1(b)** deberá ser evaluada en la ubicación donde el siguiente término tenga valor máximo:

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}$$

5.6.11.10.2. Para secciones huecas o tubulares donde el espesor de la pared sea menor que A_{oh}/p_h , el término $T_u p_h/(1.7A_{oh}^2)$ indicado en la ecuación de **5.6.11.10.1(b)** se deberá reemplazar por el término $T_u p_h/(1.7A_{oh} t)$, donde t es el espesor de pared de la sección hueca en la ubicación donde se está evaluando el esfuerzo cortante por torsión.

5.6.12. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO.

5.6.12.1. LÍMITES DE APLICACIÓN. Las disposiciones de esta sección aplican para la determinación de la resistencia al aplastamiento de miembros de concreto, sin embargo, no

deberán ser aplicadas para evaluar el aplastamiento en las zonas de anclaje de miembros postensados.

5.6.12.2. RESISTENCIA NOMINAL AL APLASTAMIENTO. La resistencia nominal al aplastamiento de un miembro de concreto, B_n , deberá satisfacer lo siguiente:

$$29) \quad \phi B_n \geq B_u$$

5.6.12.3. CÁLCULO DE LA RESISTENCIA NOMINAL AL APLASTAMIENTO. La resistencia nominal al aplastamiento, B_n , se deberá calcular mediante las expresiones indicadas en la **Tabla 33**, donde el valor del área A_1 corresponde al área de aplicación de la carga de aplastamiento, y A_2 es el área de la base inferior de una pirámide, cono o cuña truncada imaginarias, contenida totalmente dentro del elemento de apoyo, cuyos lados tienen una pendiente de 1:2 (vertical: horizontal), y cuya parte superior coincide con el área A_1 .

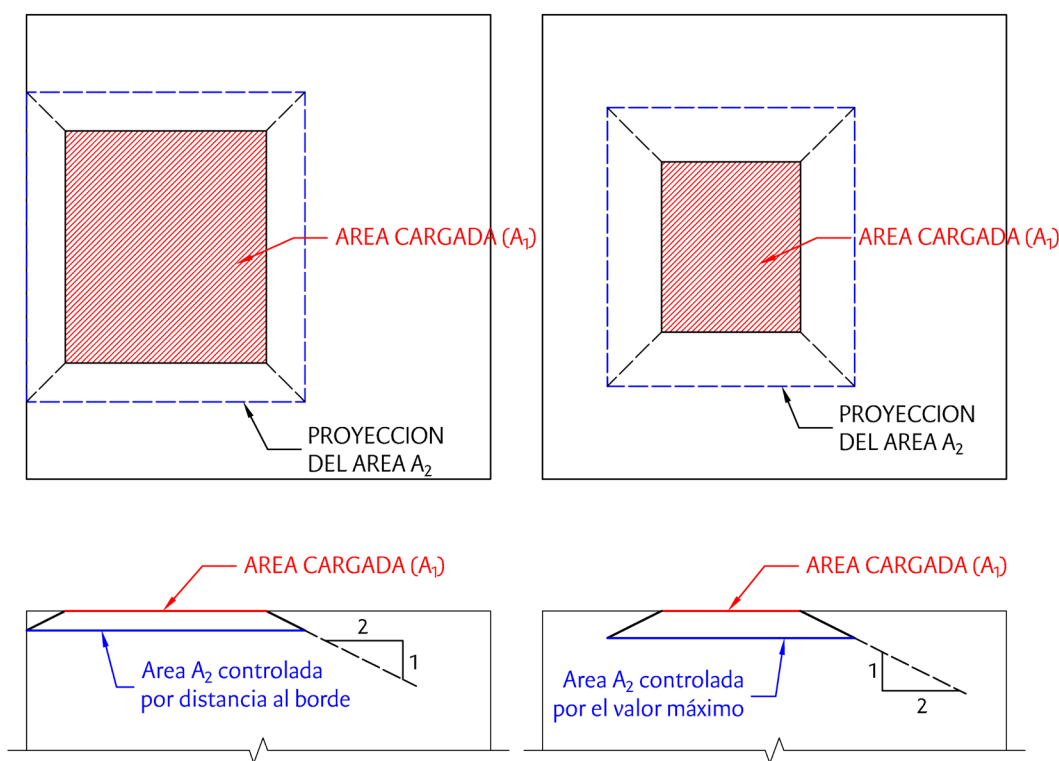


Figura 11. Área de aplastamiento. Referencia: 5.6.12.3.

5.6.12.3.1. La relación por cociente entre el área de la base de la pirámide, cono o cuña truncada imaginaria, A_2 , y el área de la parte superior de la pirámide, cono o cuña truncada imaginaria, A_1 , que coincide con el área cargada, debe satisfacer la siguiente expresión:

$$30) \quad A_2 \leq 4A_1$$

Tabla 33: Resistencia nominal al aplastamiento, B_n .

Geometría del área cargada	Valor de B_n	
La superficie de soporte (A_2) es más ancha que el área cargada (A_1) en todas las direcciones	$0.85f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$	(a)
Otros casos	$0.85f'_c A_1$	(b)

5.6.13. RESISTENCIA FRICCIÓN-CORTANTE. Esta sección aplica donde sea requerido considerar transferencia de cortante por fricción a lo largo de cualquier plano, tal como a lo largo de una grieta existente o potencial, a lo largo de una interfaz entre materiales diferentes, o a lo largo de una junta de vaciado.

5.6.13.1. ÁREA REQUERIDA DE REFUERZO. El área requerida de refuerzo para resistir cortante por fricción a lo largo del plano de corte definido, A_{vf} , deberá ser calculado de acuerdo con **5.6.13.5**. De forma alternativa se permitirá usar métodos de transferencia de fuerza cortante que resulten en una predicción de resistencia que se corresponda con los resultados obtenidos de ensayos completos.

5.6.13.2. El valor de f_y usado para la determinación de la resistencia nominal a cortante por fricción no podrá exceder lo indicado en **5.4.1.8**.

5.6.13.3. La preparación de la superficie del plano de cortante asumido para la transferencia de cortante por fricción deberá ser especificada en los planos estructurales.

5.6.13.4. RESISTENCIA REQUERIDA. La resistencia de diseño a cortante por fricción, ϕV_n , a lo largo del plano de corte asumido deberá satisfacer lo siguiente para todas las combinaciones de diseño:

$$31) \quad \phi V_n \geq V_u$$

5.6.13.5. RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE POR FRICCIÓN. El valor de la resistencia nominal a cortante por fricción, V_n , deberá determinarse mediante lo indicado en **5.6.13.6** o **5.6.13.7**, más no deberá exceder lo indicado en **5.6.13.8**.

5.6.13.6. Si el refuerzo para cortante por fricción se coloca ortogonal al plano de corte asumido, la resistencia nominal a cortante a lo largo del plano de corte asumido será calculada como sigue:

$$32) \quad V_n = \mu A_{vf} f_y$$

Donde el valor de A_{vf} es el área de refuerzo que atraviesa el plano de corte asumido, dispuesto para resistir cortante por fricción; μ es el coeficiente de fricción de acuerdo con la **Tabla 34**.

5.6.13.6.1. El valor de λ se determina de acuerdo con **5.3.9**, sin que se permita que exceda 0.85 para fines de la determinación del coeficiente de fricción.

Tabla 34: Coeficientes de fricción, μ .

Condición de la superficie de contacto	Valor del coeficiente de fricción μ	
Concreto vaciado de forma monolítica	1.4 λ	(a)
Concreto vaciado contra concreto endurecido, limpio, libre de lechadas, y cuya superficie se ha hecho intencionalmente rugosa a una amplitud de aproximadamente 6 mm	1.0 λ	(b)
Concreto vaciado contra concreto endurecido, limpio, libre de lechadas, pero que no se ha hecho rugoso intencionalmente.	0.6 λ	(c)
Concreto vaciado contra acero laminado en caliente, limpio, libre de pinturas, con cortante transferido a lo largo de la superficie de contacto mediante pernos de cortante con cabeza o por barras corrugadas o alambres soldados.	0.7 λ	(d)

5.6.13.7. Si el refuerzo para cortante por fricción está inclinado con respecto del plano de corte, y las fuerzas de corte inducen tensión en el refuerzo colocado para resistir cortante por fricción, la resistencia nominal a cortante por fricción a lo largo del plano asumido de corte deberá ser determinado como sigue:

$$33) \quad V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$$

Donde α es el ángulo agudo formado entre el refuerzo para resistir cortante por fricción y el plano de corte asumido. μ es el coeficiente de fricción como se define en la **Tabla 34**.

5.6.13.8. LÍMITE DE LA RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE POR FRICCIÓN. El valor de V_n a lo largo del plano asumido de corte no debe exceder los límites indicados en la **Tabla 35**.

5.6.13.9. En los casos donde en el plano de corte asumido actúe compresión neta permanente, ésta podrá sumarse a la fuerza desarrollada por el refuerzo para resistir cortante por fricción, $A_{vf} f_y$, con la finalidad de reducir el área de refuerzo para resistir cortante por fricción.

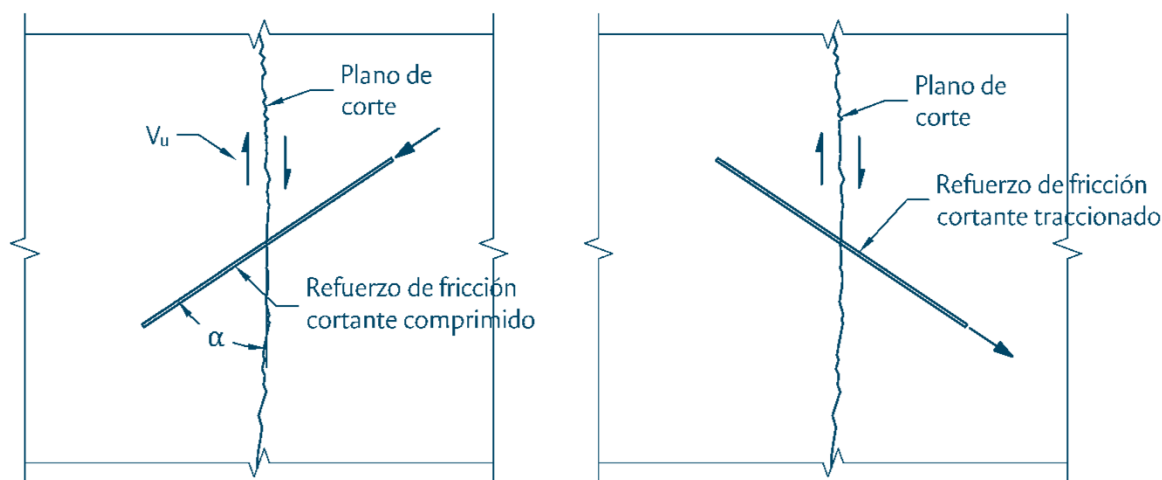


Figura 12: Dovelas inclinadas respecto del plano de corte. Referencia: 5.6.13.8.

Tabla 35: Valores máximos de V_n a lo largo del plano de corte asumido.

Condición	Valor del coeficiente de fricción μ		
Concreto de peso normal que se vacía monolíticamente o concreto vaciado contra concreto endurecido cuya superficie se ha hecho intencionalmente rugosa	El menor que resulte de:	$0.2f'_c A_c$	(a)
		$(3.3 + 0.08f'_c) A_c$	(b)
		$11A_c$	(c)
Otros casos	El menor que resulte de:	$0.2f'_c A_c$	(d)
		$5.5A_c$	(e)

5.6.13.10. DETALLADO DEL REFUERZO PARA CORTANTE POR FRICCIÓN. Todo el refuerzo para resistir cortante por fricción colocado atravesando el plano asumido de corte deberá anclarse para desarrollar f_y a ambos lados del plano de corte asumido.

CAPÍTULO 5.7. DISEÑO DE LOSAS EN UNA DIRECCIÓN.

5.7.1. ALCANCE. Estas disposiciones aplican para el diseño de losas presforzadas y no presforzadas que actúan y se refuerzan para resistir flexión en una dirección, incluyendo desde (a) hasta (d):

- (a) Losas macizas.
- (b) Losas vaciadas sobre encofrado metálico no colaborante.
- (c) Losas compuestas por elementos contruidos en ubicaciones diferentes pero que se unen para actuar como una unidad en su posición definitiva.
- (d) Losas prefabricadas y presforzadas tipo *hollowcore*.

5.7.2. ABERTURAS Y CARGAS CONCENTRADAS. Se deberán tomar en cuenta los efectos de las aberturas, cargas concentradas y vacíos en las losas.

5.7.3. MATERIALES. Las propiedades del concreto y de acero deberán seleccionarse de conformidad con lo indicado en el **CAPÍTULO 5.3** y **CAPÍTULO 5.4**.

5.7.4. CONEXIONES. Las juntas viga-columna y losa-columna deberán satisfacer los requisitos del **CAPÍTULO 5.12**.

5.7.5. CONTROL DE DEFLEXIONES. Para losas macizas no presforzadas que no soporten particiones susceptibles a presentar daños debido a deflexiones, ni estén ancladas a ellas, el espesor total mínimo requerido, h , deberá tomarse de conformidad con lo indicado en la **Tabla 36**, a menos que las deflexiones totales calculadas cumplan con **5.7.5.4**.

5.7.5.1. Para valores de f_y distintos de 420 MPa, las expresiones de la **Tabla 37** deberán multiplicarse por el factor $(0.4 + f_y/700)$.

5.7.5.2. Para losas no presforzadas contruidas con concreto de peso liviano con una densidad w_c entre 1,440 y 1,840 kg/m³, el resultado de las expresiones de la **Tabla 37** debe multiplicarse por el mayor entre (a) y (b):

- (a) $1.65 - 0.0003w_c$

(b) 1.09

5.7.5.3. Para losas compuestas no presforzadas, construidas con una combinación de concreto de peso normal y concreto liviano, apuntaladas durante la construcción y donde el concreto liviano se encuentra en compresión, se debe aplicar el factor indicado en **5.7.5.2**.

Tabla 36: Espesor mínimo de losas no presforzadas en una dirección.

Condición de apoyo	Espesor mínimo h
Con apoyos simples	$\ell/20$
Con un extremo continuo	$\ell/24$
Con ambos extremos continuos	$\ell/28$
En voladizo	$\ell/10$

Los espesores indicados son para concreto de peso normal y con f_y igual a 420 MPa. Para los demás casos, el espesor mínimo h deberá ser modificado de acuerdo con **5.7.5.1** hasta **5.7.5.3**.

5.7.5.4. LÍMITES DE DEFLEXIÓN CALCULADA. Las deflexiones inmediatas y las deflexiones a largo plazo calculadas de acuerdo con el criterio de serviciabilidad de **5.3.10** no deberán exceder los límites de deflexiones indicados en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.7.5.5. LÍMITE DE DEFORMACIÓN UNITARIA LONGITUDINAL. Las losas no presforzadas deben ser controladas por tracción de acuerdo con la **Tabla 21**.

5.7.5.6. LÍMITES DE ESFUERZOS EN LOSAS PRESFORZADAS. Los esfuerzos en losas presforzadas inmediatamente luego de la transferencia y para cargas de servicio no deberán exceder los esfuerzos permisibles como se indica en **5.3.10(d)**.

5.7.6. RESISTENCIA REQUERIDA.

5.7.6.1. La resistencia de losas en dos direcciones será calculada de acuerdo con las combinaciones de diseño indicadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.7.6.2. Para losas presforzadas, los efectos de reacciones inducidas por el presfuerzo (momentos secundarios) se deberán considerar con un factor de mayoración de 1.0.

5.7.6.3. Para losas construidas monolíticamente con los apoyos, el momento último de flexión en el apoyo, M_u , se podrá calcular en la cara del apoyo.

5.7.6.4. Para losas construidas monolíticamente con los apoyos, el cortante último en el apoyo, V_u , se podrá calcular en la cara del apoyo.

5.7.6.5. Las secciones de losa entre la cara del apoyo y una sección crítica ubicada a una distancia d de la cara del apoyo para losas no presforzadas, y las secciones de losa entre la cara del apoyo y una sección crítica ubicada a una distancia $h/2$ de la cara del apoyo para losas presforzadas, se permitirán diseñar para el valor de V_u en la sección crítica si se satisfacen (a) (b) y (c):

- (a) La reacción de soporte, en la dirección del cortante aplicado, produce compresión en la región del extremo de la losa.
- (b) Las cargas son aplicadas en o próximo a la superficie superior de la losa.
- (c) No existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección crítica.

5.7.7. RESISTENCIA DE DISEÑO.

5.7.7.1. Para todas las combinaciones de carga de diseño se deberá cumplir que la resistencia de diseño, ϕS_n , es igual al menos a la resistencia requerida, U , determinada de acuerdo con las combinaciones de carga de diseño aplicables dadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.7.7.2. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA. Los factores de reducción de resistencia para la determinación de la resistencia de diseño serán tomados de acuerdo con el **CAPÍTULO 5.5**.

5.7.7.3. MOMENTO DE FLEXIÓN. El momento nominal, M_n , se determinará de acuerdo con **5.6.7**.

5.7.7.3.1. TENDONES EXTERIORES. Para losas presforzadas, los tendones exteriores deberán considerarse como tendones no adheridos en el cálculo de la resistencia a flexión, a menos que éstos estén adheridos efectivamente a la sección de concreto a lo largo de la longitud del todo el miembro.

5.7.7.4. VIGA PARALELA AL VANO. Si se dispone una viga paralela al vano de una losa en una dirección, se debe proveer refuerzo superior en la losa dispuesto de forma perpendicular al eje longitudinal de la viga que cumpla con (a) y (b). No se requiere aplicar este requerimiento a sistemas de viguetas en una dirección.

- (a) El refuerzo perpendicular al eje de la viga debe ser diseñado para resistir la carga mayorada que actúa sobre un ancho equivalente de losa igual al ancho efectivo del patín, como si actuara en voladizo.
- (b) El ancho efectivo de la losa equivalente en voladizo no requiere ser mayor a lo indicado en 5.9.8.

5.7.7.5. FUERZA CORTANTE.

5.7.7.5.1. La resistencia nominal a cortante en una dirección, V_n , se calculará de acuerdo con 5.6.9.

5.7.7.5.2. La resistencia nominal a cortante horizontal, V_{nh} , en losas compuestas de concreto deberá calcularse de acuerdo con el acápite 16.4 del ACI 318-19.

5.7.8. LÍMITES DEL REFUERZO.

5.7.8.1. REFUERZO MÍNIMO POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA EN LOSAS NO PRESFORZADAS. En dirección ortogonal al refuerzo principal en losas en una dirección no presforzadas se deberá proporcionar una cuantía de refuerzo corrugado de retracción y temperatura de al menos 0.0018, respecto del área bruta de concreto de la losa. El refuerzo de retracción y temperatura podrá distribuirse en la sección de acuerdo con las consideraciones del diseñador.

5.7.8.2. REFUERZO MÍNIMO POR RETRACCIÓN Y TEMPERATURA EN LOSAS PRESFORZADAS.

Para losas con refuerzo presforzado adherido, la cantidad total de A_s y A_{ps} deberá ser adecuada para desarrollar una carga mayorada de al menos 1.2 veces la carga de agrietamiento calculada en base al módulo de ruptura, f_r .

5.7.8.2.1. EXCEPCIÓN. No se requiere satisfacer lo indicado en 5.7.8.2 para losas que tengan una resistencia a flexión y a cortante de al menos el doble de la resistencia requerida.

5.7.8.3. Para losas con tendones no adheridos, el área mínima de refuerzo longitudinal corrugado, $A_{s,min}$, deberá ser igual a:

$$34) \quad A_{s,min} = 0.004A_{ct}$$

Donde A_{ct} es el área de la región de la sección transversal delimitada por la cara a tensión y el centroide de la sección bruta de concreto.

5.7.8.4. REFUERZO MÍNIMO PARA CORTANTE. Se deberá proveer de un área de refuerzo mínima para cortante, $A_{v,min}$, en todas las regiones donde $V_u > \phi V_c$. Para construcción presforzada prefabricada de losas tipo *hollowcore* con $h > 315$ mm, sin tomar en cuenta la terminación de piso, se deberá proveer $A_{s,min}$ en todas las regiones donde $V_u > 0.5\phi V_{cw}$. El área de refuerzo mínimo para cortante, $A_{v,min}$, deberá cumplir con **5.9.15.3.3**.

5.7.8.4.1. EXCEPCIÓN. No se requiere cumplir con **5.7.8.4** si se demuestra mediante ensayos que las resistencias nominales a flexión y cortante, M_n y V_n , pueden ser desarrolladas. Los ensayos deben simular los efectos de asentamientos diferenciales, retracción y flujo plástico del concreto y cambios de temperatura, basados en una evaluación realista de estos efectos en la estructura para condiciones de servicio.

5.7.8.5. ÁREA BRUTA DE CONCRETO PARA REFUERZO PRESFORZADO. Si se requiere colocar refuerzo presforzado para retracción y temperatura en sistemas postensados de losas con vigas, vaciados monolíticamente, como se indica en **5.7.8.6**, el área bruta de concreto consistirá en el área total de la viga incluyendo el espesor de la losa dentro de la mitad de la distancia libre a vigas adyacentes. Se permitirá incluir la fuerza efectiva de presfuerzo de tendones de vigas en el cálculo de la fuerza total de presfuerzo que actúa sobre la sección bruta de concreto.

5.7.8.5.1. Cuando las losas estén soportadas por muros o no sean vaciadas monolíticamente con las vigas, la sección bruta de concreto es la sección de losa tributaria al tendón o grupo de tendones.

5.7.8.5.2. Se requiere ubicar al menos un tendón en la losa entre las caras de vigas o muros adyacentes.

5.7.8.6. REFUERZO PRESFORZADO PARA RETRACCIÓN Y TEMPERATURA. El refuerzo de presfuerzo usado para retracción y temperatura debe cumplir con la **Tabla 7**, y su esfuerzo promedio mínimo de compresión, después de las pérdidas, debe ser de al menos 0.7 MPa sobre el área bruta de concreto.

5.7.9. GENERALIDADES DETALLADO DEL REFUERZO.

5.7.9.1. RECUBRIMIENTO. Los recubrimientos del refuerzo deberán estar de acuerdo con **5.4.3**.

5.7.9.2. LONGITUD DE DESARROLLO. Las longitudes de desarrollo del refuerzo para refuerzo corrugado y presforzado, las longitudes de empalme por traslape del refuerzo corrugado y los criterios para paquetes de barras deberán estar de acuerdo con **5.4.4**.

5.7.9.3. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO A FLEXIÓN. El espaciamiento mínimo del refuerzo deberá estar de acuerdo con **5.4.4.1**.

5.7.9.4. ESPACIAMIENTO DE REFUERZO ADHERIDO. Para losas no presforzadas y presforzadas Clase C, el espaciamiento del refuerzo longitudinal adherido más próximo a la cara de tensión no debe exceder el valor de s , indicado en el acápite 24.3 del ACI 318-19.

5.7.9.5. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO. Para losas no presforzadas y presforzadas Clase T y C con tendones no adheridos, el espaciamiento máximo s para el refuerzo longitudinal será el menor entre $3h$ y 450 mm. El espaciamiento máximo del refuerzo indicado en **5.7.7.4** será el menor entre $5h$ y 450 mm.

5.7.10. REFUERZO A FLEXIÓN EN LOSAS NO PRESFORZADAS.

5.7.10.1. DESARROLLO. La fuerza de compresión o tracción calculada en cada sección de losa deberá ser desarrollada a ambos lados de dicha sección.

5.7.10.2. UBICACIONES CRÍTICAS. Las ubicaciones críticas para el desarrollo del refuerzo son aquellas donde se presentan esfuerzos máximos y donde el refuerzo a tensión doblado o terminado ya no se requiere para resistir flexión.

5.7.10.3. EXTENSIÓN DEL REFUERZO NO REQUERIDO. El refuerzo se deberá extender al menos el mayor entre d y $12d_b$ más allá de donde no se requiere para resistir flexión, con excepción de los soportes en extremos discontinuos y en los extremos libres de voladizos.

5.7.10.4. EXTENSIÓN DEL REFUERZO CONTINUO. Para todo el refuerzo de flexión a tensión que se continúa para resistir flexión se debe proporcionar una longitud de embebido igual a al menos ℓ_d más allá del punto donde se dobla o termina el refuerzo que ya no es requerido para resistir flexión.

5.7.10.5. El refuerzo a flexión no podrá terminarse en zonas de tensión por flexión a menos que se satisfaga (a), (b) o (c):

(a) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ en el punto de corte.

(b) Para barras N36 y menores, el refuerzo que continúa más allá del punto de corte provee el doble del área requerida para resistir flexión en el punto de corte y $V_u \leq (3/4)\phi V_n$.

(c) Se provee un área de estribos en exceso a la requerida para cortante a lo largo de cada barra o alambre terminado en una distancia igual a $3d/4$ del punto de corte. El área de estribo en exceso no debe ser menor que $0.41b_ws/f_{yt}$. El espaciamiento no debe exceder $d/(8\beta_b)$.

5.7.10.6. ANCLAJE. En los casos donde el esfuerzo en el refuerzo a flexión no es directamente proporcional al momento de flexión se deberá proporcionar anclaje adecuado para el refuerzo en tensión. Esto ocurre en miembros de sección uniformemente variable o escalonados, o en general donde el refuerzo a tensión no es paralelo a la cara de compresión.

5.7.10.7. TERMINACIÓN DEL REFUERZO EN APOYOS SIMPLES. En apoyos simples, al menos una tercera parte (1/3) del refuerzo para momento máximo positivo deberá extenderse hacia adentro del soporte, excepto para losas prefabricadas, donde dicho refuerzo se deberá extender al menos hasta el centro de la longitud de apoyo.

5.7.10.8. TERMINACIÓN DEL REFUERZO EN OTROS APOYOS. Para los demás soportes, al menos una cuarta parte (1/4) del refuerzo para momento máximo positivo se deberá extender al menos 150 mm dentro del soporte.

5.7.10.9. LÍMITES PARA EL DIÁMETRO DEL REFUERZO. En los apoyos simples y puntos de inflexión, el diámetro d_b del refuerzo en tensión para resistir momento debe limitarse de manera que la longitud de desarrollo ℓ_d satisfaga (a) o (b). Si el refuerzo se termina con gancho más allá del eje centroidal del elemento de apoyo, no se necesita cumplir con (a) o (b).

(a) $\ell_d \leq 1.3M_n/V_u + \ell_a$ si el extremo del refuerzo está confinado por una reacción de compresión.

(b) $\ell_d \leq M_n/V_u + \ell_a$ si el extremo del refuerzo no está confinado por una reacción de compresión.

El valor de M_n se calcula asumiendo que todo el refuerzo en la sección tiene un esfuerzo igual a f_y y el valor de V_u se calcula en dicha sección. En un apoyo, ℓ_a es la longitud de embebido más allá del centro del soporte. En un punto de inflexión, ℓ_a es la longitud de embebido más allá del punto de inflexión, limitada al mayor entre d y $12d_b$.

5.7.10.10. EMBEBIDO DEL REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO. Para al menos la tercera parte (1/3) del refuerzo para momento negativo se deberá proporcionar una longitud de embebido mínima más allá del punto de inflexión igual al mayor entre d , $12d_b$ y $\ell_n/16$.

5.7.11. REFUERZO A FLEXIÓN EN LOSAS PRESFORZADAS.

5.7.11.1. Los tendones adheridos deberán ser anclados al miembro de manera que se mantenga la excentricidad especificada entre los tendones y el centroide del concreto a lo largo de las deflexiones anticipadas el miembro.

5.7.11.2. Si se requiere refuerzo no presforzado para resistir flexión se deben aplicar los requisitos de la sección **5.7.10**.

5.7.11.3. TERMINACIÓN DEL REFUERZO DE PRESFUERZO.

5.7.11.3.1. Las zonas de anclaje de postensado deberán ser diseñadas y detalladas de conformidad con **5.4.5.5**.

5.7.11.3.2. Los anclajes y conectores de postensado deberán ser diseñados y detallados de acuerdo con **5.4.5.1** hasta **5.4.5.4**.

5.7.11.4. TERMINACIÓN DEL REFUERZO CORRUGADO EN LOSAS CON TENDONES NO ADHERIDOS.

5.7.11.4.1. El refuerzo corrugado requerida en **5.7.8.3** deberá cumplir con lo indicado en (a) y (b):

(a) Debe tener una longitud de al menos $\ell_n/3$ en áreas de momento positivo y deberá estar centrada en dichas áreas.

(b) Deberá tener una longitud de al menos $\ell_n/6$ a cada lado de la cara del apoyo.

5.7.12. REFUERZO A CORTANTE.

5.7.12.1. Si se requiere colocar refuerzo para resistir cortante, el mismo debe ser detallado de acuerdo con **5.9.16.7.1**.

5.7.13. CRITERIOS DE INTEGRIDAD.

5.7.13.1. REFUERZO LONGITUDINAL DE INTEGRIDAD. Al menos una cuarta parte (1/4) del refuerzo longitudinal dispuesto para resistir momento positivo debe ser continuo, fungiendo como refuerzo longitudinal de integridad.

5.7.13.2. ANCLAJE DEL REFUERZO LONGITUDINAL DE INTEGRIDAD. El refuerzo longitudinal de integridad debe ser anclado para desarrollar f_y en la cara del soporte.

5.7.13.3. EMPALME DEL REFUERZO LONGITUDINAL DE INTEGRIDAD. Si se requiere empalmar el refuerzo longitudinal de integridad, dichos empalmes deberán hacerse próximo a los soportes. Sólo se permitirán empalmes mecánicos y empalmes a tensión Clase B.

CAPÍTULO 5.8. DISEÑO DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES.

5.8.1. ALCANCE. Este capítulo aplicará al diseño de losas no presforzadas y presforzadas en dos direcciones para resistir flexión, con o sin vigas entre soportes, incluyendo lo que se indica de (a) hasta (d):

- (a) Losas macizas
- (b) Losas vaciadas en encofrado metálico no colaborante
- (c) Losas compuestas de elementos de concreto contruidos en sitios diferentes pero unidos en su ubicación final de forma que actúen como una unidad.
- (d) Sistemas de viguetas (losas aligeradas) en dos direcciones que estén de acuerdo con **5.8.22**.

5.8.2. LOSAS SIN VIGAS. No se permitirá el uso de sistemas de losas apoyados directamente sobre columnas (losas sin vigas), a menos que las columnas de soporte y la unión losa-columna no formen parte del sistema resistente a fuerza sísmica y la deriva de entrepiso no exceda 0.005 para cada uno de los puntos donde se ubica una columna que no forma parte del sistema resistente a carga sísmica.

5.8.3. MÉTODOS DE DISEÑO. Las losas en dos direcciones se podrán diseñar mediante cualquier procedimiento que satisfaga las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, proveyendo una la resistencia de diseño en cualquier sección al menos igual a la resistencia requerida. Se deberán cumplir los requerimientos de serviciabilidad. Se permitirá el uso del método de diseño directo.

5.8.4. FRANJAS DE DISEÑO. Para el diseño de losas éstas podrán dividirse en franjas de columna y franjas medias, de acuerdo con las definiciones dadas en **5.2.1.53** y **5.2.1.54**.

5.8.5. CARGAS CONCENTRADAS. Los efectos de cargas concentradas, aberturas y vacíos en losas deberán ser tomados en cuenta en el diseño.

5.8.6. LOSAS PRESFORZADAS. Las losas presforzadas que tengan un esfuerzo efectivo promedio de compresión de menos de 0.9 MPa se diseñarán como losas no presforzadas.

5.8.7. ÁBACOS. Cuando se emplean ábacos (sobre espesores) en losas no presforzadas para reducir el espesor mínimo requerido de acuerdo con **5.8.11.1**, o cuando se emplean para reducir la cantidad de refuerzo para momento negativo en el apoyo de acuerdo con **5.8.13.3.1**, es necesario que se satisfaga lo indicado en (a) y (b):

(a) El ábaco debe proyectarse por debajo de la losa al menos una cuarta parte del espesor de la losa adyacente.

(b) El ábaco debe extenderse más allá del centro del soporte, en cada dirección, al menos un sexto de la longitud CAC del vano en la respectiva dirección.

5.8.8. CAPITEL DE CORTE. Cuando se usen capiteles para incrementar la sección de losa que resiste cortante, éstos deberán proyectarse por debajo de la superficie inferior de la losa y extenderse horizontalmente más allá de la cara de la columna una distancia igual a al menos el valor del sobre espesor del capitel.

5.8.9. MATERIALES. Las propiedades del concreto y de acero deberán seleccionarse de conformidad con lo indicado en el **CAPÍTULO 5.3** y **CAPÍTULO 5.4**.

5.8.10. CONEXIONES. Las juntas viga-columna y losa-columna deberán satisfacer los requisitos del **CAPÍTULO 5.12**.

5.8.11. CONTROL DE DEFLEXIONES.

5.8.11.1. ESPESOR MÍNIMO DE LOSAS NO PRESFORZADAS SIN VIGAS. Para losas no presforzadas sin vigas interiores entre soportes, con una relación de aspecto máxima de longitud larga a longitud corta libres ($\beta = \ell_n/\ell_a$) de 2, el espesor total de losa, h , deberá ser mayor o igual que el indicado en la **Tabla 37**.

Tabla 37: Espesor mínimo de losas en dos direcciones no presforzadas sin vigas interiores.

f_y , en MPa	Sin ábacos			Con ábacos		
	Paneles exteriores		Paneles interiores	Paneles exteriores		Paneles interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
550	$\ell_n/27$	$\ell_n/30$	$\ell_n/30$	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$

ℓ_n es la longitud libre del vano en la dirección larga.

Para valores intermedios de f_y se permitirá la interpolación lineal.

Los ábacos deberán satisfacer 5.8.7.

Las losas exteriores con vigas de borde son losas con vigas entre soportes a lo largo del perímetro exterior de la losa. Para losas con vigas de borde con $\alpha_f < 0.8$, se deberá considerar que la losa exterior no tiene vigas de borde.

5.8.11.2. ESPESOR MÍNIMO DE LOSAS NO PRESFORZADAS CON VIGAS. Para losas no presforzadas con vigas entre soportes en todos sus lados, el espesor total de losa, h , deberá ser mayor o igual que el indicado en la **Tabla 38**.

5.8.11.3. Los requisitos dados en 5.8.11.1 y 5.8.11.2 pueden obviarse si se satisfacen los límites de deflexiones máximas dados en 5.8.11.7.

5.8.11.4. VIGAS DE BORDE. En los bordes libres de losas exteriores se deberá proveer de vigas que tengan un valor de $\alpha_f \geq 0.8$, de lo contrario, el espesor mínimo de losa obtenido mediante las expresiones (b) o (d) de la **Tabla 38** deberá incrementarse en un 10%.

5.8.11.5. TERMINACIONES. No se permitirá tomar el espesor de la terminación de losa como parte del espesor mínimo requerido.

5.8.11.6. LOSAS CON REFUERZO PARA CORTANTE. Si se provee refuerzo para cortante en forma de estribos de una o varias patas, el espesor de losa correspondiente deberá ser suficiente para satisfacer los requerimientos para el peralte efectivo, d , dados en 5.6.10.17.

Tabla 38: Espesor mínimo de losas en dos direcciones no presforzadas con vigas entre todos sus soportes.

α_{fm}	Espesor mínimo, h , en mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se deben aplicar los requisitos de 5.8.11.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	El mayor entre:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b)
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 0.2$	El mayor entre:	$\frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

α_{fm} es el promedio de los valores de α_f para todas las vigas que borden el panel de losa en cuestión.

ℓ_n es la longitud libre del vano en la dirección larga.

$\beta = \ell_n/\ell_a$: longitud larga libre entre longitud corta libre.

5.8.11.7. LÍMITES DE DEFLEXIÓN CALCULADA. Las deflexiones inmediatas y las deflexiones a largo plazo calculadas de acuerdo con el criterio de serviciabilidad de **5.3.10** no deberán exceder los límites de deflexiones indicados en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.8.11.8. LÍMITES DE ESFUERZOS EN LOSAS PRESFORZADAS. Las losas presforzadas se deberán diseñar como Clase U, con $f_t \leq 0.5\sqrt{f'_c}$. Los demás esfuerzos en losas presforzadas, inmediatamente luego de la transferencia y para cargas de servicio, no deberán exceder los esfuerzos límite de acuerdo con el criterio de serviciabilidad de **5.3.10**.

5.8.12. RESISTENCIA REQUERIDA.

5.8.12.1. La resistencia de losas en dos direcciones será calculada de acuerdo con las combinaciones de diseño indicadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.8.12.2. Para losas presforzadas, los efectos de reacciones inducidas por el presfuerzo (momentos secundarios) se deberán considerar con un factor de mayoración de 1.0.

5.8.12.3. El momento mayorado, cortante mayorado en una dirección y cortante mayorado en dos direcciones serán determinados de acuerdo con las secciones 8.4.2, 8.4.3 y 8.4.4 del ACI 318-19.

5.8.13. RESISTENCIA DE DISEÑO.

5.8.13.1. Para todas las combinaciones de carga de diseño se deberá cumplir que la resistencia de diseño, ϕS_n , es igual al menos a la resistencia requerida, U , determinada de acuerdo con las combinaciones de carga de diseño aplicables dadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.8.13.2. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA. Los factores de reducción de resistencia para la determinación de la resistencia de diseño serán tomados de acuerdo con el **CAPÍTULO 5.5**.

5.8.13.3. MOMENTO DE FLEXIÓN. El momento nominal, M_n , deberá calcular de acuerdo con 5.6.7.

5.8.13.3.1. Cuando se calcule M_n para losas no presforzadas con ábacos, el espesor del ábaco por debajo de la losa nunca deberá ser asumido mayor que una cuarta parte de la distancia del borde del ábaco a la cara de columna o capitel.

5.8.13.3.2. Cuando se calcule M_n para losas presforzadas, los tendones externos se deberán considerar como no adheridos a menos que éstos sean adheridos a la losa efectivamente en toda su longitud.

5.8.13.4. FUERZA CORTANTE. La fuerza cortante de diseño en losas próximo a las columnas, cargas concentradas o áreas de reacción será la más severa que resulte de 5.8.13.4.1 y 5.8.13.4.2.

5.8.13.4.1. Para cortante en una dirección donde la sección crítica investigada se extiende en un plano a través de todo el ancho de losa, la resistencia nominal a cortante en una dirección, V_n , se calculará de acuerdo con 5.6.9.

5.8.13.4.2. Para cortante en dos direcciones, el cortante nominal v_n deberá calcularse de acuerdo con 5.6.10.

5.8.14. ABERTURAS EN LOSAS. Se podrán tener aberturas de cualquier tamaño en losas con o sin vigas si se demuestra por análisis que la resistencia y los requisitos de serviciabilidad son satisfechos, incluyendo los requerimientos de límites de deflexión.

5.8.14.1. EXCEPCIÓN. Exclusivamente para los casos de losas sin vigas con aberturas, no será necesario demostrar por análisis los requisitos de resistencia y serviciabilidad si se cumple con (a) hasta (d):

- (a) Se permitirán aberturas de cualquier tamaño en el área de intersección de franjas medias definidas de acuerdo con 5.2.1.54, siempre que la cantidad total en el vano de losa sea al menos igual al total requerido para un vano de losa equivalente sin abertura.
- (b) En el área de intersección de dos franjas de columna, ninguna abertura podrá reducir el ancho de la franja de columna en más de un octavo del ancho de la franja de columna. El refuerzo requerido en la franja de columna que es interrumpido por la abertura deberá ser aportado a ambos lados de la abertura a partes iguales.
- (c) En el área de intersección de una franja de columna y una franja media no se permitirá interrumpir más de una cuarta parte del refuerzo requerido para cada franja

respectivamente. El refuerzo interrumpido por la abertura deberá ser aportado a ambos lados de la abertura a partes iguales.

- (d) Si una abertura se ubica a una distancia menor de $4h$ del perímetro de una columna, carga concentrada o área de reacción, deberá cumplirse con **5.6.10.14**.

5.8.15. LÍMITES DEL REFUERZO.

5.8.15.1. REFUERZO MÍNIMO A FLEXIÓN PARA LOSAS NO PRESFORZADAS. Con excepción de lo indicado en **5.8.15.2**, se requerirá un área de refuerzo mínimo a flexión, $A_{s,min}$, igual a $0.0018A_g$. Este refuerzo deberá ser provisto lo más próximo posible a la cara de tensión de la losa en la dirección considerada.

5.8.15.1.1. Para losas de fundación y en sistemas de losas sin vigas en dos direcciones se requerirá colocar una cuantía mínima de refuerzo a flexión de acuerdo con **5.8.15.1** en ambas caras de la losa.

5.8.15.2. Cuando $v_{uv} > \phi 0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica a cortante en dos direcciones, alrededor de una columna, carga concentrada o área de reacción, se requerirá colocar un área mínima de refuerzo a flexión, $A_{s,min}$, distribuida en un ancho igual a b_{losa} , de acuerdo con:

$$35) \quad A_{s,min} = \frac{5v_{uv}b_{losa}b_0}{\phi\alpha_s f_y}$$

Donde b_{losa} se determina de acuerdo con **5.8.15.2.1**.

5.8.15.2.1. El ancho efectivo de la losa, b_{losa} , para resistir el momento de la franja de columna, $\gamma_f M_{sc}$, debe ser igual al ancho de la columna o capitel de columna más una distancia a cada lado igual a lo indicado en la **Tabla 39**.

Tabla 39: Proyección del ancho efectivo de losa.

Condición	Distancia a cada lado de la columna o capitel de columna	
Sin ábaco	El menor de:	$1.5h$ de la losa
		Distancia al borde de la losa
Con ábaco	El menor de:	$1.5h$ del ábaco
		Distancia al borde del ábaco más $1.5h$ de la losa

5.8.15.3. REFUERZO MÍNIMO A FLEXIÓN PARA LOSAS PRESFORZADAS. Para lasas presforzadas se requerirá que la fuerza efectiva de presfuerzo produzca un esfuerzo promedio de compresión mínimo de 0.9 MPa en la sección de losa que es tributaria al tendón o grupo de tendones. Para lasas con sección variable a lo largo del vano, ya sea en dirección paralela o perpendicular al tendón o grupo de tendones, igualmente se requiere el esfuerzo de compresión mínimo de 0.9 MPa en cualquier sección tributaria al tendón o grupo de tendones a lo largo del vano.

5.8.15.4. Para lasas presforzadas con tendones adheridos, la cantidad total de A_s y A_{ps} deberá ser adecuada para desarrollar una carga mayorada igual a al menos 1.2 veces la carga de agrietamiento calculada en base al módulo de agrietamiento f_r .

5.8.15.4.1. EXCEPCIÓN. No se requiere cumplir con **5.8.15.4** para lasas con resistencias de diseño para flexión y corte que excedan el doble de las resistencias requeridas respectivamente.

5.8.15.5. REFUERZO ADHERIDO MÍNIMO. Para lasas presforzadas se requerirá proveer un área mínima de refuerzo longitudinal corrugado adherido, $A_{s,min}$, en la zona de precompresión en la dirección del vano en consideración, de acuerdo con la **Tabla 40**.

5.8.16. GENERALIDADES DEL DETALLADO DEL REFUERZO.

5.8.16.1. RECUBRIMIENTO. Los recubrimientos del refuerzo deberán estar de acuerdo con **5.4.3**.

5.8.16.2. LONGITUD DE DESARROLLO. Las longitudes de desarrollo del refuerzo para refuerzo corrugado y presforzado, las longitudes de empalme por traslape del refuerzo corrugado y los criterios para paquetes de barras deberán estar de acuerdo con **5.4.4**.

Tabla 40: Refuerzo longitudinal mínimo adherido, $A_{s,min}$, para lasas presforzadas en dos direcciones con tendones adheridos o no adheridos.

Región	Valor de f_t calculado luego de todas las pérdidas (MPa)	$A_{s,min}$ en mm ²	
Momento positivo	$f_t \leq 0.17\sqrt{f'_c}$	No se requiere	(a)
	$0.17\sqrt{f'_c} < f_t \leq 0.5\sqrt{f'_c}$	$\frac{N_c}{0.5f_y}$	(b)
Momento negativo en la columna	$f_t \leq 0.5\sqrt{f'_c}$	$0.00075A_{cf}$	(c)

El valor de f_y no deberá exceder 420 MPa.

Para losas con tendones adheridos se permitirá reducir el valor de $A_{s,min}$ en una cantidad igual al área del refuerzo de presfuerzo adherido ubicado dentro del área usada para la determinación de N_c para momento positivo, o dentro del ancho de losa definido en 5.8.19.3(a) para momento negativo.

5.8.16.3. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO A FLEXIÓN. El espaciamiento mínimo del refuerzo deberá estar de acuerdo con 5.4.4.1.

5.8.16.4. ESPACIAMIENTO MÁXIMO DEL REFUERZO CORRUGADO EN LOSAS NO PRESFORZADAS. Para losas presforzadas, el espaciamiento CAC máximo del refuerzo longitudinal corrugado no deberá exceder el menor entre $2h$ y 450 mm.

5.8.16.5. ESPACIAMIENTO MÁXIMO DE TENDONES EN LOSAS PRESFORZADAS. Para losas presforzadas con cargas uniformemente distribuidas, el espaciamiento CAC máximo de los tendones o grupos de tendones en al menos una dirección no deberá exceder el menor entre $8h$ y 1500 mm.

5.8.16.5.1. Se deberán considerar las aberturas y cargas concentradas en la determinación del espaciamiento de los tendones.

5.8.17. ESQUINAS EN LOSAS.

5.8.17.1. REFUERZO ADICIONAL EN ESQUINAS. En esquinas exteriores de losas que estén soportadas por muros de borde o vigas de borde que tengan un $\alpha_f > 1.0$, será necesario colocar refuerzo en la parte superior e inferior de la losa para resistir M_u para tomar en cuenta los efectos de esquina. El momento M_u se tomará como resistencia requerida para el panel de losa en consideración.

5.8.17.2. LINEA DE ACCIÓN DEL MOMENTO DE ESQUINA. Para la determinación del refuerzo superior en la esquina, el momento mayorado de efecto de esquina, M_u , deberá ser asumido actuando alrededor de un eje perpendicular a la diagonal trazada desde la esquina del panel de losa. Para la determinación del refuerzo inferior, el momento mayorado de efecto de esquina, M_u , deberá ser asumido actuando alrededor de un eje paralelo a la diagonal trazada desde la esquina del panel de losa.

5.8.17.3. DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO. El refuerzo para resistir el efecto de esquina deberá ser provisto en cada dirección en una distancia igual a una quinta parte (1/5) del vano más largo del panel de losa, medido a partir de la esquina.

5.8.17.4. COLOCACIÓN DEL REFUERZO. El refuerzo superior para resistir el efecto de esquina deberá ser ubicado paralelo a la diagonal, mientras que el refuerzo inferior para resistir el efecto de esquina deberá ser colocado perpendicular a la diagonal. De forma alternativa, el refuerzo puede ser colocado en dos capas paralelas a los lados del panel de losa en ambas caras de la losa.

5.8.18. REFUERZO DE FLEXIÓN EN LOSAS NO PRESFORZADAS.

5.8.18.1. TERMINACIÓN DEL REFUERZO. Cuando una losa está soportada en vigas de borde, columnas o muros, el anclaje del refuerzo de losa perpendicular al borde discontinuo debe satisfacer lo indicado en (a) y (b):

- (a) El refuerzo para momento positivo (refuerzo inferior) deberá extenderse al borde de la losa y debe proveerse un embebido recto o con gancho estándar de al menos 150 mm dentro del elemento de apoyo.
- (b) El refuerzo para momento negativo (refuerzo superior) deberá ser doblado o terminado con gancho de forma que pueda desarrollarse en la cara del elemento de apoyo.

5.8.18.1.1. EXCEPCIÓN. Cuando la losa no esté soportada en vigas de borde, columnas o muros de borde, o cuando la losa se extienda en voladizo más allá del elemento de soporte exterior, se permitirá desarrollar el refuerzo longitudinal dentro de la propia losa.

5.8.18.2. TERMINACIÓN DEL REFUERZO EN LOSAS SIN VIGAS. Para losas sin vigas el refuerzo longitudinal de la losa deberá cumplir con el acápite 8.7.4.1.3 del ACI 318-19.

5.8.18.3. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL.

5.8.18.3.1. Todo el refuerzo corrugado inferior dentro de la franja de columna, en cada dirección, deberá ser continuo, empalmado usando conectores mecánicos o empalmado como empalme Clase B, de acuerdo con **5.4.4.10.2**. Los empalmes deberán ubicarse como se indica en 8.7.4.1.3 del ACI 318-19.

5.8.18.3.2. Se requerirá que al menos dos de las barras o alambres inferiores de las franjas de columna pasen por dentro de la región delimitada por el refuerzo longitudinal de la columna. Este refuerzo deberá ser anclado en los soportes exteriores.

5.8.19. REFUERZO A FLEXIÓN EN LOSAS PRESFORZADAS.

5.8.19.1. Los tendones exteriores deberán ser anclados a la losa de manera que se mantenga la excentricidad especificada entre los tendones y el centroide de la sección de concreto a lo largo de toda la extensión de las deflexiones previstas para el miembro.

5.8.19.2. Si se requiere la colocación de refuerzo corrugado longitudinal adherido para satisfacer la demanda de flexión, se deberá cumplir con **5.7.10**.

5.8.19.3. El refuerzo corrugado longitudinal requerido en la expresión (c) de la **Tabla 40**, debe colocarse en la parte superior de la losa y debe cumplir con lo indicado desde (a) hasta (c):

- (a) El refuerzo debe distribuirse entre dos líneas ubicadas a $1.5h$ por fuera de las caras opuestas de la columna de apoyo.
- (b) Se deben proveer al menos cuatro barras corrugadas, alambres corrugados o torones adheridos en cada dirección.
- (c) El espaciamiento máximo s del refuerzo longitudinal adherido no debe exceder 300 mm.

5.8.19.4. TERMINACIÓN DEL REFUERZO PRESFORZADO.

5.8.19.4.1. Las zonas de anclaje de postensado deberán ser diseñadas y detalladas de acuerdo con **5.4.5.5**.

5.8.19.4.2. Los anclajes y conectores de postensado deberán ser diseñados y detallados de acuerdo con **5.4.5.1** hasta **5.4.5.4**.

5.8.19.5. TERMINACIÓN DEL REFUERZO CORRUGADO EN LOSAS CON TENDONES NO ADHERIDOS. La longitud requerida del refuerzo corrugado indicado en **5.8.15.5** deberá cumplir con (a) y (b):

- (a) En las regiones de momento positivo, la longitud del refuerzo deberá ser igual a al menos $\ell_n/3$ y deberá colocarse centralizado en dicha región.
- (b) En las regiones de momento negativo, el refuerzo deberá extenderse al menos $\ell_n/6$ a cada lado de la cara del elemento de soporte.

5.8.19.6. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL.

5.8.19.6.1. Con excepción de lo indicado en **5.8.19.6.3**, deberán ser colocados al menos dos tendones de integridad de 13 mm de diámetro o mayores en cada dirección en columnas, de acuerdo con (a) o (b):

(a) Los tendones deberán atravesar la región delimitada por el refuerzo longitudinal de la columna.

(b) Los tendones deberán anclarse dentro de la región delimitada por el refuerzo longitudinal de la columna, y el anclaje deberá ubicado más allá del centroide de la sección de la columna alejándolo lo más posible del centro del vano.

5.8.19.6.2. Fuera de la cara de la columna o del capitel de cortante, los tendones de integridad especificados en **5.8.19.6.1** deberán pasar por debajo de cualesquiera tendones ortogonales de los vanos adyacentes.

5.8.19.6.3. EXCEPCIÓN. Se permitirá obviar lo especificado en **5.8.19.6.1** si se provee refuerzo inferior corrugado adherido que cumpla con **5.8.19.6.3.1** hasta **5.8.19.6.3.3**.

5.8.19.6.3.1. ÁREA MÍNIMA DE REFUERZO CORRUGADO DE INTEGRIDAD. El área mínima de refuerzo corrugado para integridad, A_s , en cada dirección deberá ser la mayor entre (a) y (b). el valor de f_y se deberá limitar a un máximo de 550 MPa.

$$(a) \quad A_s = \frac{0.37\sqrt{f'_c}c_2d}{f_y}$$

$$(b) \quad A_s = \frac{2.1c_2d}{f_y}$$

El valor de c_2 se mide en las caras de la columna a través de la cual pasa el refuerzo de integridad.

5.8.19.6.3.2. El refuerzo inferior de integridad calculado de acuerdo con **5.8.19.6.3.1** deberá atravesar la región delimitada por el refuerzo longitudinal de la columna y deberá ser anclada en los soportes exteriores.

5.8.19.6.3.3. El refuerzo inferior de integridad deberá ser anclado para desarrollar f_y en la cara de la columna o del ábaco de cortante.

5.8.20. ESTRIBOS PARA CORTANTE. Se permitirá el uso de estribos de una pata, en forma de U, en forma de U múltiples, y estribos cerrados como refuerzo para cortante.

5.8.20.1. La geometría de los estribos para cortante deberá cumplir con **5.4.4.12**.

5.8.20.2. Si se proveen estribos para resistir cortante, la ubicación y el espaciamiento de éstos deberá satisfacer lo indicado en la **Tabla 41**.

Tabla 41: Ubicación del primer estribo y límites del espaciamiento.

Dirección en la que se mide	Descripción de la medida	Distancia máxima o espaciamiento máximo, s
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia del primer estribo a la cara de la columna	$d/2$
	Espaciamiento entre estribos	$d/2$
Paralelo a la cara de la columna	Espaciamiento entre las patas verticales de los estribos	$2d$

5.8.21. PERNOS CON CABEZA PARA CORTANTE. Se permitirá usar pernos con cabeza para reforzar las losas para resistir cortante, siempre que éstos se dispongan de forma perpendicular al plano de la losa.

5.8.21.1. ALTURA DE PERNOS. La altura total del arreglo de pernos para cortante deberá ser al menos el espesor de la losa menos la suma de las dimensiones indicadas en (a), (b) y (c):

- (a) Recubrimiento del concreto para el refuerzo superior.
- (b) Recubrimiento del concreto para el riel de base de colocación de pernos.
- (c) La mitad del diámetro de la barra del refuerzo a flexión en tensión.

5.8.21.2. El espaciamiento y ubicación del refuerzo en forma de pernos para cortante deberá estar de acuerdo con la **Tabla 42**.

5.8.22. SISTEMAS DE VIGUETAS EN DOS DIRECCIONES NO PRESFORZADAS.

5.8.22.1. Los sistemas de viguetas en dos direcciones no presforzadas consisten en una combinación monolítica de viguetas regularmente espaciadas amarradas por una losa de tope (topping) diseñadas para actuar en dos direcciones perpendiculares.

5.8.22.2. ANCHO MÍNIMO DE VIGUETAS. Las viguetas podrán tener un ancho variable, sin embargo, deberán tener un ancho mínimo de 100 mm.

5.8.22.3. PERALTE TOTAL MÁXIMO. Las viguetas deberán tener una altura total que no exceda tres veces y media su ancho mínimo.

5.8.22.4. ESPACIAMIENTO MÁXIMO LIBRE. El espaciamiento máximo libre entre viguetas no deberá exceder 750 mm.

Tabla 42: Ubicación y espaciamiento de los pernos para cortante.

Dirección en la que se mide	Descripción de la medida	Condición	Distancia máxima o espaciamiento máximo, s
Perpendicular a la cara de la columna	Distancia del primer estribo a la cara de la columna	Todas	$d/2$
	Espaciamiento uniforme entre las líneas perimetrales de pernos	Losas no presforzadas con $v_u \leq \phi 0.5\sqrt{f'_c}$	$3d/4$
		Losas no presforzadas con $v_u > \phi 0.5\sqrt{f'_c}$	$d/2$
		Losas presforzadas	$3d/4$
Paralelo a la cara de la columna	Espaciamiento entre los pernos con cabeza adyacentes en la línea perimetral de pernos más próxima a la columna	Todas	$2d$

5.8.22.5. CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO, V_c . La resistencia nominal a cortante del concreto, V_c , se podrá tomar como 1.1 veces la calculada según 5.6.9.15.

5.8.22.6. REFUERZO PARA INTEGRIDAD. Al menos una barra de refuerzo inferior en cada vigueta deberá ser continua y anclada para desarrollar f_y en la cara del apoyo.

5.8.22.7. REFUERZO EN EL TOPPING. El refuerzo dispuesto en la losa de *topping* ortogonal a las viguetas, en cada dirección, deberá proveer una resistencia adecuada a flexión considerando la probabilidad de tener cargas concentradas en las áreas de *topping* que no caigan directamente sobre las viguetas. La cuanta de refuerzo dispuesto no deberá ser menor que la cuantía de refuerzo para retracción y temperatura, igual a 0.0018.

5.8.22.8. LIMITACIÓN DEL SISTEMA. Los sistemas de viguetas en dos direcciones que no cumplan con lo indicado en 5.8.22.1 hasta 5.8.22.4 deberán diseñarse como un sistema convencional de losas con vigas convencionales.

5.8.22.9. RELLENOS. Si en el sistema de viguetas en dos direcciones se usan rellenos en forma de espuma de poliestireno expandido o moldes removibles, el espesor mínimo de la losa de *topping* deberá ser igual al menor entre una doceava (1/12) parte de la distancia libre entre viguetas y 50 mm.

CAPÍTULO 5.9. DISEÑO DE VIGAS.

5.9.1. ALCANCE. Este capítulo abarca el diseño de vigas no presforzadas y presforzadas, incluyendo desde (a) hasta (c):

- (a) Vigas de elementos compuestos de concreto contruidos en etapas diferentes, pero interconectados de manera que respondan a las cargas como una sola unidad.
- (b) Sistemas de viguetas en una dirección de acuerdo con 5.9.17.
- (c) Vigas de gran altura de acuerdo con 5.9.18.

5.9.2. MATERIALES. Las propiedades del concreto y de acero deberán seleccionarse de conformidad con lo indicado en el CAPÍTULO 5.3 y CAPÍTULO 5.4.

5.9.3. EMBEBIDOS. El material, diseño y detallado de elementos embebidos en el concreto deben cumplir los requerimientos de 5.4.3.10.

5.9.4. UNIONES. Para estructuras de concreto contruidas en obra, los nudos viga-columna y losa-columna deben cumplir con los requisitos dados en 5.12.1.

5.9.5. UNIONES PARA ELEMENTOS PREFABRICADOS. En estructuras de miembros prefabricados, las conexiones deben cumplir con los requisitos de transferencia de fuerza dados en 5.12.2.

5.9.6. CRITERIOS DE ESTABILIDAD.

5.9.6.1. ARRIOSTRAMIENTO LATERAL. Cuando una viga no se encuentra arriostrada lateralmente de manera continua, se deben cumplir con (a) y (b):

- (a) La separación entre los apoyos laterales no debe exceder 50 veces el menor entre el ancho del ala o ancho de la cara a compresión.
- (b) La separación entre los apoyos laterales debe tener en cuenta los efectos de cargas excéntricas.

5.9.6.2. ARRIOSTRAMIENTO EN VIGAS PRESFORZADAS. En vigas presforzadas, debe considerarse la posibilidad de pandeo de almas y alas delgadas. Si hay contacto intermitente entre el refuerzo presforzado y un ducto con un tamaño mayor al necesario, se debe considerar la posibilidad de que ocurra pandeo del miembro entre los puntos de contacto.

5.9.7. SISTEMAS DE VIGAS T.

5.9.7.1. CONSTRUCCIÓN MONOLITICA. En la construcción de vigas T, el ala y el alma de concreto deben construirse monolíticamente o deben estar efectivamente unidas entre sí de acuerdo con lo indicado en 5.12.3.7.

5.9.8. GEOMETRIA DE VIGAS T. Para vigas T no presforzadas que soporten losas compuestas o monolíticas con la viga, el ancho efectivo del ala, b_f , deberá incluir el ancho del alma de la viga, b_w , más un ancho igual al indicado en la **Tabla 43**, donde h es el espesor de la losa y s_w es la distancia libre al alma de viga adyacente.

Tabla 43: Ancho efectivo del ala en vigas T.

Ubicación del ala	Ancho efectivo del ala más allá del alma de la viga	
A cada lado del alma	La menor de:	$8h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/8$
A un lado del alma	La menor de:	$6h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/12$

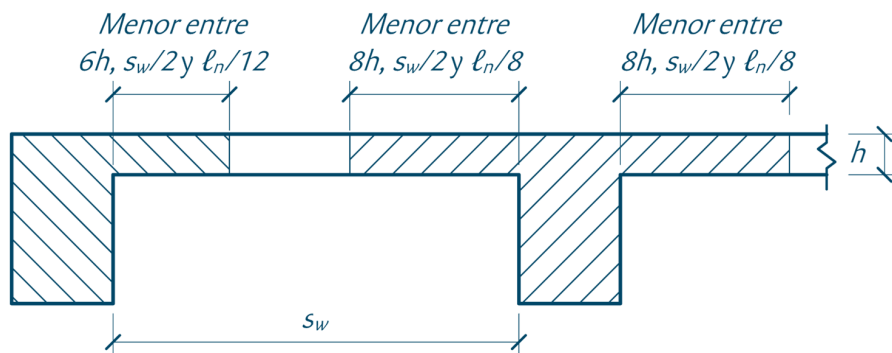


Figura 13: Geometría del ala efectiva en vigas T. Referencia: 5.9.8.

5.9.8.1. DIMENSIONES MÍNIMAS DEL ALA. Para vigas T no presforzadas en las cuales el ala se usa para proveer de área adicional de compresión, el espesor del ala deberá ser mayor o igual que $0.5b_w$. El ancho efectivo del ala no deberá exceder $4b_w$.

5.9.8.2. VIGAS T PRESFORZADAS. Se permitirá usar la geometría indicada en 5.9.8 y 5.9.8.1 para vigas T presforzadas.

5.9.8.3. En las alas de vigas T donde el refuerzo principal a flexión de la losa es paralelo al eje longitudinal de la viga, el refuerzo de las alas que es perpendicular al eje longitudinal de la viga debe cumplir con 5.7.7.4.

5.9.8.4. DISEÑO POR TORSIÓN. Para efectuar el diseño de vigas T para resistir torsión de acuerdo con 5.6.11, el ancho sobresaliente del ala utilizado para calcular A_{cp} , A_g y p_{cp} debe cumplir con (a) y (b):

- (a) El ancho sobresaliente del ala debe incluir la parte de la losa que está situada a cada lado de la viga hasta una distancia igual a la proyección de la viga por encima y por debajo de la losa, la que sea mayor, pero no debe ser mayor que cuatro veces el espesor de la losa.
- (b) El ancho sobresaliente del ala puede despreciarse cuando el parámetro A_{cp}^2/p_{cp} para las secciones macizas, o A_g^2/p_{cp} para las secciones huecas, calculado para una viga con alas, es menor al calculado para la misma viga sin tomar en cuenta las alas.

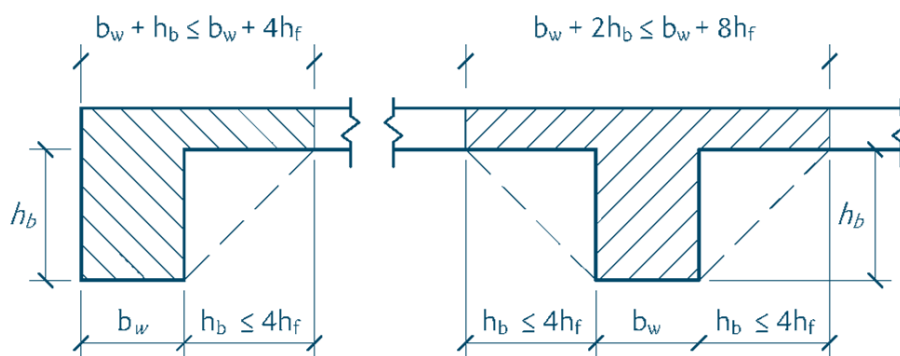


Figura 14: Geometría del ala para torsión. Referencia: 5.9.8.4(a).

5.9.9. LÍMITES DE DISEÑO.

5.9.9.1. PERALTE MÍNIMO. Para las vigas no presforzadas que no soporten ni estén ligadas a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, la

altura total de la viga, h , no debe ser menor que los límites dados en la **Tabla 44**, a menos que se cumplan los límites de las deflexiones calculadas de **5.9.10**.

Tabla 44: Peralte mínimo de vigas no presforzadas.

Condición de apoyo	Altura mínima, h^*
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

*Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa. Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con **5.9.9.1.1** a **5.9.9.1.2**, según corresponda.

5.9.9.1.1. MODIFICADOR POR FLUENCIA DEL ACERO. Para valores de f_y distintos de 420 MPa, los valores de la **Tabla 44** deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

5.9.9.1.2. MODIFICADOR POR CONCRETO DE PESO LIVIANO. Para vigas no presforzadas construidas con concreto liviano con densidad w_c entre 1,440 y 1840 kg/m³, los valores de la **Tabla 44** deben multiplicarse por el mayor entre (a) y (b):

- (a) $1.65 - 0.0003w_c$
- (b) 1.09

5.9.9.1.3. VIGAS COMPUESTAS. Para vigas compuestas no presforzadas construidas con una combinación de concreto liviano y concreto de peso normal, apuntaladas durante su construcción y donde el concreto liviano se encuentra en compresión, se debe aplicar el modificador de **5.9.9.1.2**.

5.9.10. LÍMITES DE LAS DEFLEXIONES CALCULADAS.

5.9.10.1. LÍMITES DE DEFLEXIÓN CALCULADA. Para las vigas no presforzadas que no cumplen con **5.9.9** y para vigas presforzadas, las deflexiones inmediatas y a largo plazo se deben calcular y limitar a lo indicado en **5.3.10**.

5.9.10.2. MIEMBROS COMPUESTOS. Para vigas de concreto compuestas no presforzadas que cumplen con **5.9.9**, no se necesita calcular las deflexiones que ocurren después de que el elemento se vuelve compuesto. Las deflexiones que ocurren antes que el elemento se vuelva

compuesto deben investigarse, excepto si la altura del elemento antes de la acción compuesta también cumple con **5.9.9**.

5.9.11. LÍMITE DE LA DEFORMACIÓN UNITARIA EN VIGAS NO PRESFORZADAS. Las vigas no presforzadas donde la carga axial última $P_u \leq 0.10f'_cA_g$, deben ser controladas por tracción de acuerdo con **Tabla 21**.

5.9.12. LÍMITES DE LOS ESFUERZOS EN VIGAS PRESFORZADAS.

5.9.12.1. Las vigas presforzadas se deben clasificar como Clases U, T o C de acuerdo con el capítulo 24 del ACI 318-19.

5.9.12.2. Los esfuerzos en las vigas presforzadas inmediatamente después de transferencia y bajo cargas de servicio no deben exceder los esfuerzos admisibles de 24.5.3 y 24.5.4 del ACI 318-19.

5.9.13. RESISTENCIA REQUERIDA.

5.9.13.1. COMBINACIONES DE CARGA. La resistencia requerida de vigas deberá calcularse de acuerdo con las combinaciones de carga de diseño del Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.9.13.2. REACCIONES INDUCIDAS. Para vigas presforzadas se deberán tomar en cuenta los efectos de las reacciones inducidas por la fuerza de presfuerzo.

5.9.13.3. MOMENTO MAYORADO. En vigas construidas integralmente con sus apoyos, el valor del momento último en el apoyo, M_u , se podrá determinar en la cara del apoyo.

5.9.13.4. CORTANTE MAYORADO.

5.9.13.4.1. SECCIÓN CRÍTICA PARA CORTANTE. En vigas construidas integralmente con sus apoyos, se permitirá calcular V_u en la cara del apoyo.

5.9.13.4.2. Las secciones ubicadas entre la cara de apoyo y una sección crítica localizada a una distancia d de la cara del apoyo en vigas no presforzadas, y a una distancia $h/2$ de la cara del apoyo en vigas presforzadas, se pueden diseñar para el cortante último, V_u , en la sección crítica si se cumplen todas las condiciones de (a) hasta (c):

- (a) La reacción del apoyo en dirección del cortante aplicado introduce compresión en la zona extrema de la viga.
- (b) Las cargas se aplican sobre, o cerca, de la cara superior de la viga.

- (c) No se aplica ninguna carga concentrada entre la cara del apoyo y la sección crítica definida aquí.

5.9.13.5. MOMENTO DE TORSIÓN MAYORADO.

5.9.13.5.1. DISTRIBUCIÓN DE LA TORSIÓN. A menos que se determine por medio de un análisis más exacto, se permite tomar los momentos torsionales provenientes de una losa como uniformemente distribuidos a lo largo de la viga.

5.9.13.5.2. SECCIÓN CRÍTICA PARA TORSIÓN EN EL APOYO. En vigas construidas monolíticamente con sus apoyos, se permite calcular momento de torsión último, T_u , en la cara de apoyo.

5.9.13.5.3. SECCIONES CRÍTICAS. Las secciones ubicadas entre la cara de apoyo y una sección crítica ubicada a una distancia d de la cara del apoyo en vigas no presforzadas, y a una distancia $h/2$ de la cara del apoyo en vigas presforzadas, se pueden diseñar para T_u en esa sección crítica a menos que ocurra un momento torsional concentrado dentro de esa distancia, en cuyo caso la sección crítica de diseño debe tomarse en la cara del apoyo.

5.9.13.5.4. REDUCCIÓN DEL MOMENTO DE TORSIÓN. Se permitirá reducir el momento de torsión último, T_u , de acuerdo con 5.6.11.6.

5.9.14. RESISTENCIA DE DISEÑO.

5.9.14.1. Para cada combinación de carga mayorada aplicable, la resistencia de diseño, ϕS_n , en todas las secciones debe ser mayor o igual que los efectos de las cargas mayoradas, U , incluyendo de (a) hasta (d). Debe tenerse en cuenta la interacción entre los efectos de las cargas.

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

5.9.14.2. El valor del coeficiente de reducción de resistencia, ϕ , debe ser tomado de acuerdo con el CAPÍTULO 5.5.

5.9.14.3. RESISTENCIA A MOMENTO DE FLEXIÓN.

5.9.14.3.1. RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN PARA CARGA AXIAL BAJA. Cuando $P_u < 0.10 f'_c A_g$, la resistencia nominal a la flexión, M_n , se deberá calcular de acuerdo con las disposiciones de 5.6.7.

5.9.14.3.2. RESISTENCIA NOMINAL A FLEXIÓN CARGA AXIAL COMBINADAS. Cuando $P_u \geq 0.10f'_cA_g$, la resistencia nominal a la flexión, M_n , se deberá calcular de acuerdo con las disposiciones de 5.6.8.

5.9.14.3.3. VIGAS PRESFORZADAS. En las vigas presforzadas, los tendones externos se deben considerar como tendones no adheridos a los fines de calcular la resistencia a flexión, a menos que los tendones externos estén efectivamente adheridos a la sección de concreto en toda su longitud.

5.9.14.4. RESISTENCIA A CORTANTE.

5.9.14.4.1. RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE. El valor de V_n debe calcularse de acuerdo con 5.6.9.

5.9.14.4.2. RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE HORIZONTAL. En vigas de concreto compuestas, la resistencia nominal a cortante horizontal, V_{nh} , debe calcularse de acuerdo con 5.12.3.7.6.

5.9.14.5. RESISTENCIA A LA TORSIÓN.

5.9.14.5.1. CONSIDERACIÓN PARA EFECTOS DE TORSIÓN. Si el momento último de torsión $T_u < \phi T_{th}$, donde el umbral de torsión, T_{th} , está dado en 5.6.11.7, se pueden despreciar los efectos de la torsión. En este caso no es necesario cumplir con los requisitos para refuerzo mínimo de 5.9.15.4 ni los requisitos de detallado de 5.9.16.6 y 5.9.16.7.2.

5.9.14.5.2. RESISTENCIA NOMINAL A TORSIÓN. La resistencia nominal a la torsión, T_n , debe calcularse de acuerdo con 5.6.11.

5.9.14.5.3. REFUERZO PARA RESISTIR TORSIÓN. El refuerzo longitudinal y transversal requeridos para resistir torsión debe agregarse al necesario para resistir cortante directo V_u , momento de flexión M_u y carga axial P_u , que actúan en combinación con el momento de torsión.

5.9.14.5.4. VIGAS PRESFORZADAS. En vigas presforzadas, el área total del refuerzo longitudinal, A_s y A_{ps} en cada sección, debe ser la determinada para resistir el momento M_u en dicha sección más una fuerza concéntrica longitudinal adicional de tracción igual a $A_\ell f_y$ y calculada con base en el valor del momento de torsión último, T_u , en esa sección.

5.9.14.5.5. REDUCCIÓN DEL REFUERZO PARA TORSIÓN. Se permite reducir el área de refuerzo longitudinal para torsión en la zona de compresión en una cantidad igual a $M_u/(\phi 0.90df_y)$ cuando M_u ocurre en esa sección simultáneamente con T_u , pero el área de refuerzo longitudinal no debe ser menos que el mínimo requerido por 5.9.15.4.

5.9.15. LÍMITES DEL REFUERZO.

5.9.15.1. REFUERZO MÍNIMO PARA VIGAS NO PRESFORZADAS. Se debe colocar un área mínima de refuerzo para flexión $A_{s,min}$ en toda sección donde el análisis requiera refuerzo a tracción. El valor de $A_{s,min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b). Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$. El valor de f_y debe limitarse a un máximo de 550 MPa.

$$(a) \quad \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$(b) \quad \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

5.9.15.1.1. EXCEPCIÓN. Si el área de refuerzo, A_s , colocado en todas las secciones es al menos un 33% mayor que el valor de A_s requerido por el análisis, no es necesario cumplir con los requisitos de 5.9.15.1.

5.9.15.2. REFUERZO MÍNIMO A FLEXIÓN PARA VIGAS PRESFORZADAS.

5.9.15.2.1. ÁREA MÍNIMA DE REFUERZO A FLEXIÓN. En vigas con refuerzo presforzado adherido, la cantidad total de A_s y A_{ps} debe ser la adecuada para resistir una carga mayorada igual a al menos 1.2 veces la carga de fisuración, calculada con el módulo de ruptura, f_r .

5.9.15.2.2. EXCEPCIÓN. En vigas con resistencia de diseño tanto a flexión como a cortante de al menos el doble de la resistencia requerida, se permite omitir lo indicado en 5.9.15.2.1.

5.9.15.2.3. ÁREA MÍNIMA DE REFUERZO CORRUGADO ADHERIDO. En vigas con tendones no adheridos, el área mínima de refuerzo longitudinal corrugado adherido, $A_{s,min}$, debe ser:

$$36) \quad A_{s,min} = 0.004A_{ct}$$

Donde A_{ct} es el área de la porción de la sección transversal localizada entre la cara de tracción en flexión y el centroide de la sección bruta de concreto.

5.9.15.3. REFUERZO MÍNIMO PARA CORTANTE.

5.9.15.3.1. REFUERZO MÍNIMO REQUERIDO. En vigas no presforzadas debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todas las secciones donde $V_u > \phi\lambda 0.085\sqrt{f'_c}b_w d$, excepto en los casos dados en la **Tabla 45**. Para estos casos se debe proporcionar al menos $A_{v,min}$ cuando $V_u > \phi V_c$.

Tabla 45: Casos donde no se requiere $A_{v,min}$ si $V_u \leq \phi V_c$

Tipo de viga	Condiciones
De poca altura	$h \leq 250 \text{ mm}$
Integrales con la losa	h es menor o igual que el mayor entre $2.5t_f$ o $0.5b_w$, pero menor de 600 mm
Construidas con concreto de peso normal reforzado con fibras de acero, de acuerdo con 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(i) y 26.12.7.1(a) del ACI 318-19 y con $f'_c \leq 40 \text{ MPa}$	h es menor de 600 mm y $V_u \leq \phi 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$
Viguetas en una dirección	De acuerdo con 5.9.17.

5.9.15.3.2. REFUERZO MÍNIMO PARA VIGAS PRESFORZADAS. Para vigas presforzadas, en todas las secciones donde $V_u > 0.5\phi V_c$ debe colocarse un área mínima de refuerzo de cortante, $A_{v,min}$, con excepción de los casos dados en la **Tabla 45**, para los cuales se deberá colocar el área de refuerzo mínimo, $A_{v,min}$, siempre que $V_u > \phi V_c$.

5.9.15.3.3. Cuando se requiera refuerzo para cortante y se permita despreciar los efectos de torsión de acuerdo con 5.9.14.5.1, el área de refuerzo mínimo para cortante, $A_{v,min}$, debe cumplir con la **Tabla 46**.

Tabla 46: $A_{v,min}$ requerido.

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$		
No presforzadas y presforzadas con $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor valor entre:	$0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)
		$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)
Presforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor valor entre:	El mayor entre:	$0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ (c)
			$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$ (d)
		$\frac{A_{ps}f_{se}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$ (e)	

5.9.15.4. REFUERZO MÍNIMO PARA TORSIÓN.

5.9.15.4.1. CONDICIÓN DE REQUERIMIENTO MÍNIMO. Debe colocarse un área mínima de refuerzo para torsión en todas las secciones donde $T_u \geq \phi T_{th}$, donde el umbral de torsión se determina de acuerdo con 5.6.11.7.

5.9.15.4.2. ÁREA MÍNIMA REQUERIDA DE REFUERZO TRANSVERSAL. Cuando se requiere refuerzo a torsión de acuerdo con 5.9.15.4.1, el refuerzo transversal mínimo $(A_v + 2A_t)_{min}/s$ debe ser el mayor de (a) y (b):

$$(a) \quad 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$(b) \quad 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

5.9.15.4.3. ÁREA MÍNIMA REQUERIDA DE REFUERZO LONGITUDINAL. Cuando se requiere refuerzo a torsión de acuerdo con 5.9.15.4.1, el refuerzo longitudinal mínimo $A_{\ell,min}$ debe ser el menor entre (a) y (b).

$$(a) \quad \frac{0.42 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

$$(b) \quad \frac{0.42 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{0.175 b_w}{f_{yt}} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

5.9.16. DETALLADO DEL REFUERZO.

5.9.16.1. REQUERIMIENTOS GENERALES. El recubrimiento de concreto especificado para el refuerzo deberá cumplir con 5.4.3. El espaciamiento, las longitudes de desarrollo, los empalmes y los criterios para el tratamiento de paquetes de barras deben cumplir con 5.4.4.

5.9.16.2. REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO PARA DESARROLLO Y EMPALMES. A lo largo de las longitudes de desarrollo y de empalme por traslapo de las barras longitudinales que tengan $f_y \geq 550$ MPa, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que K_{tr} no sea menor que $0.5d_b$.

5.9.16.3. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO.

5.9.16.3.1. ESPACIAMIENTO MÁXIMO EN VIGAS NO PRESFORZADAS. En vigas no presforzadas y en vigas presforzadas Clase C, el espaciamiento del refuerzo longitudinal

adherido más cercano a la cara en tracción no debe ser mayor al espaciamiento s requerido en el acápite 24.3 del ACI 318-19.

5.9.16.3.2. REFUERZO SUPERFICIAL LATERAL. En vigas no presforzadas y en vigas presforzadas Clase C, con un peralte total h mayor de 900 mm, debe colocarse refuerzo superficial longitudinal uniformemente distribuido en ambas caras laterales de la viga dentro de una distancia igual a $h/2$, medida desde la cara en tracción. El espaciamiento de este refuerzo superficial no debe ser mayor del espaciamiento s indicado en 24.3.2 del ACI 318-19. El valor de c_c es igual al recubrimiento libre medido desde la superficie del refuerzo superficial a la cara lateral del miembro. El refuerzo superficial se puede tomar en cuenta en el cálculo de la resistencia únicamente si se hace un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar los esfuerzos a los que está sometido dicho refuerzo.

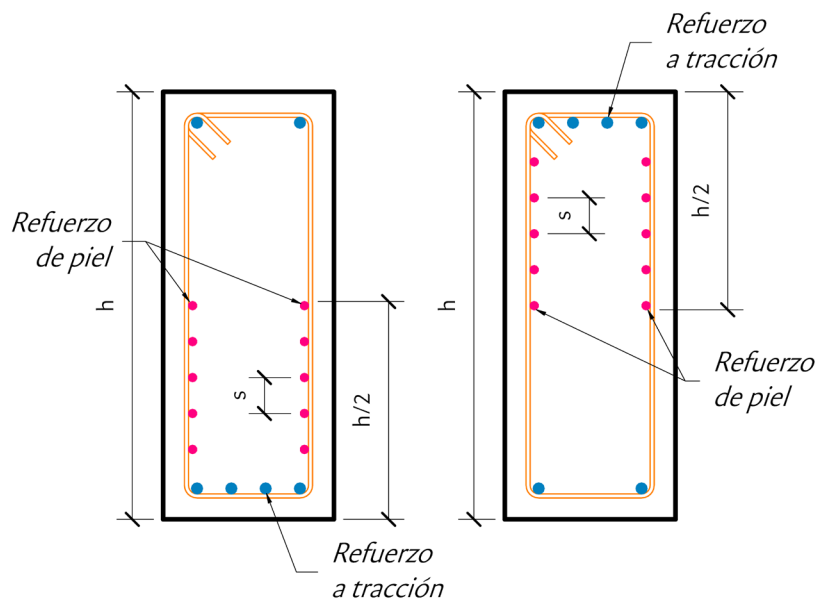


Figura 15: Refuerzo superficial o refuerzo de piel. Referencia: 5.9.16.3.2.

5.9.16.4. REFUERZO A FLEXIÓN EN VIGAS NO PRESFORZADAS.

5.9.16.4.1. DESARROLLO. La fuerza a tracción o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de la viga debe ser desarrollada hacia cada lado de dicha sección.

5.9.16.4.2. SECCIONES CRÍTICAS. Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo son los puntos donde se presentan esfuerzos máximos y los puntos dentro del vano donde el refuerzo a tracción doblado o terminado ya no es necesario para resistir flexión.

5.9.16.4.3. EXTENSIÓN DEL REFUERZO. El refuerzo longitudinal a flexión se debe extender más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, en una distancia igual al mayor valor entre d y $12d_b$. Este requerimiento no aplica en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de vigas en voladizo.

5.9.16.4.4. EMBEBIDO DEL REFUERZO. El refuerzo continuo en tracción por flexión debe tener una longitud embebida no menor que la longitud de desarrollo, ℓ_d , más allá del punto en donde el refuerzo doblado o terminado ya no se requiere para resistir la flexión.

5.9.16.4.5. TERMINACIÓN DEL REFUERZO A FLEXIÓN. El refuerzo en tracción por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se cumpla con (a), (b) o (c).

- (a) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ en el punto de terminación del refuerzo.
- (b) Para barras N36 y menores, el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por flexión en el punto de terminación y $V_u \leq (3/4)\phi V_n$.
- (c) Se proporciona un área de estribos o estribos cerrados de confinamiento que excede lo requerido para cortante y torsión a lo largo de una distancia igual a $(3/4)d$, medida desde punto de terminación del refuerzo del refuerzo discontinuado. El área en exceso de estribos o estribos cerrados de confinamiento debe ser al menos $(0.41b_ws/f_{yt})$. El espaciamiento s no debe exceder $d/(8\beta_b)$.

5.9.16.4.6. ANCLAJE DEL REFUERZO EN TRACCIÓN. Se debe proporcionar un anclaje adecuado para el refuerzo en tracción en donde el esfuerzo en el refuerzo no es directamente proporcional al momento, como ocurre en vigas inclinadas, escalonadas o de sección variable, o en elementos en los cuales el refuerzo de tracción no es paralelo a la cara de compresión.

5.9.16.4.7. DOBLADO DEL REFUERZO. Se permite desarrollar el refuerzo a tracción doblándolo dentro del alma para anclarlo o hacerlo continuo con el refuerzo de la cara opuesta de la viga.

5.9.16.4.8. CRITERIOS DE CONTINUIDAD Y TERMINACIÓN DEL REFUERZO.

5.9.16.4.8.1. REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO EN APOYOS SIMPLES. En los apoyos simples, al menos un tercio ($1/3$) del refuerzo máximo para momento positivo se deberá prolongar como mínimo 150 mm dentro del apoyo, salvo en vigas prefabricadas, en las cuales este refuerzo debe extenderse al menos hasta el centro de la longitud del apoyo.

5.9.16.4.8.2. REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO EN OTROS APOYOS. En otros apoyos, al menos un cuarto (1/4) del refuerzo máximo para momento positivo se deberá prologar como mínimo 150 mm dentro del apoyo. Si la viga forma parte del sistema de resistencia ante cargas laterales, dicho refuerzo debe anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo.

5.9.16.4.9. LIMITACIÓN PARA EL DIÁMETRO DE BARRA. En los apoyos simples y en los puntos de inflexión, el diámetro de barra, d_b , para el refuerzo en tracción que resiste momento positivo debe limitarse de manera que la longitud de desarrollo, ℓ_d , para ese refuerzo cumpla con (a) o (b). Cuando el refuerzo se ancla más allá del centro del apoyo con un gancho estándar o mediante un anclaje mecánico equivalente a un gancho estándar, no es necesario cumplir con (a) o (b).

(a) $\ell_d \leq (1.3M_n/V_u + \ell_a)$ cuando los extremos del refuerzo estén confinados por una reacción de compresión.

(b) $\ell_d \leq (M_n/V_u + \ell_a)$ cuando los extremos del refuerzo no estén confinados por una reacción de compresión.

El valor de M_n se calcula suponiendo que todo el refuerzo de la sección está sometido a f_y . El valor de V_u se calcula en la sección. En el apoyo, la longitud ℓ_a es la longitud embebida más allá del centro del apoyo. En el punto de inflexión, ℓ_a es la longitud embebida más allá del punto de inflexión y está limitada al mayor valor entre d y $12d_b$.

5.9.16.4.10. REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO. Por lo menos un tercio (1/3) del refuerzo para resistir momento negativo en el apoyo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión de al menos el mayor de d , $12d_b$ y $\ell_n/16$.

5.9.16.5. REFUERZO A FLEXIÓN EN VIGAS PRESFORZADAS.

5.9.16.5.1. TENDONES EXTERNOS. Los tendones externos deben conectarse al elemento de concreto de manera tal que se mantenga la excentricidad especificada entre los tendones y el centroide del concreto para todo el intervalo de deflexiones previstas del elemento.

5.9.16.5.2. REFUERZO NO PRESFORZADO. Cuando se coloca refuerzo no presforzado para cumplir con requisitos de resistencia a flexión, se deben cumplir los requisitos de **5.9.16.4**.

5.9.16.5.3. TERMINACIÓN DEL REFUERZO PRESFORZADO.

5.9.16.5.3.1. ZONAS DE ANCLAJE. Las zonas de anclajes de refuerzo postensado se deben diseñar y detallar de acuerdo con **5.4.5.5**.

5.9.16.5.3.2. ANCLAJES Y CONECTORES DE POSTENSADO. Los anclajes y conectores de postensado se deben diseñar y detallar de acuerdo con 5.4.5.

5.9.16.5.4. TERMINACIÓN DEL REFUERZO CORRUGADO EN VIGAS CON TENDONES NO ADHERIDOS. La longitud del refuerzo corrugado requerido en 5.9.15.2.3 debe cumplir con (a) y (b).

- (a) En regiones de momento positivo, la longitud del refuerzo debe ser al menos $\ell_n/3$ y estar centrada en esa zona.
- (b) En regiones de momento negativo, el refuerzo debe prolongarse al menos $\ell_n/6$ a cada lado de la cara de apoyo.

5.9.16.6. REFUERZO LONGITUDINAL PARA RESISTIR TORSIÓN.

5.9.16.6.1. DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO. Cuando se requiera refuerzo por torsión, el refuerzo longitudinal para torsión debe estar distribuido a lo largo del perímetro de estribos cerrados que cumplan con 5.4.4.12.6, o estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento máximo de 300 mm. El refuerzo longitudinal debe estar dentro de los estribos o estribos cerrados de confinamiento y debe colocarse al menos una barra longitudinal o tendón en cada esquina.

5.9.16.6.2. DIÁMETRO MÍNIMO. Las barras longitudinales para torsión deben tener un diámetro de al menos 0.042 veces el espaciamiento del refuerzo transversal, pero no menos de 10 mm.

5.9.16.6.3. EXTENSIÓN DEL REFUERZO. El refuerzo longitudinal para torsión debe extenderse en una distancia de al menos $(b_t + d)$ más allá del punto en que se requiera por análisis.

5.9.16.6.4. DESARROLLO DEL REFUERZO. El refuerzo longitudinal para torsión se debe desarrollar en la cara del apoyo de ambos extremos de la viga.

5.9.16.7. REFUERZO TRANSVERSAL. El refuerzo transversal debe colocarse de acuerdo con esta sección. Debe cumplirse con los requisitos más restrictivos. Los detalles para el refuerzo transversal deben cumplir con 5.4.4.12.

5.9.16.7.1. REFUERZO PARA CORTANTE.

5.9.16.7.1.1. FORMA DEL REFUERZO PARA CORTANTE. Cuando se requiera, el refuerzo para cortante debe consistir en estribos, estribos cerrados de confinamiento o barras longitudinales dobladas.

5.9.16.7.1.2. ESPACIAMIENTO MÁXIMO. El espaciamiento máximo de ramas del refuerzo de cortante a lo largo de la longitud del miembro y a través del ancho del miembro debe cumplir con la **Tabla 47**.

Tabla 47: Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo de cortante.

V_s requerido		Espaciamiento s máximo, en mm			
		Viga no presforzada		Viga presforzada	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		600			
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300			

5.9.16.7.1.3. REFUERZO INCLINADO PARA CORTANTE. Tanto los estribos inclinados como el refuerzo longitudinal doblado para actuar como refuerzo de cortante deben estar espaciados de manera tal que cada línea a 45 grados que se extienda $d/2$ hacia la reacción desde la mitad de la altura del miembro hasta el refuerzo longitudinal de tracción, debe estar cruzada por lo menos por una pata de refuerzo de cortante.

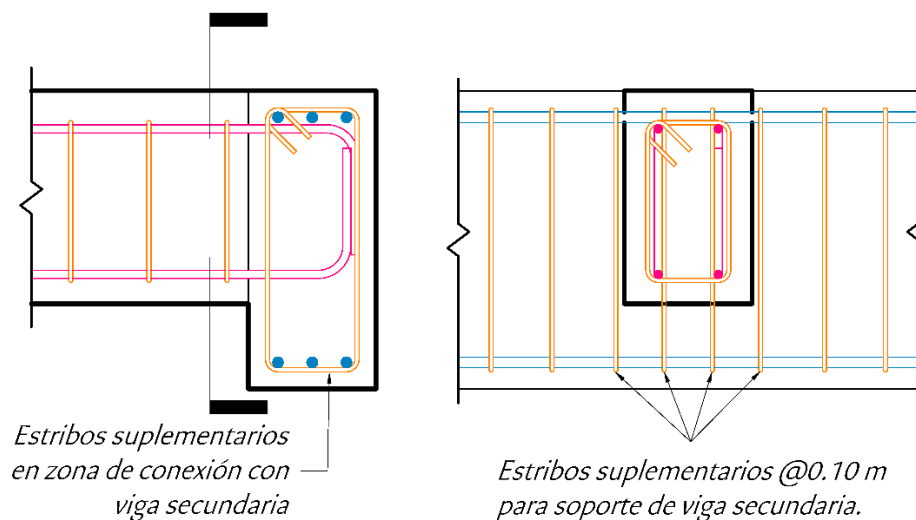


Figura 16: Refuerzo de suspensión. Referencia: 5.9.16.7.1.5.

5.9.16.7.1.4. BARRAS LONGITUDINALES DOBLADAS. Las barras longitudinales dobladas para trabajar como refuerzo de cortante, si se extienden dentro de una zona de tracción, deben ser continuas con el refuerzo longitudinal, y si se extienden dentro de una zona de compresión, deben anclarse $d/2$ más allá de la mitad de la altura del elemento.

5.9.16.7.1.5. REFUERZO DE SUSPENSION. En los casos donde una viga con un peralte total mayor a la mitad del peralte total de la viga de soporte se vacía monolíticamente con la viga de soporte, ya sea continua o no a través del apoyo, se requerirá colocar estribos adicionales de suspensión para transferir adecuadamente el cortante en el extremo de la viga soportada.

5.9.16.7.2. REFUERZO PARA TORSIÓN.

5.9.16.7.2.1. REQUISITOS PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL A TORSIÓN. Cuando se requiera, el refuerzo transversal para torsión debe consistir en estribos cerrados que cumplan con **5.4.4.12.6**, o estribos cerrados de confinamiento.

5.9.16.7.2.2. EXTENSIÓN DEL REFUERZO. El refuerzo transversal para torsión debe disponerse por una distancia de al menos $(b_t + d)$ más allá del punto en que se requiera por análisis.

5.9.16.7.2.3. ESPACIAMIENTO MÁXIMO. El espaciamiento del refuerzo transversal para torsión no debe exceder el menor valor entre $p_h/8$ y 300 mm.

5.9.16.7.2.4. SECCIONES TUBULARES O HUECAS. En secciones tubulares o huecas, la distancia desde el eje del refuerzo transversal para torsión hasta la cara interior de la pared de la sección hueca debe ser al menos $0.5A_{oh}/p_h$.

5.9.16.7.3. SOPORTE LATERAL DEL REFUERZO A COMPRESIÓN.

5.9.16.7.3.1. ESTRIBOS PARA REFUERZO LONGITUDINAL A COMPRESIÓN. Debe colocarse refuerzo transversal a lo largo de toda la distancia donde se requiera refuerzo longitudinal a compresión. Se debe proporcionar soporte lateral al refuerzo longitudinal a compresión mediante el uso de estribos cerrados o estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con **5.9.16.7.3.2** hasta **5.9.16.7.3.4**.

5.9.16.7.3.2. DIÁMETRO MÍNIMO. El diámetro del refuerzo transversal debe ser al menos (a) o (b). Se permite el uso de alambre o refuerzo electrosoldado de alambre con un área equivalente.

(a) Barras N10 para barras longitudinales N32 o menores.

- (b) Barras N13 para barras longitudinales N36 y mayores y para paquetes de barras longitudinales.

5.9.16.7.3.3. ESPACIAMIENTO MÁXIMO DEL REFUERZO. El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder el menor valor entre (a), (b) y (c):

- (a) $16d_b$ de barra longitudinal.
- (b) $48d_b$ de barra transversal.
- (c) La menor dimensión de la viga.

5.9.16.7.3.4. SOPORTE LATERAL DEL REFUERZO A COMPRESIÓN. El refuerzo longitudinal a compresión debe disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga soporte lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135 grados. Además, ninguna barra longitudinal podrá tener más de 150 mm de separación libre a cada lado de cualquier barra soportada lateralmente, medidos a lo largo del refuerzo transversal.

5.9.16.8. REFUERZO DE INTEGRIDAD ESTRUCTURAL DE VIGAS VACIADAS EN SITIO.

5.9.16.8.1. REQUISITOS BÁSICOS PARA INTEGRIDAD DE VIGAS PERIMETRALES. En las vigas localizadas a lo largo del perímetro de la estructura, el refuerzo longitudinal debe cumplir con (a) hasta (c) por criterio de integridad estructural:

- (a) Al menos un cuarto (1/4) del refuerzo de tracción para momento positivo debe ser continuo.
- (b) Al menos un sexto (1/6) del refuerzo de tracción requerido para momento negativo en el apoyo, pero no menos de dos barras, debe ser continuo.
- (c) El refuerzo longitudinal de integridad debe estar encerrado por estribos cerrados que cumplan con **5.4.4.12.6**, o estribos cerrados de confinamiento a lo largo de la luz libre de la viga.

5.9.16.8.2. REQUISITOS BÁSICOS PARA INTEGRIDAD DE OTRAS VIGAS. En vigas distintas a las del perímetro de la estructura, el refuerzo para la integridad estructural debe cumplir con (a) o (b):

- (a) Al menos un cuarto (1/4) del refuerzo máximo para momento positivo, pero no menos de dos barras o torones, deben ser continuos.
- (b) El refuerzo longitudinal debe estar rodeado por estribos cerrados, que cumplan con **5.4.4.12.6**, o estribos cerrados de confinamiento, a lo largo del vano libre de la viga.

5.9.16.8.3. El refuerzo longitudinal de integridad estructural debe pasar a través de la región circunscrita por el refuerzo longitudinal de la columna.

5.9.16.8.4. El refuerzo longitudinal para integridad estructural en los apoyos no continuos debe anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo.

5.9.16.8.5. UBICACIONES DEL EMPALME. Cuando se requieran empalmes del refuerzo longitudinal de integridad estructural, el refuerzo debe empalmarse de acuerdo con (a) y (b).

(a) El refuerzo para momento positivo debe ser empalmado en el apoyo, o cerca de él.

(b) El refuerzo para momento negativo debe ser empalmado en la mitad de la luz, o cerca de ésta.

5.9.16.8.6. EMPALMES. Los empalmes deben ser empalmes mecánicos o empalmes a tracción por traslape Clase B de acuerdo con **5.4.4.10.2.**

5.9.17. SISTEMAS DE VIGUETAS NO PRESFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN.

5.9.17.1. DEFINICIÓN. Los sistemas de viguetas no presforzadas en una dirección consisten en una combinación monolítica de viguetas uniformemente espaciadas y una losa de tope (topping) dispuesta y diseñada para trabajar en una dirección, ortogonal a los ejes longitudinales de las viguetas.

5.9.17.2. ANCHO MÍNIMO DE VIGUETAS. El ancho mínimo de viguetas deberá ser limitado a 100 mm en cualquier sección.

5.9.17.3. PERALTE MÁXIMO DE VIGUETAS. La altura total de las viguetas no deberá ser mayor que tres veces y media (3.5 veces) el ancho mínimo de las viguetas.

5.9.17.4. ESPACIAMIENTO MÁXIMO LIBRE. El espaciamiento máximo libre entre viguetas no deberá exceder 750 mm.

5.9.17.5. RESISTENCIA DEL CONCRETO A CORTANTE DIRECTO. El valor de la resistencia a cortante directo del concreto, V_c , se podrá tomar igual a 1.1 veces el valor calculado de acuerdo con **5.6.9.**

5.9.17.6. INTEGRIDAD ESTRUCTURAL. Por criterio de integridad estructural, al menos una barra inferior de cada vigueta deberá ser continua y deberá ser anclada para desarrollar f_y en la cara del apoyo.

5.9.17.7. REFUERZO PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS. El refuerzo perpendicular a las viguetas deberá ser provisto en el *topping* de acuerdo con lo que se requiera para satisfacer la

demanda a flexión de la losa, considerando la presencia de cargas concentradas, si las hay. La cuantía de refuerzo a flexión en el *topping* no podrá ser menor a la cuantía de retracción y temperatura.

5.9.17.8. REFUERZO PARALELO A LAS VIGUETAS. La losa de *topping* del sistema de viguetas deberá tener una cuantía de refuerzo longitudinal paralelo a las viguetas no menor que la cuantía de retracción y temperatura.

5.9.17.9. ESPESOR MÍNIMO DEL TOPPING. El espesor mínimo de la losa de *topping* debe ser el menor entre una doceava parte (1/12) del espaciamiento libre entre viguetas y 50 mm.

5.9.17.10. LIMITACIONES DEL SISTEMA. Los sistemas de viguetas en una dirección que no cumplan con los requisitos de 5.9.17.1 hasta 5.9.17.9 deberán diseñarse como un sistema convencional de vigas y losas.

5.9.18. VIGAS DE GRAN PERALTE.

5.9.18.1. DEFINICIÓN. Las vigas de gran peralte son aquellas que están cargadas en una cara y soportadas por la otra cara de manera tal que a lo interno se desarrollan elementos de compresión similares a puntales entre los puntos de aplicación de las cargas y los soportes, y que además satisfacen (a) o (b):

(a) La luz libre no excede cuatro veces el peralte total de la viga, h .

(b) Las cargas concentradas se ubican dentro de una distancia igual a $2h$ de la cara del apoyo.

5.9.18.2. DEFORMACIÓN LONGITUDINAL. Las vigas de gran peralte deben ser diseñadas tomando en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones unitarias longitudinales a lo largo de la altura de la viga. Para tales fines, se permite usar el método puntal-tensor dado en el capítulo 23 del ACI 318-19.

5.9.18.3. LÍMITES DIMENSIONALES. Excepto por lo que se permite en 23.4.4 del ACI 318-19, las dimensiones de las vigas de gran peralte deberán seleccionarse de modo que se satisfaga que:

$$37) \quad V_u \leq \phi 0.83 \sqrt{f'_c} b_w d$$

5.9.18.4. LÍMITES DEL REFUERZO.

5.9.18.4.1. REFUERZO MÍNIMO. El refuerzo que se distribuye a lo largo de las caras laterales de la viga deberá ser al menos el requerido en (a) y (b):

- (a) El área de refuerzo distribuido en dirección perpendicular al eje longitudinal de la viga, A_v , deberá ser al menos $0.0025b_ws$, donde s es el espaciamiento del refuerzo transversal uniformemente distribuido.
- (b) El área de refuerzo distribuido que es paralelo al eje longitudinal de la viga, A_{vh} , deberá ser al menos $0.0025b_ws_2$, donde s_2 es el espaciamiento del refuerzo longitudinal uniformemente distribuido.

5.9.18.4.2. ÁREA MÍNIMA DE REFUERZO A TRACCIÓN. El área mínima de refuerzo longitudinal a tracción por flexión, $A_{s,min}$, deberá determinarse de acuerdo con **5.9.15.1**.

5.9.18.5. DETALLADO DEL REFUERZO.

5.9.18.5.1. RECUBRIMIENTO. El recubrimiento de concreto para el refuerzo deberá cumplir con **5.4.3**.

5.9.18.5.2. ESPACIAMIENTO MÍNIMO. El espaciamiento mínimo del refuerzo longitudinal deberá estar de conformidad con **5.4.4.1**.

5.9.18.5.3. ESPACIAMIENTO MÁXIMO. El espaciamiento máximo del refuerzo deberá ser el menor entre $d/5$ y 300 mm.

5.9.18.5.4. DESARROLLO DEL REFUERZO EN TRACCIÓN. El refuerzo detallado para resistir tracción por flexión deberá anclarse en sus extremos mediante ganchos estándar.

5.9.18.5.5. DESARROLLO DEL REFUERZO EN APOYOS SIMPLES. En apoyos simples, el refuerzo colocado para resistir tracción por la acción del momento positivo en el vano deberá anclarse para desarrollar f_y en la cara del apoyo.

5.9.18.5.6. DESARROLLO DEL REFUERZO EN APOYOS INTERIORES. En soportes interiores se deberá cumplir con (a) y (b):

- (a) El refuerzo colocado para resistir tracción debido al momento negativo deberá ser continuo con el refuerzo de los vanos adyacentes.
- (b) El refuerzo colocado para resistir tracción debido al momento positivo deberá ser continuo o empalmado con el refuerzo de los vanos adyacentes.

CAPÍTULO 5.10. DISEÑO DE COLUMNAS.

5.10.1. ALCANCE. Los requisitos de este capítulo se deberán aplicar al diseño de columnas presforzadas y no presforzadas, incluyendo los pedestales de concreto reforzado.

5.10.2. MATERIALES. Las propiedades del concreto y de acero deberán seleccionarse de conformidad con lo indicado en el **CAPÍTULO 5.3** y **CAPÍTULO 5.4**.

5.10.3. CONEXIONES. Las conexiones viga-columna, losa-columna y las conexiones a las fundaciones, deberán satisfacer los requerimientos del **CAPÍTULO 5.12**.

5.10.4. LÍMITES DIMENSIONALES. Para columnas que tengan una geometría cuadrada, octagonal o de otro tipo de polígono regular, se permitirá basar el área bruta considerada, el refuerzo requerido y la resistencia requerida basados en una sección circular con un diámetro igual a la menor dimensión lateral de la forma real de la columna.

5.10.5. RESISTENCIA REQUERIDA. La resistencia requerida deberá ser calculada de acuerdo con las combinaciones de carga de diseño dadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.10.5.1. COLUMNAS EN FLEXOCOMPRESIÓN. Para columnas sometidas a una combinación de flexión y compresión, se deberá tomar en cuenta la acción simultánea de P_u y M_u para cada combinación de carga de diseño aplicable.

5.10.6. RESISTENCIA DE DISEÑO. Para cada combinación de carga de diseño aplicable, la resistencia de diseño en cualquier sección, ϕS_n , deberá ser mayor o igual que el estado de carga última, U , como se muestra en (a) hasta (d). Se deberá tomar en cuenta la interacción entre los diferentes efectos de las cargas.

(a) $\phi P_n \geq P_u$

(b) $\phi M_n \geq M_u$

(c) $\phi V_n \geq V_u$

(d) $\phi T_n \geq T_u$

Los factores de reducción de resistencia deberán tomarse de conformidad con el **CAPÍTULO 5.5**.

5.10.6.1. FUERZA AXIAL Y MOMENTO DE FLEXIÓN. Los valores de las resistencias nominales a carga axial y momento, P_n y M_n , se deberán calcular de acuerdo con **5.6.8**.

5.10.6.2. FUERZA CORTANTE. La resistencia nominal a cortante, V_n , deberá calcularse de acuerdo con 5.6.9.

5.10.6.3. TORSIÓN. Si el momento de torsión último, T_u , es mayor que ϕT_{th} , donde el umbral de momento de torsión se define en 5.6.11.7, la columna se deberá diseñar para resistir torsión de acuerdo con 5.6.11.

5.10.7. LÍMITES PARA EL REFUERZO.

5.10.7.1. REFUERZO LONGITUDINAL MÍNIMO. Para columnas no presforzadas y para columnas presforzadas con un esfuerzo promedio $f_{pe} < 1.6$ MPa, se deberá disponer de un refuerzo longitudinal mínimo igual a $0.01A_g$, pero sin exceder $0.08A_g$.

5.10.7.2. REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO. En todas las regiones de columnas donde $V_u > 0.5\phi V_c$, se deberá proveer de un refuerzo transversal mínimo, $A_{v,min}$, igual al menor entre (a) y (b):

$$(a) \quad 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$(b) \quad 0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

5.10.8. DETALLADO DEL REFUERZO.

5.10.8.1. RECUBRIMIENTO. El recubrimiento del concreto debe cumplir con 5.4.3.

5.10.8.2. LONGITUD DE DESARROLLO. Las longitudes de desarrollo del refuerzo, los espaciamientos mínimos y los criterios para paquetes de barras, deberán determinarse de acuerdo con 5.4.4.

5.10.8.2.1. A lo largo de las longitudes de desarrollo y empalmes por traslapo de barras con $f_y > 550$ MPa, se deberá disponer de refuerzo transversal de manera que el parámetro $K_{tr} > 0.5d_b$.

5.10.8.3. CANTIDAD MÍNIMA DE BARRAS LONGITUDINALES. Para columnas no presforzadas y para columnas presforzadas con $f_{pe} < 1.6$ MPa, el número mínimo de barras longitudinales deberá satisfacer lo indicado en (a), (b) y (c):

(a) Tres barras para columnas con estribos de forma triangular.

(b) Cuatro barras para columnas con estribos rectangulares o circulares.

(c) Seis barras para columnas con espirales o para columnas de pórticos especiales a momento que tengan refuerzo transversal en forma de estribos circulares cerrados.

5.10.8.4. DESFASE MÁXIMO PERMITIDO. Excepto por lo que se indica en **5.10.8.4.1**, para columnas donde el refuerzo longitudinal se doble para generar un cambio en la sección transversal de la misma, la porción inclinada de la barra doblada no deberá desfasarse horizontalmente más de una (1) unidad por cada seis (6) unidades verticales. Las porciones por encima y por debajo del tramo de barra inclinado deben mantenerse paralelas al eje longitudinal de la columna.

5.10.8.4.1. Si la cara de la columna presenta un desfase horizontal de más de 75 mm, no se permitirá hacer uso de barras dobladas como se indica en **5.10.8.4**. En su lugar, se deberán proveer de dovelas empalmadas por traslapo con las barras longitudinales adyacentes a la cara desfasada.

5.10.8.5. EMPALME DEL REFUERZO. Se permitirá el uso de empalmes por traslapo y empalmes mecánicos en columnas. Los empalmes por traslapo deberán satisfacer lo indicado en **5.10.8.5.1**.

5.10.8.5.1. EMPALMES POR TRASLAPO EN COLUMNAS.

5.10.8.5.1.1. EMPALMES A COMPRESIÓN. Si las barras a empalmar están sujetas a compresión para todas las combinaciones de diseño aplicables, se permitirá hacer uso de empalmes por traslapo a compresión. Se permitirá reducir la longitud de empalme por traslapo en compresión de acuerdo con lo indicado en (a) o (b), pero nunca deberá ser menor de 300 mm.

(a) Para columnas con estribos que proporcionen un área efectiva no menor de $0.0015h_s$ en toda la longitud del empalme, en ambas direcciones, se permitirá que la longitud de empalme calculada se multiplique por un factor de 0.83. En el cálculo del área efectiva sólo se permitirá tomar en cuenta las patas perpendiculares a la dirección sobre la cual se mide h .

(b) Para columnas reforzadas con refuerzo en espiral, donde la espiral satisface lo indicado en **5.4.4.13.8** para toda la longitud del empalme, se permitirá multiplicar la longitud de empalme por traslapo en compresión por un factor de 0.75.

5.10.8.5.1.2. EMPALMES A TRACCIÓN. Si las barras a empalmar están sujetas a tracción para cualquiera de las combinaciones de carga de diseño, se deberán proveer empalmes por traslapo a tracción, clasificados de acuerdo con la **Tabla 48**.

Tabla 48: Clasificación de los empalmes por traslapo a tracción.

Esfuerzo a tracción en las barras a empalmar	Características del empalme	Clasificación del empalme
$\leq 0.5f_y$	Un máximo del 50% de las barras se empalman en cualquier sección y los empalmes de barras adyacentes se alternan al menos la longitud ℓ_d	Clase A
	Otros casos	Clase B
$> 0.5f_y$	Todos los casos	Clase B

5.10.8.6. REFUERZO TRANSVERSAL.

5.10.8.6.1. El refuerzo transversal se colocará de manera que satisfaga el requerimiento más restrictivo para el espaciamiento del refuerzo.

5.10.8.6.2. El refuerzo transversal en columnas en forma de estribos, espirales o estribos cerrados de confinamiento deberá estar de acuerdo con **5.4.4.13**.

5.10.8.6.3. Para columnas presforzadas donde el esfuerzo de presfuerzo efectivo promedio f_{pe} sea mayor que 1.6 MPa, no se requiere que el refuerzo en forma de estribos satisfaga el requerimiento de espaciamiento CAC de $16d_b$ indicado **5.4.4.13(b)**.

5.10.8.6.4. El refuerzo longitudinal deberá tener soporte lateral provisto por estribos de acuerdo con **5.10.8.6.7**, o por espirales de acuerdo con **5.10.8.6.8**.

5.10.8.6.5. Si se colocan pernos de anclaje en la parte superior de una columna o pedestal, éstos deberán estar encerrados por refuerzo transversal que a su vez abrace al menos cuatro barras longitudinales de la columna o pedestal. El refuerzo transversal deberá ser distribuido dentro de los primeros 125 mm del tope de la columna o pedestal y consistirá en al menos dos estribos N13 o tres estribos N10.

5.10.8.6.6. Si en el extremo de la columna o pedestal se colocan conectores mecánicos o se dejan barras corrugadas protruyendo para la conexión de un elemento prefabricado, los conectores o las barras protruidas deberán encerrarse con refuerzo transversal distribuido dentro de los primeros 125 mm del extremo de la columna o pedestal y consistirá en al menos dos estribos N13 o tres estribos N10.

5.10.8.6.7. SOPORTE LATERAL PROVISTO POR ESTRIBOS.

5.10.8.6.7.1. En cualquier piso, el primer estribo deberá ser colocado a no más de la mitad del espaciamiento del estribo por encima del tope de la losa o cimiento.

5.10.8.6.7.2. En cualquier piso, el último estribo deberá ser colocado a no más de la mitad del espaciamiento del estribo por debajo del refuerzo horizontal inferior de la losa, ábaco de cortante o capitel de cortante. Si se tienen vigas o ménsulas conectadas a la columna en todos sus lados, el último estribo deberá ubicarse a no más de 75 mm por debajo del refuerzo horizontal inferior de la viga o ménsula de menor peralte.

5.10.8.6.8. SOPORTE LATERAL PROVISTO POR ESPIRALES.

5.10.8.6.8.1. En cualquier piso, el fondo de la espiral deberá ubicarse en el tope de la losa o cimiento.

5.10.8.6.8.2. En cualquier piso, el tope de la espiral deberá ubicarse de conformidad con lo indicado en la **Tabla 49**.

5.10.8.6.9. SOPORTE LATERAL PARA BARRAS DESFASADAS.

5.10.8.6.9.1. Cuando las barras longitudinales de la columna se desfasan como se indica en **5.10.8.4**, se deberá proveer soporte lateral mediante estribo o espirales, los cuales deben de poder resistir al menos una vez y media (1.5 veces) la componente horizontal de la fuerza que desarrolla la porción inclinada de la barra desfasada.

Tabla 49: Extensión de la espiral en tope de columnas.

Tipo de unión en el tope de la columna	Requisitos
Se tienen vigas o ménsulas conectadas a la columna en todos sus lados	La espiral debe extenderse hasta el nivel del refuerzo horizontal más bajo de los miembros conectados arriba.
Se tienen vigas o ménsulas conectadas a algunos de los lados de la columna	La espiral debe extenderse hasta el nivel del refuerzo horizontal más bajo de los miembros conectados arriba. Se requiere colocar estribos adicionales por encima del punto donde termina la espiral hasta el fondo de la losa, ábaco de cortante o capitel de cortante.
Columnas con capiteles	La espiral debe extenderse hasta el nivel donde el diámetro o ancho del capitel es dos veces el de la columna.

5.10.8.6.9.2. Los estribos o espirales provistos para resistir las fuerzas indicadas en **5.10.8.6.9.1** deberán colocarse a no más de 150 mm de los puntos de doblez de las barras desfasadas.

5.10.8.6.10. REFUERZO PARA CORTANTE.

5.10.8.6.10.1. Cuando sea requerido, el refuerzo para cortante deberá ser provisto en forma de estribos, espirales o estribos cerrados de confinamiento.

5.10.8.6.10.2. ESPACIAMIENTO MÁXIMO. El espaciamiento máximo del refuerzo para resistir cortante debe estar de acuerdo con la **Tabla 50**.

Tabla 50: Espaciamiento máximo para el refuerzo de cortante.

V_s		Espaciamiento s máximo (mm)	
		Columna no presforzada	Columna presforzada
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/4$	$3h/8$
		300	

CAPÍTULO 5.11. DISEÑO DE MUROS.

5.11.1. ALCANCE. Las disposiciones de este capítulo son aplicables al diseño de muros presforzados y no presforzados, incluyendo desde (a) hasta (c):

- (a) Muros vaciados en sitio
- (b) Muros prefabricados en planta
- (c) Muros prefabricados en sitio, incluyendo los muros tipo *tilt-up*.

5.11.2. REQUISITOS ESPECIALES. El diseño de muros estructurales especiales deberá satisfacer además los requerimientos del **CAPÍTULO 5.15**.

5.11.3. MATERIALES. Las propiedades del concreto y de acero deberán seleccionarse de conformidad con lo indicado en el **CAPÍTULO 5.3** y **CAPÍTULO 5.4**.

5.11.4. EMBEBIDOS. Los elementos embebidos deberán satisfacer los requerimientos para embebidos en concreto dados en **5.4.3.10**.

5.11.5. CONEXIONES A OTROS MIEMBROS. Las conexiones de muros prefabricados deberán diseñarse de acuerdo con **5.12.2**.

5.11.6. CONEXIONES A LAS FUNDACIONES. Las conexiones de muros a las fundaciones deberán diseñarse de acuerdo con **5.12.3**.

5.11.7. DISTRIBUCIÓN DE LAS CARGAS. Salvo que se demuestre lo contrario por análisis, la longitud horizontal de muro considerada como efectiva para resistir cargas concentradas no debe exceder el menor valor entre la distancia CAC entre las cargas puntuales y una distancia igual al ancho del apoyo más cuatro (4) veces el espesor del muro. Si existen juntas verticales en el muro, la longitud horizontal efectiva no debe proyectarse más allá de la junta, a menos que se provea un diseño de transferencia de esfuerzos entre los paneles individuales de muro a través de la junta vertical.

5.11.8. ANCLAJE EN INTERSECCIONES. Con excepción de aquellos muros que no dependen de los elementos que interceptan para mantener el equilibrio, ni que actúan en conjunto con los elementos que interceptan para resistir cargas, todos los muros deberán ser anclados a los elementos que lo interceptan, tales como otros muros no paralelos, losas de pisos y techos, columnas, contrafuertes, u otros.

5.11.9. LÍMITE DE RESISTENCIA PARA ELEMENTOS INTERCEPTADOS. Para todos los muros estructurales vaciados en sitio que tengan una carga axial mayorada, P_u , mayor que $(0.2f'_c A_g)$, la resistencia a la compresión del concreto especificada para la porción de muro dentro del espesor del sistema de piso deberá ser de al menos el 80% de la resistencia especificada para el muro.

5.11.10. ESPESORES MÍNIMOS. El espesor mínimo de muros deberá estar de acuerdo con la **Tabla 51**. Se permitirán muros más delgados si se demuestra mediante análisis estructural que se satisfacen los requerimientos de resistencia y estabilidad.

5.11.11. RESISTENCIA REQUERIDA.

5.11.11.1. COMBINACIONES DE DISEÑO. La resistencia requerida deberá ser determinada de acuerdo con las combinaciones de carga de diseño dadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.11.11.2. EFECTOS DE ESBELTEZ. Los efectos de esbeltez deberán ser calculados de acuerdo con 6.6.4, 6.7 o 6.8 del ACI 318-19. De forma alternativa, se permitirá realizar un análisis de esbeltez fuera del plano de acuerdo con **5.11.12.4** para aquellos muros que cumplan con los requisitos dados allí.

Tabla 51: Espesor mínimo del muro, h .

Tipo de muro	Espesor mínimo del muro, h , en mm		
De carga ^[1]	El mayor de:	100 mm	(a)
		1/25 de la menor entre la longitud y la altura no soportadas	(b)
No portante o no estructural	El mayor de:	100 mm	(c)
		1/30 de la menor entre la longitud y la altura no soportadas	(d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones ^[1]	190 mm		(e)

^[1] Sólo se aplica a muros diseñados de acuerdo con el método de diseño simplificado de **5.11.12.4**.

5.11.11.3. Todos los muros deberán diseñarse para resistir los efectos combinados de cargas excéntricas, cargas laterales y cualquier otro tipo de carga, si las hubiere, a los que estén sujetos y que requieran combinarse de acuerdo con las combinaciones de carga de diseño indicadas en **5.11.11.1**.

5.11.11.4. MUROS SUJETOS A FLEXOCOMPRESIÓN. Todos los muros deberán ser diseñados para los efectos máximos del momento mayorado, M_u , amplificados por efectos de esbeltez, y que acompañan las cargas axiales mayoradas, P_u , para cada combinación de carga de diseño aplicable. La carga axial mayorada, P_u , para cualquier nivel de excentricidad, no deberá exceder el valor de $\phi P_{n,max}$, calculado de acuerdo con **5.6.8.2**. El valor del coeficiente de reducción de resistencia deberá ser el usado para secciones controladas por compresión en la sección **5.5.3**.

5.11.11.5. CORTANTE ULTIMO EN EL MURO. Los muros deberán diseñarse para resistir el cortante mayorado máximo, V_u , tanto en el plano del muro como fuera del plano.

5.11.12. RESISTENCIA DE DISEÑO.

5.11.12.1. RESISTENCIA DE DISEÑO. Para cada combinación de carga de diseño aplicable, la resistencia de diseño en cualquier sección, ϕS_n , deberá ser mayor o igual que el estado de carga

última, U , como se muestra en (a) hasta (d). Se deberá tomar en cuenta la interacción entre los diferentes efectos de las cargas.

(a) $\phi P_n \geq P_u$

(b) $\phi M_n \geq M_u$

(c) $\phi V_n \geq V_u$

Los factores de reducción de resistencia deberán tomarse de conformidad con el **CAPÍTULO 5.5**.

5.11.12.2. RESISTENCIA A FUERZA AXIAL Y MOMENTO. Las resistencias a fuerza axial y a momento, tanto dentro como fuera del plano, deberán ser calculadas de acuerdo con **5.6.8**. De forma alternativa, la resistencia a carga axial y flexión fuera del plano podrán calcularse de acuerdo con el método de diseño simplificado de **5.11.12.4**.

5.11.12.3. MUROS NO PORTANTES. Para muros no estructurales o no portantes, la resistencia nominal a flexión, M_n , podrá ser calculada de acuerdo con **5.6.7**.

5.11.12.4. MÉTODO SIMPLIFICADO. Como alternativa a lo indicado en **5.11.12.2**, se permitirá determinar la resistencia axial y a flexión fuera del plano mediante el método indicado en esta sección.

5.11.12.4.1. RESISTENCIA AXIAL. Si la resultante de las cargas mayoradas cae dentro del tercio medio del espesor de un muro macizo con una sección transversal rectangular, el valor de P_n se podrá determinar mediante la siguiente expresión:

$$38) \quad P_n = 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k \ell_c}{32h} \right)^2 \right]$$

5.11.12.5. FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA, k . El factor de longitud efectiva, k , a usar en la ecuación 49 se deberá tomar de acuerdo con la **Tabla 52**.

Tabla 52: Factor de longitud efectiva k para muros

Condiciones de borde	k
Muros arriostrados en la parte superior e inferior contra desplazamiento lateral, y:	
(a) Restringidos contra rotación en uno o ambos extremos (superior, inferior o ambos):	0.8
(b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos:	1.0
Muros no arriostrados contra desplazamiento lateral	2.0

5.11.12.5.1. El valor de P_n deberá afectarse por el factor de reducción de resistencia para secciones controladas por compresión indicado en **5.5.3**.

5.11.12.5.2. El refuerzo requerido para muros diseñados con el método simplificado deberá cumplir con lo indicado en **5.11.13**.

5.11.12.6. DISEÑO PARA RESISTIR FUERZA CORTANTE.

5.11.12.6.1. RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE EN EL PLANO. El valor de la resistencia nominal a cortante, V_n , deberá ser calculado de acuerdo con **5.11.12.6.2** hasta **5.11.12.6.4**. De forma alternativa, para muros con una relación de aspecto $h_w/l_w < 2$, se permitirá determinar la resistencia nominal a cortante en el plano mediante el método puntal tensor dado en el capítulo 23 del ACI 318-19. En todo caso se deberán cumplir los límites del refuerzo dados aquí.

5.11.12.6.2. LÍMITE PARA LA RESISTENCIA NOMINAL A CORTE. El valor de la resistencia nominal a corte, V_n , en cualquier sección horizontal no deberá exceder nunca $(0.66\sqrt{f'_c}A_{cv})$.

5.11.12.6.3. VALOR DE LA RESISTENCIA NOMINAL A CORTE. El valor de la resistencia nominal a corte, V_n , se calculará mediante la siguiente expresión:

$$39) \quad V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$$

Donde:

$\alpha_c = 0.25$ para muros con relación de aspecto $h_w/l_w \leq 1.5$.

$\alpha_c = 0.17$ para muros con relación de aspecto $h_w/l_w \geq 2.0$.

Para valores intermedios de α_c se permitirá la interpolación lineal.

5.11.12.6.4. MUROS A FUERZA AXIAL NETA A TRACCIÓN. Para todos los muros que tengan fuerza axial neta a tracción, el valor de α_c en la ecuación 50 se deberá tomar igual a:

$$40) \quad \alpha_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{3.5A_g} \right) \geq 0.0$$

Donde el valor de N_u es negativo para tracción.

5.11.12.6.5. CORTANTE FUERA DEL PLANO. El valor de la resistencia nominal a cortante fuera del plano debe calcularse de acuerdo con **5.6.9**.

5.11.13. LÍMITES DEL REFUERZO.

5.11.13.1. REFUERZO MÍNIMO. Si ocurre que el cortante último en el plano del muro, V_u , es menor o igual que $(0.042\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv})$, se deberán disponer cuantías mínimas de refuerzo longitudinal y transversal, ρ_ℓ y ρ_t , respectivamente, de acuerdo con lo indicado en la **Tabla 53**.

Tabla 53: Refuerzo mínimo para muros con $V_u \leq 0.042\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ en el plano del muro.

Tipo de muro	Refuerzo no presforzado	Tamaño de la barra o alambre	f_y , MPA	Refuerzo longitudinal mínimo ^[1] , ρ_ℓ	Refuerzo transversal mínimo, ρ_t
Vaciado en sitio	Barras corrugadas	$\leq N16$	≥ 420	0.0012	0.0020
			< 420	0.0015	0.0025
		$> N16$	Cualquiera	0.0015	0.0025
	Refuerzo de alambre electrosoldado	$\leq MW200$ ó $MD200$	Cualquiera	0.0012	0.0020
Prefabricado ^[2]	Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	Cualquiera	Cualquiera	0.0010	0.0010

^[1] No es necesario que los muros presforzados, con un esfuerzo promedio a compresión efectivo de al menos 1.6 MPa cumplan con los requisitos para refuerzo mínimo longitudinal, ρ_ℓ .

^[2] En muros en una dirección prefabricados, presforzados, con ancho menor de 3.7 m y no conectados mecánicamente para causar restricción en la dirección horizontal, no es necesario cumplir con los requisitos de cuantía mínima transversal.

5.11.13.2. Si el cortante último en el plano del muro, V_u , es mayor que $(0.042\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv})$, se deberá cumplir con (a) y (b):

- (a) La cuantía de refuerzo longitudinal debe ser al menos el mayor entre el valor calculado mediante la expresión 41.

$$41) \quad \rho_\ell \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_t - 0.0025)$$

- (b) La cuantía de refuerzo transversal, ρ_t , debe ser al menos 0.0025.

5.11.14. DETALLADO DEL REFUERZO.

5.11.14.1. GENERALIDADES. Los recubrimientos especificados para el refuerzo, las longitudes de desarrollo y los criterios para paquetes de barras deberán estar de conformidad con **5.4.4.**

5.11.14.2. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO LONGITUDINAL.

5.11.14.2.1. ESPACIAMIENTO MÁXIMO PARA MUROS VACIADOS EN SITIO. El espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal, s , para muros vaciados en sitio será el menor entre tres (3) veces el espesor del muro y 450 mm. Si se requiere refuerzo para cortante en el plano del muro, el espaciamiento del refuerzo longitudinal no debe exceder la tercera parte de la longitud del muro: $\ell_w/3$.

5.11.14.2.2. ESPACIAMIENTO MÁXIMO DE MUROS PREFABRICADOS. El espaciamiento máximo del refuerzo longitudinal en muros prefabricados será el menor entre (a) y (b):

(a) Cinco (5) veces el espesor del muro.

(b) 450 mm para muros exteriores y 750 mm para muros interiores.

5.11.14.2.2.1. EXCEPCIÓN. Si se requiere refuerzo para resistir cortante en el plano del muro, el espaciamiento del refuerzo longitudinal, s , no deberá exceder el menor entre tres (3) veces el espesor del muro, 450 mm y $\ell_w/3$.

5.11.14.2.3. CAPAS DE REFUERZO. Para muros que tengan más de 250 mm de espesor y que no sean muros de un primer sótano ni muros de contención en voladizo, el refuerzo distribuido en cada dirección se colocará en dos capas, tan próximo a cada cara del muro como lo permita el recubrimiento. Para los demás casos se permitirá colocar el refuerzo transversal y longitudinal en una sola capa.

5.11.14.2.4. COLOCACIÓN DEL REFUERZO DE FLEXIÓN. Todo el refuerzo dispuesto para resistir tracción debido a la flexión del muro fuera del plano deberá colocarse tan próximo a la cara a tracción como lo permita el recubrimiento.

5.11.14.3. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL.

5.11.14.3.1. ESPACIAMIENTO MÁXIMO PARA MUROS VACIADOS EN SITIO. El espaciamiento s del refuerzo transversal para muros vaciados en sitio no deberá exceder el menor entre tres (3) veces el espesor del muro y 450 mm. Si se requiere colocar refuerzo para resistir cortante en el plano del muro, el espaciamiento s no deberá exceder la quinta parte de la longitud del muro: $\ell_w/5$.

5.11.14.3.2. ESPACIAMIENTO MÁXIMO PARA MUROS PREFABRICADOS. El espaciamiento s del refuerzo transversal para muros prefabricados no deberá exceder el menor entre (a) y (b):

- (a) Cinco (5) veces el espesor del muro.
- (b) 450 mm para muros exteriores y 750 mm para muros interiores.

5.11.14.3.2.1. EXCEPCIÓN. Si se requiere refuerzo para resistir cortante en el plano del muro, el espaciamiento del refuerzo transversal, s , no deberá exceder el menor entre tres (3) veces el espesor del muro, 450 mm y $\ell_w/5$.

5.11.14.4. SOPORTE LATERAL DEL REFUERZO. Si el refuerzo longitudinal colocado para resistir compresión excede $0.01A_g$, éste deberá ser soportado lateralmente por grapas.

5.11.14.5. REFUERZO EN ABERTURAS. Alrededor de puertas, ventanas y otras aberturas de dimensiones similares, en adición al refuerzo mínimo requerido en 5.11.13, se deberán colocar al menos dos barras N16 en ambas direcciones alrededor de la abertura cuando el muro tiene refuerzo dispuesto en doble camada. Cuando el muro está reforzado con una sola camada de refuerzo, se deberá disponer de al menos una barra N16 alrededor de la abertura en ambas direcciones. Las barras dispuestas alrededor de la abertura deberán desarrollar f_y a ambos lados del borde de la abertura.

5.11.15. MÉTODO ALTERNATIVO PARA ANALISIS DE ESBELTEZ FUERA DEL PLANO.

5.11.15.1. ALCANCE. Se permitirá usar las provisiones de esta sección para analizar los efectos de esbeltez fuera del plano en muros que cumplan con (a) hasta (e):

- (a) La sección transversal del muro es constante a lo largo de la altura del muro.
- (b) El muro está controlado por tracción para el efecto del momento fuera del plano.
- (c) El valor de ϕM_n es al menos igual a M_{cr} , donde el momento de agrietamiento M_{cr} se calcula basados en el módulo de ruptura del concreto, f_r .
- (d) El valor de P_u en la sección a media altura del muro no excede $(0.06f'_cA_g)$.
- (e) La deflexión del muro fuera del plano calculada para cargas de servicio, incluyendo efectos de segundo orden $P - \Delta$, no excede $\ell_c/150$.

5.11.15.2. MODELADO.

5.11.15.2.1. CRITERIOS BÁSICOS. El muro deberá ser analizado con apoyos articulados, sujeto a carga axial y a una carga lateral uniformemente distribuida perpendicular al plano

del muro, que ocasiona que el momento y deflexión máximos ocurran a mitad de altura del muro.

5.11.15.2.2. DISTRIBUCIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES PUNTUALES. Las cargas gravitacionales puntuales aplicadas al muro sobre cualquier sección deberán asumirse como uniformemente distribuidas sobre un ancho igual al ancho del apoyo (ancho del área de aplastamiento), más un ancho adicional a cada lado que se proyecta con una pendiente de dos unidades (2) verticales a una unidad (1) horizontal. El ancho total sobre el que se considera distribuida la carga puntual no deberá exceder el menor entre (a) y (b):

- (a) El espaciamiento CAC entre las cargas concentradas.
- (b) Los bordes del panel de muro.

5.11.15.3. MOMENTO MAYORADO.

5.11.15.3.1. MOMENTO DE FLEXOCOMPRESIÓN. El momento último, M_u , a media altura del muro, debido a la combinación de fuerza axial y flexión, deberá incorporar los efectos de la deflexión lateral del muro de acuerdo con (a) o (b):

- (a) Mediante iteraciones de cálculo usando la siguiente expresión:

$$42) \quad M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u$$

Donde el valor de M_{ua} es el momento mayorado máximo a media altura del muro debido a cargas laterales y verticales excéntricas, sin tomar en cuenta efectos de segundo orden, $P - \Delta$. El valor de la deflexión lateral Δ_u se deberá calcular mediante la siguiente expresión:

$$43) \quad \Delta_u = \frac{5M_u \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}}$$

Donde el momento de inercia para la sección agrietada, I_{cr} , se calcula mediante la siguiente expresión:

$$44) \quad I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \left(A_s + \frac{P_u}{f_y} \frac{h}{2d} \right) (d - c)^2 + \frac{\ell_w c^3}{3}$$

Donde el valor de E_s/E_c debe ser mayor o igual que 6.

- (b) Mediante cálculo directo usando la siguiente expresión:

$$45) \quad M_u = \frac{M_{ua}}{\left(1 - \frac{5P_u \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}}\right)}$$

5.11.15.4. DEFLEXIÓN FUERA DEL PLANO.

5.11.15.4.1. DEFLEXIÓN FUERA DEL PLANO PARA CARGAS DE SERVICIO. Las deflexiones fuera del plano para cargas de servicio, Δ_s , deberán calcularse de acuerdo con la **Tabla 54**, donde M_a se calcula de acuerdo con **5.11.15.4.2**.

5.11.15.4.2. MOMENTO MÁXIMO A MEDIA ALTURA. El momento máximo del muro a media altura del muro, M_a , debido a las cargas laterales de servicio y cargas verticales excéntricas de servicio, incluyendo los efectos de segundo orden, $P - \Delta$, para niveles de carga de servicio, será calculado mediante la siguiente expresión, considerando un proceso de cálculo iterativo de las deflexiones laterales:

$$46) \quad M_a = M_{sa} + P_s \Delta_s$$

Tabla 54: Cálculo de Δ_s .

M_a	Valor de Δ_s	
$\leq (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = \left(\frac{M_a}{M_{cr}}\right) \Delta_{cr}$	(a)
$> (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = (2/3)\Delta_{cr} + \frac{(M_a - (2/3)M_{cr})}{(M_n - (2/3)M_{cr})} (\Delta_n - (2/3)\Delta_{cr})$	(b)

5.11.15.4.3. CÁLCULO DE DEFLEXIONES LATERALES. Las deflexiones laterales, Δ_{cr} y Δ_n serán calculadas mediante las siguientes expresiones:

$$47) \quad \Delta_{cr} = \frac{5M_{cr} \ell_c^2}{48E_c I_g}$$

$$48) \quad \Delta_n = \frac{5M_n \ell_c^2}{48E_c I_{cr}}$$

CAPÍTULO 5.12. CONEXIONES ENTRE MIEMBROS.

5.12.1. NUDOS VIGA-COLUMNA Y LOSA-COLUMNA.

5.12.1.1. Las uniones viga-columna y losa-columna deben de satisfacer los criterios de detallado indicados en **5.12.1.9** y deben tener una resistencia adecuada de conformidad con **5.12.1.10**.

5.12.1.2. Las uniones viga-columna y losa-columna deben satisfacer lo indicado en **5.12.1.11** para una adecuada transferencia de la carga axial de la columna a través del sistema de entrepiso.

5.12.1.3. CORTANTE DE NUDO. Cuando las cargas gravitacionales, sísmicas, de viento u otras cargas laterales originan una transferencia de momento a través de la unión viga-columna, el cortante resultante de la transferencia de momento debe tomarse en cuenta en el diseño del nudo.

5.12.1.4. MÉTODO PUNTAL-TENSOR. Si en una unión ocurre que conecta una viga con un peralte de más del doble de la dimensión de la columna medida paralela a al eje de la viga, se deberá realizar un análisis y diseño de la unión usando el método puntal-tensor del capítulo 23 del ACI 318-19. Además, se deberá cumplir con (a) y (b):

- (a) El cortante de diseño de la junta, determinado de acuerdo con el capítulo 23 del ACI 318-19, no deberá exceder el cortante de diseño, ϕV_n , determinado de acuerdo con **5.12.1.10.2** hasta **5.12.1.10.4**.
- (b) Se deberán satisfacer los requisitos de detallado de **5.12.1.9**.

5.12.1.5. EXTENSIÓN DE COLUMNA. En columnas que no continúan hacia un nivel superior, si ocurre que se provee una extensión de la columna más allá del nudo viga-columna para proveer continuidad a través del nudo en la dirección considerada del cortante de nudo, se deberá cumplir con lo indicado en (a) y (b):

- (a) La columna debe extenderse por encima del nudo viga-columna al menos una distancia igual a la profundidad h de la columna, medida en la dirección considerada del cortante de nudo.
- (b) El refuerzo longitudinal y transversal de la columna por debajo del nudo debe continuarse a través de la extensión de columna.

5.12.1.6. EXTENSIÓN DE VIGA. Si se provee una extensión de viga con la finalidad de proporcionar continuidad a través del nudo viga-columna en la dirección considerada del cortante de nudo, ésta deberá cumplir con (a) y (b):

- (a) La viga debe extenderse más allá de la cara del nudo al menos una distancia igual al peralte total de la viga, h .
- (b) El refuerzo longitudinal y transversal de la viga debe continuarse en la porción extendida de la viga.

5.12.1.7. CONFINAMIENTO DE NUDO. Se considerará que un nudo viga-columna está confinado para la dirección considerada del cortante de nudo cuando se proveen dos vigas transversales que satisfagan (a), (b) y (c):

- (a) El ancho de cada viga transversal es al menos tres cuartas partes ($3/4$) del ancho de la columna medido paralelo a la dirección del cortante de nudo.
- (b) Las vigas transversales se extienden al menos una distancia igual al peralte total de la viga, h , más allá de las caras del nudo.
- (c) Las vigas transversales tienen al menos dos barras longitudinales superiores y dos barras longitudinales inferiores, continuas, que cumplan con **5.9.15.1**, y estribos N10 o mayores que satisfagan **5.9.15.3.3** y **5.9.16.7.1.2**.

5.12.1.8. UNIONES LOSA-COLUMNA. Para uniones losa-columna que transfieren momento a través de la unión, se deberán satisfacer los requerimientos aplicables del **CAPÍTULO 5.8**. Similarmente, se deberá satisfacer lo indicado en **5.12.1.9.2** y **5.6.10**.

5.12.1.9. DETALLADO DE LAS UNIONES.

5.12.1.9.1. Las uniones viga-columna deben cumplir con lo indicado desde **5.12.1.9.1.1** hasta **5.12.1.9.1.3**, a menos que se cumplan con las condiciones (a), (b) y (c):

- (a) El nudo está confinado por vigas transversales de acuerdo con **5.12.1.7** para todas las direcciones consideradas de cortante.
- (b) El nudo no forma parte del sistema sismorresistente.
- (c) El nudo no es parte de una estructura que pertenezca a las Categorías de Diseño Sísmico, D, E o F.

5.12.1.9.1.1. El refuerzo transversal en el nudo consistirá en estribos, espirales o estribos cerrados de confinamiento que satisfagan **5.4.4.13** y **5.4.4.14**.

5.12.1.9.1.2. Se debe proveer al nudo de al menos dos capas de refuerzo transversal horizontal dentro de la altura de la viga de menor peralte que conecte al nudo.

5.12.1.9.1.3. El espaciamiento s del refuerzo transversal del nudo no debe exceder 200 mm dentro de la altura de la viga de mayor peralte que conecte al nudo.

5.12.1.9.2. En las uniones losa-columna, el refuerzo transversal de la columna debe ser continuado a través de la unión losa-columna, incluyendo los ábacos de cortante, capiteles, de acuerdo con **5.4.4.13** y **5.4.4.14**. No se requiere cumplir con este requisito si el nudo losa-columna está soportado lateralmente por la losa en todos sus lados.

5.12.1.9.3. El desarrollo del refuerzo longitudinal que termina en el nudo o dentro de una extensión de columna o extensión de viga, como se indica en **5.12.1.5** y **5.12.1.6** respectivamente, deberá estar de acuerdo con **5.4.4**.

5.12.1.9.4. ANCLAJE EN NUDOS. Todo el refuerzo longitudinal que se ancle con gancho estándar en un nudo viga-columna deberá tener el gancho orientado hacia la zona media de la viga o columna, según sea el caso.

5.12.1.10. REQUISITOS DE RESISTENCIA.

5.12.1.10.1. RESISTENCIA REQUERIDA A CORTANTE DEL NUDO. La fuerza cortante última en el nudo, V_u , se debe determinar en un plano a media altura de la junta a partir de las fuerzas de tensión y de compresión de las vigas, y del cortante en la columna, consistente con lo indicado en (a) y (b):

- (a) El momento máximo transferido entre la viga y la columna determinado a partir de un análisis para cargas mayoradas, para nudos viga-columna que tengan vigas continuas en la dirección de cortante en el nudo considerada.
- (b) Resistencia nominal a momento, M_n , de las vigas que conectan al nudo en la dirección de cortante en el nudo considerada.

5.12.1.10.2. RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE DEL NUDO. Para nudos vaciados en sitio, la resistencia de diseño a cortante del nudo viga-columna deberá satisfacer que $\phi V_c \geq V_u$, donde el factor de reducción de resistencia se debe tomar de acuerdo con el **CAPÍTULO 5.5**.

5.12.1.10.3. La resistencia nominal a cortante del nudo deberá calcularse de acuerdo con la Tabla 55.

Tabla 55: Resistencia nominal a cortante en el nudo, V_n .

Columna	Viga en la dirección del cortante, V_n	Confinamiento del nudo por vigas transversales que cumplan con 5.12.1.7	V_n , en N
Continua o que cumpla con 5.12.1.5	Continua o extendida de acuerdo con 5.12.1.6	Confinado	$2.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinado	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otros casos	Confinado	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinado	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o extendida de acuerdo con 5.12.1.6	Confinado	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinado	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinado	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinado	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

El valor de λ se deberá tomar igual a 0.75 para concreto de peso liviano, e igual a 1.0 para concreto de peso normal.

5.12.1.10.4. ÁREA EFECTIVA DEL NUDO. El área de sección transversal efectiva del nudo, A_j , se deberá calcular como el producto de la profundidad del nudo en la dirección considerada y el ancho efectivo del nudo. La profundidad del nudo será igual a la profundidad de la columna, h , medida en la dirección considerada. Si las vigas que llegan al nudo son más anchas que la columna, el ancho efectivo del nudo será igual al ancho total de la columna, medido en dirección perpendicular a la dirección del cortante considerada. Si la columna es más ancha que las vigas que conectan, el ancho efectivo del nudo no deberá exceder el menor entre (a) y (b):

- (a) El ancho de la viga más la profundidad del nudo.
- (b) Dos veces la distancia perpendicular medida desde el eje longitudinal de la viga hasta la cara lateral más próxima de la columna.

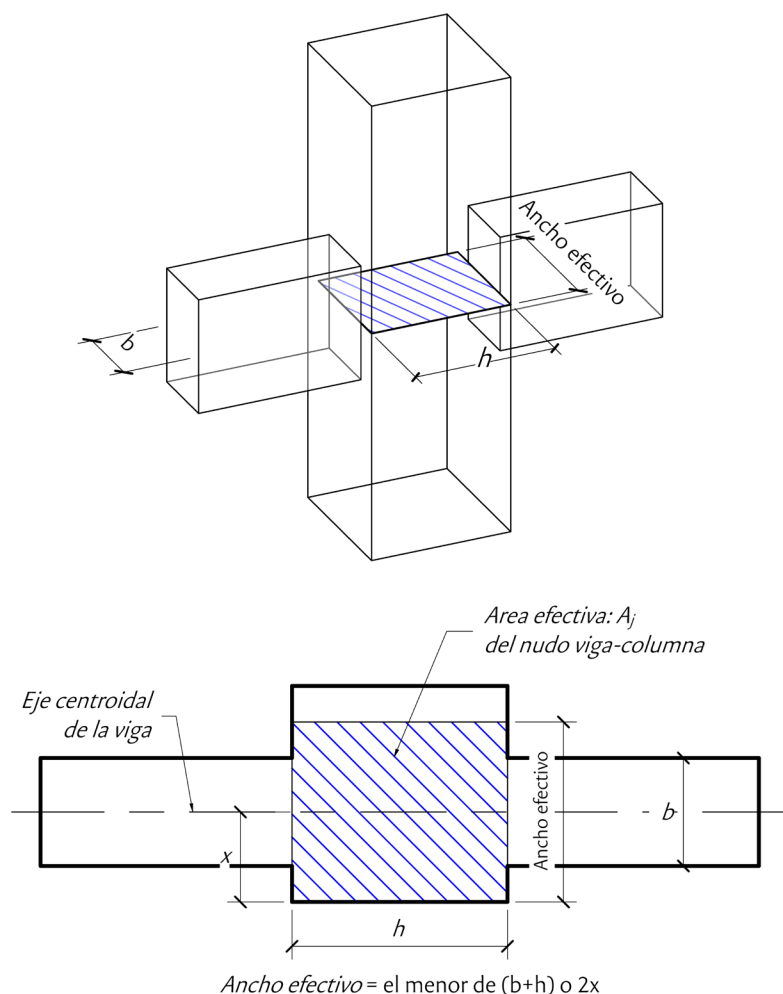


Figura 17: Area efectiva del nudo. Referencia: 5.12.1.10.4.

5.12.1.11. TRANSFERENCIA DE LA FUERZA AXIAL DE COLUMNA. Si ocurre que el valor de f'_c de un piso es menos que el 70% del valor de f'_c para una columna, la transmisión de la carga axial a través del sistema de piso deberá cumplir con (a), (b) y (c):

- (a) En la región de la losa de piso circunscrita por la sección de columna y dentro de una distancia de al menos 600 mm más allá del perímetro de la columna, se deberá vaciar concreto que tenga una resistencia a la compresión especificada igual a la de la columna. Este concreto deberá integrarse con el resto del concreto del piso.
- (b) La resistencia de diseño de una columna a través del sistema de pisos deberá ser calculada usando el valor más bajo de la resistencia de diseño del concreto, con dovelas

verticales y refuerzo transversal como se requiere para alcanzar la resistencia de diseño requerida.

(c) Para nudos viga-columna que estén restringidos o lateralmente soportados en todos sus lados por vigas de peraltes aproximadamente iguales que satisfacen **5.12.1.6** y **5.12.1.7(a)**, o para nudos losa-columna soportados por una losa en todos sus lados, se permitirá calcular la resistencia de diseño de la columna usando una resistencia del concreto en el nudo igual a la suma del 75% de la resistencia especificada para la columna y el 35% de la resistencia especificada para el concreto del piso. El valor de la resistencia del concreto de la columna no debe exceder dos veces y media (2.5 veces) la resistencia del concreto del sistema de piso.

5.12.2. CONEXIONES ENTRE MIEMBROS PREFABRICADOS.

5.12.2.1. TRANSFERENCIA DE FUERZAS. Se permitirá la transferencia de fuerzas entre miembros por medio de: juntas rellenas con mortero no contráctil (grout), llaves de corte, aplastamiento, anclajes, conectores mecánicos, afinados de piso con refuerzo, o una combinación de éstos.

5.12.2.2. IDONEIDAD. La idoneidad de las uniones deberá ser evaluada mediante análisis o ensayos.

5.12.2.3. CONEXIONES NO PERMITIDAS. No se permitirán uniones entre miembros que dependan únicamente de fuerzas de fricción generadas por cargas gravitacionales.

5.12.2.4. Las conexiones y las regiones de los miembros que sean adyacentes a las conexiones deberán ser diseñadas para resistir las fuerzas y acomodar las deformaciones que se originan por todos los efectos de las cargas en el sistema estructural prefabricado.

5.12.2.5. Las conexiones deberán ser diseñadas tomando en cuenta los efectos de la restricción al cambio de volumen de los miembros conectados, debidos a cambios de temperatura, retracción del concreto y flujo plástico del concreto.

5.12.2.6. Las conexiones deberán ser diseñadas tomando en cuenta los efectos de las tolerancias especificadas para la fabricación y erección de los miembros prefabricados.

5.12.2.7. El diseño de uniones con múltiples componentes deberá considerar las diferencias en rigidez, resistencia y ductilidad de dichos componentes.

5.12.2.8. AMARRES DE INTEGRIDAD. Se deberá proveer de amarres de integridad en las direcciones vertical, longitudinal y transversal, y alrededor del perímetro de la estructura, de acuerdo con lo indicado en **5.12.2.11** y **5.12.2.12**.

5.12.2.9. RESISTENCIA REQUERIDA.

5.12.2.9.1. La resistencia requerida de las conexiones y de las regiones adyacentes a éstas deberá ser calculada de acuerdo con las combinaciones de carga mayoradas especificadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.12.2.9.2. Para conexiones de tipo apoyo directo (de aplastamiento), el valor de N_{uc} deberá ser el indicado en (a) o (b), sin que requiera exceder el valor de $N_{uc,max}$, donde $N_{uc,max}$ es el valor máximo de la fuerza de restricción que puede ser transmitida a través de la trayectoria de carga de una conexión tipo aplastamiento, multiplicada por el factor de mayoración usado para cargas vivas cuando se combinan con otros efectos de carga mayorada.

(a) Para conexiones que no tengan almohadillas de apoyo, el valor de N_{uc} será calculado simultáneamente con V_u usando las combinaciones de carga mayoradas. La fuerza de restricción debe ser tratada como una carga viva.

(b) Para conexiones con almohadillas de apoyo, el valor de N_{uc} será el 20% de la reacción vertical sostenida no mayorada, multiplicada por un factor de 1.6.

5.12.2.9.3. Si el coeficiente de fricción entre la almohadilla de apoyo y el miembro apoyado ha sido determinado a partir de resultados de ensayos, se permitirá calcular el valor de $N_{uc,max}$ multiplicando la reacción vertical no mayorada por el coeficiente de fricción y un factor de carga de 1.6.

5.12.2.10. RESISTENCIA DE DISEÑO.

5.12.2.10.1. Para cada combinación de carga aplicable, la resistencia de diseño, ϕS_n , de las conexiones entre miembros prefabricados deberá ser igual o mayor que la resistencia requerida por efectos de las combinaciones de carga mayoradas, U . El factor de reducción de resistencia se deberá tomar de acuerdo con el **CAPÍTULO 5.5**.

5.12.2.10.2. En la superficie de contacto entre el miembro soportado y el miembro de soporte, o en la superficie entre el miembro soportado o de soporte y la almohadilla de apoyo, la resistencia nominal por aplastamiento, B_n , deberá calcularse de acuerdo con **5.6.12**. El valor de B_n debe tomarse igual al menor de los determinados para el elemento soportado y para el elemento de soporte, y no debe exceder la resistencia al aplastamiento de elementos intermedios dispuestos en el apoyo, si existen.

5.12.2.10.3. Si las cargas producen principalmente fuerza cortante, y la transferencia de cortante ocurre a través de un plano nado, se permitirá determinar la capacidad nominal a

cortante, V_n de acuerdo con las provisiones para resistencia a cortante por fricción dadas en 5.6.13.5.

5.12.2.11. RESISTENCIA MÍNIMA DE LA CONEXIÓN Y REQUISITOS DE AMARRES DE INTEGRIDAD.

5.12.2.11.1. Con excepción de lo requerido en 5.12.2.12, se deberán proporcionar amarres de integridad longitudinales y transversales que conecten los miembros prefabricados al sistema resistente a cargas laterales. Se deberán proveer amarres de integridad verticales de acuerdo con 5.12.2.11.3 que conecten los pisos adyacentes. Todos los amarres de integridad deben proveer de una trayectoria completa de cargas, haciendo que la transferencia de cargas sea lo más directa posible. Se deben minimizar las excentricidades asociadas a la trayectoria de cargas, sobre todo en las conexiones.

5.12.2.11.2. Cuando los miembros prefabricados conformen diafragmas de piso, las conexiones entre el diafragma y estos miembros soportados lateralmente por el diafragma de piso deberán tener una resistencia nominal a la tracción de no menos de 4.4 kN/m.

5.12.2.11.3. Los amarres verticales de integridad deberán proveerse en las juntas horizontales entre todos los miembros verticales prefabricados, excepto para las panderetas o particiones. Los amarres verticales de integridad deberán satisfacer (a) o (b):

- (a) Deberán proveerse amarres verticales de integridad en las conexiones entre columnas prefabricadas, que tengan una resistencia nominal a la tracción de al menos $1.4A_g$ en N, donde A_g es el área bruta de la sección de la columna. Para columnas a las que se asigne una sección transversal considerablemente más grande que la que se requiere por criterios de resistencia requerida, se permitirá usar un área efectiva reducida, la cual nunca puede ser menor que la mitad del área bruta de la sección de la columna.
- (b) Las conexiones entre paneles de muros prefabricados de concreto deberán tener al menos dos amarres verticales de integridad, cada uno de los cuales deberá tener una resistencia nominal a la tracción de al menos 44 kN.

5.12.2.12. REQUISITOS DE AMARRES DE INTEGRIDAD PARA ESTRUCTURAS DE MUROS DE CONCRETO PREFABRICADOS DE TRES O MAS NIVELES.

5.12.2.12.1. Los amarres de integridad en sistemas de piso deberán satisfacer lo indicado desde (a) hasta (f):

- (a) Se deberá proveer de amarres longitudinales y transversales de integridad que tengan una resistencia nominal a tracción de al menos 22 kN por cada metro de ancho o de largo.

- (b) Los amarres longitudinales y transversales deberán ser provistos sobre los soportes de muros interiores y entre el sistema de piso y los muros exteriores.
- (c) Los amarres de integridad longitudinales y transversales deberán ser posicionados en o dentro de 600 mm de distancia del plano del sistema de piso.
- (d) Los amarres de integridad longitudinales deberán ser orientados de modo que sean paralelos a los vanos de losas de piso y serán espaciados a no más de 3.00 m CAC. Se deberá considerar la transferencia de fuerzas alrededor de las aberturas.
- (e) Los amarres de integridad transversales deberán ser orientados de modo que sean perpendiculares a los vanos de losas de piso y serán espaciados a no más de la distancia de separación de los muros portantes.
- (f) Los amarres de integridad en el perímetro de cada piso que se ubiquen a 1.2 m o menos del borde del piso, deberán tener una resistencia nominal a la tracción de al menos 71 kN.

5.12.2.12.2. Los amarres verticales de integridad deberán satisfacer lo indicado en (a), (b) y (c):

- (a) Los amarres verticales de integridad deberán ser provistos en todos los paneles de muros y serán continuos a través de toda la altura de la edificación.
- (b) Los amarres verticales de integridad deberán proveer una resistencia nominal a la tracción de al menos 44 kN por metro horizontal de muros.
- (c) Se deberán colocar al menos dos amarres de integridad en cada panel de muro.

5.12.2.13. DIMENSIONES MÍNIMAS EN CONEXIONES DE APOYO DIRECTO.

5.12.2.13.1. Se deberán proporcionar las dimensiones mínimas indicadas en **5.12.2.13.2** y **5.12.2.13.3**, a menos que se demuestre mediante análisis o ensayos que dimensiones menores no afectarán el desempeño de la estructura.

5.12.2.13.2. Para losas, vigas y miembros en forma de T, prefabricados, las dimensiones de diseño mínimas de la cara del apoyo al extremo del miembro prefabricado en la dirección del vano, tomando en cuenta las tolerancias especificadas, deberá estar de acuerdo con la **Tabla 56**.

5.12.2.13.3. Las almohadillas de apoyo adyacentes a bordes de apoyo no reforzados deberán alejarse de la cara del apoyo y del extremo del miembro soportado una distancia no menor que la mayor entre 13 mm y la dimensión del corte de bisel, si la cara del apoyo está biselada.

Tabla 56: Dimensiones de diseño mínimas para soportes de apoyo directo de miembros prefabricados.

Tipo de miembro	Dimensión mínima, en mm	
Losa sólida o prefabricada tipo <i>hollowcore</i>	El mayor de:	$\ell_n/180$
		50
Viga o miembro con forma de T	El mayor de:	$\ell_n/180$
		75

5.12.3. CONEXIONES A LAS FUNDACIONES.

5.12.3.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

5.12.3.1.1. Las fuerzas y momentos mayorados en las bases de columnas, muros y pedestales deberán ser transferidos a los cimientos por medio de aplastamiento del concreto y mediante el uso de refuerzos, dovelas, pernos de anclaje o conectores mecánicos.

5.12.3.1.2. Los refuerzos, dovelas o conectores mecánicos entre el miembro soportado y la fundación, deberán ser diseñados para transferir lo indicado en (a) y (b):

(a) Las fuerzas de compresión en exceso al menor entre la resistencia al aplastamiento del concreto de la fundación o la resistencia al aplastamiento del concreto del miembro soportado, calculadas de acuerdo con **5.6.12**.

(b) Cualesquiera fuerzas de tensión originadas en la interfaz entre el miembro soportado y la fundación.

5.12.3.1.3. En la base de columnas compuestas que tengan un perfil de acero embebido se deberá cumplir con (a) o (b):

(a) La base del perfil de acero deberá ser diseñada para transferir la totalidad de las cargas mayoradas correspondientes a la sección compuesta completa que deben transferirse a la fundación.

(b) La base del perfil de acero deberá ser diseñada para transferir las fuerzas mayoradas correspondientes al perfil embebido, mientras que el resto de las fuerzas mayoradas deberá transmitirse a la fundación mediante aplastamiento del concreto y el uso de refuerzo.

5.12.3.2. RESISTENCIA REQUERIDA. Las fuerzas y momentos mayorados transferidos a las fundaciones deberán ser calculadas de acuerdo con las combinaciones de carga de diseño dadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

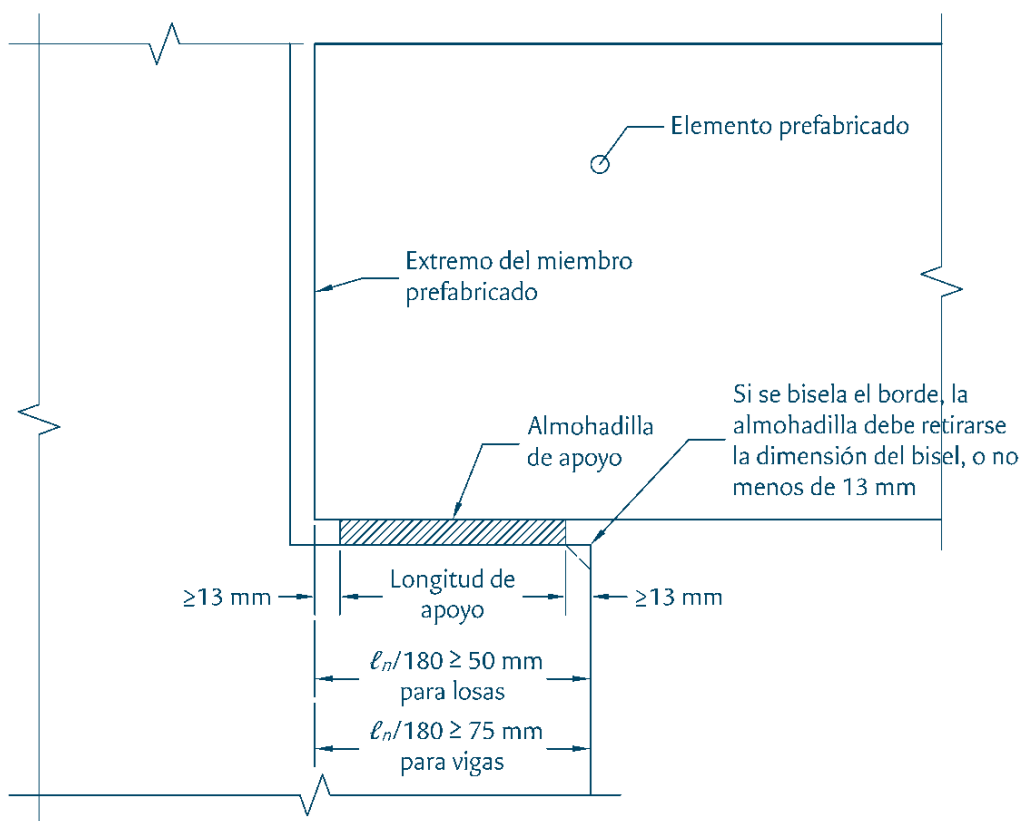


Figura 18: Longitud del apoyo. Referencia: 5.12.2.13.

5.12.3.3. RESISTENCIA DE DISEÑO.

5.12.3.3.1. La resistencia de diseño de conexiones, ϕS_n , entre las columnas, muros o pedestales, y las fundaciones, deberá ser tal que $\phi S_n \geq U$, para todas las combinaciones de carga de diseño aplicables. Para las conexiones entre miembros prefabricados y las fundaciones se deberán aplicar los requerimientos de amarres verticales de integridad de 5.12.2.11.3 y 5.12.2.12.2, según aplique. El factor de reducción de resistencia ϕ se tomará de conformidad con el **CAPÍTULO 5.5**. La resistencia de diseño ϕS_n comprenderá las resistencias de diseño para flexión, ϕM_n , cortante, ϕV_n , torsión, ϕT_n , o aplastamiento, ϕB_n .

5.12.3.3.2. La resistencia de la conexión para una combinación de fuerza axial y momento de flexión deberá determinarse de acuerdo con 5.6.8.

5.12.3.3.3. En la superficie de contacto entre el elemento soportado y la fundación, o entre un elemento soportado o fundación y un elemento intermedio, la resistencia nominal al aplastamiento, B_n , deberá ser calculada de acuerdo con **5.6.12** para superficies de concreto. El valor de B_n será el menor que resulte del cálculo para la superficie de contacto del miembro soportado o la superficie de contacto de la fundación. Si existen elementos intermedios, el valor de B_n no debe exceder la resistencia al aplastamiento de éstos.

5.12.3.3.4. En la superficie de contacto entre el miembro soportado y la fundación, el valor de la resistencia nominal a cortante en una dirección, V_n , se calculará de conformidad con las provisiones de diseño por fricción-cortante dadas en **5.6.13.5**.

5.12.3.3.5. En la base de una columna, pedestal o muro, prefabricados, los pernos de anclaje y anclajes para conexiones mecánicas deberán diseñarse aplicando las disposiciones del capítulo 17 del ACI 318-19. Se deberán tomar en cuenta las fuerzas desarrolladas durante la erección de la estructura.

5.12.3.3.6. En la base de una columna, pedestal o muro, prefabricados, los conectores mecánicos deberán ser diseñados para desarrollar totalmente su resistencia, previo a la falla del anclaje o del concreto que rodea los conectores.

5.12.3.4. REFUERZO MÍNIMO PARA CONEXIONES ENTRE MIEMBROS VACIADOS EN SITIO Y LAS FUNDACIONES.

5.12.3.4.1. Para las conexiones entre una columna o pedestal vaciados en sitio y la fundación, el área de refuerzo, A_s , que atraviesa la interfaz entre los elementos deberá ser de al menos $0.005A_g$, donde A_g es el área bruta de la sección de columna o pedestal.

5.12.3.4.2. Para conexiones entre un muro vaciado en sitio y la fundación, el área de refuerzo vertical, A_s , que atraviesa la interfaz entre los elementos deberá satisfacer lo indicado en **5.11.13**.

5.12.3.5. DETALLADO DE CONEXIONES ENTRE MIEMBROS VACIADOS EN SITIO Y LAS FUNDACIONES.

5.12.3.5.1. En la base de una columna, pedestal o muro, vaciados en sitio, y las fundaciones, el refuerzo requerido según **5.12.3.3** o **5.12.3.4** podrá ser provisto extendiendo las barras longitudinales del miembro soportado dentro de la fundación, o mediante la incorporación de dovelas.

5.12.3.5.2. Cuando se requiere continuidad, los empalmes por traslapo o por medio de conectores mecánicos para el refuerzo longitudinal o dovelas deberán cumplir con **5.10.8.5** y con **5.15.11**, si aplica.

5.12.3.5.3. Si se hace uso de una conexión articulada en la base de una columna o pedestal vaciado en sitio, la conexión a la fundación debe satisfacer lo indicado en **5.12.3.3**.

5.12.3.6. DETALLADO DE CONEXIONES ENTRE MIEMBROS PREFABRICADOS Y LAS FUNDACIONES.

5.12.3.6.1. En la base de columnas, pedestales o muros, prefabricados, la conexión a las fundaciones deberá satisfacer **5.12.2.11.3** y **5.12.2.12.2**.

5.12.3.6.2. Si las combinaciones de diseño aplicables resultan en la ausencia de esfuerzos de tracción en la base de los muros prefabricados, se permitirá que los amarres verticales de integridad indicados en **5.12.2.11.3(b)** sean desarrollados en una losa de piso sobre terreno reforzada adecuadamente para estos fines.

5.12.3.7. TRANSFERENCIA DE CORTANTE HORIZONTAL EN ELEMENTOS COMPUESTOS DE CONCRETO A FLEXIÓN.

5.12.3.7.1. En un elemento compuesto de concreto a flexión, las fuerzas cortantes horizontales deberán ser transferidas a través de las superficies de contacto entre los miembros interconectados.

5.12.3.7.2. Cuando existe tensión a través de cualquier superficie de contacto entre elementos de concreto interconectados, se permitirá la transferencia de fuerza cortante horizontal por contacto sólo cuando se provea refuerzo transversal de acuerdo con **5.12.3.7.7** y **5.12.3.7.8**.

5.12.3.7.3. La preparación de la superficie de contacto asumida para diseño deberá ser especificada en los planos estructurales.

5.12.3.7.4. RESISTENCIA REQUERIDA. Las fuerzas mayoradas transferidas a lo largo de la superficie de contacto en miembros compuestos de concreto a flexión serán calculadas de acuerdo con las combinaciones de carga de diseño dadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.12.3.7.5. RESISTENCIA DE DISEÑO. La resistencia de diseño para transferencia de fuerza cortante horizontal deberá ser tal que se cumpla que $\phi V_{nh} \geq V_u$ en todas las ubicaciones a lo largo del plano de contacto. El valor de la resistencia nominal a cortante horizontal, V_{nh} ,

se debe calcular de conformidad con 5.12.3.7.6. El factor de reducción de resistencia ϕ deberá tomarse de acuerdo con el **CAPÍTULO 5.5**.

5.12.3.7.6. RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE HORIZONTAL.

5.12.3.7.6.1. Cuando ocurra que el cortante horizontal último, V_u , sea mayor que $(\phi 3.5b_v d)$, el valor de V_{nh} debe tomarse igual al valor de V_n calculado de acuerdo con 5.6.13. El valor de b_v es el ancho de la superficie de contacto y d está de acuerdo con 5.12.3.7.6.3.

5.12.3.7.6.2. Cuando el cortante horizontal último, V_u , sea menor o igual que $(\phi 3.5b_v d)$, el valor de V_{nh} debe calcularse de acuerdo con la **Tabla 57**.

Tabla 57: Resistencia nominal a cortante horizontal.

Refuerzo para transferencia de cortante	Requisitos	V_{nh} en N		
$A_v \geq A_{v,min}$	Concreto vaciado contra concreto ya endurecido cuya superficie se ha hecho rugosa intencionalmente a una amplitud de aproximadamente 6 mm	El menor entre:	$\lambda \left(1.8 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d$	(a)
			$3.5b_v d$	(b)
	Concreto vaciado contra concreto ya endurecido cuya superficie no se ha hecho rugosa intencionalmente		$0.55b_v d$	(c)
Otros casos	Concreto vaciado contra concreto ya endurecido cuya superficie se ha hecho rugosa intencionalmente		$0.55b_v d$	(d)

La superficie de contacto debe estar limpia y libre de lechadas.

5.12.3.7.6.3. El valor de d a usar en las expresiones de la **Tabla 57** es la distancia medida desde la fibra extrema en compresión de la sección compuesta completa hasta el centroide del refuerzo longitudinal presforzado y no presforzado a tensión. Para miembros de concreto presforzados no se requiere tomar d menor que $0.8h$.

5.12.3.7.6.4. Se permitirá incluir el refuerzo transversal de los elementos que ya han sido vaciados que se proyecta dentro del volumen de concreto a vaciar en sitio y que está

anclado a ambos lados de la interfaz de transferencia de fuerza cortante horizontal, a los fines del cálculo de la resistencia nominal a cortante horizontal, V_{nh} .

5.12.3.7.7. REFUERZO MÍNIMO PARA TRANSFERENCIA DE CORTANTE HORIZONTAL.

Cuando se disponga de refuerzo para transferir fuerza cortante horizontal, el área de refuerzo calculada no debe nunca ser menor que el área mínima de refuerzo para transferencia de corte horizontal, la cual se deberá tomar como la mayor entre las expresiones (a) y (b):

$$(a) \quad 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}$$

$$(b) \quad 0.35 \frac{b_w s}{f_y}$$

5.12.3.7.8. DETALLADO DEL REFUERZO DISPUESTO PARA TRANSFERIR CORTANTE HORIZONTAL.

5.12.3.7.8.1. El refuerzo dispuesto para transferencia de cortante horizontal deberá consistir en barras o alambres, estribos de múltiples patas o patas verticales de refuerzo de alambre electrosoldado.

5.12.3.7.8.2. Cuando se disponga de refuerzo para transferir cortante horizontal, el espaciamiento de dicho refuerzo en la dirección longitudinal no debe exceder el menor de 600 mm y cuatro veces la menor dimensión del elemento soportado.

5.12.3.7.8.3. El refuerzo dispuesto para transferir cortante horizontal debe ser desarrollado en los elementos interconectados de acuerdo con **5.4.4.12**.

5.12.3.7.9. DISEÑO DE MENSULAS Y CARTELAS. El diseño de ménsulas y carteladas deberá realizarse de conformidad con el acápite 16.5 del ACI 318-19.

CAPÍTULO 5.13. DISEÑO DE DIAFRAGMAS.

5.13.1. ALCANCE. Este capítulo aplica al diseño de diafragmas presforzados y no presforzados, incluyendo lo indicado desde (a) hasta (d):

(a) Diafragmas que consisten en losas vaciadas en sitio.

(b) Diafragmas que consisten en afianzados de piso (*toppings*) vaciados en sitio sobre elementos prefabricados.

(c) Diafragmas que consisten en elementos prefabricados con franjas extremas vaciadas en sitio, formadas por afinados de piso (toppings) o vigas de borde.

(d) Diafragmas de piso consistente en elementos prefabricados interconectados sin afinado de piso vaciado en sitio.

5.13.2. REQUISITOS ESPECIALES. Además de los requisitos indicados en este capítulo, se requerirá aplicar los requisitos especiales indicados en **5.15.10**.

5.13.3. GENERALIDADES. El diseño deberá considerar las fuerzas que se detallan desde (a) hasta (e):

(a) Fuerzas en el plano del diafragma originadas por las cargas laterales que actúan sobre la edificación.

(b) Fuerzas de transferencia del diafragma.

(c) Fuerzas que se generan en las conexiones del diafragma con el sistema vertical resistente a cargas laterales y con elementos no estructurales.

(d) Las fuerzas que ocasionan los elementos inclinados.

(e) Las fuerzas fuera del plano que se generan debido a la acción de las cargas gravitacionales y otras cargas que se aplican a la superficie del diafragma.

5.13.4. HUECOS. Para el diseño de los diafragmas se deberán considerar los efectos de las aberturas y de los vacíos en la sección de éstos, si existen.

5.13.5. MATERIALES. Las propiedades del concreto y del acero de refuerzo deberán estar de conformidad con lo indicado en el **CAPÍTULO 5.3** y **CAPÍTULO 5.4**.

5.13.6. LÍMITES DE DISEÑO. Los diafragmas deberán tener un espesor adecuado para estabilidad, resistencia y rigidez bajo los efectos de las combinaciones de cargas mayoradas.

5.13.7. RESISTENCIA REQUERIDA.

5.13.7.1. COMBINACIONES DE DISEÑO. La resistencia requerida de diafragmas deberá ser determinada aplicando las combinaciones de carga de diseño de conformidad con el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.13.7.2. COMBINACIÓN DE EFECTOS. La resistencia requerida de diafragmas que son parte del sistema de piso o techo de una edificación deberá ser determinada incluyendo el efecto combinado de las cargas fuera y dentro del plano, de acuerdo con las combinaciones de diseño.

5.13.8. CRITERIOS DE MODELADO.

5.13.8.1. Cuando el modelado del diafragma no se idealice como rígido, se permitirá el modelado de diafragmas usando el método de los elementos finitos. El modelado usado deberá capturar adecuadamente la rigidez del diafragma en su plano.

5.13.8.2. La determinación de los momentos, cortantes y fuerzas axiales en el plano del diafragma deben satisfacer el equilibrio estático y las condiciones de borde. Se permitirá determinar los momentos, cortantes y fuerzas axiales en diafragmas de acuerdo con uno de los incisos desde (a) hasta (e). La idealización de diafragmas como flexible, semirrígido o rígido puede consultarse en la sección de diafragmas del Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

- (a) Un modelo de diafragma rígido cuando el mismo pueda idealizarse como rígido.
- (b) Un modelo de diafragma flexible cuando el mismo pueda idealizarse como flexible.
- (c) Un modelo donde las fuerzas de diseño son determinadas a partir de la envolvente de dos o más análisis, para cada uno de los cuales se determinan las fuerzas en el diafragma para valores mínimos y máximos de la rigidez del diafragma en su plano.
- (d) Un modelo de elementos finitos que capture la rigidez real del diafragma.
- (e) Un modelo puntal-tensor de acuerdo con el capítulo 23 del ACI 318-19.

5.13.9. RESISTENCIA DE DISEÑO.

5.13.9.1. RESISTENCIA DE DISEÑO. Para cada combinación de cargas mayoradas aplicable, la resistencia del diafragma y sus conexiones, ϕS_s , debe ser mayor que los efectos producidos por las cargas mayoradas, U . Se debe considerar la interacción entre los efectos de las diferentes cargas, según aplique. Los factores de reducción de resistencia deberán tomarse de acuerdo con el **CAPÍTULO 5.5**.

5.13.9.2. CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO. Las resistencias de diseño de diafragmas deberán estar de acuerdo con (a), (b) o (c):

- (a) Cuando el diafragma se idealice como una viga de gran peralte, cuyo peralte total es igual a la profundidad total del diafragma, donde el momento de flexión en el plano del diafragma es resistido por refuerzo concentrado en los bordes del diafragma, las resistencias deben calcularse de acuerdo con **5.13.10**, **5.13.11** y **5.13.12**.
- (b) Cuando un diafragma o una parte de él se modele con el método puntal-tensor, la resistencia del diafragma deberá calcular de acuerdo con el acápite 23.3 del ACI 318-19.

(c) Cuando un diafragma se modela con el método de los elementos finitos, las resistencias de diseño deberán calcularse de acuerdo con el **CAPÍTULO 5.6**. Las distribuciones de cortante que no sean uniformes deberán ser tomadas en cuenta en el diseño para resistir cortante; a su vez, los colectores deberán ser capaces de transmitir los cortantes del diafragma a los elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales.

5.13.9.3. PRECOMPRESIÓN. En elementos presforzados se permitirá considerar las fuerzas de precompresión del refuerzo de presfuerzo para resistir fuerzas en el plano del diafragma.

5.13.9.4. Se permitirá usar refuerzo de presfuerzo no presforzado adherido en forma de torones o barras para resistir fuerzas de colectores, cortante en el plano del diafragma o tensión debido a momento de flexión en el plano del diafragma. El valor del esfuerzo en el acero de presfuerzo no presforzado, usado para determinar la resistencia requerida, deberá limitarse al menor entre 420 MPa y el esfuerzo de fluencia especificado para el acero de presfuerzo.

5.13.10. MOMENTO Y FUERZA AXIAL EN DIAFRAGMAS.

5.13.10.1. Se permitirá diseñar el diafragma para resistir momento y fuerza axial en el plano del diafragma de acuerdo con lo especificado en **5.6.7** y **5.6.8**.

5.13.10.2. Se permitirá resistir la tracción en el diafragma debido al momento de flexión en el plano del diafragma por medio de (a), (b), (c) o (d), o una combinación de éstos:

- (a) Barras corrugadas de refuerzo de acuerdo con **5.4.1**.
- (b) Torones o barras de acuerdo con **5.4.2**.
- (c) Conectores mecánicos que atraviesen las juntas entre elementos prefabricados.
- (d) Esfuerzos de precompresión producidos el acero presforzado.

5.13.10.3. El refuerzo no presforzado y los conectores mecánicos dispuestos para resistir tracción debido al momento de flexión se deberán ubicar dentro de una distancia igual a $h/4$ del borde del diafragma en tracción, donde h es la profundidad total del diafragma en esa ubicación. Cuando la profundidad del diafragma es variable a lo largo del vano, como cuando hay reentrantes, se permitirá desarrollar refuerzo dentro de porciones del diafragma que no estén dentro de una distancia $h/4$ del borde del diafragma en tracción.

5.13.11. CORTANTE EN DIAFRAGMAS.

5.13.11.1. ALCANCE. Estas disposiciones aplican para la determinación de la resistencia a corte en el plano del diafragma. El valor del factor de resistencia ϕ se tomará igual a 0.75, a menos que se especifique un valor menor en **5.5.5**.

5.13.11.2. RESISTENCIA NOMINAL A CORTE EN EL PLANO. Para diafragmas vaciados en sitio, el valor de la resistencia nominal a cortante en el plano del diafragma, V_n , se deberá calcular mediante la siguiente expresión:

$$49) \quad V_n = A_{cv} (0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

El valor A_{cv} es el área bruta de concreto delimitada por el espesor del alma y la profundidad total del diafragma, restando las áreas de vacíos, si las hubiere. El valor de f'_c usado para la determinación de V_n no debe exceder 8.3 MPa. El valor de la cuantía de refuerzo transversal, ρ_t , se refiere a la cuantía de refuerzo distribuida de forma paralela a la fuerza cortante en el plano del diafragma.

5.13.11.3. CORTANTE LÍMITE DE LA SECCIÓN. Cuando el diafragma se vacía en sitio, las dimensiones de la sección transversal se deben seleccionar de manera que se satisfaga que:

$$50) \quad V_u \leq \phi 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

El valor de $\sqrt{f'_c}$ usado no debe exceder 8.3 MPa.

5.13.11.4. RESISTENCIA NOMINAL A CORTE EN EL PLANO. Para diafragmas que consisten en afinados de piso vaciados en sitio sobre elementos prefabricados, se deberá cumplir con (a) y (b):

(a) El valor de la resistencia nominal a cortante, V_n , se deberá calcular de acuerdo con **5.13.11.2** y las dimensiones de la sección transversal del diafragma que resiste cortante debe seleccionarse para satisfacer lo indicado en **5.13.11.3**. Para afinados de piso (topping) no compuestos, el valor del área del alma efectiva para resistir cortante en el plano del diafragma, A_{cv} , se deberá calcular basados en el espesor del afinado de piso. Para afinados de piso compuestos con los elementos de soporte, el valor del área del alma efectiva para resistir cortante en el plano del diafragma, A_{cv} , se deberá calcular basados en el espesor total proporcionado por el afinado de piso y los elementos prefabricados. Para diafragmas conformados por afinados de piso compuestos, el valor de f'_c usado en las expresiones 49 y 50 no deberá exceder el menor entre los valores de f'_c especificados para el afinado de piso y los miembros prefabricados.

(b) El valor de la resistencia a cortante nominal en el plano del diafragma, V_n , no deberá exceder el valor determinado usando las especificaciones de **5.6.13**, considerando el espesor del afinado de piso por encima de las juntas entre los elementos prefabricados, para afinados

de piso compuestos y no compuestos, y también considerando el refuerzo que atraviesa las juntas entre los elementos prefabricados.

5.13.11.5. Se permitirá determinar la resistencia a cortante en el plano del diafragma de acuerdo con (a), (b) o ambos para diafragmas conformados por miembros prefabricados que se interconectan sin afinado de piso, y para diafragmas conformados por miembros prefabricados con franjas extremas consistentes en afinado de piso o vigas de borde vaciados en sitio.

(a) La resistencia nominal de las juntas inyectadas con mortero no contráctil (grout) no debe exceder 0.55 MPa. Se debe disponer de refuerzo para resistir cortante de acuerdo con **5.6.13**. El refuerzo para proveer resistencia por fricción cortante deberá colocarse en adición al refuerzo dispuesto para resistir tracción producto del momento y las fuerzas axiales en el plano del diafragma.

(b) Los conectores mecánicos que atraviesan las juntas entre elementos prefabricados deberán ser diseñados para resistir el cortante requerido bajo la apertura prevista de la junta.

5.13.11.6. Para cualquier diafragma donde la fuerza cortante en el plano es transferida del diafragma al colector, o del diafragma o colector al elemento vertical del sistema resistente a cargas laterales, se deberá satisfacer lo indicado en (a) o (b):

(a) Cuando el cortante se transfiere a través del concreto se deberán aplicar las provisiones de **5.6.13**.

(b) Cuando el cortante se transfiere mediante el uso de conectores mecánicos o dovelas, se deberán tomar en cuenta los efectos de levantamiento y rotación del elemento vertical del sistema resistente a cargas laterales.

5.13.12. COLECTORES. Los colectores son elementos que forman parte del diafragma y que son diseñados para distribuir o recoger las fuerzas cortantes en el plano del diafragma y transferirlas hacia o desde los miembros verticales del sistema resistente a cargas laterales mediante tracción, compresión, o ambos.

5.13.12.1. EXTENSIÓN DE LOS COLECTORES. Los colectores del diafragma deberán extenderse desde los elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales a través de toda o parte de la profundidad del diafragma, según se requiera para transferir la fuerza cortante en el plano del diafragma hacia los elementos verticales. Los colectores podrán discontinuarse a lo largo de la longitud en planta de los elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales donde ya no se requiera transferir la fuerza de diseño del colector.

5.13.12.2. DISEÑO DE COLECTORES. Los colectores se diseñarán como elementos de tensión, compresión o ambos, circunscritos dentro del diafragma, de acuerdo con las provisiones de diseño de 5.6.8.

5.13.12.3. EXTENSIÓN DEL REFUERZO EN COLECTORES. Cuando un colector se diseñe para transferir fuerzas a un elemento vertical del sistema resistente a cargas laterales, el refuerzo del colector deberá extenderse a lo largo de la longitud del elemento vertical sismorresistente una distancia igual a al menos el mayor entre (a) y (b):

- (a) La longitud requerida para desarrollar el refuerzo del colector en tracción dentro de la longitud del elemento vertical sismorresistente.
- (b) La longitud requerida para transmitir las fuerzas de diseño del colector hacia el elemento vertical sismorresistente a través de fricción-cortante de acuerdo con las provisiones de 5.6.13, o a través de conectores mecánicos, o a través de cualesquiera otros mecanismos de transmisión de fuerzas.

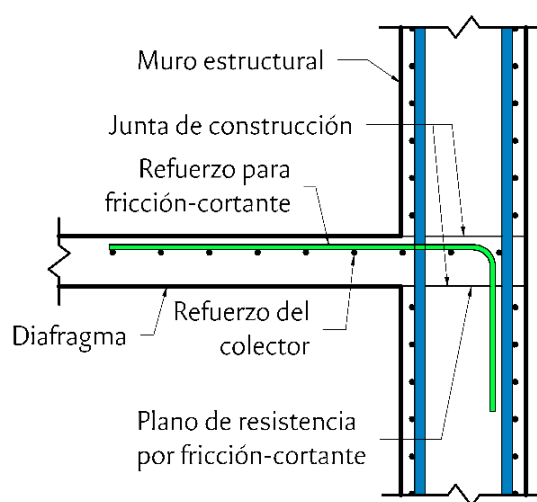


Figura 19: Dovelas para transferencia por fricción-cortante.
Referencia: 5.13.11.6.

5.13.13. LÍMITES DEL REFUERZO.

5.13.13.1. REFUERZO MÍNIMO. Se deberá disponer de una cuantía mínima para resistir esfuerzos de retracción de fraguado y temperatura igual a 0.0018, basados en el área bruta del diafragma. El refuerzo para retracción y temperatura se podrá distribuir lo más próximo a una o ambas caras del diafragma, según lo permita el recubrimiento.

5.13.13.2. DIAFRAGMAS QUE SON LOSAS DE PISO. Con excepción de las losas de piso sobre terreno (pavimentos), todos los diafragmas que sean a su vez parte del sistema de losas de piso deberán satisfacer los requerimientos de límites del refuerzo para losas en una dirección y losas en dos direcciones, como se indica en **5.7.8** y **5.8.15**, respectivamente.

5.13.13.3. DISEÑO DEL REFUERZO. Cuando un diafragma se diseñe de acuerdo con **5.13.13.2**, el refuerzo que se diseñe para resistir los cortantes en el plano del diafragma deberá disponerse por separado del refuerzo que se diseñe para resistir los demás efectos que se producen por la flexión fuera del plano del sistema de piso. Se permitirá que el refuerzo dispuesto para retracción y temperatura según **5.13.13.1** aporte a la resistencia del diafragma a las fuerzas cortantes de diseño en su plano.

5.13.14. DETALLADO DEL REFUERZO.

5.13.14.1. RECUBRIMIENTOS. Los recubrimientos del refuerzo deberán estar de acuerdo con **5.4.3** a menos que se requieran recubrimientos mayores en el **CAPÍTULO 5.15**.

5.13.14.2. DESARROLLO DEL REFUERZO. Las longitudes de desarrollo de barras corrugadas y refuerzo presforzado, las longitudes de empalme del refuerzo corrugado y los criterios para el tratamiento de los paquetes de barras deberán estar de acuerdo con las provisiones de **5.4.4**.

5.13.14.3. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO.

5.13.14.3.1. ESPACIAMIENTO MÍNIMO. El espaciamiento mínimo del refuerzo, s , deberá estar de conformidad con **5.4.4.1**.

5.13.14.3.2. ESPACIAMIENTO MÁXIMO. El espaciamiento máximo del refuerzo, s , deberá ser el menor entre cinco veces el espesor del diafragma y 450 mm.

5.13.14.4. REFUERZO DEL DIAFRAGMA Y DEL COLECTOR.

5.13.14.4.1. CRITERIOS DE DETALLADO. Con excepción de las losas de piso sobre terreno (pavimentos), el refuerzo de los diafragmas que a su vez son parte del sistema de pisos deberá detallarse de conformidad con los requisitos de detallado del refuerzo para losas en una dirección y para losas en dos direcciones, como se indica en **5.7.9** y **5.8.16**, respectivamente.

5.13.14.4.2. DESARROLLO DEL REFUERZO DEL DIAFRAGMA O COLECTOR. El esfuerzo de tracción o compresión calculado en el refuerzo dispuesto en cada sección del diafragma o colector deberá desarrollarse a cada lado de dicha sección.

5.13.14.4.3. LONGITUD DE DESARROLLO. El refuerzo provisto para resistir tracción deberá extenderse una distancia de al menos ℓ_d más allá del punto donde ya no se considere necesario para resistir tracción.

CAPÍTULO 5.14. DISEÑO DE FUNDACIONES.

5.14.1. ALCANCE. Este capítulo abarca el diseño de fundaciones, incluyendo fundaciones superficiales, fundaciones profundas y muros de retención, como sigue:

- (a) Fundaciones corridas para muros.
- (b) Fundaciones aisladas para columnas y muros.
- (c) Fundaciones combinadas.
- (d) Losas de fundación o plateas.
- (e) Vigas de fundación o vigas riostras.
- (f) Cabezales de pilotes y losas de fundación apoyadas sobre pilotes.
- (g) Pilotes hincados y pilotes barrenados.
- (h) Muros de retención en voladizo y con contrafuertes.

5.14.2. MATERIALES. Las propiedades del concreto y del refuerzo deberán cumplir con el CAPÍTULO 5.3 y el CAPÍTULO 5.4 .

5.14.3. CONEXIONES CON OTROS MIEMBROS. El diseño y detallado de uniones de columnas, muros y pedestales con las fundaciones deberá estar de acuerdo con 5.12.3.

5.14.4. COMBINACIONES DE DISEÑO. Todas las fundaciones deberán diseñarse para resistir los efectos de las cargas mayoradas combinadas de acuerdo con las combinaciones de diseño del Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.14.5. PROCEDIMIENTOS ACEPTADOS. Se permitirá hacer uso de cualquier metodología de diseño que satisfaga el equilibrio estático y la compatibilidad de deformaciones, siempre que se demuestre que se satisfacen todos los requerimientos de resistencia y serviciabilidad requeridos. En todos los casos se deberá incluir una evaluación de los estados de esfuerzo en las regiones de aplicación de las cargas, así como los efectos de cortante, torsión y flexión inducidos por los pilotes,

en el caso de las cimentaciones profundas. Se permitirá el uso del método puntal-tensor dado en el capítulo 23 del ACI 318-19 para el diseño de fundaciones.

5.14.6. ELEMENTOS SISMORRESISTENTES DEBAJO DE LA BASE SÍSMICA. Cuando el nivel de las fundaciones o del terreno no coincide con el nivel de base sísmica, todos los elementos que estén por debajo de la base sísmica que estén dispuestos para transmitir fuerzas que resultan de la acción de las fuerzas sísmicas sobre la estructura sobre nivel de base sísmica deberán satisfacer los requisitos aplicables del **CAPÍTULO 5.15**.

5.14.7. REQUISITOS BÁSICOS PARA FUNDACIONES. Las fundaciones deberán dimensionarse para proporcionar estabilidad contra el vuelco y el deslizamiento en la interfaz suelo-cimientos, y además deberán tener un área suficientemente grande para mantener los esfuerzos de contacto en la interfaz suelo-cimientos por debajo de los esfuerzos indicados en el estudio geotécnico, para todas las combinaciones de carga aplicables, dadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.14.8. FACTOR DE TAMAÑO. Para cimientos superficiales corridos, cimientos aislados, cimientos combinados y losas de fundación (plateas), para la determinación de la resistencia a cortante en una dirección, se permitirá ignorar el factor de modificación por efecto de tamaño, λ_s , especificado en **5.6.9.15.4**. Similarmente, para la determinación de la resistencia a cortante en dos direcciones se permitirá ignorar λ_s indicado en **5.6.10.15** y **5.6.10.16**.

5.14.9. DETERMINACIÓN DE MOMENTOS. La determinación del momento de flexión en una sección cualquiera de un cimiento corrido, aislado o cabezal de pilotes deberá hacerse efectuando un corte en un plano vertical imaginario que atraviese la sección que se desea investigar, para luego calcular el momento de flexión necesario en la sección para equilibrar el momento que producen todas las fuerzas que actúan sobre el cimiento en cualquiera de los dos lados de la sección.

5.14.10. SECCIONES CRÍTICAS PARA CIMIENTOS SUPERFICIALES Y CABEZALES DE PILOTES.

5.14.10.1. MOMENTO ÚLTIMO DE FLEXIÓN PRÓXIMO AL MIEMBRO SOPORTADO. Se permitirá calcular el momento último de flexión, M_u , en la ubicación del cimiento del miembro soportado, en una sección crítica definida como en la **Tabla 58**.

5.14.10.2. SECCIÓN CRÍTICA PARA CORTANTE. La ubicación de la sección crítica para el cortante último calculado de acuerdo con **5.7.6.4**, **5.7.6.5** de este título y 8.4.3 del ACI 318-19 para cortante en una dirección, y para el cortante último calculado según 8.4.4.1 del ACI 318-19 para cortante en dos direcciones, se deberá medir desde la ubicación para momento crítico definida en **5.14.10.1**.

5.14.10.3. ELEMENTOS SOPORTADOS CIRCULARES O POLIGONALES. Para fines de determinar las ubicaciones de secciones críticas para momento, cortante y desarrollo del refuerzo, las columnas o pedestales con sección transversal circular o en forma de polígono regular podrán ser tratadas como secciones cuadradas con un área equivalente.

Tabla 58: Localización de la sección crítica para M_u .

Miembro soportado	Localización de la sección crítica
Columna o pedestal	En la cara de la columna o pedestal
Columna con placa base de acero	En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la placa base de acero
Muro de concreto	En la cara del muro
Muro de albañilería	En el punto medio entre el centro y la cara del muro de albañilería

5.14.11. DESARROLLO DEL REFUERZO.

5.14.11.1. REQUISITO. El desarrollo del refuerzo deberá satisfacer lo indicado en **5.4.4**.

5.14.11.2. ESFUERZOS EN EL ACERO. Los esfuerzos de tensión o compresión presentes en el acero de refuerzo en cualquier sección deberán desarrollarse a ambos lados de esa sección.

5.14.11.3. SECCIONES CRÍTICAS PARA DESARROLLO DEL REFUERZO. Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo a flexión serán las mismas que las definidas en **5.14.10.1**, y además deberán incluirse secciones críticas en planos verticales de los cimientos donde haya cambios abruptos de la sección del cimiento o del refuerzo colocado.

5.14.11.4. ANCLAJE. Se deberá proveer un anclaje adecuado al refuerzo a tracción en todas las ubicaciones donde el esfuerzo de tracción en las barras no sea proporcional al momento de flexión. Estos casos incluyen cimientos de sección variable y escalonados y otros casos donde el refuerzo a tracción no es paralelo a la cara a compresión del miembro.

5.14.12. REQUISITOS PARA FUNDACIONES SUPERFICIALES.

5.14.12.1. ÁREA MÍNIMA. Las fundaciones deberán tener un área tal que no se excedan los esfuerzos admisibles del suelo. Los esfuerzos permisibles del suelo deberán determinarse en base a principios de mecánica de suelos o de rocas de conformidad con lo indicado en el Título 4: Suelos y Fundaciones.

5.14.12.2. PERALTE MÍNIMO. La profundidad mínima de la fundación deberá seleccionarse de tal modo que la profundidad efectiva, d , del refuerzo inferior del cimiento sea al menos 150 mm.

5.14.12.3. FUNDACIONES DE SECCIÓN VARIABLE. En cimientos superficiales donde haya cambios de la sección, tal como ocurre en cimientos de sección uniformemente variable y escalonados, se deberá satisfacer los requerimientos de diseño en cualquier sección.

5.14.12.4. CIMIENTOS EN UNA DIRECCIÓN.

5.14.12.4.1. REQUISITOS DE DISEÑO Y DETALLADO. El diseño y detallado de cimientos superficiales que actúan en una dirección, incluyendo los cimientos corridos y las vigas de fundación, deberán satisfacer los requisitos del **CAPÍTULO 5.7** y del **CAPÍTULO 5.9**.

5.14.12.4.2. DISTRIBUCIÓN DEL REFUEZO. Todo el refuerzo de cimientos superficiales en una dirección deberá distribuirse uniformemente a lo largo de todo el cimiento.

5.14.12.5. CIMIENTOS AISLADOS EN DOS DIRECCIONES.

5.14.12.5.1. DISEÑO Y DETALLADO. El diseño y detallado de cimientos aislados en dos direcciones deberá satisfacer lo indicado en el **CAPÍTULO 5.7** y el **CAPÍTULO 5.8**.

5.14.12.5.2. DISTRIBUCIÓN DEL REFUEZO EN CIMIENTOS CUADRADOS. Para cimientos cuadrados en dos direcciones el refuerzo deberá ser distribuido uniformemente a lo largo del mismo en ambas direcciones.

5.14.12.5.3. DISTRIBUCIÓN DEL REFUEZO EN CIMIENTOS RECTANGULARES. En cimientos rectangulares, el refuerzo deberá distribuirse de acuerdo con lo indicado en (a) y (b):

- (a) El refuerzo en la dirección larga se deberá distribuir uniformemente a lo largo del ancho del cimiento.
- (b) El refuerzo en la dirección corta se deberá distribuir de manera que una porción del refuerzo, $\gamma_s A_s$, se deberá disponer uniformemente en un ancho igual a la longitud corta del cimiento. Este ancho deberá estar centralizado respecto de la columna o pedestal soportado. El resto del refuerzo, $(1 - \gamma_s) A_s$, deberá repartirse uniformemente en el resto de la longitud del cimiento. El valor de γ_s se calcula como sigue:

$$51) \quad \gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)}$$

Donde el valor de β es igual a la relación de aspecto longitud larga/longitud corta del cimiento.

5.14.12.6. CIMIENTOS COMBINADOS EN DOS DIRECCIONES Y LOSAS DE FUNDACIÓN.

5.14.12.6.1. DISEÑO Y DETALLADO. El diseño y detallado de cimientos combinados y losas de fundación (plateas) deberá satisfacer los requerimientos del **CAPÍTULO 5.8**.

5.14.12.6.2. PROHIBICIÓN. No se permitirá hacer uso del método de diseño directo para diseñar cimientos combinados y losas de fundación.

5.14.12.6.3. PRESIONES DE SUELO. La distribución de las presiones de contacto del suelo en la interfaz suelo-cimiento deberá ser consistente con las propiedades del suelo o roca de fundación y la propia estructura, así como también con la mecánica de suelos o rocas.

5.14.12.6.4. REFUERZO MÍNIMO EN LOSAS DE CIMENTACIÓN NO PRESFORZADAS. Se deberá colocar una cuantía de refuerzo mínimo a flexión en losas de fundación (plateas) igual a 0.0018. Esta cuantía de refuerzo se deberá colocar lo más próximo a la cara en tracción debido a los efectos del momento de flexión.

5.14.12.7. MUROS QUE TRABAJAN COMO VIGAS DE FUNDACIÓN.

5.14.12.7.1. REQUISITOS DE DISEÑO. Los muros que trabajan como vigas de fundación deberán satisfacer todos los requisitos aplicables dados en el **CAPÍTULO 5.9**. Si el muro que actúa como viga de fundación satisface la definición de viga de gran peralte, se deberán satisfacer los requerimientos de **5.9.18**.

5.14.12.7.2. REFUERZO MÍNIMO. Los muros que trabajan como vigas de fundación deberán satisfacer los requerimientos de refuerzo mínimo dados para muros en **5.11.13**.

5.14.12.8. MUROS DE RETENCIÓN EN VOLADIZO.

5.14.12.8.1. REQUISITOS DE DISEÑO PARA MUROS SIN CONTRAFUERTE. Las pantallas de los muros de contención en voladizo deberán diseñarse como losas en una dirección de acuerdo con las provisiones aplicables del **CAPÍTULO 5.7**.

5.14.12.8.2. REQUISITOS DE DISEÑO PARA MUROS CON CONTRAFUERTE. Las pantallas de muros de contención con contrafuertes deberán ser diseñadas como losas en dos direcciones de acuerdo con las provisiones aplicables del **CAPÍTULO 5.8**.

5.14.12.8.3. SECCIONES CRÍTICAS. Para muros de retención que tengan una sección constante, la sección crítica para flexión y cortante deberá tomarse en la interfaz entre la pantalla del muro y el cimiento. Para muros que tengan una pantalla de sección variable, el

cortante y el momento deberán ser investigados tanto en la base del muro como en cualquier sección a lo largo de la altura de la pantalla de retención.

5.14.12.9. CIMENTACIONES PROFUNDAS.

5.14.12.9.1. DISTRIBUCIÓN DE PILOTES. Los pilotes deberán ser dispuestos en una cantidad y forma adecuados para que no se exceda la capacidad portante de éstos. La capacidad portante de los pilotes deberá ser determinada mediante el uso de principios de mecánica de suelos o rocas de conformidad con el Título 4: Suelos y Fundaciones.

5.14.12.9.2. DISEÑO DE PILOTES. El diseño de los pilotes deberá estar de conformidad con 5.14.12.10 o 5.14.12.11.

5.14.12.10. RESISTENCIA AXIAL PERMISIBLE.

5.14.12.10.1. DISEÑO POR ESFUERZO ADMISIBLES. Los pilotes podrán ser diseñados basados en las combinaciones de carga por esfuerzos admisibles dadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1, siempre que se satisfagan los requerimientos de (a) y (b) y lo indicado en la **Tabla 59**.

- (a) El pilote está soportado lateralmente por suelo a lo largo de toda su longitud.
- (b) Las fuerzas que ocasionan momentos de flexión en el pilote son tales que el momento producido es menor al momento debido a una excentricidad accidental del 5% del diámetro o ancho del pilote.

Tabla 59: Resistencia permisible a la compresión para pilotes.

Tipo de miembro de cimentación profunda	Resistencia máxima admisible a la compresión ^[1]	
Pilotes excavados o barrenados de concreto contruidos en sitio y sin encamisado metálico	$P_a = 0.3f'_c A_g + 0.4f_y A_s$	(a)
Pilotes de concreto contruidos en sitio en roca o dentro de un encamisado metálico permanente que no cumple con 5.14.12.10.3	$P_a = 0.33f'_c A_g + 0.4f_y A_s$ ^[2]	(b)
Pilotes de concreto con encamisado metálico confinados de acuerdo con 5.14.12.10.3	$P_a = 0.4f'_c A_g$	(c)
Pilote de concreto no presforzado prefabricado	$P_a = 0.33f'_c A_g + 0.4f_y A_s$	(d)
Pilote de concreto presforzado prefabricado	$P_a = (0.33f'_c - 0.27f_{pc}) A_g$	(e)
^[1] A_g aplica al área de la sección bruta. Si se utiliza un encamisado temporal, la cara interior del encamisado debe considerarse la superficie del concreto. ^[2] A_s no incluye la camisa de acero, tubo o tubería.		

5.14.12.10.2. Si no se satisfacen los incisos (a) o (b) los pilotes deberán ser diseñados usando diseño la metodología de **5.14.12.11**.

5.14.12.10.3. CONFINAMIENTO. Se considerará que los pilotes vaciados en sitio con encamisado metálico están confinados si se cumplen los requerimientos desde (a) hasta (f):

- (a) El diseño del pilote no depende del encamisado para resistir ninguna porción de las cargas axiales.
- (b) El encamisado tiene una punta sellada y es hincado con mandril.
- (c) El grosor del encamisado es mayor o igual que el calibre estándar N14 (1.7 mm).
- (d) El encamisado no debe tener costuras. En caso de tenerlas, las mismas deberán tener la misma resistencia que el material base y deberán tener una configuración que provea confinamiento al concreto vaciado.
- (e) La relación entre el esfuerzo de fluencia del acero del encamisado, f_y , y la resistencia nominal a la compresión del concreto, f'_c , debe ser de al menos seis (6). La resistencia a la fluencia del acero del encamisado debe ser de al menos 210 MPa.
- (f) El diámetro nominal del pilote debe ser igual o menor que 400 mm.

5.14.12.10.4. EXCEPCIÓN. Se puede permitir esfuerzos admisibles mayores a los indicados en la **Tabla 59** si éstos son aprobados por el departamento de revisión estructural de la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del Ministerio de la Vivienda y Edificaciones y además son comprobados mediante ensayos de pruebas de carga para cimentaciones profundas.

5.14.12.11. RESISTENCIA DE DISEÑO.

5.14.12.11.1. ALCANCE. La determinación de la resistencia de diseño de acuerdo con esta sección es aplicable a cualquier pilote.

5.14.12.11.2. METODOLOGÍA PARA CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO. La resistencia de diseño de pilotes deberá estar de acuerdo con el cálculo de resistencia de diseño para columnas dado en **5.10.6**, usando los factores de reducción de resistencia de la **Tabla 60** para carga axial sin momento de flexión. Para tracción, fuerza cortante y combinación de carga axial con flexión deberán aplicarse los factores de reducción de resistencia correspondientes indicados en la **Tabla 20**. Las provisiones dadas en **5.6.8.2.3** y **5.6.8.2.4** no requieren ser aplicadas al diseño de pilotes.

Tabla 60: Factores de reducción de resistencia ϕ para compresión en pilotes.

Tipo de pilote	Factor de reducción de resistencia, ϕ	
Pilotes excavados o barrenados de concreto contruidos en sitio y sin encamisado metálico ^[1]	0.55	(a)
Pilotes de concreto contruidos en sitio en roca o dentro de un encamisado metálico permanente que no cumple con 5.14.12.10.3	0.60	(b)
Pilotes contruidos en sitio consistentes en tubo de acero relleno con concreto ^[3]	0.70	(c)
Pilotes de concreto con encamisado metálico confinados de acuerdo con 5.14.12.10.3	0.65	(d)
Pilotes de concreto no presforzados prefabricados	0.65	(e)
Pilotes de concreto presforzados prefabricados	0.65	(f)

^[1] El factor 0.55 representa un límite superior para condiciones de suelo bien entendidas y mano de obra de calidad. Dependiendo de las condiciones del suelo y los procedimientos de construcción y control de calidad, puede ser adecuado el uso de un menor valor del factor de reducción de resistencia.

^[2] Para espesores de la pared del tubo de acero menores que 6 mm.

^[3] El espesor de la pared del tubo de acero debe ser al menos 6 mm.

5.14.12.12. PILOTES VACIADOS EN SITIO.

5.14.12.12.1. REQUERIMIENTO DE REFUERZO. Los pilotes contruidos en sitio que estén sujetos a levantamiento, donde el momento último, M_u , es mayor que $0.4M_{cr}$, deberán ser reforzados con acero, a menos que sean compuestos con una sección tubular de acero.

5.14.12.12.2. PILOTES SIN SOPORTE LATERAL PARCIAL. Todos los pilotes que tengan porciones en el aire, agua, suelos muy blandos, o cualquier otro medio circundante que no sea capaz de proveer soporte lateral contra el pandeo a lo largo de la longitud del miembro, deberán ser diseñados como columnas de acuerdo con las provisiones aplicables del **CAPÍTULO 5.10**.

5.14.12.13. PILOTES PREFABRICADOS.

5.14.12.13.1. ARREGLO DEL REFUERZO. El refuerzo longitudinal deberá ser dispuesto en forma simétrica.

5.14.12.13.2. ÁREA MÍNIMA DE REFUERZO. El refuerzo longitudinal deberá cumplir con (a) y (b):

- (a) Se deberá proveer un mínimo de cuatro (4) barras.
- (b) Se deberá proveer un área mínima de refuerzo igual a $0.008A_g$.

5.14.12.13.3. PILOTES PRESFORZADOS. Para pilotes prefabricados presforzados el esfuerzo efectivo en el pilote deberá producir un esfuerzo promedio de compresión que esté de acuerdo con la **Tabla 61**.

Tabla 61: Esfuerzo mínimo de compresión en pilotes presforzados prefabricados.

Longitud del pilote	Esfuerzo de compresión mínimo (MPa)
Menor o igual a 10 m	2.8
Mayor a 10 m y menor o igual a 15 m	3.8
Mayor de 15 m	4.8

5.14.12.13.4. PÉRDIDAS TOTALES ASUMIDAS. Para pilotes presforzados prefabricados el esfuerzo efectivo de presfuerzo se deberá determinar en base a una pérdida total asumida de 210 MPa en el acero de presfuerzo.

5.14.12.13.5. REFUERZO TRANSVERSAL. El refuerzo longitudinal de pilotes prefabricados presforzados deberá estar encerrado por refuerzo transversal de acuerdo con la **Tabla 62** y deberá espaciarse de acuerdo con la **Tabla 63**.

Tabla 62: Tamaño mínimo del refuerzo transversal.

Menor dimensión horizontal h del pilote (mm)	Tamaño mínimo del alambre del refuerzo transversal ^[1]
$h \leq 400$	MW25, MD25
$400 < h \leq 500$	MW30, MD30
$h > 500$	MW35, MD35

^[1] Si se utilizan barras corrugadas, la barra N10 aplica para todos los valores de h .

Tabla 63: Máximo espaciamiento del refuerzo transversal.

Localización del refuerzo transversal dentro del pilote	Espaciamiento máximo CAC (mm)
Primeros cinco estribos, o espiral en cada extremo del pilote	25
A 600 mm de cada extremo del pilote	100
Resto del pilote	150

5.14.12.14. CABEZALES DE PILOTES.

5.14.12.14.1. PERALTE TOTAL. Los cabezales de pilotes deberán tener una altura total h tal que el peralte efectivo d del refuerzo inferior sea de al menos 300 mm.

5.14.12.14.2. MOMENTOS Y CORTANTES ÚLTIMOS. El valor de los momentos y cortantes mayorados podrá determinarse asumiendo que la reacción debida a cada pilote está concentrada en el centroide del respectivo pilote.

5.14.12.14.3. REQUISITOS DE DISEÑO. Con excepción de los cabezales de pilotes que se diseñen usando el método puntal-tensor del capítulo 23 del ACI 318-19, los cabezales de pilotes deberán diseñarse de modo que se satisfaga lo indicado en (a) para comportamiento en una dirección. Para cabezales de pilotes en dos direcciones deberán cumplirse los requerimientos dados en (a) y (b). Los factores de reducción de resistencia deben tomarse del **CAPÍTULO 5.5**.

(a) Se debe satisfacer que $\phi V_n \geq V_u$, donde la resistencia nominal a cortante en una dirección, V_n , debe calcularse de acuerdo con **5.6.9**.

(b) Se debe satisfacer que $\phi v_n \geq v_u$, donde la resistencia nominal a cortante en dos direcciones, v_n , debe calcularse de acuerdo con **5.6.10**.

5.14.12.14.4. CABEZALES DISEÑADOS CON EL MÉTODO PUNTAL-TENSOR. Para cabezales que se diseñen por el método puntal-tensor del capítulo 23 del ACI 318-19, el esfuerzo efectivo de compresión en el concreto para los puntales, f_{ce} , deberá determinarse de acuerdo con el acápite 23.4.3 de ACI 318-19. El valor de $\beta_s = 0.60\lambda$, donde el valor de λ está de acuerdo con **5.3.9**.

5.14.12.14.5. CORTANTE MAYORADO EN EL CABEZAL. La determinación de la fuerza cortante mayorada a través de cualquier sección de un cabezal de pilote debe estar de acuerdo con lo indicado desde (a) hasta (c):

- (a) Se deberá considerar que la reacción completa de cualquier pilote cuyo centro esté ubicado a una distancia igual o mayor que $d_{pilote}/2$ de la sección investigada aporta al cortante total mayorado en la sección investigada.
- (b) Se deberá considerar que la reacción de cualquier pilote cuyo centro esté ubicado a $d_{pilote}/2$ o menos de la sección investigada no aporta al cortante mayorado en la sección investigada.
- (c) Para valores intermedios de distancia del centro del pilote a la sección investigada, se permitirá hacer interpolación lineal de la porción de la reacción que aporta al cortante en la sección investigada.

CAPÍTULO 5.15. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES DE CONCRETO REFORZADO.

5.15.1. ALCANCE. Los requerimientos de este capítulo se aplicarán a todos los elementos que forman parte del sistema resistente a fuerza sísmica y a aquellos elementos que no son parte del sistema resistente a fuerza sísmica pero que deben de soportar cargas verticales mientras se deforman lateralmente por la acción de las fuerzas sísmicas de diseño. Se considerará que las disposiciones de este capítulo gobiernen sobre disposiciones equivalentes dadas en otros capítulos de este Título.

5.15.2. CRITERIOS DE ANÁLISIS.

5.15.2.1. INTERACCIÓN CON ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES. Se deberá considerar la interacción entre elementos estructurales y no estructurales que puedan afectar la respuesta no lineal de la estructura cuando se sujeta a las fuerzas sísmicas de diseño. Se permitirá incorporar al modelo analítico miembros que no sean parte del sistema resistente a cargas laterales siempre que se consideren sus efectos sobre la respuesta del sistema resistente a cargas laterales; en estos casos, se deberán tomar en cuenta las consecuencias que la falla de estos elementos no designados como parte del sistema sismorresistente puedan tener sobre el desempeño global de la estructura. Los elementos que forman parte del sistema

sismorresistente siempre deberán diseñarse para resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas de diseño.

5.15.2.2. MIEMBROS POR DEBAJO DE LA BASE SÍSMICA. En edificaciones donde el nivel de la base sísmica no coincida con el nivel de las fundaciones o del suelo, todos los miembros estructurales que se ubiquen por debajo de la base sísmica y que transmitan fuerzas producidas por efectos de las cargas laterales de diseño hacia otros elementos, incluyendo las fundaciones, deberán satisfacer los requerimientos aplicables de este capítulo.

5.15.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES. El concreto y acero de refuerzo utilizado en los miembros del sistema resistente a cargas laterales deben cumplir con los requisitos y limitaciones dados en el **CAPÍTULO 5.3** y **CAPÍTULO 5.4**.

5.15.4. EMPALMES MECÁNICOS EN PÓRTICOS Y MUROS ESPECIALES.

5.15.4.1. CLASIFICACIÓN DE LOS CONECTORES MECÁNICOS. Los conectores mecánicos serán clasificados como (a) o (b):

- (a) **Conectores mecánicos Tipo 1:** son aquellos que satisfacen **5.4.4.10.9** pero que no están calificados para desarrollar la resistencia última a la tracción de las barras empalmadas.
- (b) **Conectores mecánicos Tipo 2:** son aquellos que satisfacen **5.4.4.10.9** y además son capaces de desarrollar la resistencia última a la tracción de las barras empalmadas.

5.15.4.2. UBICACIÓN DE LOS EMPALMES MECÁNICOS. Con excepción de los empalmes mecánicos Tipo 2 usados en refuerzo con $f_y = 420$ MPa, los empalmes mecánicos no podrán colocarse dentro de una distancia igual al doble de la altura del miembro ($2h$) medida desde la cara de la viga o columna o desde cualquier sección donde se espera fluencia del refuerzo como resultado de los desplazamientos laterales inelásticos de la estructura ante las fuerzas sísmicas de diseño. Los conectores mecánicos Tipo 2 para barras con $f_y = 420$ MPa podrán ubicarse en cualquier lugar, salvo por lo indicado en **5.15.6.4.2(c)**.

5.15.5. REQUISITOS PARA PÓRTICOS INTERMEDIOS RESISTENTES A MOMENTO.

5.15.5.1. VIGAS. Las vigas deberán tener al menos dos barras continuas superiores e inferiores. Las barras inferiores deberán tener un área no menor que una cuarta parte ($1/4$) del área de refuerzo inferior máxima colocada a lo largo de la luz de la viga. Las barras inferiores y superiores de las vigas deben ser ancladas para desarrollar f_y en la cara del apoyo.

5.15.5.1.1. RESISTENCIA A MOMENTO POSITIVO EN LA CARA DEL APOYO. La resistencia a momento positivo en la cara del apoyo debe ser al menos una tercera parte ($1/3$) de la

resistencia a momento negativo en dicha cara. Las resistencias positiva y negativa a momento en cualquier sección a lo largo de un vano de viga no pueden ser inferiores a una quinta parte (1/5) de la resistencia a momento provista en la cara de sus dos soportes.

5.15.5.1.2. RESISTENCIA A CORTANTE. El valor de ϕV_n debe ser al menos el menor entre (a) y (b):

- (a) Cortante por capacidad: la suma de los cortantes asociados al desarrollo de las resistencias nominales a momento en cada extremo restringido de la viga en doble curvatura más el cortante calculado por la acción de las cargas gravitacionales y cargas sísmicas verticales.
- (b) El valor máximo del cortante tomado a partir de combinaciones de diseño que incluyen la fuerza sísmica de diseño, E , donde los efectos sísmicos E son afectados por un factor de 2.0.

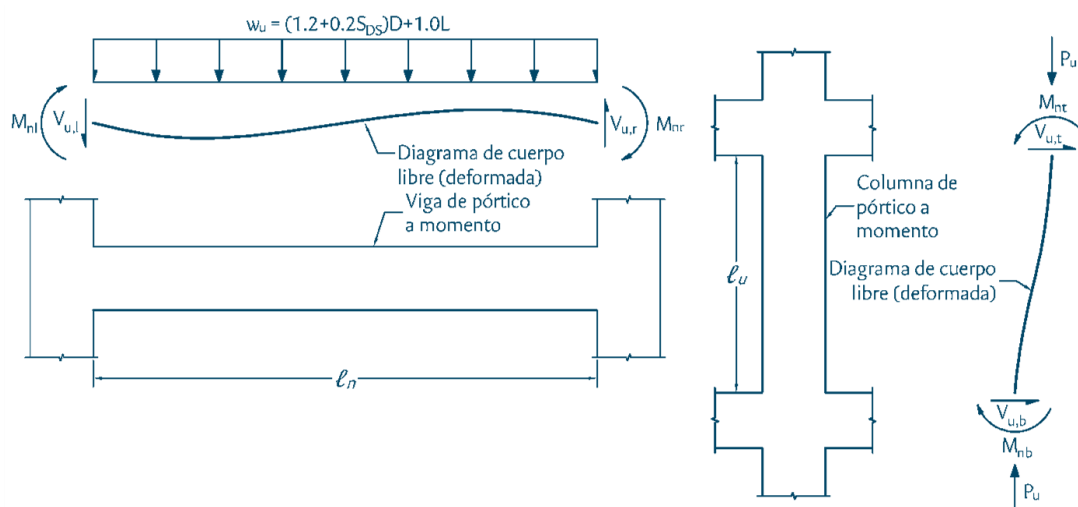
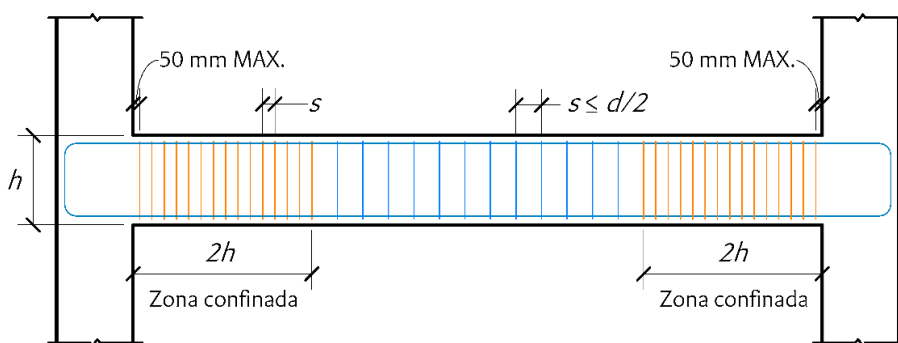


Figura 20: Cortante por capacidad para pórticos intermedios.
Referencia: 5.15.5.1.2(a) y 5.15.5.2.1(a).

5.15.5.1.3. REFUERZO TRANSVERSAL EN EXTREMOS DÚCTILES. En ambos extremos de la viga se deberán proveer estribos cerrados de confinamiento sobre una distancia igual a dos veces la altura total ($2h$), medida desde la cara de los soportes hacia el centro del vano. El primer estribo cerrado de confinamiento no deberá colocarse a más de 50 mm de la cara del apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor valor entre (a), (b) y (c):

- (a) La cuarta parte (1/4) del peralte efectivo: $d/4$.

- (b) Ocho (8) veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña: $8d_b$.
- (c) Veinticuatro (24) veces el diámetro del estribo cerrado de confinamiento: $24d_b$.
- (d) 300 mm.



s: el menor entre $d/4$, $8d_b$ longitudinal, $24d_b$ de estribo ó 300 mm

Figura 21: Estribos cerrados de confinamiento en vigas. Referencia: 5.15.5.1.3.

5.15.5.1.4. ESPACIAMIENTO MÁXIMO DEL REFUERZO TRANSVERSAL. El espaciado del refuerzo transversal fuera de los extremos dúctiles no podrá exceder la mitad del peralte efectivo de la viga, $d/2$.

5.15.5.1.5. VIGAS CON CARGA AXIAL. Para vigas que tengan una carga axial mayorada de compresión que exceda $A_g f'_c / 10$, el refuerzo transversal requerido en 5.15.5.1.4 deberá satisfacer 5.4.4.13.2 y 5.4.4.13.4 o 5.4.4.13.6.

5.15.5.2. COLUMNAS.

5.15.5.2.1. RESISTENCIA A CORTANTE. El valor de ϕV_n debe ser al menos el menor valor entre (a) y (b):

- (a) El cortante por capacidad: el cortante asociado al desarrollo de las capacidades nominales a flexión en los extremos restringidos de la longitud no soportada de la columna en doble curvatura. La resistencia a flexión de la columna deberá ser la máxima determinada incluyendo la carga axial mayorada asociada a la acción de las cargas laterales.
- (b) El cortante máximo determinado a partir de las combinaciones que incluyen efectos sísmicos, E , afectados por el factor de sobrerresistencia Ω_0 .

5.15.5.2.2. REFUERZO TRANSVERSAL. Las columnas deberán ser reforzadas con estribos cerrados de confinamiento o espirales de conformidad con el **CAPÍTULO 5.10** o en su lugar deberán reforzarse de acuerdo con **5.15.5.2.3** hasta **5.15.5.2.5**.

5.15.5.2.3. ESTRIBOS CERRADOS DE CONFINAMIENTO. Se deberán proveer estribos cerrados de confinamiento en ambos extremos de las columnas, los cuales se deberán espaciar a s_0 y deberán ser dispuestos sobre una distancia ℓ_0 medida a partir de la cara de la junta. El espaciamiento s_0 no deberá exceder lo indicado desde (a) hasta (c):

- (a) Para refuerzo con f_y igual a 420 MPa, s_0 debe ser el menor entre ocho (8) veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña ($8d_b$) y 200 mm.
- (b) Para refuerzo con f_y igual a 550 MPa, s_0 debe ser el menor entre seis (6) veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña ($6d_b$) y 150 mm.
- (c) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.

La longitud ℓ_0 deberá ser al menos la mayor distancia entre (d), (e) y (f):

- (d) Una sexta parte (1/6) de la luz libre de la columna.
- (e) La mayor dimensión de la sección transversal de la columna.
- (f) 450 mm.

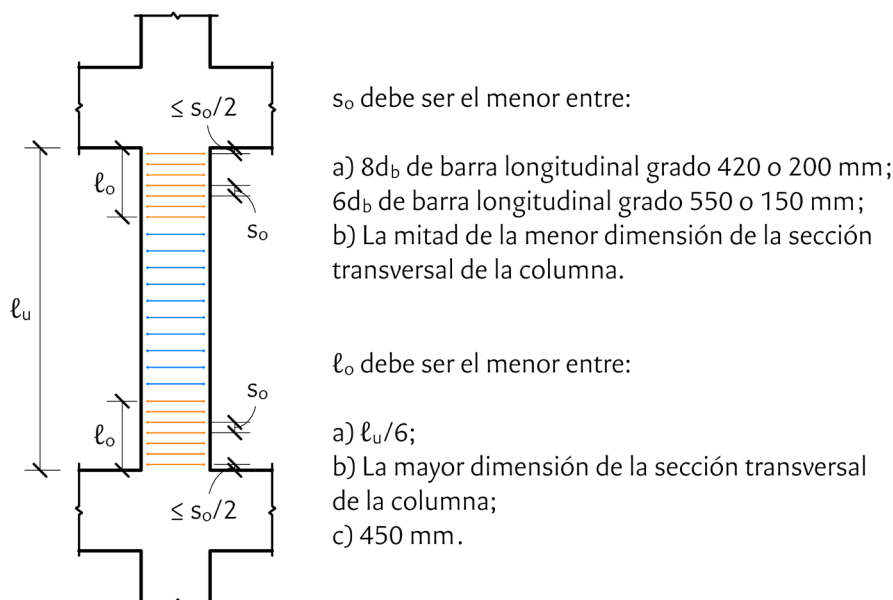


Figura 22: Estribos cerrados de confinamiento en columnas intermedias.
Referencia: 5.15.5.2.3.

5.15.5.2.4. PRIMER ESTRIBO. El primer estribo cerrado de confinamiento debe ubicarse a no más de $s_0/2$ de la cara del nudo viga-columna.

5.15.5.2.5. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO FUERA DE LAS ZONAS DÚCTILES. Fuera de la distancia ℓ_0 el espaciamiento del refuerzo transversal debe satisfacer lo indicado en **5.10.8.6.10.2.**

5.15.5.3. NUDOS.

5.15.5.3.1. DETALLADO. Los nudos viga-columna deberán satisfacer los requerimientos de detallado de **5.12.1.9.1.1** y **5.12.1.9.1.2**, así como también lo indicado desde **5.15.5.3.2** hasta **5.15.5.4.**

5.15.5.3.2. MÉTODO PUNTAL-TENSOR. Si la viga que llega al nudo viga-columna tiene un peralte total mayor que dos veces la profundidad de la columna en la dirección que se investiga el cortante del nudo, el diseño del nudo deberá hacerse usando el método puntal-tensor del capítulo 23 del ACI 318-19. Además, se deberá cumplir con (a) y (b):

(a) La resistencia de diseño a cortante del nudo no debe exceder el valor de ϕV_n determinado de acuerdo con **5.12.1.10.2.**

(b) Se deben satisfacer los requerimientos de detallado de **5.15.5.3.3** hasta **5.15.5.4.**

5.15.5.3.3. ANCLAJE DEL REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS. El refuerzo longitudinal que termina en el nudo deberá extenderse hasta la cara opuesta del nudo y debe ser desarrollado a tracción de acuerdo con **5.15.6.3.10.1.**

5.15.5.3.4. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL. El espaciamiento s del refuerzo transversal dentro de la altura de la viga de mayor peralte que llega al nudo no deberá exceder lo indicado en los incisos (a) hasta (c) de **5.15.5.2.3.**

5.15.5.4. RESISTENCIA DEL NUDO.

5.15.5.4.1. RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE. La resistencia de diseño del nudo a cortante, ϕV_n , debe ser mayor o igual al cortante último en el nudo, V_u . El valor del coeficiente de reducción ϕ debe ser determinado de acuerdo con **5.5.2** para cortante.

5.15.5.4.2. DETERMINACIÓN DE V_u . El cortante último del nudo, V_u , debe ser calculado en un plano a media altura del nudo usando las fuerzas de tensión y de compresión en las vigas que llegan al nudo y los cortantes en las columnas que llegan al nudo, consistentes con el desarrollo de las capacidades nominales a flexión de las vigas, M_n .

5.15.5.4.3. DETERMINACIÓN DEL VALOR DE V_n . El valor de la resistencia nominal a cortante del nudo debe ser determinado de acuerdo con **5.15.6.3.9**.

5.15.6. REQUISITOS PARA PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO.

5.15.6.1. VIGAS.

5.15.6.1.1. ALCANCE. Esta sección aplica a vigas que formen parte del sistema resistente a cargas sísmicas y que son diseñadas para tener una respuesta dúctil controlada por flexión.

5.15.6.1.2. MARCO RESISTENTE A MOMENTO. Todas las vigas de pórticos especiales resistentes a momento deberán unirse rígidamente a columnas que satisfagan los requisitos de columnas de pórticos especiales resistentes a momento. Se permitirá que las vigas de pórticos especiales resistentes a momento se conecten rígidamente a elementos de borde de muros especiales si estos últimos satisfacen los requerimientos para columnas de pórticos especiales.

5.15.6.1.3. REQUISITOS DIMENSIONALES. Las dimensiones de las vigas deberán satisfacer los requerimientos desde (a) hasta (c):

- (a) La luz libre de la viga, ℓ_n , deberá ser al menos cuatro veces el peralte efectivo de la viga, $4d$.
- (b) El ancho de viga, b_w , deberá ser al menos el menor entre $0.3h$ y 250 mm.
- (c) La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna a cada lado no deberá exceder el menor entre c_2 y $0.75c_1$, donde c_2 es el ancho de la columna medido perpendicular al eje de la viga y c_1 es el ancho de la columna medido en la dirección paralela al eje longitudinal de la viga.

5.15.6.1.4. REFUERZO LONGITUDINAL.

5.15.6.1.4.1. BARRAS CONTINUAS. Se deberá proveer de al menos dos barras continuas superiores e inferiores. En cualquier sección de la viga, tanto el refuerzo superior como el inferior deberán ser al menos el requerido **5.9.15.1**. La cuantía de refuerzo longitudinal, ρ , no deberá exceder 0.025 para refuerzo con f_y de 420 MPa, ni deberá exceder 0.02 para refuerzo con f_y de 550 MPa.

5.15.6.1.4.2. RESISTENCIA EN LAS CARAS DE LOS APOYOS. La resistencia a momento positivo provista en la cara del apoyo no debe ser menor que la resistencia a momento negativa provista en la misma cara. Ni la resistencia a momento positivo ni a momento

negativo en cualquier sección a lo largo de la luz de la viga pueden ser menores que una cuarta parte (1/4) de la resistencia máxima provista en cualquiera de las dos caras de los apoyos.

5.15.6.1.4.3. EMPALMES POR TRASLAPO. Los empalmes por traslapeo del refuerzo longitudinal deberán estar circunscritos por estribos cerrados de confinamiento. El espaciamiento del refuerzo transversal en forma de estribos cerrados de confinamiento deberá limitarse al menor entre $d/4$ y 100 mm. Se prohibirá hacer empalmes por traslapeo del refuerzo longitudinal en las siguientes ubicaciones:

- (a) Dentro de las uniones viga-columna.
- (b) Dentro de una distancia igual a dos veces la altura total de la viga ($2h$) medida a partir de la cara del apoyo.
- (c) Dentro de una distancia igual a dos veces la altura total de la viga ($2h$) medida a ambos lados de cualquier sección donde se espera fluencia del refuerzo longitudinal por la acción de las fuerzas sísmicas de diseño.

5.15.6.1.4.4. EMPALMES MECÁNICOS. Los empalmes mecánicos deberán satisfacer 5.15.4.

5.15.6.1.4.5. REFUERZO PRESFORZADO. El refuerzo de presfuerzo deberá satisfacer lo indicado desde (a) hasta (d):

- (a) El esfuerzo promedio de presfuerzo f_{pc} , determinado para un área igual a la menor dimensión de la sección de la viga multiplicada por la dimensión en la dirección perpendicular a la menor dimensión de la viga, no debe exceder el menor entre 3.5 MPa y $0.1f'_c$.
- (b) El refuerzo de presfuerzo no debe estar adherido en zonas donde se espera la formación de rótulas plásticas a flexión y la deformación unitaria longitudinal calculada bajo condiciones de desplazamientos laterales de diseño no deberá exceder 0.01.
- (c) En las secciones críticas donde se espera la formación de rótulas plásticas a flexión, el refuerzo de presfuerzo no deberá aportar más de una cuarta parte (1/4) de la resistencia a flexión, positiva o negativa, y éste deberá anclarse en o más allá de la cara exterior del nudo.
- (d) Los anclajes de tendones de refuerzo postensado que resisten fuerzas inducidas por las fuerzas sísmicas de diseño deberán ser capaces de permitir que los tendones incurran en cincuenta (50) ciclos de carga. El refuerzo presforzado postensado deberá

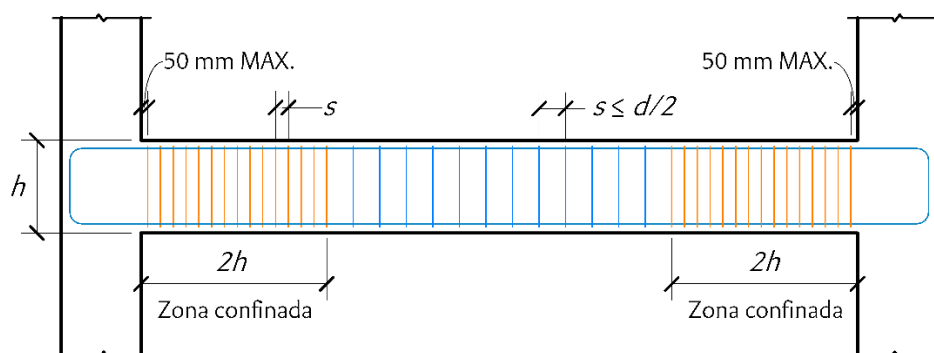
tener fuerzas que estén entre el 40% y el 85% de la resistencia última a la tensión del refuerzo.

5.15.6.1.5. REFUERZO TRANSVERSAL.

5.15.6.1.5.1. ESTRIBOS CERRADOS DE CONFINAMIENTO. Se deberán proveer estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones de las vigas:

- (a) A lo largo de los extremos dúctiles: sobre una distancia igual a dos veces la altura total de la viga ($2h$) medida desde las caras de los soportes hacia el centro de la luz de la viga.
- (b) A lo largo de una distancia igual a dos veces la altura total de la viga ($2h$) medida desde cualquier sección donde se espera la formación de una rótula plástica por la acción de las cargas sísmicas de diseño.

5.15.6.1.5.2. SOPORTE LATERAL. En todas las ubicaciones donde se requiera la colocación de estribos cerrados de confinamiento, el refuerzo longitudinal más próximo a las caras de la viga en tracción y en compresión deberá tener soporte lateral de acuerdo con 5.4.4.13.4, 5.4.4.13.5 y 5.4.4.13.6. El espaciamiento del refuerzo longitudinal a flexión que tenga soporte lateral no deberá exceder 350 mm. El refuerzo superficial (refuerzo de piel) colocado en las caras laterales de la viga de acuerdo con 5.9.16.3.2, no requiere estar soportado lateralmente.



s: el menor entre $d/4$, $6d_b$ longitudinal grado 420, $5d_b$ longitudinal grado 550 ó 150 mm

Figura 23: Estribos cerrados de confinamiento en vigas especiales.

Referencia: 5.15.6.1.5.4.

5.15.6.1.5.3. ESTRIBOS CERRADOS DE CONFINAMIENTO DE DOS PIEZAS. Se permitirá armar estribos cerrados de confinamiento uniendo dos piezas de refuerzo como sigue: una pieza de estribo que tenga ganchos sísmicos en ambos extremos y una segunda pieza en forma de grapa, cuyo gancho a 90° , si lo tiene, deberá alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal de modo que dos grapas consecutivas nunca tengan el gancho a 90° en el mismo lado. Si el refuerzo longitudinal de la viga está confinado por una losa, no es necesario alternar el gancho a 90° de la grapa siempre que el gancho a 90° se coloque adyacente a la losa que provee confinamiento.

5.15.6.1.5.4. UBICACIÓN DE LOS ESTRIBOS CERRADOS DE CONFINAMIENTO. El primer estribo cerrado de confinamiento debe colocarse a no más de 50 mm de la cara del apoyo. El espaciamiento de éstos no debe exceder el menor que resulte desde (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte del peralte efectivo de la viga: $d/4$.
- (b) 150 mm.
- (c) Para refuerzo con $f_y = 420$ MPa, un valor igual a $6d_b$ de la barra longitudinal de menor diámetro, sin considerar el refuerzo superficial lateral (refuerzo de piel).
- (d) Para refuerzo con $f_y = 550$ MPa, un valor igual a $5d_b$ de la barra longitudinal de menor diámetro, sin considerar el refuerzo superficial lateral (refuerzo de piel).

5.15.6.1.5.5. RESISTENCIA A CORTANTE DE LOS ESTRIBOS CERRADOS DE CONFINAMIENTO. Los estribos cerrados de confinamiento deberán diseñarse para resistir fuerza cortante de acuerdo con 5.15.6.1.6.

5.15.6.1.5.6. ESPACIAMIENTO FUERA DE REGIONES PLÁSTICAS. En el resto de la longitud de la viga donde no se requiera colocar estribos cerrados de confinamiento, el refuerzo transversal en forma de estribos deberá tener un espaciamiento que no exceda la mitad del peralte efectivo de la viga ($d/2$).

5.15.6.1.5.7. VIGAS CON CARGA AXIAL. Si ocurre que las vigas tienen una carga axial mayorada que exceda el 10% de $A_g f'_c$, se deberá colocar estribos cerrados de confinamiento que satisfagan 5.15.6.2.5.2 hasta 5.15.6.2.5.4 a lo largo de las distancias establecidas en 5.15.6.1.5.1.

5.15.6.1.6. RESISTENCIA A CORTANTE.

5.15.6.1.6.1. CORTANTE DE DISEÑO. La fuerza cortante de diseño, V_e , deberá calcularse a partir de las fuerzas que actúan para la porción de la viga entre las caras de los soportes. Deberá asumirse que ocurren momentos máximos probables, M_{pr} , en las caras de los

soportes actuando en doble curvatura (signos opuestos) simultáneamente con las cargas gravitacionales mayoradas, incluyendo los efectos de la carga sísmica vertical.

5.15.6.1.6.2. REFUERZO TRANSVERSAL. El refuerzo transversal que se dispone en las regiones indicadas en **5.15.6.1.5.1** debe diseñarse para resistir la totalidad del cortante, es decir, asumiendo que la resistencia del concreto es cero ($V_c = 0$), siempre que ocurra (a) y (b):

- (a) Las fuerzas cortantes inducidas por las fuerzas sísmicas de diseño calculadas de acuerdo con **5.15.6.1.6.1** son al menos la mitad de las resistencias máximas requeridas dentro de las distancias indicadas allí.
- (b) La fuerza axial mayorada en la viga, P_u , incluyendo efectos sísmicos, es menor al 5% de $A_g f'_c$.

5.15.6.2. COLUMNAS.

5.15.6.2.1. ALCANCE. Las especificaciones de esta sección deberán aplicarse a las columnas que formen parte de un sistema de pórticos especiales de hormigón armado.

5.15.6.2.2. REQUISITOS DIMENSIONALES. La sección transversal deberá cumplir con (a) y (b):

- (a) La menor dimensión de la sección transversal, medida a lo largo de una línea recta que pasa por el centroide geométrico de la sección, será de 300 mm.
- (b) La mayor dimensión de la sección transversal de la sección no deberá ser más de dos veces y media (2.5 veces) la dimensión medida en la dirección perpendicular.

5.15.6.2.3. RESISTENCIA MÍNIMA A LA FLEXIÓN.

5.15.6.2.3.1. Todas las columnas deberán cumplir con **5.15.6.2.3.2** o **5.15.6.2.3.3**, a menos que la columna sea discontinua por encima del nudo y la carga axial última de compresión en la columna, P_u , para combinaciones de carga que incluyen efectos sísmicos, es menor que el 10% de $A_g f'_c$.

5.15.6.2.3.2. EFECTO COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL. Se deberá proveer refuerzo longitudinal mínimo de modo que se satisfaga la siguiente expresión, para ambas direcciones de análisis:

$$52) \quad \sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

Donde $\sum M_{nc}$ es la sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluadas en las caras del nudo. Estas resistencias nominales a flexión deben ser calculadas de forma consistente con los niveles de carga axial asociados a la acción de las fuerzas sísmicas de diseño en la dirección considerada, que produzcan el menor valor de $\sum M_{nc}$.

El valor de $\sum M_{nb}$ es la sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en las caras del nudo. Para considerar correctamente el efecto de viga T, cuando los patines de la viga están a tracción para el momento de flexión en la cara del nudo, es necesario considerar que el refuerzo de la losa dentro del ancho tributario indicado en 5.9.8 aporta a la resistencia nominal a momento de la viga, siempre que dicho refuerzo esté desarrollado a tracción en esa sección crítica. Se deberá asumir que las resistencias a flexión en las vigas actúan opuestas a las resistencias a flexión de las columnas.

5.15.6.2.3.3. Si no se satisface el requerimiento de 5.15.6.2.3.2, la resistencia y rigidez lateral de las columnas que llegan al nudo deberán ser despreciadas a los fines de determinar la resistencia y rigidez del pórtico. Estas columnas, consideradas como que no forman parte del sistema resistente a cargas laterales, deberán satisfacer los requerimientos de 5.15.12.

5.15.6.2.4. REFUERZO LONGITUDINAL.

5.15.6.2.4.1. LÍMITES DEL REFUERZO. El refuerzo longitudinal deberá limitarse de modo que no sea menor a $0.01A_g$ ni mayor que $0.06A_g$.

5.15.6.2.4.2. CANTIDAD MÍNIMA DE BARRAS. En columnas con estribos circulares se deberán disponer al menos seis (6) barras longitudinales.

5.15.6.2.4.3. LIMITACIÓN POR ADHERENCIA DEL REFUERZO. El diámetro del refuerzo longitudinal de la columna debe ser seleccionado de manera tal que se satisfaga que $1.25\ell_d \leq \ell_u/2$.

5.15.6.2.4.4. EMPALMES. Los empalmes mecánicos deben cumplir con 5.15.4. Sólo se permitirá usar empalmes por traslapo si se circunscriben a la mitad central de la columna. Los empalmes por traslapo deben diseñarse como empalmes a tracción y deberán estar encerrados por estribos cerrados de confinamiento que satisfagan 5.15.6.2.5.2 y 5.15.6.2.5.3.

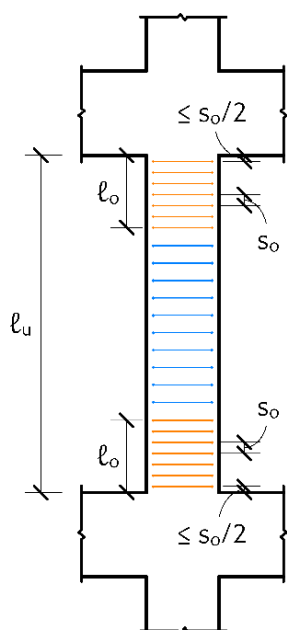
5.15.6.2.5. REFUERZO TRANSVERSAL.

5.15.6.2.5.1. DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL. El refuerzo transversal requerido desde 5.15.6.2.5.2 hasta 5.15.6.2.5.4 deberá colocarse distribuido sobre una longitud ℓ_0 a partir de cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde se espera la fluencia del acero por la acción de las fuerzas sísmicas de diseño. La longitud ℓ_0 será la mayor que resulte desde (a) hasta (c):

- (a) La menor dimensión de la sección transversal de la columna en la cara del nudo o en la sección donde se espera fluencia del refuerzo longitudinal.
- (b) Una sexta parte (1/6) de la longitud libre de la columna.
- (c) 450 mm.

5.15.6.2.5.2. CONFORMACIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL. El refuerzo transversal estará conformado como se indica desde (a) hasta (f):

- (a) El refuerzo transversal se conformará por una espiral simple o espirales traspaladas, estribos circulares o estribos cerrados de confinamiento de una o varias piezas, con o sin grapas suplementarias.
- (b) Los dobleces del refuerzo rectilíneo y grapas deberán hacerse alrededor de refuerzo longitudinal perimetral en la columna.



s_o debe ser el menor entre:

- a) La cuarta parte de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- b) $6d_b$ de barra longitudinal grado 420;
- $5d_b$ de barra longitudinal grado 550;
- c) El valor obtenido de $100 + (350 - h_x)/3$, no menor de 100 mm ni mayor de 150 mm.

ℓ_o debe ser el menor entre:

- a) $\ell_u/6$;
- b) La mayor dimensión de la sección transversal de la columna;
- c) 450 mm.

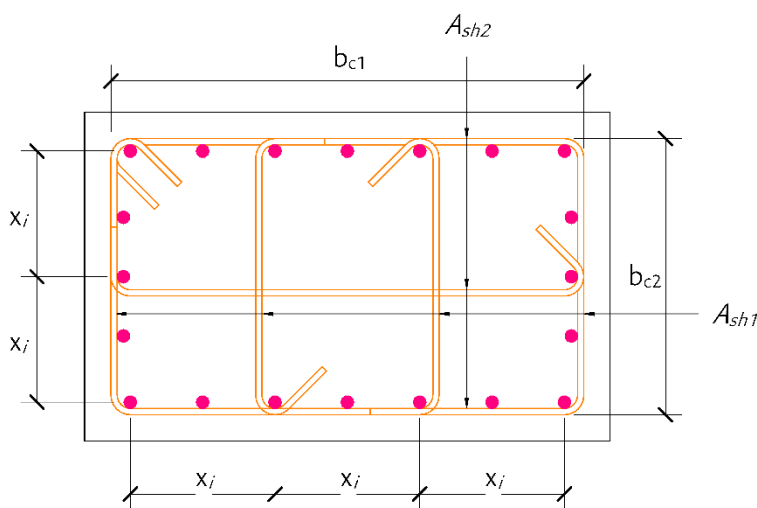
Figura 24: Estribos de confinamiento en columnas especiales.
Referencias: 5.15.6.2.5.1 y 5.15.6.1.6.1.

(c) Se permitirán grapas con un diámetro igual o menor que el de los estribos cerrados de confinamiento, siempre que cumpla la limitación dada en 5.4.4.13.2. Los ganchos de las grapas adyacentes se alternarán a lo largo del refuerzo longitudinal y también a lo largo del perímetro de la columna.

(d) Donde se provean estribos cerrados de confinamiento o grapas, éstas deberán proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal como se indica en 5.4.4.13.2 hasta 5.4.4.13.4.

(e) El refuerzo longitudinal debe ser distribuido en la sección de manera tal que el espaciamiento h_x de las barras longitudinales soportadas por la esquina de un estribo cerrado o de una grapa no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la columna.

(f) En los casos donde $P_u > 0.3A_gf'_c$ o si $f'_c > 70$ MPa en columnas donde se usan estribos rectilíneos, cada barra longitudinal o paquete de barras alrededor del perímetro del núcleo de la columna deberá estar soportada lateralmente por la esquina de un estribo cerrado de confinamiento o por un gancho sísmico. El valor de h_x no deberá exceder 200 mm. El valor de P_u será el mayor valor de la carga axial en compresión que se obtenga de las diferentes combinaciones de carga que incluyen efectos sísmicos.



h_x es el mayor valor de x_i para la columna

Figura 25: Conformación del refuerzo transversal en columnas.

Referencia: 5.15.6.2.5.2(e).

5.15.6.2.5.3. ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO TRANSVERSAL. El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder lo indicado desde (a) hasta (d):

(a) Una cuarta parte (1/4) de la menor dimensión de la columna.

- (b) Para refuerzo grado 420, $6d_b$ de la barra longitudinal más pequeña.
- (c) Para refuerzo grado 550, $5d_b$ de la barra longitudinal más pequeña.
- (d) El valor de s_0 (en mm) determinado mediante la siguiente expresión:

$$53) \quad s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

El valor de s_0 obtenido no debe exceder 150 mm ni es necesario que sea menor de 100 mm.

5.15.6.2.5.4. CANTIDAD DE REFUERZO TRANSVERSAL REQUERIDA. La cantidad de refuerzo transversal debe estar de acuerdo con la **Tabla 64**.

El factor de resistencia del concreto, k_f , y el factor de confinamiento efectivo, k_n , son calculados mediante las siguientes expresiones:

$$54) \quad k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6$$

$$55) \quad k_n = \frac{n_\ell}{n_\ell - 2}$$

Donde el valor de n_ℓ es el número de barras longitudinales o paquetes de barras, localizadas alrededor del perímetro del núcleo de la columna, que están soportadas lateralmente por la esquina de un estribo cerrado de confinamiento o por un gancho sísmico.

5.15.6.2.5.5. REFUERZO TRANSVERSAL FUERA DE REGIONES DÚCTILES. A menos que en **5.15.6.2.6** se requiera una mayor cantidad de refuerzo, fuera de las longitudes ℓ_0 indicadas en **5.15.6.2.5.1**, la columna deberá tener refuerzo en forma de espiral que satisfaga **5.4.4.13.8** o estribos cerrados de confinamiento y grapas que cumplan con **5.4.4.13.1** hasta **5.4.4.13.7**. El espaciamiento s de este refuerzo no debe exceder el menor entre 150 mm, $6d_b$ de la barra longitudinal más pequeña grado 420 o $5d_b$ de la barra longitudinal más pequeña grado 550.

5.15.6.2.5.6. RECUBRIMIENTO ADICIONAL. Si el recubrimiento por fuera del refuerzo transversal de confinamiento excede 100 mm, se requerirá reducir el recubrimiento a menos de 100 mm incorporando refuerzo transversal adicional cuyo espaciamiento no deberá exceder 300 mm.

Tabla 64: Refuerzo transversal en columnas de pórticos especiales.

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables		
$A_{sh}/(sb_c)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ o $f'_c \leq 70$ MPa	El mayor entre (a) y (b):	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ y $f'_c > 70$ MPa	El mayor entre (a), (b) y (c):	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
			$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$	(c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ o $f'_c \leq 70$ MPa	El mayor entre (a) y (b):	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ y $f'_c > 70$ MPa	El mayor entre (a), (b) y (c):	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	
			$0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$	

5.15.6.2.6. RESISTENCIA A CORTANTE.

5.15.6.2.6.1. CORTANTE POR CAPACIDAD. La fuerza cortante de diseño, V_e , será calculada considerando las fuerzas máximas que pueden desarrollarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas deberán calcularse a partir de los momentos máximos probables a flexión, M_{pr} , que pueda desarrollar la sección en cada extremo de la columna, asociados con el rango de cargas axiales mayoradas, P_u , que actúan sobre la columna. Los cortantes obtenidos no tienen que tomarse mayores que los asociados de la resistencia del nudo basada en los momentos probables, M_{pr} , de las vigas que llegan al nudo. El valor de la fuerza cortante de diseño, V_e , nunca podrá ser menor que los cortantes mayorados obtenidos del análisis estructural.

5.15.6.2.6.2. REFUERZO TRANSVERSAL. El refuerzo transversal colocado sobre las distancias ℓ_0 dadas en 5.15.6.2.5.1 deberá ser diseñado para resistir cortante asumiendo que la sección de concreto no aporta resistencia a cortante ($V_c = 0$), siempre que ocurran (a) y (b):

- (a) Las fuerzas cortantes inducidas por efectos sísmicos, calculadas de acuerdo con 5.15.6.2.6.1 son al menos la mitad de la resistencia máxima a cortante requerida dentro de la distancia ℓ_0 .
- (b) La carga axial mayorada de compresión en la columna, P_u , incluyendo los efectos sísmicos, es menor al 5% de $A_g f'_c$.

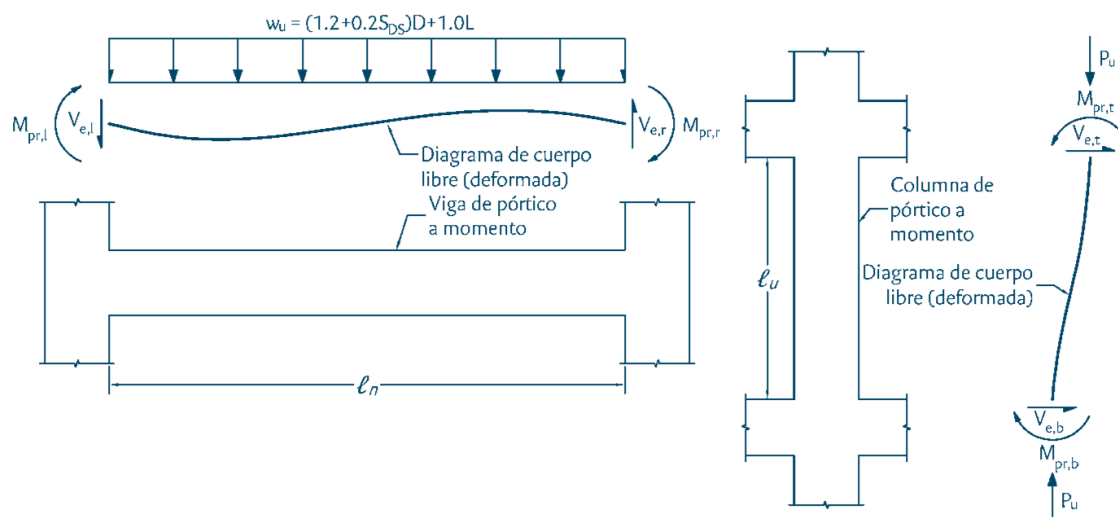


Figura 26: Cortante por capacidad de pórticos especiales.
Referencias: 5.15.6.2.6.1 y 5.15.6.1.6.1.

5.15.6.3. NUDOS VIGA-COLUMNA.

5.15.6.3.1. ALCANCE. Los requerimientos de esta sección son requerimientos adicionales que deberán satisfacer las uniones viga-columna de pórticos especiales a momento.

5.15.6.3.2. ESFUERZOS EN EL REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS. Las fuerzas determinadas en el refuerzo longitudinal de las vigas se determinarán asumiendo que el esfuerzo en las barras longitudinales es igual a $1.25f_y$.

5.15.6.3.3. DESARROLLO DEL REFUERZO. El refuerzo longitudinal de las vigas que termina dentro del nudo deberá extenderse hasta el extremo opuesto del nudo y deberá desarrollarse en tracción en la cara del nudo de acuerdo con 5.15.6.3.10.

5.15.6.3.4. DIMENSIÓN MÍNIMA DE COLUMNA EN EL NUDO. Cuando el refuerzo longitudinal de las vigas que llegan al nudo es continuo a través del nudo, la profundidad del

nudo medida en la misma dirección del refuerzo longitudinal de la viga deberá ser al menos la mayor entre (a), (b) y (c):

- (a) $(20/\lambda)d_b$ de la barra grado 420 de mayor diámetro. El valor de λ se tomará igual a 0.75 para concreto de peso liviano y 1.0 para los demás casos.
- (b) $26d_b$ de la barra grado 550 de mayor diámetro.
- (c) $h/2$ de cualquiera de las vigas que llega al nudo en la dirección bajo consideración y que genera cortante en el nudo como resultado de las fuerzas sísmicas de diseño.

5.15.6.3.5. PROHIBICIÓN. No se permitirá el uso de concreto de peso liviano en nudos con refuerzo grado 550.

5.15.6.3.6. REFUERZO TRANSVERSAL.

5.15.6.3.6.1. REQUERIMIENTOS DEL REFUERZO TRANSVERSAL. El refuerzo transversal en el nudo deberá satisfacer 5.15.6.2.5.2 hasta 5.15.6.2.5.4 y 5.15.6.2.5.6, excepto por lo indicado en 5.15.6.3.6.2.

5.15.6.3.6.2. NUDOS CONFINADOS POR VIGAS. Si el nudo recibe vigas por sus cuatro lados, y el ancho de cada una de esas vigas es al menos tres cuartas partes (3/4) del ancho de la columna, el refuerzo requerido en 5.15.6.2.5.4 puede ser reducido a la mitad. Además, el espaciamiento requerido en 5.15.6.2.5.3 puede ser incrementado en 150 mm a lo largo de toda la altura h de la viga de menor peralte que llegue al nudo.

5.15.6.3.6.3. VIGAS MAS ANCHAS QUE LA COLUMNA. Todo el refuerzo longitudinal de vigas que llegan al nudo que pasen por fuera del núcleo de la columna deberá confinarse con refuerzo transversal que tenga un espaciamiento transversal de acuerdo con 5.15.6.1.5.4. Adicionalmente, este refuerzo transversal deberá cumplir también con 5.15.6.1.5.2 y 5.15.6.1.5.3 si no hay vigas en la dirección ortogonal que provean confinamiento lateral.

5.15.6.3.7. RESISTENCIA A CORTANTE. La fuerza cortante última en el nudo, V_u , deberá calcularse en un plano a media altura del nudo a partir de fuerzas calculadas en las caras del nudo usando fuerzas de tracción y compresión en las vigas que llegan al nudo, calculadas de acuerdo con 5.15.6.3.2, y las fuerzas cortantes en las columnas que llegan al nudo consistentes con las resistencias probables a flexión de las vigas, M_{pr} .

5.15.6.3.8. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA. El factor de reducción de resistencia, ϕ , se determinará de acuerdo con 5.5.5.4.

5.15.6.3.9. RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE DEL NUDO. El valor de V_n se deberá determinar de acuerdo con la **Tabla 65**.

Tabla 65: Resistencia nominal a cortante del nudo, V_n .

Condición de la columna	Condición de la viga en la dirección del cortante V_n	Confinamiento por vigas transversales de acuerdo con 5.12.1.7	Resistencia nominal a cortante del nudo, V_n (N)
Continua o con una extensión de columna que cumple con 5.12.1.5	Continua o con extensiones de vigas transversales que cumplan con 5.12.1.6	Confinado	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinado	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otros casos	Confinado	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinado	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otros casos	Continua o con extensiones de vigas transversales que cumplan con 5.12.1.6	Confinado	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinado	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otros casos	Confinado	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinado	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

El valor de λ será 0.75 para concreto liviano y 1.0 para los demás casos. El área del nudo A_j , se deberá calcular de acuerdo con 5.12.1.10.4.

5.15.6.3.10. DESARROLLO DE BARRAS A TRACCIÓN.

5.15.6.3.10.1. DESARROLLO DE BARRAS CON GANCHO ESTÁNDAR. Para todas las barras de vigas desde la N10 hasta la N36 que terminen dentro del nudo con gancho estándar, la longitud de desarrollo con gancho, ℓ_{dh} , será la determinada mediante 5.4.4.5, multiplicada por un factor de 1.375 para tomar en cuenta los efectos de inversiones de carga y del endurecimiento por deformación del acero. El producto $\psi_r\psi_o$ se podrá tomar igual a 1.0. La longitud ℓ_{dh} no deberá ser menor de $8d_b$ o 150 mm para concreto de peso normal, y no deberá ser menor que $10d_b$ o 200 mm para concreto de peso ligero. El valor de λ será igual a 0.75 para concreto de peso ligero y 1.0 para los demás casos. El gancho estándar deberá estar anclado dentro del núcleo confinado de la columna o elemento de borde de muro, con la extensión del gancho orientada hacia el centro del nudo.

5.15.6.3.10.2. DESARROLLO DE BARRAS RECTAS. Se permitirá desarrollar barras rectas N10 a la N36. La longitud de desarrollo será la mayor entre (a) y (b):

- (a) Dos veces y media (2.5 veces) la longitud de desarrollo determinada de acuerdo con **5.15.6.3.10.1** para barras con menos de 300 mm de concreto por debajo (barras inferiores).
- (b) 3.25 veces la longitud de desarrollo determinada de acuerdo con **5.15.6.3.10.1** para barras con más de 300 mm de concreto por debajo (barras superiores).

5.15.6.3.10.3. EXTENSIÓN DE BARRAS RECTAS TERMINADAS EN EL NUDO. Las barras longitudinales de vigas que se desarrollen rectas dentro del nudo deberán estar embebidas dentro del núcleo confinado de la columna. Si la longitud de desarrollo, ℓ_d , excede la longitud disponible, la porción de la longitud de desarrollo que no esté dentro del núcleo confinado de columna deberá afectarse por un factor de 1.6.

5.15.6.4. PÓRTICOS ESPECIALES CONSTRUIDOS CON MIEMBROS PREFABRICADOS.

5.15.6.4.1. ALCANCE. Los requisitos de esta sección deberán aplicarse a pórticos especiales a momento contruidos con miembros prefabricados.

5.15.6.4.2. REQUISITOS PARA PÓRTICOS CON CONEXIONES DÚCTILES. Todos los pórticos especiales a momento contruidos con conexiones dúctiles entre los miembros prefabricados deberán satisfacer los requisitos de (a) hasta (c):

- (a) Los requerimientos de **5.15.6.1**, **5.15.6.2** y **5.15.6.3**.
- (b) El valor de la resistencia nominal a cortante, V_n , para conexiones calculadas de acuerdo con las provisiones para fricción-cortante de **5.6.13**, debe ser al menos dos veces el valor de V_e determinado de acuerdo con **5.15.6.1.6.1** para vigas, o **5.15.6.2.6.1** para columnas.
- (c) Los empalmes mecánicos del refuerzo de las vigas deberán estar ubicados a no menos de $h/2$ de la cara del nudo y deben satisfacer **5.15.4**.

5.15.6.4.3. REQUISITOS PARA PÓRTICOS CON CONEXIONES FUERTES. Todos los pórticos especiales a momento contruidos con conexiones fuertes entre los miembros prefabricados deberán satisfacer los requisitos de (a) hasta (e):

- (a) Los requerimientos de **5.15.6.1**, **5.15.6.2** y **5.15.6.3**.

- (b) Se deberá aplicar el requerimiento de **5.15.6.1.3(a)** a todos los segmentos entre las ubicaciones donde se espera fluencia del refuerzo por flexión producto de las fuerzas sísmicas de diseño.
- (c) La resistencia de diseño de la conexión fuerte, ϕS_n , será igual a al menos S_e .
- (d) El refuerzo longitudinal principal deberá ser continuo a través de todas las conexiones y se deberá desarrollar fuera de las regiones de formación de rótulas plásticas y fuera de la conexión fuerte.
- (e) Para conexiones columna-columna, la resistencia de diseño de la conexión fuerte, ϕS_n , será igual a al menos $1.4S_e$. El valor de la resistencia a flexión, ϕM_n , deberá ser igual a al menos $0.4M_{pr}$ de la columna a lo largo del entrepiso. El valor de la resistencia a cortante, ϕV_n deberá ser igual a al menos el valor de V_e calculado de acuerdo con **5.15.6.2.6.1**.

5.15.7. REQUISITOS PARA MUROS ESPECIALES VACIADOS EN SITIO.

5.15.7.1. El diseño y detallado de todos los muros estructurales especiales, incluyendo los muros acoplados y todos los componentes de los muros tales como vigas de acople y machones de muro que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, deberán cumplir con los requisitos dados en la sección 18.10 del ACI 318-25.

5.15.8. REQUISITOS PARA MUROS PREFABRICADOS INTERMEDIOS.

5.15.8.1. ALCANCE. Esta sección aplica para los sistemas de muros estructurales prefabricados intermedios que forman parte del sistema resistente a cargas laterales.

5.15.8.2. CONEXIONES. Todas las conexiones entre paneles de muros individuales y entre los paneles de muro y las fundaciones, la fluencia se limitará al acero de refuerzo. Todos los elementos de la conexión que no deban entrar en fluencia deberán tener una resistencia de una vez y media (1.5 veces) la fluencia del acero en la conexión.

5.15.8.3. REQUISITOS PARA LOS PANELES DE MUROS. Todos los paneles de muros deberán ser diseñados de modo que satisfagan 18.10.8 del ACI 318-19.

5.15.9. REQUISITOS PARA MUROS ESPECIALES PREFABRICADOS.

5.15.9.1. El diseño y detallado de todos los muros estructurales especiales prefabricados que forman parte del sistema resistente a fuerza sísmica deberá estar de acuerdo con la sección 18.11 del ACI 318-25.

5.15.10. REQUISITOS ESPECIALES PARA DIAFRAGMAS.

5.15.10.1. ALCANCE. Los requerimientos de esta sección deberán aplicarse a los diafragmas y colectores que forman parte del sistema resistente a cargas sísmicas.

5.15.10.2. FUERZAS DE DISEÑO. Las fuerzas sísmicas de diseño para diafragmas pueden determinarse usando las provisiones del Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1.

5.15.10.3. TRAYECTORIA DE CARGAS. Todos los diafragmas y sus conexiones deben ser diseñados y detallados para que se transmitan adecuadamente las fuerzas requeridas a los colectores y al sistema vertical resistente a cargas laterales.

5.15.10.4. PORCIONES ALREDEDOR DE DISCONTINUIDADES. Todas las porciones de un diafragma que resistan primordialmente fuerzas de tracción o de compresión, y que sirvan para transmitir fuerzas cortantes del diafragma o esfuerzos de flexión alrededor de aberturas u otras discontinuidades, deberán satisfacer los requerimientos para colectores dados en **5.15.10.8.6** y **5.15.10.8.7**.

5.15.10.5. DIAFRAGMAS CONFORMADOS POR AFINADO DE PISO COMPUESTO VACIADO EN SITIO. Se permitirá que el afinado de piso (topping) vaciado en sitio y un piso prefabricado actúen de forma compuesta como diafragma estructural siempre que el mismo esté reforzado y que la superficie del concreto endurecido contra el cual se vacía el afinado de piso esté libre de suciedad y sea hecho rugoso intencionalmente para adherencia.

5.15.10.6. DIAFRAGMAS CONFORMADOS POR AFINADO DE PISO NO COMPUESTO VACIADO EN SITIO. Se permitirá que el afinado de piso (topping) vaciado en sitio actúe como diafragma estructural si el afinado de piso se diseña y detalla para resistir las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos.

5.15.10.7. ESPESOR MÍNIMO. Las losas de piso y afinados de piso compuestos que actúan como diafragmas para transmitir las fuerzas sísmicas deberán tener un espesor mínimo de 50 mm. Los afinados de piso (topping) no compuestos con los elementos prefabricados deberán tener un espesor mínimo de 65 mm.

5.15.10.8. REQUISITOS PARA EL REFUERZO.

5.15.10.8.1. CUANTIA MÍNIMA DE REFUERZO. La cuantía mínima de refuerzo para diafragmas será de 0.0018. Con excepción de las losas postensadas, el espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder 450 mm. Cuando se usa refuerzo en forma de malla electrosoldada para resistir cortante en afinados de piso vaciados sobre elementos prefabricados, los alambres en la dirección paralela a las juntas entre los miembros

prefabricados deberán estar a no más de 250 mm centro a centro (CAC). El refuerzo provisto para resistir cortante debe ser continuo y se debe distribuir uniformemente a través del plano de cortante.

5.15.10.8.2. TENDONES ADHERIDOS. Los tendones adheridos usados para resistir fuerzas de colectores, cortante del diafragma, o tracción debido a flexión del diafragma, deberán ser diseñados de modo tal que el esfuerzo debido a los efectos sísmicos de diseño no exceda 420 MPa. Se permitirá considerar que el esfuerzo de precompresión de tendones no adheridos resiste fuerzas de diseño del diafragma si se provee de una trayectoria de cargas sísmicas.

5.15.10.8.3. DESARROLLO Y EMPALMES DEL REFUERZO. Todo el refuerzo del diafragma usado para resistir fuerzas de los colectores, cortante del diafragma o tracción por flexión del diafragma, deberá ser desarrollado o empalmado para f_y en tracción.

5.15.10.8.4. EMPALMES MECÁNICOS. Si se usan conectores mecánicos para empalmar refuerzo grado 420 para transmitir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del sistema sismorresistente, éstos deberán ser conectores Tipo 2. Para refuerzo grado 550 y 690 no se permitirán empalmes mecánicos para transmitir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del sistema sismorresistente.

5.15.10.8.5. REFUERZO LONGITUDINAL EN COLECTORES. El refuerzo longitudinal en colectores deberá ser dispuesto de manera tal que el esfuerzo promedio a tracción sobre una longitud definida (a) o (b) no debe exceder ϕf_y , donde el valor de f_y debe estar limitado a 420 MPa.

(a) La longitud entre el extremo del colector y la ubicación donde se inicia la transferencia de esfuerzos a los elementos verticales del sistema sismorresistente.

(b) La longitud entre dos elementos verticales del sistema sismorresistente.

5.15.10.8.6. REFUERZO TRANSVERSAL EN COLECTORES. Todos los elementos colectores con esfuerzos de compresión que exceden $0.2f'_c$ en cualquier sección deberán tener refuerzo transversal que satisfaga los incisos (a) hasta (e) de 5.15.6.2.5.2 y 5.15.6.2.5.3, excepto que el límite de espaciamiento dado en 5.15.6.2.5.3(a) deberá ser una tercera parte (1/3) de la menor dimensión del colector. La cantidad de refuerzo transversal deberá estar de acuerdo con la **Tabla 66**. El refuerzo transversal especificado puede ser discontinuado en cualquier sección donde el esfuerzo promedio de compresión caiga por debajo de $0.15f'_c$.

5.15.10.8.6.1. EXCEPCIÓN. Si las fuerzas de diseño han sido obtenidas de efectos sísmicos amplificados por el factor de sobre resistencia, Ω_0 , de los elementos verticales del

sistema resistente a cargas sísmicas, los límites de $0.2f'_c$ y $0.15f'_c$ indicados en 5.15.10.8.6 podrán ser ampliados a $0.5f'_c$ y $0.4f'_c$, respectivamente.

Tabla 66: Refuerzo transversal para colectores.

Refuerzo transversal	Ecuaciones aplicables		
$A_{sh}/(sb_c)$ para estribos rectilíneos	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$		(a)
ρ_s para estribos circulares o espirales	El que resulte mayor de:	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)

5.15.10.8.7. DETALLADO DEL REFUERZO LONGITUDINAL. El detallado del refuerzo de colectores en empalmes y zonas de anclaje deberán satisfacer lo indicado en (a) o (b):

- (a) Se deberá proporcionar un espaciamiento centro a centro (CAC) de al menos tres diámetros de barra longitudinal ($3d_b$), pero nunca menor de 38 mm. El recubrimiento libre del concreto debe ser al menos $2.5d_b$ de barra longitudinal, pero no menor de 50 mm.
- (b) El área de refuerzo transversal, A_v , debe ser al menos el mayor entre $0.062\sqrt{f'_c}b_ws/f_{yt}$ y $0.35b_ws/f_{yt}$, con excepción de lo que se requiera en 5.15.10.8.6.

5.15.10.9. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN. Los diafragmas y porciones de diafragmas se diseñarán para resistir flexión de acuerdo con el **CAPÍTULO 5.13**.

5.15.10.10. RESISTENCIA AL CORTANTE.

5.15.10.10.1. RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE. El valor de la resistencia nominal a cortante del diafragma, V_n , no deberá exceder lo obtenido mediante la siguiente expresión:

$$56) \quad V_n = A_{cv}(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Para afinados de piso (topping) vaciados en sitio no compuestos sobre pisos prefabricados, el área A_{cv} será determinada tomando en cuenta sólo el espesor del afinado de piso. Para construcción compuesta se podrá tomar la suma de los espesores del afinado de piso y de los miembros prefabricados. Para afinados de piso compuestos el valor de f'_c usado para la determinación de V_n no deberá exceder el menor entre el valor de f'_c para los miembros prefabricados y el valor de f'_c para el afinado de piso.

5.15.10.10.2. LÍMITE DE LA RESISTENCIA NOMINAL A CORTANTE. La resistencia nominal a cortante, V_n , no deberá exceder $0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$.

5.15.10.10.3. LÍMITE DE V_n SOBRE JUNTAS. La resistencia nominal a cortante del diafragma, V_n , sobre las juntas entre elementos prefabricados, cuando el afinado de piso vaciado en sitio sea o no compuesto, no deberá exceder lo que resulte de la siguiente expresión:

$$57) \quad V_n = \mu A_{vf} f_y$$

Donde el área A_{vf} es el área total del refuerzo para proporcionar resistencia por fricción cortante en el afinado de piso, incluyendo el refuerzo uniformemente distribuido y el refuerzo de borde que está orientado perpendicular a las juntas entre los miembros del sistema prefabricado. El coeficiente de fricción μ es igual a 1.0λ , donde λ está dado en 5.3.9. Se deberá distribuir uniformemente al menos la mitad del refuerzo para resistencia fricción cortante, A_{vf} , sobre la longitud del plano potencial de cortante. El área de refuerzo uniformemente distribuido en el afinado de piso deberá proveer una cuantía mínima de refuerzo de 0.0018 en ambas direcciones.

5.15.10.10.4. LÍMITE DE V_n SOBRE JUNTAS. La resistencia nominal a cortante del diafragma, V_n , sobre las juntas entre elementos prefabricados, cuando el afinado de piso vaciado en sitio sea o no compuesto, no deberá exceder lo indicado en 5.6.13.8, donde el área A_c se calcula tomando en cuenta sólo el espesor del afinado de piso (topping).

5.15.10.11. JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN. Las juntas de construcción en diafragmas deberán estar especificadas de acuerdo con 26.5.6 del ACI 318-19, y las superficies de contacto entre los vaciados deberán estar limpias, libres de lechadas y deberán hacerse rugosas a una amplitud aproximada de 6 mm.

5.15.10.12. DIAFRAGMAS EN CONSTRUCCIÓN PREFABRICADA. Se permitirá que los afinados de piso (topping) no compuestos actúen como diafragmas si se satisfacen los requerimientos de 5.15.10.6 y 5.15.10.7.

5.15.11. REQUISITOS ESPECIALES PARA LAS FUNDACIONES.

5.15.11.1. ALCANCE. Las disposiciones de esta sección deberán aplicarse a las fundaciones que resisten efectos sísmicos o que transmiten fuerzas inducidas por efectos sísmicos hacia el suelo.

5.15.11.2. CIMIENTOS SUPERFICIALES, LOSAS DE CIMENTACIÓN Y CABEZALES DE PILOTES.

5.15.11.2.1. ANCLAJE DEL REFUERZO LONGITUDINAL DE MUROS Y COLUMNAS. El refuerzo longitudinal de columnas y muros que forman parte del sistema resistente a cargas sísmicas deberán anclarse dentro de los cimientos superficiales, losas de cimentación o cabezales de pilotes. Los anclajes deberán ser capaces de desarrollar $1.25f_y$ en la interfaz del miembro y los cimientos.

5.15.11.2.2. ORIENTACIÓN DE LOS GANCHOS. Todas las columnas que forman parte del sistema resistente a cargas laterales y que han sido asumidas con bases rígidas (empotradas) deberán satisfacer **5.15.11.2.1**. Si se hace uso de anclaje con gancho estándar, los ganchos deberán colocarse tan próximo al fondo del cimiento como lo permita el recubrimiento y los espaciamientos entre barras y deberán estar orientados hacia el centro de la columna.

5.15.11.2.3. COLUMNAS O ELEMENTOS DE BORDE PROXIMOS AL BORDE DE UN CIMIENTO. Todas las columnas y elementos de borde de muros especiales ubicados de modo que la distancia entre el borde del elemento vertical y el borde del cimiento sea igual o menor que la mitad del peralte total del cimiento ($h/2$), deberán tener refuerzo transversal por debajo del tope del cimiento de acuerdo con **5.15.6.2.5.2** hasta **5.15.6.2.5.4**. Este refuerzo deberá proyectarse sobre una distancia por debajo del tope del cimiento igual a la longitud de desarrollo del refuerzo a tracción, ℓ_d , calculada considerando que todas las barras longitudinales del elemento vertical están sometidas a f_y .

5.15.11.3. VIGAS DE FUNDACIÓN.

5.15.11.3.1. VIGAS DE FUNDACIÓN QUE RESISTEN EFECTOS SISMICOS. Todas las vigas dispuestas en o próximo al plano de las fundaciones y que resisten flexión producto de los efectos sísmicos que transmiten las columnas o muros que éstas conectan, deberán estar diseñadas y detalladas de acuerdo con **5.15.6.1**.

5.15.11.3.2. LOSAS DE PISO. Las losas de piso apoyadas sobre terreno que resisten fuerzas sísmicas de columnas y muros que forman parte del sistema resistente a cargas laterales deberán ser diseñadas como diafragmas de acuerdo con **5.15.10**. Se deberá indicar en la memoria de cálculos estructurales que la losa de piso forma parte del sistema resistente a cargas laterales.

5.15.11.4. VIGAS DE AMARRE O VIGAS RIOSTRAS.

5.15.11.4.1. VIGAS DE AMARRE PARA CABEZALES DE PILOTES. Todos los cabezales individuales de pilotes deberán estar interconectados por vigas de amarre horizontales en las dos direcciones ortogonales o casi ortogonales, con suficiente rigidez y resistencia para reducir los asentamientos diferenciales de los cabezales. No es necesario conectar los cabezales con vigas de amarre si se logra que los cabezales actúen como una unidad por algún otro medio.

5.15.11.4.2. VIGAS DE AMARRE PARA CIMIENTOS AISLADOS. Para todas las estructuras emplazadas en sitios Clase E o F, los cimientos aislados superficiales deberán interconectarse mediante vigas de amarre.

5.15.11.4.3. ANCHO MÍNIMO DE VIGAS DE AMARRE. Las vigas de amarre deberán tener una sección transversal con un ancho mínimo igual a $\ell_n/20$, donde ℓ_n es la luz libre de la viga. No se requiere un ancho mayor a 450 mm.

5.15.11.4.4. RESISTENCIA REQUERIDA DE LAS VIGAS DE AMARRE. Cuando sean requeridas de acuerdo con 5.15.11.4.1 o 5.15.11.4.2, las vigas de amarre deberán tener una resistencia axial a tensión y a compresión de al menos $(0.10S_{DS}P_{uD} + P_{uL})$ de la columna conectada con mayor nivel de carga axial. El valor de P_{uD} es igual a la carga muerta mayorada y P_{uL} es la carga viva mayorada.

5.15.11.4.5. REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS DE AMARRE. Las vigas de amarre deberán tener refuerzo longitudinal continuo, el cual deberá ser desarrollado dentro o más allá de la columna conectada. En su defecto, se permitirá que el refuerzo longitudinal de la viga de amarre se desarrolle dentro del cimiento o cabezal de pilote.

5.15.11.4.6. REFUERZO TRANSVERSAL EN VIGAS DE AMARRE. Se deberá proveer de refuerzo transversal cerrado a un espaciamiento no mayor que el menor entre la mitad (1/2) de la menor dimensión de la sección transversal y 300 mm.

5.15.11.5. PILOTES.

5.15.11.5.1. ALCANCE. Los requisitos de esta sección son aplicables a los siguientes tipos de pilotes:

- (a) Pilotes de concreto sin encamisado, vaciados en sitio, perforados o barrenados.
- (b) Pilotes de concreto con encamisado metálico.
- (c) Pilotes compuestos de sección tubular de acero rellena de concreto.

(d) Pilotes prefabricados.

5.15.11.5.2. PILOTES SUJETOS A TRACCIÓN. Todos los pilotes que estén sujetos a cargas axiales de tracción deberán tener refuerzo longitudinal continuo sobre toda su longitud diseñado para resistir las fuerzas de tracción.

5.15.11.5.3. EXTENSIÓN DEL REFUERZO. Los refuerzos longitudinal y transversal mínimos requeridos desde 5.15.11.5.6 hasta 5.15.11.5.9, deberán extenderse sobre toda la longitud del pilote no soportada, tales como en las porciones del pilote rodeadas por agua, aire o suelos blandos que no proveen soporte lateral que prevenga el pandeo del pilote.

5.15.11.5.4. TERMINACIÓN DEL REFUERZO. Todo el refuerzo transversal colocado en forma de estribos cerrados de confinamiento y espirales deberá rematarse con gancho sísmico.

5.15.11.5.5. REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO. Los pilotes deberán tener refuerzo transversal de conformidad con 5.15.6.2.5.2, 5.15.6.2.5.3 y la expresión (e) de la **Tabla 64** dentro de una distancia igual a siete (7) diámetros de pilote por encima y por debajo de las interfaces entre suelos rígidos y suelos blandos o licuables.

5.15.11.5.6. PILOTES PERFORADOS O BARRENADOS, SIN ENCAMISADO METÁLICO.

5.15.11.5.6.1. REFUERZO REQUERIDO. Se deberá proveer refuerzo mínimo de acuerdo con la **Tabla 67**.

5.15.11.5.6.2. EXTENSIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL DEL PILOTE. El refuerzo longitudinal se deberá extender al menos la longitud de desarrollo en tracción más allá del extremo de la longitud de flexión del pilote, la cual se define en la **Tabla 67** como la distancia entre el fondo del cabezal del pilote y la ubicación donde el valor de $0.4M_{cr}$ excede el valor de M_u .

5.15.11.5.7. PILOTES DE CONCRETO CON ENCAMISADO METÁLICO.

5.15.11.5.7.1. REQUISITOS DE REFUERZO LONGITUDINAL Y LONGITUDES MÍNIMAS REFORZADAS. Los requerimientos de refuerzo longitudinal y de longitud mínima reforzada de los pilotes dados en 5.15.11.5.6 serán aplicables a los pilotes con encamisado metálico.

5.15.11.5.7.2. REQUISITOS DEL ENCAMISADO. Los pilotes de concreto con encamisado metálico deberán tener una camisa metálica soldada en espiral con un espesor no menor de 2 mm y que esté debidamente protegida del deterioro producto de la acción de los elementos constituyentes del suelo, cambios en el nivel freático y otros factores dañinos que se hayan determinado en el estudio de suelos.

Tabla 67: Refuerzo mínimo para pilotes barrenados o perforados, vaciados en sitio, sin encamisado metálico.

Refuerzo mínimo		Clases de sitio A, B, C y D	Clases de sitio E y F
Cuantía mínima de refuerzo longitudinal y número mínimo de barras		0.005 y cantidad mínima de barras de acuerdo con 5.10.8.3	0.005 y cantidad mínima de barras de acuerdo con 5.10.8.3
Longitud mínima reforzada del pilote		La mayor longitud obtenida desde (a) hasta (d): (a) (1/2) de la longitud del pilote (b) 3 m (c) Tres (3) veces el diámetro del pilote (d) La longitud de flexión del pilote definida como la distancia entre el fondo del cabezal del pilote y la ubicación donde el valor de $0.4M_{cr}$ excede el valor de M_u .	Toda la longitud del pilote, satisfaciendo [1] y [2] al pie de la tabla.
Cantidad de refuerzo transversal en la zona de confinamiento	Longitud de la zona reforzada	Tres (3) veces el diámetro del pilote medido desde el fondo del cabezal	Siete (7) veces el diámetro del pilote medido desde el fondo del cabeza
	Tipo de refuerzo transversal	Estribo cerrado o espiral N10 o mayor para pilotes con diámetro de hasta 500 mm Estribo cerrado o espiral N13 o mayor para pilotes con diámetro mayor de 500 mm	
		Debe estar de acuerdo con 5.15.6.2.5.2	
	Espaciamiento y cantidad del refuerzo transversal	Debe estar de acuerdo con 5.15.6.2.5.3 y no debe nunca ser menor que la mitad de lo requerido por el inciso (e) de la Tabla 64 .	Debe estar de acuerdo con 5.15.6.2.5.3 y no debe nunca ser menor que lo requerido por el inciso (e) de la Tabla 64 .
Cantidad de refuerzo transversal en el resto de la longitud del pilote	Tipo de refuerzo transversal	Estribo cerrado o espiral N10 o mayor para pilotes con diámetro de hasta 500 mm Estribo cerrado o espiral N13 o mayor para pilotes con diámetro mayor de 500 mm	
	Espaciamiento y cantidad del refuerzo transversal	Debe estar de acuerdo con 5.15.6.2.5.2 El espaciamiento no deberá exceder el menor que resulte desde (a) hasta (c): (a) Doce (12) diámetros de barra longitudinal: $12d_b$ (b) La mitad (1/2) del diámetro del pilote (c) 300 mm	

[1] Si la punta del pilote se empotra en suelo rígido o roca, se permitirá terminar el refuerzo a una distancia antes de la punta del pilote equivalente al menor entre 5% de la longitud del pilote y una tercera (1/3) parte de la longitud empotrada en el suelo rígido o roca.

[2] Se permitirá obviar los requerimientos de esta tabla si se diseña el pilote para resistir las curvaturas máximas producidas por los efectos sísmicos, tomando en cuenta explícitamente las deformaciones del suelo circundante que se producen al considerar una interacción acoplada suelo-estructura-fundaciones, donde se toman en cuenta las deformaciones asociadas a los pilotes debido a las cargas sísmicas que la estructura imparte a las fundaciones.

5.15.11.5.8. PILOTES COMPUESTOS DE SECCIÓN TUBULAR DE ACERO RELLENA DE CONCRETO.

5.15.11.5.8.1. REFUERZO LONGITUDINAL ADICIONAL PARA RESISTIR FUERZAS DE LEVANTAMIENTO. En el tope del pilote, dentro de una distancia equivalente a dos veces el embebido requerido dentro del cabezal, pero no menor que una distancia equivalente a la longitud de desarrollo a tracción del refuerzo dentro del cabezal, los pilotes compuestos de sección tubular de acero rellena de concreto deberán tener un refuerzo longitudinal de al menos $0.014A_g$, el cual deberá estar desarrollado a tracción en la interfaz cabezal-pilote.

5.15.11.5.9. PILOTES PREFABRICADOS.

5.15.11.5.9.1. DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL. El refuerzo transversal en pilotes prefabricados se deberá extender para lograr un margen de seguridad tal que no se afecte su desempeño por posibles variaciones en las elevaciones finales de la punta de los pilotes luego de ser hincados.

5.15.11.5.9.2. REQUERIMIENTOS PARA PILOTES NO PRESFORZADOS. Los pilotes prefabricados no presforzados deberán satisfacer desde (a) hasta (e):

- (a)** Se deberá proveer de una cuantía refuerzo longitudinal mínima de 0.01.
- (b)** El refuerzo longitudinal deberá estar encerrado por estribos cerrados o espirales N10 si el pilote tiene 500 mm de diámetro o menos. Para pilotes de mayor diámetro se requerirán estribos o espirales N13 como mínimo.
- (c)** El espaciamiento del refuerzo transversal dentro de una distancia igual a tres (3) veces la menor dimensión de la sección transversal del pilote medida desde el fondo del cabezal no deberá exceder el menor valor entre ocho (8) veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro y 150 mm.

(d) El espaciamiento del refuerzo transversal colocado a lo largo de toda la longitud del pilote no deberá exceder 150 mm.

(e) Se deberán cumplir los requisitos de la **Tabla 67**.

5.15.11.5.9.3. REQUERIMIENTOS PARA PILOTES PRESFORZADOS. Los pilotes prefabricados presforzados deberán satisfacer los requerimientos desde (a) hasta (e). La región dúctil del pilote se definirá como la longitud del pilote medida desde el fondo del cabezal hasta el punto de inflexión más tres (3) veces la menor dimensión transversal del pilote. La región dúctil del pilote no deberá ser menor de 10.5 m. Si la longitud del pilote es menor que 10.5 m, la región dúctil del pilote será tomada como la longitud total del pilote.

(a) En la longitud dúctil del pilote, el espaciamiento CAC del refuerzo en espiral o del refuerzo en forma de estribos cerrados de confinamiento no deberá exceder el menor entre 0.2 veces la menor dimensión transversal del pilote, seis (6) veces el diámetro del torón longitudinal y 150 mm.

(b) El refuerzo en forma de espiral deberá ser empalmado proporcionando un traslapo de una vuelta completa de espiral o mediante el uso de conectores mecánicos. Si se usa empalme por traslapo los extremos del empalme deberán terminarse con gancho sísmico.

(c) Si el refuerzo transversal del pilote consiste en espirales o estribos cerrados circulares, se requerirá cumplir con una cuantía volumétrica mínima de refuerzo de acuerdo con el mayor valor que resulte de las siguientes expresiones:

$$58) \quad 0.2 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$59) \quad 0.06 \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left(2.8 + \frac{2.3P_u}{f'_c A_g} \right)$$

Donde f_{yt} no deberá ser mayor que 690 MPa. Se permitirá proveer la cuantía volumétrica de refuerzo con una espiral externa y otra interna.

(d) Fuera de la región dúctil del pilote, se deberá proveer refuerzo en espiral o en forma de estribos cerrados circulares que aporten una cuantía volumétrica no menor de la mitad de la requerida dentro de la región dúctil. El espaciamiento no deberá exceder lo indicado en el inciso (b) de la **Tabla 63**.

- (e) Si el refuerzo transversal consiste en estribos cerrados de confinamiento rectangulares combinados con grapas, el área total del refuerzo transversal en la región dúctil deberá ser la mayor que resulte de las siguientes expresiones:

$$60) \quad 0.3sb_c \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(0.5 + \frac{1.4P_u}{f'_c A_g} \right)$$

$$61) \quad 0.12sb_c \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left(0.5 + \frac{1.4P_u}{f'_c A_g} \right)$$

Donde f_{yt} no deberá ser mayor que 690 MPa. Los estribos cerrados de confinamiento y grapas deberán ser N10 o mayores. Los estribos cerrados de confinamiento deben terminarse con gancho sísmico en una esquina.

5.15.11.5.9.4. CARGA AXIAL MAXIMA EN PILOTES PRESFORZADOS. La carga axial de compresión máxima mayorada en pilotes prefabricados presforzados no deberá exceder los siguientes valores para cualquiera de las combinaciones de carga que incluyen efectos sísmicos.

- (a) $0.2f'_c A_g$ para pilotes cuadrados.
- (b) $0.4f'_c A_g$ para pilotes circulares u octagonales.

5.15.11.5.10. ANCLAJE DE PILOTES.

5.15.11.5.10.1. TRAYECTORIA DE CARGAS. El refuerzo longitudinal de los pilotes que resisten fuerzas de tracción deberá estar adecuadamente anclado dentro del cabezal. El cabezal debe aportar una adecuada trayectoria de cargas entre los pilotes y los elementos verticales soportados.

5.15.11.5.10.2. EMBEBIDO DEL REFUERZO LONGITUDINAL DEL PILOTE. El refuerzo longitudinal de los pilotes deberá anclarse dentro del cabezal del pilote al menos la longitud de desarrollo o mediante el uso de dovelas apropiadamente desarrolladas dentro del cabezal y que transfieran adecuadamente los esfuerzos al refuerzo longitudinal del pilote. Si el pilote no está sujeto a fuerzas de tracción para ninguna de las combinaciones de diseño se permitirá aplicar la longitud de desarrollo en compresión dada en **5.4.4.9**. Si existe levantamiento para cualquiera de las combinaciones de diseño, se deberá proveer de longitud de desarrollo en tracción calculada considerando que las barras longitudinales

están sometidas a $1.25f_y$. No se permitirá reducción en la longitud de desarrollo por proveer refuerzo en exceso al requerido.

5.15.11.5.10.3. ANCLAJE DE PILOTES PREFABRICADOS. Cuando se usan pilotes prefabricados se permitirá extender el refuerzo longitudinal del pilote por medio de un conector mecánico que proporcione continuidad con una barra o dovela desarrollada completamente dentro del cabezal. También se permitirá anclar dovelas post instaladas dentro del pilote usando mortero de inyección; este refuerzo debe ser extendido dentro del cabezal de pilotes proporcionando la longitud de desarrollo requerida. Si el pilote está sujeto a tracción para cualquiera de las combinaciones de diseño, los anclajes y empalmes deberán ser capaces de desarrollar $1.25f_y$ del refuerzo longitudinal. Si se usan dovelas post instaladas, se deberá demostrar mediante ensayos que el sistema de anclaje con mortero de inyección puede desarrollar $1.25f_y$ de las dovelas.

5.15.12. REQUISITOS PARA MIEMBROS QUE NO FORMAN PARTE DEL SISTEMA RESISTENTE A FUERZA SÍSMICA.

5.15.12.1. ALCANCE. Los requerimientos de esta sección aplicarán a todos los elementos que no sean parte del sistema resistente a fuerza sísmica.

5.15.12.2. ACCIONES DE DISEÑO. Todos los miembros que no sean designados como parte del sistema resistente a fuerza sísmica deberán ser evaluados para las combinaciones de carga gravitacionales del Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, del Volumen 1, incluyendo la fuerza sísmica vertical, que se considera como una fracción de la carga muerta. Estos miembros no estructurales deberán ser capaces de resistir estas fuerzas gravitacionales simultáneamente con el valor máximo del desplazamiento lateral de diseño de la estructura que afecta al elemento en consideración.

5.15.12.3. VIGAS, COLUMNAS Y NUDOS VIGA-COLUMNA VACIADOS EN SITIO.

5.15.12.3.1. REQUERIMIENTOS DE DETALLADO. Las vigas, columnas y nudos vaciados en sitio que no formen parte del sistema resistente a cargas laterales deberán ser detallados de acuerdo con **5.15.12.3.2** o **5.15.12.3.3** en función de los niveles de flexión y cortante, inducidos cuando la estructura se somete a los desplazamientos laterales de diseño, δ_u . Si los efectos que los desplazamientos laterales de diseño, δ_u , inducen sobre vigas, columnas y nudos que no formen parte del sistema resistente a fuerza sísmica no se toman en cuenta explícitamente, se deberá cumplir con **5.15.12.3.3**.

5.15.12.3.2. FUERZAS INDUCIDAS POR DEBAJO DEL UMBRAL. Si las fuerzas cortantes y momentos inducidos no exceden la resistencia de diseño a cortante y momento del elemento, ϕV_n y ϕM_n respectivamente, se deberá satisfacer lo indicado desde (a) hasta (d):

- (a) Las vigas deberán cumplir con **5.15.6.1.4.1**. El refuerzo transversal de vigas deberá ser provisto a lo largo de la longitud de la viga a un espaciamiento que no exceda $d/2$. Cuando la carga axial mayorada exceda $0.10A_g f'_c$, el refuerzo transversal consistirá en estribos cerrados de confinamiento que satisfagan **5.15.6.2.5.2** y estarán espaciados a no más del menor entre $6d_b$ de la barra longitudinal más pequeña y 150 mm.
- (b) Las columnas deberán satisfacer **5.15.6.2.4.1** y **5.15.6.2.6**. Se deberá proveer refuerzo transversal en forma de espiral que cumpla con **5.4.4.13.8** o refuerzo en forma de estribos cerrados de confinamiento que cumpla con **5.4.4.14**, a lo largo de toda la columna. El espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder el menor valor entre $6d_b$ de la barra longitudinal de menor diámetro y 150 mm. A partir de la cara de cada nudo se deberá proveer de refuerzo transversal que satisfaga **5.15.6.2.5.2(a)** hasta **5.15.6.2.5.2(e)** sobre una longitud ℓ_0 como se define en **5.15.6.2.5.1**.
- (c) Todas las columnas que tengan una carga axial mayorada mayor que $0.35P_0$ deberán satisfacer el inciso (b) y además lo indicado en **5.15.6.2.5.6**. Además, para el caso donde se usen estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, se deberá proveer de un refuerzo transversal mínimo igual a la mitad del mayor valor obtenido de las expresiones (a) y (b) de la **Tabla 64**; similarmente, cuando se usen espirales o estribos cerrados circulares, se deberá colocar un refuerzo transversal mínimo igual a la mitad del mayor valor de lo obtenido de las expresiones (d) y (e) de la **Tabla 64**. Este refuerzo transversal deberá ser provisto a lo largo de una longitud ℓ_0 como se define en **5.15.6.2.5.1**, medida a partir de la cara de cada nudo.
- (d) Los nudos viga-columna deberán satisfacer los requisitos aplicables de **5.12.1**.

5.15.12.3.3. FUERZAS INDUCIDAS POR ENCIMA DEL UMBRAL. Si las fuerzas cortantes y momentos inducidos exceden la resistencia de diseño a cortante y momento del elemento, ϕV_n y ϕM_n respectivamente, se deberá satisfacer lo indicado desde (a) hasta (d):

- (a) Los materiales y empalmes deberán satisfacer los requisitos de **5.15.3** y **5.15.4** como si los elementos fueran parte de un sistema de pórticos especiales a momento.
- (b) Las vigas deberán cumplir con **5.15.12.3.2(a)** y **5.15.6.1.6**.
- (c) Las columnas deberán satisfacer **5.15.6.2.4**, **5.15.6.2.5** y **5.15.6.2.6**.

(d) Los nudos viga-columna deberán satisfacer 5.15.5.3.1.

5.15.12.4. NUDOS LOSA-COLUMNA.

5.15.12.4.1. SECCIONES CRITICAS DE LA LOSA. Para uniones losa-columna se deberá proveer refuerzo transversal para cortante que satisfaga los requerimientos de 5.15.12.4.2 y además lo requerido en 5.8.20 o 5.8.21, según sea el tipo de refuerzo para cortante usado, en cualquier sección crítica de losa definida en 5.6.10.12, siempre que se presenten las siguientes condiciones:

- (a) En losas no presforzadas donde la deriva de piso $\Delta_x/h_{sx} \geq 0.035 - 0.05v_{uv}/(\phi v_c)$.
- (b) Losas presforzadas con tendones postensados no adheridos donde f_{pc} en cada dirección cumple con 5.8.15.3 y $\Delta_x/h_{sx} \geq 0.04 - 0.05v_{uv}/(\phi v_c)$.

Las combinaciones de carga usadas para evaluar el cortante último, v_{uv} , son las que incorporan los efectos sísmicos, E. El valor de la deriva de piso Δ_x/h_{sx} deberá ser el mayor de los valores correspondientes a los pisos adyacentes por encima y por debajo de la conexión losa-columna. El valor de v_c será calculado de acuerdo con 5.6.10.15. Para losas postensadas con tendones no adheridos, el valor de V_p se tomará igual a cero para fines del cálculo de v_c .

5.15.12.4.2. RESISTENCIA DEL REFUERZO PARA CORTANTE. El refuerzo requerido para cortante deberá proveer una resistencia $v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ en la sección crítica de la losa y deberá extenderse al menos cuatro (4) veces el espesor total de la losa más allá de la cara del apoyo adyacente a la sección crítica de la losa.

CAPÍTULO 5.16. CONSTRUCCIÓN E INSPECCIÓN DEL CONCRETO.

5.16.1. PRODUCCIÓN DEL CONCRETO. Se deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

- (a) Los materiales cementicios y agregados deberán ser almacenados de manera que se prevenga la contaminación y el deterioro de éstos.
- (b) El material que se haya deteriorado o contaminado no deberá usarse en la producción de concreto.

- (c) El equipo para la mezcla y el transporte del concreto deberá satisfacer los requerimientos de ASTM C94 o ASTM C685.
- (d) Tanto los concretos mezclados en planta como los mezclados en obra deberán ser producidos por lote, mezclados y entregados de acuerdo con ASTM C94 o ASTM C685.
- (e) Los agregados deberán estar de conformidad con ASTM C33 o ASTM C330.
- (f) El agua de la mezcla deberá satisfacer ASTM C1602.

5.16.2. COLOCACIÓN DEL CONCRETO Y CONSOLIDACIÓN. Se deben satisfacer los siguientes requerimientos:

- (a) Se deberán remover los escombros, suciedad o cualquier otro material contaminante de los lugares donde se va a verter concreto.
- (b) Se deberá retirar agua estancada de los lugares donde se va a verter concreto.
- (c) El equipo usado para trasladar el concreto desde la mezcladora hasta su ubicación final deberá tener una capacidad apta para realizar dicha tarea.
- (d) El concreto no se deberá verter a través de tuberías de aluminio o aleaciones de aluminio.
- (e) El concreto deberá verterse de acuerdo con las siguientes especificaciones:
 - (1) Se debe vaciar el concreto a una rapidez que permita un suministro de concreto adecuado en el lugar de vaciado.
 - (2) Se debe vaciar el concreto a una rapidez que permita tener una adecuada manejabilidad de éste, de modo que se pueda consolidar mediante los métodos deseados.
 - (3) Se debe vaciar sin que se produzca segregación ni pérdidas del material.
 - (4) Se debe vaciar sin interrupciones de modo que no se pierda la trabajabilidad entre vaciados sucesivos y que no se generen juntas frías.
 - (5) Se debe vaciar de modo tal que el vertido se haga lo más próximo a su lugar definitivo de modo que se evite la segregación producto del manejo excesivo de la mezcla.
- (f) Todo el concreto que ha sido contaminado o que ha perdido su trabajabilidad inicial al punto que ya no puede ser consolidado por los métodos deseados deberá descartarse.
- (g) Una vez inicia el proceso de vaciado, éste debe continuar como una operación continua hasta que se complete el vaciado de la sección, tal como se ha definido previamente por sus juntas o bordes predeterminados.

- (h) El concreto deberá ser consolidado por medios apropiados durante su colocación y deberá ser trabajado alrededor del refuerzo, embebidos y en las esquinas de los encofrados.

5.16.3. CURADO DEL CONCRETO.

5.16.3.1. Si se requiere realizar ensayos suplementarios de probetas curadas en sitio para verificar la idoneidad del método de curado, se debe indicar en planos el número y tamaño de los especímenes y la frecuencia a la que se harán los ensayos suplementarios.

5.16.3.2. El curado deberá satisfacer lo siguiente:

- (a) El concreto, con excepción de concretos de alta resistencia temprana, deberán mantenerse a una temperatura de al menos 10°C y en una condición húmeda por al menos los primeros siete (7) días posteriores a su vaciado, a menos que se use un curado acelerado.
- (b) Los concretos de alta resistencia temprana deberán mantenerse a una temperatura de al menos 10°C y en condiciones húmedas por al menos los primeros tres (3) días posteriores a su vaciado.
- (c) Se permitirá curar para acelerar el incremento de la resistencia mediante el uso de aplicación de vapor de alta presión, aplicación de vapor a presión atmosférica, aplicando calor y humedad, o cualesquiera otros procedimientos aceptables y debidamente documentados y reconocidos por la Dirección de Inspección de Obras Privadas. Si se usa curado acelerado, se deberá cumplir con (1) y (2):
 - (1) La resistencia a la compresión del concreto en cualquier momento será al menos la resistencia requerida en dicho momento.
 - (2) El curado acelerado del concreto no deberá afectar negativamente su durabilidad.
- (d) Si se requiere por la Dirección de Inspección de Obras Privadas, se deberán proveer resultados de ensayos para probetas tomadas y curadas de acuerdo con (1) y (2) en adición a los ensayos requeridos para probetas curadas de forma estándar:
 - (1) Se deberán tomar al menos dos probetas de 150 mm×300 mm o al menos tres probetas de 100 mm×200 mm para ser curadas en sitio, las cuales deben ser tomadas al mismo tiempo y de la misma muestra de concreto que las probetas que serán curadas de forma estándar.
 - (2) Las probetas curadas en sitio deberán ser curadas con el procedimiento de curado en sitio de ASTM C31 y deberán ser ensayadas como se indica en ASTM C39.

(e) Los procedimientos para la protección y el curado del concreto serán considerados adecuados si se satisfacen los requerimientos de (1) y (2):

- (1) La resistencia promedio de las probetas curadas en sitio a la edad designada para la determinación de f'_c es igual o al menos el 85% de la probeta homóloga curada de forma estándar.
- (2) La resistencia promedio de las probetas curadas en sitio a la edad designada excede el valor de f'_c en más de 3.5 MPa.

5.16.4. TEMPERATURA DE VACIADO. Los materiales para la elaboración del concreto y los métodos de producción del concreto serán seleccionados de modo que la temperatura del concreto al momento de la entrega cumpla con los límites de temperatura. La temperatura máxima del concreto al momento del vaciado no debe exceder 35°C.

5.16.4.1. El manejo, colocación, protección y curado del concreto deberán limitar la temperatura del concreto y la evaporación de agua de modo que no se produzca pérdida de resistencia, serviciabilidad y durabilidad del miembro estructural.

5.16.5. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN PARA EL CONCRETO ENDURECIDO.

5.16.5.1. REQUISITOS PARA LOS ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN. Se requerirá cumplir con las siguientes especificaciones:

- (a) La evaluación de la resistencia del concreto endurecido estará basada en ensayos de resistencia a la compresión. Un ensayo de resistencia a la compresión se define como el resultado promedio de las resistencias a la compresión de al menos dos probetas de 150 mm×300 mm o de al menos tres probetas de 100 mm×200 mm, tomadas de la misma muestra de concreto de acuerdo con ASTM C172, en el lugar del vaciado. Estas probetas deben ser manejadas y curadas de acuerdo con ASTM C31. Los ensayos deberán efectuarse de acuerdo con ASTM C39 a los 28 días de edad, o a la edad del concreto que haya sido designada para la determinación de f'_c .
- (b) Las probetas para curar en sitio o para curado estándar serán tomadas y manejadas por personal técnico calificado para estos fines. Si es necesario, se tomará la temperatura del concreto fresco usado para la toma de probetas.
- (c) Los ensayos de laboratorio serán ejecutados por personal calificado para estos fines.
- (d) Todos los resultados de los ensayos deberán ser entregados al contratista de la obra, al productor del concreto y a la Dirección de Inspección de Obras Privadas. Si es necesario,

se deberán reportar los resultados al propietario de la obra y al ingeniero estructural del proyecto.

5.16.5.2. FRECUENCIA DE LOS ENSAYOS. La frecuencia de los ensayos deberá satisfacer los siguientes requerimientos:

- (a) Para la preparación de las probetas que servirán para evaluar la resistencia del concreto, las probetas deberán ser tomadas para cada lote de mezcla, de acuerdo con (1) hasta (3):
 - (1) Al menos una muestra de ensayo por día.
 - (2) Al menos una muestra de ensayo por cada 110 m³ de concreto vaciado.
 - (3) Al menos una muestra de ensayo por cada 460 m² de área superficial de losas o muros. Para la determinación del área superficial de losas y muros sólo se considerará una de las caras.
- (b) Si para un proyecto ocurre que el volumen total de concreto es tal que la frecuencia de los ensayos resulta en menos de cinco (5) ensayos para una mezcla de concreto, se deberán hacer ensayos de al menos cinco lotes de concreto seleccionados de forma aleatoria. Si se tienen menos de cinco lotes de concreto, se deberá hacer como mínimo un ensayo a cada lote.

5.16.5.3. CRITERIO DE ACEPTACIÓN PARA ESPECIMENES CURADOS DE FORMA ESTÁNDAR. Se requerirá satisfacer los siguientes requerimientos:

- (a) El nivel de resistencia de una mezcla de concreto se considerará aceptable si se cumple con (1) y (2):
 - (1) Cualquier promedio de tres (3) ensayos consecutivos iguala o excede el valor de f'_c especificado.
 - (2) Ningún resultado individual de ensayo cae por debajo de f'_c en más de 3.5 MPa si se especifica un valor de f'_c de 35 MPa o menor. Ningún resultado individual de ensayo cae por debajo de f'_c en una cantidad igual a $0.1f'_c$ si se especifica un valor de f'_c mayor de 35 MPa.

5.16.5.3.1. Si las resistencias obtenidas de los ensayos no satisfacen el criterio de aceptabilidad de **5.16.5.3**, se deberán aplicar los requerimientos de **5.16.5.4**.

5.16.5.4. INVESTIGACIÓN DE ENSAYOS DE RESISTENCIA. Si no se satisfacen los criterios de aceptación dados en **5.16.5.3** o si se comprueban deficiencias en los procesos de protección,

custodia y ensayo de los especímenes de concreto, se deberán tomar medidas para garantizar que la seguridad e idoneidad estructural se preserven. Se deberán seguir los siguientes lineamientos, acompañados de la asesoría de un evaluador estructural calificado:

- (a) Si se comprueba que la estructura está significativamente afectada por resultados bajos de la resistencia del concreto, se podrán tomar testigos de hormigón de las zonas afectadas de conformidad con ASTM C42. En tales casos, se deberán tomar tres testigos para cada ensayo de resistencia que caiga por debajo del valor de f'_c en las cantidades indicadas en 5.16.5.3.
- (b) Los testigos extraídos deberán ser humedecidos y almacenados en empaques impermeables para ser transportados al laboratorio y ensayados de acuerdo con ASTM C42. Los testigos deberán ser ensayados al menos cinco (5) días después de ser humedecidos y no más de siete (7) días después de ser extraídos, a menos que sea aprobado lo contrario por la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias.
- (c) Los miembros o áreas de concreto representados por los ensayos de testigos serán considerados estructuralmente adecuados si se satisfacen (1) y (2):
 - (1) El promedio de los resultados de tres testigos es al menos el 85% de f'_c .
 - (2) Ningún núcleo individual tiene una resistencia menor al 75% de f'_c .
- (d) Se permitirá hacer extracciones adicionales en ubicaciones donde se obtengan resultados erráticos o dispersos de las resistencias a la compresión de los testigos tomados inicialmente.

5.16.5.4.1. Si no se satisfacen los requerimientos adicionales establecidos en 5.16.5.4, la Dirección de Inspección de Obras Privadas podrá ordenar la evaluación de la estructura por parte de un evaluador estructural calificado, de acuerdo con el capítulo 27 del ACI 318-19 y cualquier otro estándar aplicable que considere para la evaluación de edificaciones existentes. En este caso, la Dirección de Inspección de Obras Privadas podrá ordenar la detención de la construcción, si así lo considera necesario, hasta tanto se presenten y aprueben las medidas que garanticen la recuperación de la idoneidad estructural de la edificación, ante la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias.