

Reglamento CIRSOC 802
Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda
Secretaría de Planificación Territorial y
Coordinación de Obra Pública

INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

Centro de Investigación de los
Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Civiles



REGLAMENTO ARGENTINO
PARA EL DISEÑO DE
PUENTES CARRETEROS

Puentes de Hormigón

Julio 2019

***REGLAMENTO ARGENTINO
PARA EL DISEÑO DE
PUENTES CARRETEROS***

Puentes de Hormigón

EDICIÓN JULIO 2019



**Av. Cabildo 65 Subsuelo – Ala Savio
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina
TELEFAX. (54 11) 4779-3182 / 3183 / 3184**

**E-mail: cirsoc@inti.gob.ar
cirsoc@fm.gob.ar**

INTERNET: www.inti.gob.ar/cirsoc

Primer Director Técnico (✚ 1980): Ing. Luis María Machado

Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani

Área Estructuras de Hormigón: Ing. Daniel A. Ortega

Área Estructuras Sismorresistentes: Ing. Daniel Yañez García

Área Administración, Finanzas y Promoción: Lic. Mónica B. Krotz

Área Diseño, Edición y Publicaciones: Sr. Néstor D. Corti

© 2019

**Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000**

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.

Printed in Argentina.

ORGANISMOS PROMOTORES

Secretaría de Planificación Territorial y Coordinación de Obra Públicas de la Nación
Secretaría de Vivienda de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Vial Federal
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Asociación de Fabricantes de Cemento Portland
Instituto Argentino de Normalización
Techint
Acindar – Grupo Arcelor Mittal

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Estructural
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Transportadora Gas del Sur
Quasdam Ingeniería
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil
Federación Argentina de la Ingeniería Civil
Consejo Profesional de Agrimensores, Ingenieros y Profesiones Afines de Salta

Reconocimiento Especial

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades del American National Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) por habernos permitido adoptar de base para el desarrollo de este Reglamento, la edición 2012 del documento **AASHTO LRFD Bridge Design Specification**.*

ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN DEL

***REGLAMENTO ARGENTINO
PARA EL DISEÑO DE
PUENTES CARRETEROS***

CIRSOC 802

Puentes de Hormigón

***Ing. Francisco Bissio
Ing. Victorio Hernández Balat
Ing. Daniel A. Ortega
Ing. Gustavo Soprano***

El Equipo Redactor contó con la colaboración de los siguientes profesionales:

Ing. Victor Fariña	DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD
Ing. Susana Faustinelli Ing. Guillermo Ferrando Ing. José Giunta Ing. Hugo Echegaray	CONSEJO VIAL FEDERAL
Ing. Diego Cernuschi	DIRECCIÓN DE VIALIDAD DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES
Ing. Máximo Fioravanti	ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA
Ing. Gabriel Troglia	COORDINADOR COMISIÓN PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC
Ing. Juan José Goldemberg	SOCIEDAD ARGENTINA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA - SAIG
Ing. Javier Fazio Ing. Tomás del Carril Ing. Rogelio Percivatti Franco Ing. Martín Polimeni	ASOCIACIÓN DE INGENIEROS ESTRUCTURALES - AIE
Ing. Roberto Cudmani Ing. Juan Carlos Reimundín	COORDINADORES DEL REGLAMENTO CIRSOC 102-2005
Ing. Alicia Aragno	INVITADA ESPECIAL

Agradecimiento especial

El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente al Ing. Aníbal Barbero su colaboración en la redacción del Capítulo 2, al Ing. Gabriel Troglia por su colaboración en la redacción del Capítulo 3, al Ing. Luciano Sprio Ceres por su colaboración en el desarrollo de las comparaciones que se emplearon para redactar el Capítulo 3 y al Ing. Diego Cernuschi y al Arq. Gustavo Bandel por sus valiosos aportes y colaboración en el desarrollo del Capítulo 13.

INDICE

CAPÍTULO 5. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

5.1. CAMPO DE VALIDEZ	1
5.1.1. Materiales, elementos y sistemas constructivos no contemplados en este Reglamento	1
5.1.2. Normas de aplicación	2
5.1.3. Unidades	6
5.2. DEFINICIONES	6
5.3. SIMBOLOGÍA	15
5.4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	31
5.4.1. Requisitos generales	31
5.4.2. Hormigón de peso normal y hormigón estructural liviano	32
5.4.2.1. Resistencia a la compresión	32
5.4.2.2. Coeficiente de expansión térmica	35
5.4.2.3. Contracción y fluencia lenta	35
5.4.2.3.1. Requisitos generales	35
5.4.2.3.2. Fluencia lenta	36
5.4.2.3.3. Contracción	37
5.4.2.4. Módulo de elasticidad del hormigón	37
5.4.2.5. Coeficiente de Poisson	38
5.4.2.6. Módulo de rotura	38
5.4.2.7. Resistencia a la tracción	38
5.4.3. Barras, alambres y mallas de acero para las armaduras	38
5.4.3.1. Barras y alambres de acero para las armaduras	38
5.4.3.2. Mallas de alambres de acero soldadas para las armaduras	39
5.4.3.3. Módulo de elasticidad del acero de las armaduras pasivas	40
5.4.3.4. Aplicaciones especiales	40
5.4.4. Cordones, alambres y barras para estructuras de hormigón pretensado	40
5.4.4.1. Requisitos generales	40
5.4.4.2. Módulo de elasticidad de los aceros de pretensado	41
5.4.5. Anclajes y dispositivos de acoplamiento para postesado	41
5.4.6. Vainas	42
5.4.6.1. Requisitos generales	42
5.4.6.2. Tamaño de las vainas	42
5.4.6.3. Tubos como elementos de desviación	43

5.5. ESTADOS LÍMITE	43
5.5.1. Requisitos generales	43
5.5.2. Estado límite de servicio	43
5.5.3. Estado límite de fatiga	43
5.5.3.1. Requisitos generales	43
5.5.3.2. Barras de armadura	44
5.5.3.3. Cables de pretensado	45
5.5.3.4. Empalmes mecánicos o soldados en las armaduras	45
5.5.4. Estado límite de resistencia	46
5.5.4.1. Requisitos generales	46
5.5.4.2. Factores de resistencia	46
5.5.4.2.1. Construcción convencional	46
5.5.4.2.2. Construcción por dovelas	47
5.5.4.2.3. Requisitos especiales para Zonas de Desempeño Sísmico 2, 3 y 4	48
5.5.4.3. Estabilidad	48
5.5.5. Estado límite correspondiente a evento extremo	48
5.6. CONSIDERACIONES DE DISEÑO	48
5.6.1. Requisitos generales	48
5.6.2. Efectos de las deformaciones impuestas	48
5.6.3. Modelo de bielas y tirantes	48
5.6.3.1. Requisitos generales	48
5.6.3.2. Modelado de las estructuras	49
5.6.3.3. Dimensionamiento de las bielas comprimidas	49
5.6.3.3.1. Resistencia de una biela no armada	49
5.6.3.3.2. Área efectiva de la sección transversal de una biela	49
5.6.3.3.3. Tensión de compresión límite en una biela	50
5.6.3.3.4. Biela armada	51
5.6.3.4. Dimensionamiento de los tirantes traccionados	51
5.6.3.4.1. Resistencia de un tirante	51
5.6.3.4.2. Anclaje de un tirante	51
5.6.3.5. Dimensionamiento de las zonas nodales	52
5.6.3.6. Armadura para limitar la fisuración	52
5.7. DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	53
5.7.1. Hipótesis para los estados límite de servicio y fatiga	53
5.7.2. Hipótesis para los estados límite de resistencia y evento extremo	53
5.7.2.1. Requisitos generales	53
5.7.2.2. Distribución rectangular de tensiones	55
5.7.3. Elementos solicitados a flexión	56
5.7.3.1. Tensión en el acero de pretensado para la resistencia nominal a la flexión	56
5.7.3.1.1. Elementos con cables adherentes	56
5.7.3.1.2. Elementos con cables no adherentes	57
5.7.3.1.3. Elementos con cables adherentes y no adherentes	58
5.7.3.1.3a. Análisis detallado	58
5.7.3.1.3b. Análisis simplificado	58

5.7.3.2. Resistencia a la flexión	58
5.7.3.2.1. Resistencia minorada a la flexión	58
5.7.3.2.2. Secciones con alas	59
5.7.3.2.3. Secciones rectangulares	60
5.7.3.2.4. Otras secciones transversales	60
5.7.3.2.5. Enfoque basado en la compatibilidad de deformaciones	60
5.7.3.3. Límites para las armaduras	60
5.7.3.3.1. Armadura máxima	60
5.7.3.3.2. Armadura mínima	60
5.7.3.4. Limitación de la fisuración mediante distribución de la armadura	62
5.7.3.5. Redistribución de momentos	63
5.7.3.6. Deformaciones	64
5.7.3.6.1. Requisitos generales	64
5.7.3.6.2. Flechas y contraflechas	64
5.7.3.6.3. Deformación axial	65
5.7.4. Elementos comprimidos	65
5.7.4.1. Requisitos generales	65
5.7.4.2. Límites para la armadura	66
5.7.4.3. Evaluación aproximada de los efectos de la esbeltez	67
5.7.4.4. Resistencia minorada axial	68
5.7.4.5. Flexión biaxial	69
5.7.4.6. Zunchos en espiral y estribos cerrados	70
5.7.4.7. Elementos comprimidos de sección rectangular hueca	71
5.7.4.7.1. Relación de esbeltez de las paredes	71
5.7.4.7.2. Limitaciones para la aplicación del método del diagrama rectangular de tensiones	72
5.7.4.7.2a. Requisitos generales	72
5.7.4.7.2b. Método refinado para ajustar el límite de máxima deformación específica utilizable	72
5.7.4.7.2c. Método aproximado para ajustar la resistencia minorada	72
5.7.5. Aplastamiento	73
5.7.6. Elementos traccionados	73
5.7.6.1. Resistencia minorada a la tracción	73
5.7.6.2. Resistencia a la combinación de tracción y flexión	74
5.8. CORTE Y TORSIÓN	74
5.8.1. Procedimientos de diseño	74
5.8.1.1. Regiones solicitadas a flexión	74
5.8.1.2. Regiones próximas a discontinuidades	74
5.8.1.3. Regiones de interfaz	75
5.8.1.4. Losas y zapatas	75
5.8.1.5. Almas curvas de puentes-viga tipo cajón postensadas	75
5.8.2. Consideraciones generales	75
5.8.2.1. Requisitos generales	75
5.8.2.2. Modificaciones para hormigón liviano	77
5.8.2.3. Longitudes de transferencia y anclaje	77
5.8.2.4. Regiones que requieren armadura transversal	77
5.8.2.5. Mínima armadura transversal	78
5.8.2.6. Tipos de armadura transversal	78

5.8.2.7. Máxima separación de la armadura transversal	79
5.8.2.8. Requisitos de diseño y detallado	80
5.8.2.9. Tensión de corte en el hormigón	80
5.8.3. Modelo de diseño por secciones	81
5.8.3.1. Requisitos generales	81
5.8.3.2. Secciones próximas a los apoyos	81
5.8.3.3. Resistencia nominal al corte	82
5.8.3.4. Procedimiento para determinar la resistencia al corte	83
5.8.3.4.1. Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas	84
5.8.3.4.2. Procedimiento general	84
5.8.3.4.3. Procedimiento simplificado para secciones pretensadas y no pretensadas	87
5.8.3.5. Armadura longitudinal	89
5.8.3.6. Secciones solicitadas a combinaciones de corte y torsión	90
5.8.3.6.1. Armadura transversal	90
5.8.3.6.2. Resistencia a la torsión	90
5.8.3.6.3. Armadura longitudinal	90
5.8.4. Transferencia de corte en las interfaces – Corte por fricción	91
5.8.4.1. Requisitos generales	91
5.8.4.2. Cálculo de la fuerza de corte mayorada en la interfaz, V_{ui} , para puentes de vigas/losa	93
5.8.4.3. Factores de cohesión y fricción	93
5.8.4.4. Área mínima de armadura de corte en la interfaz	94
5.8.5. Tensiones principales en las almas de los puentes de hormigón contruados por dovelas	95
5.8.6. Corte y torsión para puentes de vigas tipo cajón contruados por dovelas	95
5.8.6.1. Requisitos generales	95
5.8.6.2. Cargas	96
5.8.6.3. Regiones que requieren considerar los efectos torsionales	97
5.8.6.4. Armadura de torsión	98
5.8.6.5. Resistencia nominal al corte	99
5.8.6.6. Detalles de la armadura	100
5.9. PRETENSADO	101
5.9.1. Consideraciones generales de diseño	101
5.9.1.1. Requisitos generales	101
5.9.1.2. Resistencias especificadas del hormigón	102
5.9.1.3. Pandeo	102
5.9.1.4. Propiedades de las secciones	102
5.9.1.5. Limitación de la fisuración	102
5.9.1.6. Cables curvos o con puntos de quiebre	102
5.9.2. Tensiones debidas a deformaciones impuestas	103
5.9.3. Límites para la tensión en los cables de pretensado	103
5.9.4. Límites para la tensión en el hormigón	104

5.9.4.1. Para tensiones temporarias antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados	104
5.9.4.1.1. Tensiones de compresión	104
5.9.4.1.2. Tensiones de tracción	106
5.9.4.2. Para tensiones en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados	106
5.9.4.2.1. Tensiones de compresión	106
5.9.4.2.2. Tensiones de tracción	106
5.9.5. Pérdidas de pretensado	108
5.9.5.1. Pérdida de pretensado total	108
5.9.5.2. Pérdidas instantáneas	108
5.9.5.2.1. Acuñamiento de los anclajes	108
5.9.5.2.2. Fricción	108
5.9.5.2.2a. Construcciones pretesadas	108
5.9.5.2.2b. Construcciones postesadas	109
5.9.5.2.3. Acortamiento elástico	110
5.9.5.2.3a. Elementos pretesados	110
5.9.5.2.3b. Elementos postesados	110
5.9.5.2.3c. Combinación de pretesado y postesado	111
5.9.5.3. Estimación aproximada de las pérdidas dependientes del tiempo	111
5.9.5.4. Estimaciones refinadas de las pérdidas dependientes del tiempo	112
5.9.5.4.1. Requisitos generales	112
5.9.5.4.2. Pérdidas - Momento de transferencia de tensión al momento de colocación del tablero	114
5.9.5.4.2a. Contracción de la viga de hormigón	114
5.9.5.4.2b. Fluencia lenta de la viga de hormigón	114
5.9.5.4.2c. Relajación de los cordones de pretensado	115
5.9.5.4.3. Pérdidas - Momento de colocación del tablero al tiempo final	115
5.9.5.4.3a. Contracción de la viga de hormigón	115
5.9.5.4.3b. Fluencia lenta de la viga de hormigón	116
5.9.5.4.3c. Relajación de los cordones de pretensado	116
5.9.5.4.3d. Contracción del tablero de hormigón	116
5.9.5.4.4. Vigas prefabricadas pretesadas sin un acabado compuesto	117
5.9.5.4.5. Vigas postesadas monolíticas	117
5.9.5.5. Pérdidas para el cálculo de las flechas	118
5.10. DETALLES DE ARMADO	118
5.10.1. Recubrimiento de hormigón	118
5.10.2. Ganchos y doblado de la armadura	118
5.10.2.1. Ganchos normales	118
5.10.2.2. Ganchos sismorresistentes	118
5.10.2.3. Diámetro mínimo del mandril de doblado	119
5.10.3. Separación de la armadura	119
5.10.3.1. Mínima separación de la armadura	119
5.10.3.1.1. Hormigón colado in situ	119
5.10.3.1.2. Hormigón prefabricado	119
5.10.3.1.3. Múltiples capas de armadura	119
5.10.3.1.4. Empalmes	120
5.10.3.1.5. Paquetes de barras	120

5.10.3.2. Máxima separación de las barras de armadura	120
5.10.3.3. Mínima separación de los cables de pretensado y vainas	120
5.10.3.3.1. Cordones de pretensado	120
5.10.3.3.2. Vigas - Vainas de postesado rectas en el plano horizontal	121
5.10.3.3.3. Vigas - Vainas de postesado curvas en el plano horizontal	122
5.10.3.4. Máxima separación de los cables de pretensado y vainas en losas	122
5.10.3.5. Dispositivos de acoplamiento en los cables de postesado	122
5.10.4. Confinamiento de los cables	122
5.10.4.1. Requisitos generales	122
5.10.4.2. Efectos por la desviación involuntaria de las vainas en las losas	122
5.10.4.3. Efectos de los cables curvos	123
5.10.4.3.1. Diseño para las solicitaciones en el plano	123
5.10.4.3.1a. Solicitaciones en el plano	123
5.10.4.3.1b. Resistencia al corte contra el arrancamiento	123
5.10.4.3.1c. Fisuración del recubrimiento de hormigón	125
5.10.4.3.1d. Flexión regional	126
5.10.4.3.2. Solicitaciones fuera del plano	126
5.10.5. Apoyo de los cables externos	127
5.10.6. Armadura transversal para elementos solicitados a compresión	127
5.10.6.1. Requisitos generales	127
5.10.6.2. Zunchos	127
5.10.6.3. Estribos cerrados	127
5.10.7. Armadura transversal para elementos solicitados a flexión	128
5.10.8. Armadura de contracción y temperatura	128
5.10.9. Zonas de anclaje de postesado	130
5.10.9.1. Requisitos generales	130
5.10.9.2. Zona general y zona local	130
5.10.9.2.1. Requisitos generales	130
5.10.9.2.2. Zona general	130
5.10.9.2.3. Zona local	130
5.10.9.2.4. Responsabilidades	131
5.10.9.3. Diseño de la zona general	131
5.10.9.3.1. Métodos de diseño	131
5.10.9.3.2. Principios de diseño	132
5.10.9.3.3. Dispositivos de anclaje especiales	133
5.10.9.3.4. Anclajes intermedios	134
5.10.9.3.4a. Requisitos generales	134
5.10.9.3.4b. Amarres posteriores	134
5.10.9.3.4c. Armadura para tacos y nervios para anclaje	134
5.10.9.3.5. Diafragmas	135
5.10.9.3.6. Múltiples anclajes en losas	135
5.10.9.3.7. Bloques desviadores	136
5.10.9.4. Aplicación del modelo de bielas y tirantes al diseño de la zona general	136
5.10.9.4.1. Requisitos generales	136
5.10.9.4.2. Nodos	136
5.10.9.4.3. Bielas	136
5.10.9.4.4. Tirantes	137

5.10.9.5. Análisis elástico de tensiones	137
5.10.9.6. Análisis y diseño de tensiones aproximadas	137
5.10.9.6.1. Límites de aplicación	137
5.10.9.6.2. Tensiones de compresión	138
5.10.9.6.3. Fuerzas de desgarramiento por tracción	139
5.10.9.6.4. Fuerzas de tracción en los bordes	140
5.10.9.7. Diseño de las zonas locales	140
5.10.9.7.1. Dimensiones de la zona local	140
5.10.9.7.2. Resistencia del apoyo	141
5.10.9.7.3. Dispositivos de anclaje especiales	142
5.10.10. Zonas de anclaje de pretensado	143
5.10.10.1. Resistencia al hendimiento	143
5.10.10.2. Armadura de confinamiento	144
5.10.11. Requisitos para el diseño sismorresistente	144
5.10.12. Armadura para elementos comprimidos de sección rectangular hueca	144
5.10.12.1. Requisitos generales	144
5.10.12.2. Separación de las armaduras	144
5.10.12.3. Estribos cerrados	144
5.10.12.4. Empalmes	145
5.10.12.5. Estribos cerrados de esquina	145
5.11. ANCLAJE Y EMPALME DE LAS ARMADURAS	145
5.11.1. Requisitos generales	145
5.11.1.1. Requisitos básicos	145
5.11.1.2. Armadura de flexión	145
5.11.1.2.1. Requisitos generales	145
5.11.1.2.2. Armadura de momento positivo	146
5.11.1.2.3. Armadura de momento negativo	146
5.11.1.2.4. Uniones resistentes al momento	146
5.11.2. Anclaje de las armaduras	147
5.11.2.1. Barras y alambre conformados en tracción	147
5.11.2.1.1. Longitud de anclaje en tracción	147
5.11.2.1.2. Factores de modificación que aumentan ℓ_d	148
5.11.2.1.3. Factores de modificación que reducen ℓ_d	148
5.11.2.2. Barras conformadas en compresión	149
5.11.2.2.1. Longitud de anclaje en compresión	149
5.11.2.2.2. Factores de modificación	149
5.11.2.3. Paquetes de barras	149
5.11.2.4. Ganchos normales en tracción	150
5.11.2.4.1. Longitud básica de anclaje de un gancho	150
5.11.2.4.2. Factores de modificación	150
5.11.2.4.3. Estribos para las barras terminadas en gancho	151
5.11.2.5. Malla soldada de alambre	151
5.11.2.5.1. Malla de alambre conformado	151
5.11.2.5.2. Malla de alambre liso	152

5.11.2.6. Armadura de corte	152
5.11.2.6.1. Requisitos generales	152
5.11.2.6.2. Anclaje de las armaduras conformadas	153
5.11.2.6.3. Anclaje de las armaduras de malla de alambre	153
5.11.2.6.4. Estribos cerrados	153
5.11.3. Anclaje mediante anclajes mecánicos	154
5.11.4. Anclaje de los cordones de pretensado	154
5.11.4.1. Requisitos generales	154
5.11.4.2. Cordones adherentes	154
5.11.4.3. Cordones parcialmente sin adherencia	155
5.11.5. Empalme de las barras de armadura de aceros de alta resistencia	156
5.11.5.1. Detalles de armado	156
5.11.5.2. Requisitos generales	156
5.11.5.2.1. Empalmes por yuxtaposición	156
5.11.5.2.2. Conexiones mecánicas	157
5.11.5.2.3. Empalmes soldados	157
5.11.5.3. Empalme de la armadura solicitada a tracción	157
5.11.5.3.1. Empalmes por yuxtaposición solicitados a tracción	157
5.11.5.3.2. Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a tracción	158
5.11.5.4. Empalmes en tirantes traccionados	158
5.11.5.5. Empalmes en las barras solicitadas a compresión	158
5.11.5.5.1. Empalmes por yuxtaposición solicitados a compresión	158
5.11.5.5.2. Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a compresión	159
5.11.5.5.3. Empalmes por contacto a tope	159
5.11.6. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres	160
5.11.6.1. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres conformados solicitados a tracción	160
5.11.6.2. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres lisos solicitados a tracción	160
5.12. DURABILIDAD	161
5.12.1. Requisitos generales	161
5.12.2. Agregados reactivos – Reacción álcali-sílice	161
5.12.3. Recubrimiento de hormigón	161
5.12.4. Recubrimientos protectores	163
5.12.5. Protección de los cables de pretensado	163
5.12.6. Vida útil en servicio	163
5.13. SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES	164
5.13.1. Losas de tablero	164
5.13.2. Diafragmas, vigas de gran altura, ménsulas cortas y vigas con resaltos horizontales	164
5.13.2.1. Requisitos generales	164
5.13.2.2. Diafragmas	164
5.13.2.3. Detalles de armado para las vigas de gran altura	164

5.13.2.4. Ménsulas cortas	165
5.13.2.4.1. Requisitos generales	165
5.13.2.4.2. Alternativas al modelo de bielas y tirantes	166
5.13.2.5. Vigas con resaltos horizontales	167
5.13.2.5.1. Requisitos generales	167
5.13.2.5.2. Diseño al corte	168
5.13.2.5.3. Diseño para flexión y fuerza horizontal	168
5.13.2.5.4. Diseño al punzonado	169
5.13.2.5.5. Diseño de la armadura de suspensión	170
5.13.2.5.6. Diseño para los apoyos	171
5.13.3. Zapatas	172
5.13.3.1. Requisitos generales	172
5.13.3.2. Cargas y reacciones	172
5.13.3.3. Factores de resistencia	172
5.13.3.4. Momento en las zapatas	172
5.13.3.5. Distribución de la armadura de momento	173
5.13.3.6. Corte en losas y zapatas	173
5.13.3.6.1. Secciones críticas para corte	173
5.13.3.6.2. Comportamiento en una dirección	174
5.13.3.6.3. Comportamiento en dos direcciones	174
5.13.3.7. Anclaje de la armadura	174
5.13.3.8. Transferencia de solicitaciones en la base de la columna	175
5.13.4. Pilotes de hormigón	175
5.13.4.1. Requisitos generales	175
5.13.4.2. Empalmes	176
5.13.4.3. Pilotes prefabricados de hormigón armado	176
5.13.4.3.1. Dimensiones de los pilotes	176
5.13.4.3.2. Armadura	176
5.13.4.4. Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	177
5.13.4.4.1. Dimensiones de los pilotes	177
5.13.4.4.2. Calidad del hormigón	177
5.13.4.4.3. Armadura	177
5.13.4.5. Pilotes hormigonados in situ	178
5.13.4.5.1. Dimensiones de los pilotes	178
5.13.4.5.2. Armadura	178
5.13.4.6. Requisitos sísmicos	179
5.13.4.6.1. Zona de Desempeño Sísmico 1	179
5.13.4.6.2. Zona de Desempeño Sísmico 2	179
5.13.4.6.2a. General	179
5.13.4.6.2b. Pilotes hormigonados in situ	179
5.13.4.6.2c. Pilotes prefabricados de hormigón armado	179
5.13.4.6.2d. Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	179
5.13.4.6.3. Zona de Desempeño Sísmico 3 y 4	180
5.13.4.6.3a. General	180
5.13.4.6.3b. Longitud de confinamiento	180
5.13.4.6.3c. Cuantía volumétrica de confinamiento	180
5.13.4.6.3d. Pilotes hormigonados in situ	180
5.13.4.6.3e. Pilotes prefabricados de hormigón armado	180

5.14. REQUISITOS SEGÚN LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	181
5.14.1. Vigas	181
5.14.1.1. Requisitos generales	181
5.14.1.2. Vigas prefabricadas	181
5.14.1.2.1. Condiciones anteriores a la puesta en servicio	181
5.14.1.2.2. Dimensiones extremas	181
5.14.1.2.3. Dispositivos de izaje	181
5.14.1.2.4. Diseño de los detalles	181
5.14.1.2.5. Resistencia del hormigón	182
5.14.1.3. Empalme de vigas prefabricadas	182
5.14.1.3.1. Requisitos generales	182
5.14.1.3.2. Juntas entre dovelas	183
5.14.1.3.2a. Requisitos generales	183
5.14.1.3.2b. Detalle de juntas de cierre	183
5.14.1.3.2c. Detalle de juntas conjugadas	183
5.14.1.3.2d. Diseño de juntas	184
5.14.1.3.3. Diseño de vigas construidas por dovelas	184
5.14.1.3.4. Postensado	184
5.14.1.4. Puentes compuestos de vigas prefabricadas de un solo tramo que se hacen continuas	185
5.14.1.4.1. Requisitos generales	185
5.14.1.4.2. Momentos restringidos	186
5.14.1.4.3. Propiedades del material	186
5.14.1.4.4. Edad de la viga cuando se establece la continuidad	186
5.14.1.4.5. Grado de continuidad en los diversos estados límite	186
5.14.1.4.6. Estado límite de servicio	187
5.14.1.4.7. Estado límite de resistencia	188
5.14.1.4.8. Conexiones en momento negativo	188
5.14.1.4.9. Conexiones en momento positivo	188
5.14.1.4.9a. Requisitos generales	188
5.14.1.4.9b. Conexión en momento positivo utilizando armadura de acero de dureza natural	189
5.14.1.4.9c. Conexión en momento positivo utilizando cordones de pretensado	189
5.14.1.4.9d. Detalles de conexión en momento positivo	190
5.14.1.4.10. Diafragmas continuos	190
5.14.1.5. Vigas tipo cajón y vigas T hormigonadas in situ	191
5.14.1.5.1. Espesor de las alas y las almas	191
5.14.1.5.1a. Ala superior	191
5.14.1.5.1b. Ala inferior	191
5.14.1.5.1c. Alma	191
5.14.1.5.2. Armadura	191
5.14.1.5.2a. Armadura de la losa de tablero en vigas T y tipo cajón hormigonadas in situ	191
5.14.1.5.2b. Armadura de la losa inferior en vigas tipo cajón hormigonadas in situ	192
5.14.2. Construcción por dovelas	192
5.14.2.1. Requisitos generales	192
5.14.2.2. Análisis de los puentes construidos por dovelas	192

5.14.2.2.1. Requisitos generales	192
5.14.2.2.2. Análisis correspondiente a la etapa constructiva	192
5.14.2.2.3. Análisis del sistema estructural definitivo	193
5.14.2.3. Diseño	193
5.14.2.3.1. Cargas	193
5.14.2.3.2. Cargas constructivas	193
5.14.2.3.3. Combinaciones de cargas constructivas en el estado límite de servicio	194
5.14.2.3.4. Combinaciones de cargas constructivas en los estados límite de resistencia	195
5.14.2.3.4a. Superestructuras	195
5.14.2.3.4b. Subestructuras	195
5.14.2.3.5. Efectos térmicos durante la construcción	197
5.14.2.3.6. Contracción y fluencia lenta	197
5.14.2.3.7. Pérdidas de pretensado	197
5.14.2.3.8. Vainas y anclajes de postesado provisionarios	197
5.14.2.3.8a. Requisitos generales	197
5.14.2.3.8b. Puentes con vainas internas	197
5.14.2.3.8c. Previsión de ajustes para cargas permanentes o flechas futuras	198
5.14.2.3.9. Presentación del plano	198
5.14.2.3.10. Dimensiones y detalles de las secciones transversales tipo viga cajón	198
5.14.2.3.10a. Espesor mínimo de las alas	198
5.14.2.3.10b. Espesor mínimo de las almas	198
5.14.2.3.10c. Longitud en voladizo del ala superior	199
5.14.2.3.10d. Dimensiones globales de la sección transversal	199
5.14.2.3.10e. Sobrecapas	199
5.14.2.3.11. Diseño sismorresistente	199
5.14.2.4. Tipos de puentes construidos por dovelas	200
5.14.2.4.1. Requisitos generales	200
5.14.2.4.2. Detalles para las construcciones con dovelas prefabricadas	200
5.14.2.4.3. Detalles para las construcciones con dovelas hormigonadas in situ	201
5.14.2.4.4. Construcción por voladizos	201
5.14.2.4.5. Construcción tramo por tramo	202
5.14.2.4.6. Construcciones lanzadas por tramos	202
5.14.2.4.6a. Requisitos generales	202
5.14.2.4.6b. Solicitaciones debidas a las tolerancias constructivas	202
5.14.2.4.6c. Detalles de diseño	203
5.14.2.4.6d. Diseño de los equipos constructivos	203
5.14.2.5. Uso de métodos constructivos alternativos	204
5.14.2.6. Subestructuras de los puentes construidos por dovelas	204
5.14.2.6.1. Requisitos generales	204
5.14.2.6.2. Combinaciones de cargas durante la construcción	205
5.14.2.6.3. Armadura longitudinal de las pilas construidas con segmentos prefabricados de sección rectangular hueca	205
5.14.3. Arcos	205
5.14.3.1. Requisitos generales	205
5.14.3.2. Nervaduras de los arcos	205
5.14.4. Superestructuras de losas	206

5.14.4.1. Superestructuras de losas macizas hormigonadas in situ	206
5.14.4.2. Superestructuras de losas aligeradas hormigonadas in situ	206
5.14.4.2.1. Dimensiones de la sección transversal	206
5.14.4.2.2. Mínimo número de apoyos	207
5.14.4.2.3. Secciones macizas en los extremos	207
5.14.4.2.4. Requisitos generales de diseño	207
5.14.4.2.5. Zonas comprimidas en áreas de momento negativo	208
5.14.4.2.6. Drenaje de los espacios vacíos	208
5.14.4.3. Puentes con tableros de elementos prefabricados	208
5.14.4.3.1. Requisitos generales	208
5.14.4.3.2. Uniones con transferencia de corte	208
5.14.4.3.3. Uniones con transferencia de corte y flexión	208
5.14.4.3.3a. Requisitos generales	208
5.14.4.3.3b. Diseño	209
5.14.4.3.3c. Postesado	209
5.14.4.3.3d. Juntas de construcción longitudinales	209
5.14.4.3.3e. Junta de cierre hormigonada in situ	209
5.14.4.3.3f. Sobrecapa estructural	209
5.14.5. Requisitos adicionales para alcantarillas	210
5.14.5.1. Requisitos generales	210
5.14.5.2. Diseño a flexión	210
5.14.5.3. Diseño al corte de las losas de las alcantarillas tipo cajón	210
APÉNDICE A.5. PASOS BÁSICOS PARA LOS PUENTES DE HORMIGÓN	211
A.5.1. REQUISITOS GENERALES	211
A.5.2. CONSIDERACIONES GENERALES	211
A.5.3. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE VIGAS	211
A.5.4. PUENTES LOSA	213
A.5.5. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA	213

CAPÍTULO 5. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

5.1. CAMPO DE VALIDEZ

Este **Reglamento Nacional de Seguridad**, establece los requerimientos mínimos para el **diseño de elementos de puentes y muros de sostenimiento** los que deberán ser capaces de resistir las acciones previstas durante los períodos de construcción y de servicio, ofreciendo la seguridad adecuada al uso al que se destinen durante su período de vida útil.

El diseño sísmico de los puentes de hormigón armado se deberá hacer de acuerdo con el **Reglamento INPRES - CIRSOC 103 - Parte VI - Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Puentes de Hormigón Armado**. En el caso de puentes de acero se deberá consultar al **INPRES** hasta tanto esté disponible el Reglamento INPRES-CIRSOC específico.

Los requisitos dados en este Reglamento combinan y unifican los requisitos para hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado. Se ha incorporado el análisis mediante modelos de bielas y tirantes, y el diseño de puentes de hormigón construidos con dovelas y puentes construidos con elementos prefabricados de hormigón

Este Reglamento es de aplicación a las estructuras de hormigón armado y pretensado, cuya **masa por unidad de volumen del material seco a masa constante** se encuentre comprendida entre **2000 y 2800 kg/m³**.

Excepto en aquellos casos en los cuales expresamente se consideren resistencias mayores, los requisitos dados en este Reglamento se deberán aplicar a resistencias del hormigón comprendidas entre **25 MPa y 70 MPa**.

En el **Apéndice A.5**, se incluye una breve guía para el diseño de algunos elementos habituales.

Este Reglamento contempla **una vida útil de diseño de 75 años**.

En el caso particular de las estructuras de hormigón prefabricado, este Reglamento es de aplicación en todo lo que no se oponga a las especificaciones particulares de su procedimiento de prefabricación, contenidas en otros Reglamentos específicos.

En ausencia de especificaciones nacionales acerca de determinados temas y hasta tanto se redacten documentos específicos sobre cada uno de ellos, se ha optado por mencionar la bibliografía internacional compatible con el contenido de este **Reglamento CIRSOC 802**.

5.1.1. Materiales, elementos y sistemas constructivos no contemplados en este Reglamento

La utilización de materiales para la elaboración del hormigón armado y pretensado, así como de elementos o sistemas constructivos no especificados en este **Reglamento**,

deberán requerir la autorización expresa de la **Autoridad de Aplicación (Autoridad Fiscalizadora)** con competencia en la jurisdicción del emplazamiento del puente.

5.1.2. Normas de aplicación

Serán de aplicación las normas IRAM e IRAM-IAS que se detallan a continuación:

IRAM 1501-2 NM-ISO 565 Tamices de ensayo. Tela de tejido metálico, chapa metálica perforada y lámina electroformada. Tamaños nominales de abertura.

IRAM 1504:1986 Cemento pórtland. Análisis químico.

IRAM 1512 Agregado fino natural para hormigón de cemento pórtland.

IRAM 1519:1982 Rocas basálticas. Método de determinación de la estabilidad. Ensayo de inmersión en etanodiol (etilén glicol).

IRAM 1520 Agregados finos. Métodos de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua.

IRAM 1524 Hormigón de cemento. Preparación y curado en obra de probetas para ensayos de compresión y de tracción por compresión diametral.

IRAM 1525 Agregados. Método de ensayo de durabilidad por ataque con sulfato de sodio.

IRAM 1531 Agregado grueso para hormigón de cemento pórtland.

IRAM 1532 Agregados gruesos. Método de ensayo de resistencia al desgaste con la máquina "Los Angeles".

IRAM 1533 Agregados gruesos. Método de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua.

IRAM 1534 Hormigón. Preparación y curado de probetas en laboratorio para ensayos de compresión y de tracción por compresión diametral.

IRAM 1536 Hormigón fresco de cemento pórtland. Método de ensayo de la consistencia utilizando el tronco de cono.

IRAM 1540 Agregados. Método de ensayo del material fino que pasa por el tamiz IRAM 75 μm , por lavado.

IRAM 1546 Hormigón de cemento pórtland. Método de ensayo de compresión.

IRAM 1547 Hormigón de cemento pórtland. Ensayo de tracción por flexión.

IRAM 1551 Hormigón de cemento pórtland. Extracción, preparación y ensayo de testigos de hormigón endurecido.

IRAM 1554: 1983 Hormigón de cemento pórtland. Método de determinación de la penetración de agua a presión en el hormigón endurecido.

IRAM 1557 Escoria de alto horno granulada molida.

IRAM 1562 Hormigón fresco de cemento pórtland. Método de determinación de la densidad, el rendimiento y el contenido de aire.

IRAM 1593: 1994 Material calcáreo para cemento pórtland con "filler" calcáreo.

IRAM 1601: 1986 Agua para morteros y hormigones de cemento pórtland.

IRAM 1602 - 1 Hormigón de cemento pórtland. Método por presión para la determinación del contenido de aire en mezclas frescas de hormigones y morteros. Método A.

IRAM 1602 - 2 Hormigón de cemento pórtland. Método por presión para la determinación del contenido de aire en mezclas frescas de hormigones y morteros. Método B.

IRAM 1604: 2004 Hormigón. Método de ensayo para determinar la exudación.

IRAM 1635: 2009 Método de ensayo para la determinación del cambio de largo en barras de mortero de cemento, expuestas a una solución de sulfato de sodio.

IRAM 1647 Agregados para hormigón de cemento pórtland. Métodos de ensayo.

IRAM 1649 Agregados para hormigones. Examen petrográfico.

IRAM 1658 Hormigón. Determinación de la resistencia a la tracción simple por compresión diametral.

IRAM 1661 Hormigones. Método de ensayo de la resistencia a la congelación en aire y deshielo en agua.

IRAM 1662 Hormigones y morteros. Determinación del tiempo de fraguado. Método de resistencia a la penetración.

IRAM 1663:2002 Hormigón de cemento. Aditivos químicos.

IRAM 1666 - 1 Hormigón de cemento pórtland. Hormigón elaborado. Requisitos, inspección y recepción y métodos de ensayo.

IRAM 1666 - 2 Hormigón de cemento pórtland. Hormigón elaborado. Elaboración y transporte.

IRAM 1666 - 3 Hormigón de cemento pórtland. Hormigón elaborado. Uniformidad del hormigón del pastón.

IRAM 1667:1990 Escoria granulada de alto horno, para cemento.

IRAM 1668:1968 Puzolanas. Características y muestreo.

IRAM 1674 Agregados. Determinación de la reactividad alcalina potencial. Método acelerado de la barra de mortero.

IRAM 1675:1975 Compuestos líquidos para la formación de membranas para el curado del hormigón. Características.

IRAM 1687 - 1 Agregados. Método de determinación del índice de lajocidad.

IRAM 1687 - 2 Agregados. Determinación del índice de elongación.

IRAM 1690 Hormigón de cemento pórtland. Método de ensayo de la consistencia utilizando la mesa de Graf.

IRAM 1697 Hormigón de cemento pórtland. Método de separación de agregados grandes por tamizado.

IRAM 1700 Agregados. Determinación del cambio de longitud en prismas de hormigón, debido a la reacción álcali-agregado.

IRAM 1705 Compactado de hormigón por vibración. Equipos y operación. Requisitos y métodos de ensayo.

IRAM 1707-1:1998 Hormigón de cemento pórtland. Agresividad de suelos en contacto con estructuras. Determinación del índice de acidez del suelo por el método de Baumann – Gully.

IRAM 1708-1:1998 Hormigón de cemento pórtland. Agresividad del agua en contacto con estructuras. Determinación del grado de agresividad al carbonato de calcio por el método de Heyer modificado.

IRAM 1767 Hormigón. Método de ensayo de la consistencia utilizando el dispositivo Vebe.

IRAM 1857 Hormigón de cemento pórtland. Determinación del contenido de ión cloruro en el hormigón.

IRAM 1871:2004 Hormigón. Método de ensayo para determinar la capacidad y la velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido.

IRAM 1872:2004 Hormigón. Agresividad del agua en contacto con estructuras. Métodos de ensayo para determinar pH, sulfatos solubles, magnesio y amonio.

IRAM 1873:2004 Hormigón. Agresividad de suelos en contacto con estructuras. Métodos de ensayo para determinar sulfatos solubles en agua y en ácido.

IRAM 1874-1:2004 Agregados para hormigones. Evaluación de estructuras en servicio. Resistencia a congelación y deshielo.

IRAM 1874-2:2004 Agregados para hormigones. Evaluación de estructuras en servicio. Reacción álcali-sílice.

IRAM 1874-3:2004 Agregados para hormigones. Evaluación de estructuras en servicio. Estabilidad de rocas basálticas.

IRAM 1876 Hormigón. Métodos de ensayo para determinar la homogeneidad de una mezcla de hormigón.

IRAM 1879 Hormigón. Método de ensayo para determinar el contenido de cemento, el contenido de agua y el contenido de agregado en la mezcla fresca.

IRAM 5170 Cordones de 7 alambres, no adherentes, (engrasados y envainados) para estructuras de hormigón pretensado.

IRAM 50000:2000 Cemento. Cemento para uso general. Composición, características, evaluación de la conformidad y condiciones de recepción.

IRAM 50001:2000 Cemento. Cementos con propiedades especiales.

IRAM-IAS U 500-03 Cordones de siete alambres de acero para estructuras de hormigón pretensado.

IRAM-IAS U 500-06 Mallas de alambres de acero soldados para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM-IAS U 500-07 Cordones de dos o tres alambres de acero para estructuras de hormigón pretensado.

IRAM-IAS U 500-26 Alambres de acero para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM-IAS U 500-96 Soldadura. Calificación de soldadores.

IRAM-IAS U 500-97 Barras de acero para armadura en estructuras de hormigón. Soldadura.

IRAM-IAS U 500-127 Soldadura por arco. Electrodo de acero de baja aleación, revestidos (AWS A5.5)

IRAM-IAS U 500-138 Ente habilitante y entes de calificación y certificación de soldadores y operadores de soldadura.

IRAM-IAS U 500-166 Soldadura-Alambres y varillas de acero al carbono para procesos de soldadura por arco eléctrico con protección gaseosa (AWS A5.18)

IRAM-IAS U 500-207 Barras de acero conformadas de dureza natural soldables, para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM-IAS U 500-245 Alambres de acero conformados para estructuras de hormigón pretensado.

IRAM-IAS U 500-502 Barras de acero laminadas en caliente, lisas y de sección circular para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM-IAS U 500-517 Alambres de acero lisos para estructuras de hormigón pretensado.

IRAM-IAS U 500-528 Barras de acero conformadas de dureza natural, para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM-IAS U 500-601 Soldadura por arco - Electrodo de acero al carbono, revestidos (AWS A5.1).

IRAM - ISO 9001 Sistemas de gestión de la calidad. Requisitos.

5.1.3. Unidades

Las unidades utilizadas en este Reglamento corresponden al Sistema Métrico Legal Argentino (SIMELA) según **Ley 19511/72**. Al final del Tomo de Comentarios se ha incorporado una Tabla de equivalencias de las unidades más usuales en ingeniería y arquitectura, con el fin de facilitar la utilización de la bibliografía internacional que acompaña a este Reglamento.

5.2. DEFINICIONES

A

Acero de baja relajación (“Low relaxation steel”): Cordón de pretensado en el cual las pérdidas por relajación del acero se han reducido sustancialmente por estiramiento a temperatura elevada.

Acero más traccionado (“Extreme tension steel”): Armadura (pretensada o no pretensada) más alejada de la fibra extrema comprimida.

Altura efectiva (“Effectived depth”): Altura efectiva de un elemento para resistir flexión o fuerzas de corte.

Anclaje (“Anchorage”): En postesado, dispositivo mecánico que se utiliza para anclar el cable al hormigón; en pretesado, dispositivo que se utiliza para anclar el cable hasta que el hormigón alcance una resistencia predeterminada y la fuerza de pretensado se transfiera al hormigón; para barras de armadura, longitud de la armadura, o anclaje o gancho mecánico, o una combinación de estos elementos, en el extremo de una barra que se utiliza para transferir al hormigón la fuerza soportada por la barra.

Anclaje de confinamiento (Confinement anchorage): Anclaje para un cable de postesado que funciona conteniendo el hormigón en la zona de anclaje local mediante armadura especial.

Anclaje intermedio (“Intermediate anchorage”): Anclaje que no está ubicado en el extremo de un elemento o dovela (cables que no se extienden en la totalidad de la longitud del elemento o dovela); generalmente toman la forma de anclajes embebidos, tacos, nervios o cavidades rebajadas.

Anclajes poco separados (“Closely spaced anchorages”): Se considera que los dispositivos de anclaje están poco separados si su separación entre centros no es mayor que **1,5 veces** el ancho de los dispositivos de anclaje en la dirección considerada.

Apoyo de lanzamiento (“Launching bearing”): Apoyos temporarios con bajas características de fricción que se emplean en la construcción de puentes por el método de lanzamiento por tramos.

Armadura (“Reinforcement”): Conjunto de barras, alambres, mallas soldadas o cables de acero, que se incorporan a la masa del hormigón con el objeto de resistir en forma conjunta con este, los esfuerzos internos calculados.

Armadura conformada (“Deformed reinforcement”): Barras, alambres o mallas soldadas de acero, cuya superficie presenta salientes con el fin de mejorar su adherencia

con el hormigón.

Armadura lisa (“Plain reinforcement”): Barras, alambres o mallas soldadas de acero cuya superficie no presenta salientes.

Armadura isótropa (“Isotropic reinforcement”): Configuración de armadura en la cual las barras son ortogonales y las cuantías en ambas direcciones son iguales.

Armadura transversal (“Transverse reinforcement”): Armadura que se utiliza en un elemento estructural para resistir corte, torsión, y esfuerzos laterales o bien para confinar el hormigón. Los términos “estribos abiertos” (“stirrups”) y “armadura de alma” (“web reinforcement”) generalmente se aplican a la armadura transversal de elementos solicitados a flexión, mientras que los términos “estribos cerrados” (“ties”) y “zunchos en espiral” (“spirals”) se aplican a la armadura transversal de elementos comprimidos.

Aro sísmico (“Seismic hoop”): Estribo cilíndrico discontinuo que se cierra mediante una soldadura a tope o un acople mecánico.

B

Bloque desviador (“Deviation saddle”): Bloque de hormigón que sobresale de un ala, alma o unión ala-alma y que se utiliza para controlar la geometría de los cables externos o bien para proveer un medio para cambiar la dirección de los mismos.

C

Cable (“Tendon”): Elemento de acero de alta resistencia que se utiliza para pretesar el hormigón. Conjunto de uno o más elementos de alambres, barras o cordones que constituyen una unidad funcional, dispuesta de modo de introducir esfuerzos de pretensado en el hormigón.

Cable adherente (“Bonded tendon”): Cable en el cual el acero de pretensado se adhiere al hormigón, ya sea directamente o a través de la mezcla de inyección.

Cable no adherente (“Unbonded tendon”): Cable en el cual el acero de pretensado está impedido de adherirse al hormigón y se puede mover libremente en relación con él. En este caso, la fuerza de pretensado es transferida en forma permanente al hormigón, en los extremos de los cables exclusivamente por los dispositivos de anclajes.

Cable externo (“External tendon”): Cable de postesado ubicado fuera de la masa de hormigón, por lo general dentro de una viga cajón.

Cable interno (“Internal tendon”): Cable de postesado que se coloca dentro de la masa de hormigón.

Capa de cierre (“Closure”): Capa de hormigón colado in situ que se utiliza para conectar dos o más partes de la estructura hormigonadas con anterioridad.

Carga (“Load”): Fuerza exterior activa, concentrada, distribuida, o por unidad de volumen, como por ejemplo, carga gravitatoria, carga originada por el viento, etc.

Carga de servicio (“Service load”): Carga a la cual puede estar solicitado un elemento estructural durante el uso para el cual ha sido previsto.

Carga directa / Apoyo directo (“Direct loading/supporting”): Aplicación de una carga o uso de un apoyo externo respecto del elemento, como en el caso de cargas puntuales o uniformes aplicadas directamente a la superficie del tablero, a extremos de vigas simplemente apoyadas, o a cabezales de pilotes soportados por columnas articuladas.

Cargas gravitatorias (“Gravity loads”): Son aquellas cargas producto del efecto de la fuerza de gravedad sobre las estructuras. Se incluyen las cargas permanentes, las sobrecargas y la carga de nieve.

Carga indirecta / Apoyo indirecto (“Indirect loading/supporting”): Aplicación de una carga o uso de un apoyo en forma interna, como en el caso de las vigas que concurren a un cabezal de pilotes, vigas empalmadas en las cuales hay transferencia de carga entre la cara superior y la cara inferior del elemento, o cargas que cuelgan del alma de una viga.

Carga mayorada (“Factored load”): Carga que, multiplicada por los factores de mayoración apropiados, se utiliza con el objeto de dimensionar los elementos mediante el método de diseño LRFD.

Carga permanente (“Dead load”): Carga que tiene variación pequeña (despreciable en relación a su valor medio) e infrecuente, con tiempo de aplicación prolongado.

Clase de hormigón (“Types of concrete”): Es la designación abreviada de un hormigón. En nuestro país se indica con la letra H seguida de un número. La parte numérica indica la **resistencia característica a la compresión del hormigón a la edad de diseño**, expresada en MPa. Ejemplo: H-20, H-30, etc.

Confinamiento (“Confinement”): Condición en la cual se impide la desintegración del hormigón solicitado a compresión gracias al desarrollo de fuerzas laterales y/o circunferenciales tales como las que pueden aportar las armaduras, tubos de acero o compuestos, o estructuras similares apropiadas.

Construcción compuesta o mixta (“Composite construction”): Elementos de hormigón o elementos de acero y hormigón interconectados de manera que responden a las solicitaciones como si fueran una unidad.

Construcción por segmentos o dovelas (“Segmental construction”): Fabricación y montaje de un elemento estructural (superestructura y/o subestructura) usando elementos individuales que pueden ser tanto prefabricados como hormigonados in situ. Una vez finalizado, el elemento estructural actúa como una unidad monolítica bajo algunas cargas o bajo todas las cargas de diseño. Generalmente para conectar los elementos individuales se utiliza postesado. En el caso de las superestructuras, los elementos individuales son habitualmente cortos (con respecto a la longitud del tramo) y de sección en forma de cajón con alas monolíticas que abarcan todo el ancho de la estructura. (Ver el artículo 5.14.2).

Cordón parcialmente desadherido (“Partially debonded strand”): Cordón de pretensado en el cual una parte de su longitud está adherido, mientras que la longitud restante está impedida de adherirse al hormigón ya sea por medios mecánicos o por medios químicos.

Corte local (“Local shear”): Esfuerzo de corte lateral generado por los cables curvos de postensado sobre el recubrimiento de hormigón entre las vainas internas y la cara interior del elemento curvo (usualmente las almas).

D

Deformación específica neta por tracción (“Net tensile strain”): Deformación específica de tracción cuando la sollicitación alcanza la resistencia nominal, excluidas las deformaciones específicas debidas al pretensado efectivo, la fluencia lenta, la contracción y la temperatura.

Descompresión (“Decompression”): Etapa en la cual las tensiones de compresión, inducidas por el pretensado, son superadas por las tensiones de tracción.

Diseño (“Design”): A los fines de este Reglamento se ha utilizado la palabra “**diseño**” como sinónimo de “**proyecto**”. El diseño incluye el planteo estructural, el dimensionamiento y los detalles de armado de las secciones y de los elementos estructurales.

Dispositivo de anclaje (“Anchorage device”): Dispositivo utilizado en postesado para transferir la fuerza de postesado desde el acero de pretensado al hormigón.

Dispositivo básico de anclaje monocordón (“Basic monostrand anchorage device”): Dispositivo de anclaje utilizado con cualquier cordón individual o barra individual de diámetro $d_s \leq 16 \text{ mm}$, que satisfaga tanto los requisitos del **artículo 18.21.1. del Reglamento CIRSOC 201-05** como los exigidos para los dispositivos de anclaje en el documento ACI 426 - 6 “Specification for Unbonded Single Strand Tendons” en colaboración con el Post - Tensioning Institute, o en otros documentos internacionales de reconocido prestigio, hasta tanto el **CIRSOC** redacte un documento específico.

Dispositivo básico de anclaje para varios cables (“Basic multistrand anchorage device”): Dispositivo de anclaje utilizado con varios cordones, o alambres, o con barras de diámetro $d_s > 16 \text{ mm}$, que satisface tanto los requisitos del **artículo 18.21.1. del Reglamento CIRSOC 201-05** como los exigidos, con respecto a los esfuerzos de aplastamiento y a la rigidez mínima de placa, en los **artículos 18.15.5.1. a 18.15.5.3. inclusive del mismo Reglamento**.

Dispositivo especial de anclaje (“Special anchorage device”): Dispositivo de anclaje cuya capacidad debe ser demostrada a través de un ensayo de aceptación normalizado. La mayor parte de los anclajes multiplano y todos los anclajes de adherencia son dispositivos de anclaje especiales. Hasta tanto se redacte la norma IRAM o IRAM-IAS correspondiente, el dispositivo de anclaje deberá satisfacer los requerimientos establecidos en el **artículo 18.15.1. del Reglamento CIRSOC 201-05** y los ensayos de aceptación especificados en el **artículo 18.15.1.5. del mismo Reglamento**.

Distancia al borde (“Edge distance”): Mínima distancia entre el eje de las armaduras u otros elementos embebidos y el borde del hormigón.

Durabilidad (“Durability”) La capacidad del hormigón de la estructura para resistir acciones del medio ambiente, de acuerdo con lo establecido en este Reglamento

E

Efecto Resal (“Resal effect”): Llamado así en honor al investigador que lo propuso. Es la reducción o adición del esfuerzo de corte en base al ángulo de compresión de la losa de fondo con el centro de gravedad.

Elemento de gran altura (“Deep component”): Elemento en el cual la distancia entre el punto de corte nulo y la cara del apoyo es menor que **2d**, o elemento en el cual una carga que provoca más de un tercio del corte en el apoyo está a una distancia menor que **2d** a partir de la cara del apoyo.

Elementos prefabricados o premoldeados (“Precast members”): Elementos de hormigón colados en un lugar diferente al de su ubicación definitiva en la estructura.

Elemento totalmente pretensado (“Fully prestressed component”): Elemento de hormigón pretensado en el cual las tensiones satisfacen los límites de tensión de tracción correspondientes al Estado Límite de Servicio especificados en el presente documento. Se supone que estos elementos permanecen no fisurados en el Estado Límite de Servicio.

En el momento del gateado (“At jacking”): En el momento de tesar los cables de pretensado.

En el momento de la carga (“At loading”): Madurez del hormigón cuando se aplican las cargas. Estas cargas incluyen las fuerzas de pretensado y las cargas permanentes, pero en general no incluyen las sobrecargas.

En el momento de la transferencia (“At transfer”): Inmediatamente después de transferir la fuerza de pretensado al hormigón.

F

Flexión local (“Local bending”): Esfuerzo flexor lateral generado por cables curvos de postensado sobre el recubrimiento de hormigón entre vainas internas y la cara interior del elemento curvo (usualmente las alas).

Flexión regional (“Regional bending”): Flexión transversal del alma de una viga cajón de hormigón debida a fuerzas laterales concentradas de pretensado, resistidas por la acción aporticada del cajón actuando como un todo.

Fluencia lenta (“Creep”): Deformación dependiente del tiempo que sufre el hormigón bajo carga permanente.

Fuerza de desgarramiento (“Bursting force”): Fuerzas de tracción en el hormigón en la proximidad de la transferencia o anclaje de las fuerzas de pretensado.

Fuerza del gato (“Jacking force”): En hormigón pretensado, la fuerza temporal ejercida por el dispositivo que introduce la tensión en el acero de pretensado.

Fricción por curvatura (“Curvatura friction”): Fricción que resulta de la curvatura del trazado especificado de los cables de pretensado.

Fricción por desviación involuntaria de la vaina de pretensado (“Wobble friction”): Fricción provocada por la desviación no intencional de la vaina de pretensado con respecto al trazado especificado.

G

Gradiente de temperatura (“Temperatura gradient”): Variación de la temperatura del hormigón a lo largo de la sección transversal.

Grupo de vainas (“Duch stack”): Grupo vertical de cables en el cual la separación entre cables individuales es menor que **38 mm**.

H

Hormigón (“Concrete”): Es una mezcla homogénea compuesta por una pasta de cemento y agua, con agregados gruesos y finos, que en estado fresco tiene cohesión y trabajabilidad y que luego, por el fraguado y el endurecimiento de la pasta cementicia, adquiere resistencia. Además de estos componentes básicos, también puede contener aditivos químicos y/o adiciones minerales pulverulentas.

Hormigón armado (“Reinforced concrete”): Hormigón estructural con armadura de acero sin tensión previa, o con aceros de pretensado en mayor cantidad que la mínima especificada por este Reglamento.

Hormigón colado in situ (“Cast-in-place concrete”): Hormigón que se coloca en el lugar que ocupará definitivamente en la estructura mientras que aún se encuentra en estado plástico.

Hormigón de densidad normal (“Normal weight concrete”): Hormigón cuya **masa por unidad de volumen del material seco a masa constante** se encuentra comprendida entre **2000 y 2800 kg/m³**.

Hormigón estructural (“Structural concrete”): Todo hormigón utilizado con propósitos estructurales, incluyendo al hormigón simple y al hormigón armado. A los fines de este Reglamento se considera que el hormigón armado incluye al hormigón pretensado, pero por razones de practicidad se ha decidido que en el texto del Reglamento, y en los Comentarios se continúe haciendo mención a cada uno de ellos por separado.

Hormigón liviano estructural (“Lightweight concrete”): Hormigón simple o armado que contiene agregados livianos y cuya masa por unidad de volumen del material seco a masa constante es igual o mayor que **800 kg/m³** y menor que **2000 kg/m³**.

Hormigón prefabricado o premoldeado (“Precast concrete”): Hormigón estructural colado en un lugar diferente al de su ubicación final en la estructura.

Hormigón pretensado (“Prestressed concrete”): Hormigón estructural al que se le aplican esfuerzos internos a fin de reducir las potenciales tensiones de tracción en el hormigón, causadas por las cargas.

Hormigón simple (“Plain Concrete”): Hormigón estructural sin armadura o con menos armadura que la mínima especificada para el hormigón armado.

Hormigón masivo estructural (“Structural mass concrete”): Cualquier volumen grande de hormigón en el cual se requieren materiales y procedimientos especiales para considerar la generación de calor de hidratación y el correspondiente cambio de volumen a fin de minimizar la fisuración.

Hormigón pretensado (“Prestressed concrete”): Elementos de hormigón en los cuales se introducen tensiones y deformaciones mediante la aplicación de fuerzas de pretensado.

L

Límite de deformación controlada por compresión (“Compression-controlled strain limit”): Deformación neta por tracción en el acero más traccionado bajo condiciones de deformación balanceada. Ver el artículo 5.7.2.1.

Longitud de anclaje o de desarrollo (“Development length”): Distancia requerida para desarrollar la resistencia especificada de una barra de armadura o cordón de pretensado.

Longitud de transferencia (“Transfer length”): En un elemento pretensado, longitud en la cual la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón mediante adherencia y fricción.

Longitud embebida (“Embedment length”): Longitud de la armadura o anclaje embebido que se extiende más allá de una sección crítica en la cual puede haber transferencia de fuerza entre el hormigón y la armadura.

Losa (“Slab”): Componente cuyo ancho es como mínimo igual a **cuatro veces** su altura efectiva.

Losa de tablero (“Deck slab”): Losa maciza de hormigón que resiste y distribuye las cargas de rueda hacia los elementos de apoyo.

M

Modelo de bielas y tirantes (“Strut-and-tie model”): Modelo que se utiliza principalmente en regiones de la estructura donde hay concentración de fuerzas y discontinuidades geométricas para determinar las dimensiones del hormigón y la cuantía y configuración de las armaduras en base a la idealización de bielas comprimidas en el hormigón, tirantes traccionados en las armaduras y la geometría de los nodos en sus puntos de intersección.

N

Nariz de lanzamiento (“Launching nose”): Dispositivo temporal de acero que se fija a la parte frontal de un puente lanzado por tramos para reducir las solicitaciones en la superestructura durante el lanzamiento.

P

Postesado (“Post-tensioning”): Método de pretensado en el cual los cables se tesan una vez que el hormigón alcanza cierta resistencia predeterminada.

Pretesado (“Pretensioning”): Método de pretensado en el cual los cordones se tesan antes de colar el hormigón.

Pretensado efectivo (“Effective prestress”): Tensión o fuerza remanente en el acero de pretensado una vez que han ocurrido todas las pérdidas.

R

Rango de tensión (“Stress range”): Diferencia algebraica entre las tensiones máxima y mínima provocadas por cargas transitorias.

Recubrimiento de hormigón (“Concrete cover”): Distancia mínima especificada entre la superficie de las barras de armadura, cordones, vainas de postesado, anclajes u otros elementos embebidos, y la superficie del hormigón.

Relajación (“Relaxation”): Reducción de la tensión, en los cables de pretensado, que depende del tiempo.

Resistencia a la tracción por compresión diametral del hormigón (f_{ct}) (“Splitting tensile strength”): Tensión que se obtiene al ensayar, de acuerdo con la norma IRAM 1658, una probeta cilíndrica por compresión en un plano diametral, aplicando una carga hasta la rotura sobre toda la longitud de una generatriz.

Resistencia característica: Para una clase de hormigón, es el valor estadístico de la resistencia que corresponde a la probabilidad que el noventa por ciento (90 %) de todos los resultados de ensayos de la población supere dicho valor.

Resistencia de diseño (“Design strength”): Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ .

Resistencia efectiva: Es la resistencia del hormigón que se obtiene al ensayar probetas cilíndricas moldeadas y curadas en el campo o extraídas directamente de la estructura luego del endurecimiento del hormigón. Permite medir la resistencia desarrollada por el hormigón en la estructura. Sirve también para poder tomar decisiones sobre el momento en que se pueden remover los encofrados y apuntalamientos, cuando se pueden aplicar cargas adicionales constructivas a la estructura o cuando se puede poner en servicio la estructura.

Resistencia especificada a la compresión del hormigón (f_c') (“Specified strength of concrete”): Resistencia a la compresión del hormigón utilizada en el cálculo y evaluada de acuerdo con las consideraciones de este Reglamento, (en MPa para todas las expresiones de este Reglamento). Cuando la cantidad f_c' se encuentra bajo un signo radical, se quiere indicar sólo la raíz cuadrada del valor numérico, por lo que el resultado debe expresarse en megapascuales (MPa).

Resistencia nominal (“Nominal strength”): Resistencia de un elemento o de una sección transversal calculada con las disposiciones e hipótesis del método de diseño establecido en este reglamento, antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia.

Resistencia potencial (“Potencial strength”): Es la resistencia que alcanza el hormigón en las condiciones ideales de compactación y curado. Se mide en probetas moldeadas, curadas y ensayadas en las condiciones establecidas en las normas IRAM 1524 y 1534.

Resistencia requerida (“Required strength”): Resistencia que necesita un elemento o una sección transversal, para resistir las cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas correspondientes combinados entre sí, según lo establecido en este Reglamento.

S

Sección controlada por compresión (“Compression-controlled section”): Sección transversal en la cual la deformación neta por tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal es menor o igual que el límite de deformación controlada por compresión.

Sección controlada por tracción (“Tension-controlled section”): Sección transversal en la cual la deformación neta por tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal es mayor o igual que **0,005**.

T

Taco de anclaje (“Anchorage blister”): Área que sobresale del ala, del alma o de la unión ala-alma donde se incorporan accesorios para el anclaje de los cables.

Tensión de fluencia (“Yield strength”): Tensión correspondiente al límite de fluencia del acero de la armadura. La tensión de fluencia se debe determinar mediante un ensayo a tracción.

Transferencia (“Transfer”): Acción de transferir la tensión del acero de pretensado, desde los gatos o desde los bancos de tesado, a un elemento de hormigón. Operación de impartirle al hormigón la fuerza de un dispositivo de anclaje para pretensado.

V

Vaina de postesado (“Post-tensioning ducts”): Conducto liso o corrugado que se utiliza para contener a los cables o barras de postesado dentro del hormigón endurecido. Los requisitos para las vainas de postesado se especifican en el artículo 18.17. del Reglamento CIRSOC 201-05. Los siguientes tipos de vainas son de uso generalizado:

Vaina rígida (“Rigid duct”): Conducto sin costura cuya rigidez es suficiente para limitar la flecha de una longitud de **6 m** de conducto apoyado en sus extremos a no más de **25 mm**.

Vaina semirrígida (“Semirigid duct”): Vaina de metal o plástico corrugado suficientemente rígida como para no poder ser arrollada en bobinas convencionales para su transporte sin resultar dañada.

Vaina flexible (“Flexible duct”): Vaina que se puede arrollar en bobinas de **1,20 m** de diámetro sin que resulte dañada.

Viga prefabricada empalmada (“Spliced precast girder”): Tipo de superestructura que consiste en elementos tipo viga de hormigón prefabricado unidos longitudinalmente, habitualmente mediante postesado. Generalmente, la sección transversal del puente es una estructura convencional formada por múltiples vigas prefabricadas. A los fines de este Reglamento, este tipo de construcción no se considera una construcción por segmentos o dovelas. (Ver el artículo 5.14.1.3.)

Z

Zona de anclaje (“Anchorage zone”): Parte de la estructura en la cual la fuerza de pretensado se transmite del dispositivo de anclaje a la zona local del hormigón, para luego distribuirse más ampliamente hacia la zona general de la estructura.

Zona de tracción precomprimida (“Precompressed tensile zone”): Cualquier región de un elemento pretensado en la cual el pretensado genera tensiones de compresión y las solicitaciones de servicio generan tensiones de tracción.

Zona general (“General zone”): Región adyacente a un anclaje de postesado dentro de la cual se distribuye la fuerza de pretensado, generando una distribución de tensiones esencialmente lineal en la sección transversal del elemento.

Zona local (“Local zone”): Volumen de hormigón que rodea a un dispositivo de anclaje y está inmediatamente delante del mismo; esta zona está sujeta a elevadas tensiones de compresión.

Zuncho en espiral (“Spiral”): A los fines de este Reglamento se lo define como la armadura transversal continua en forma de hélice cilíndrica.

5.3. SIMBOLOGÍA

El número que aparece entre paréntesis al final de cada definición de un símbolo corresponde al artículo donde el símbolo es utilizado por primera vez.

- A** máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es similar al área cargada y concéntrica con la misma y que no se superpone con áreas similares para dispositivos de anclaje adyacentes, en m^2 . Para construcción por dovelas: es el peso estático de la dovela prefabricada manipulada, en kN (5.10.9.7.2), (5.14.2.3.2).
- A_b** área de una barra individual; área de apoyo efectiva; área neta de una placa de apoyo, en m^2 (5.10.9.6.2), (5.10.9.7.2).
- A_c** área del núcleo confinado, de un elemento comprimido, con armadura de zunchos en espiral medido desde el diámetro exterior del zuncho, en m^2 (5.7.4.6), (C 5.14.1.4.3).
- A_{cb}** área de la sección transversal que continúa dentro de las prolongaciones de los lados de la placa o taco de anclaje, es decir, el área del taco o nervio no se deberá tomar como parte de la sección transversal, en m^2 (5.10.9.3.4b).
- A_{cp}** área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera, en m^2 (5.8.2.1), (5.8.6.3).
- A_{cs}** área de la sección transversal de una biela de hormigón de un modelo de bielas y tirantes, en m^2 (5.6.3.3.1).
- A_{cv}** área de la sección de hormigón que resiste transferencia de corte, en m^2 (5.8.4.1).
- A_d** área de hormigón del tablero, en m^2 (5.9.5.4.3d).
- A_q** área bruta de una sección; área bruta de una placa de apoyo, en m^2 (5.5.4.2.1), (5.10.9.7.2).
- A_h** área de armadura de corte paralela a la armadura de tracción por flexión, en m^2 (5.13.2.4.1).
- A_{hr}** área de una rama de una armadura de suspensión en resaltos horizontales tipo viga y vigas **T** invertidas, en m^2 (5.13.2.5.5).

A_I	para construcción por dovelas: respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de una dovela prefabricada, en kN (5.14.2.3.2).
A_e	área de armadura longitudinal de tracción en el alma exterior de una viga cajón, en m ² (5.8.3.6.3).
A_n	área de armadura en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción N_{uc} , en m ² (5.13.2.4.2).
A_o	área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera, en m ² (5.8.2.1).
A_{oh}	área encerrada por el eje de la armadura transversal de torsión cerrada exterior, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiere, en m ² (5.8.2.1).
A_{ps}	área de acero de pretensado, en m ² (5.5.4.2.1), (5.7.4.4).
A_{psb}	área de acero de pretensado adherente, en m ² (5.7.3.1.3b).
A_{psu}	área de acero de pretensado no adherente, en m ² (5.7.3.1.3b).
A_s	área de armadura de tracción no pretensada; área total de armadura longitudinal del tablero, en m ² (5.5.4.2.1), (C 5.14.1.4.3).
A'_s	área de armadura de compresión, en m ² (5.7.3.1.1).
A_{sh}	área de la sección transversal de los estribos de una columna, en m ² (5.10.11.4.1.4).
A_{sk}	área de armadura superficial por unidad de altura en una cara lateral, en m ² (5.7.3.4).
A_{sp}	área de la armadura transversal o de los zunchos en espiral, en m ² (5.11.5.2.1).
A_{sp1}	área de la sección transversal de un cable en el grupo mayor, en m ² (C 5.9.5.2.3b).
A_{sp2}	área de la sección transversal de un cable en el grupo menor, en m ² (C 5.9.5.2.3b).
A_{ss}	área de armadura en una biela de un modelo de bielas y tirantes, en m ² (5.6.3.3.4).
A_{st}	área total de armadura longitudinal no pretensada, en m ² (5.6.3.4.1).
A_{s-BW}	área de acero en el ancho de banda de la zapata, en m ² (5.13.3.5).
A_{s-SD}	área total de acero en la dirección corta de una zapata, en m ² (5.13.3.5).
A_t	área de una rama de armadura transversal de torsión cerrada, en m ² (5.8.3.6.2).
A_{tr}	área de losa de hormigón del tablero con armadura longitudinal de tablero transformada, en m ² (C 5.14.1.4.3).

A_v	área de armadura transversal en una distancia s , en m^2 (5.8.2.5).
A_{vf}	área de armadura de corte por fricción, en m^2 ; área de armadura para corte en la interfaz entre los hormigones de la losa y la viga, en m^2/m ; área total de armadura, incluyendo la armadura de flexión, en m^2 (5.8.4.1), (5.10.11.4.4).
A_w	área de un alambre individual que se ha de anclar o empalmar, en m^2 (5.11.2.5.1).
A_1	área cargada, en m^2 (5.7.5).
A_2	área de la base inferior del mayor tronco de pirámide, cono o cuña totalmente contenido dentro del apoyo y que tiene como base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical en 2 horizontal , en m^2 (5.7.5).
a	altura del diagrama rectangular de tensiones equivalente; ancho de la placa de anclaje; dimensión lateral del dispositivo de anclaje medida de forma paralela a la mayor dimensión de la sección transversal, en m (5.7.2.2), (5.10.9.3.6), (5.10.9.6.1).
a_{eff}	dimensión lateral de la superficie de apoyo efectiva medida de forma paralela a la mayor dimensión de la sección transversal, en m (5.10.9.6.2).
a_f	distancia entre una carga concentrada y la armadura paralela a la carga, en m (5.13.2.5.1).
a_v	tramo de corte: distancia entre una carga concentrada y la cara del apoyo, en m (5.13.2.4.1).
b	para secciones rectangulares, ancho de la cara comprimida del elemento; para la sección de un ala solicitada a compresión, ancho efectivo del ala como se especifica en el artículo 4.6.2.6; menor ancho de la sección del elemento; dimensión lateral del dispositivo de anclaje medida de forma paralela a la menor dimensión de la sección transversal, en m (5.7.3), (5.10.8), (5.10.9.6.2).
b_e	ancho efectivo del recorrido del flujo de corte, en m (5.8.6.3).
b_{eff}	dimensión lateral de la superficie de apoyo efectiva medida de forma paralela a la menor dimensión de la sección transversal, en m (5.10.9.6.2).
b_o	perímetro de la sección para losas y zapatas, en m (5.13.3.6.1).
b_v	ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas; ancho de la interfaz, en m (5.8.2.9), (5.8.4.1).
b_w	ancho del alma del elemento; ancho de alma o diámetro de una sección circular, en m (5.6.3.6), (5.7.3.1.1).
CEQ	para construcción por dovelas: equipo de construcción especializado, en kN (5.14.2.3.2).
CLE	para construcción por dovelas: carga longitudinal correspondiente a los equipos de construcción, en kN (5.14.2.3.2).

CLL	para construcción por dovelas: sobrecarga constructiva distribuida, en kN/m^2 (5.14.2.3.2).
CR	pérdida de tensión de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón, en MPa (5.14.2.3.2).
c	distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro, en m; coeficiente de cohesión, en MPa; recubrimiento de hormigón requerido sobre el acero de las armaduras, en m; separación entre el eje del apoyo y el extremo de la viga, en m (5.5.4.2.1), (5.7.2.2), (5.8.4.1), (C 5.10.9.7.1), (5.13.2.5.2).
D	diámetro externo de un elemento circular, en m (C 5.8.2.9).
DC	peso de la estructura soportada, en kN (5.14.2.3.2).
DIFF	para construcción por dovelas: carga diferencial, en kN (5.14.2.3.2).
D_r	diámetro del círculo que atraviesa los centros de la armadura longitudinal, en m (C 5.8.2.9).
DW	carga permanente sobrepuesta, en kN o kN/m (5.14.2.3.2).
d	distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción, en m (5.7.3.4).
d_b	diámetro nominal de una barra o alambre de armadura o de un cordón de pretensado, en m (5.10.2.1).
d_{burst}	distancia entre el dispositivo de anclaje y el baricentro de la fuerza de desgarramiento por tracción T_{burst} , en m (5.10.9.3.2).
d_c	espesor del recubrimiento de hormigón medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma; mínimo recubrimiento de hormigón sobre la vaina del cable, más la mitad del diámetro de la vaina, en m (5.7.3.4) (5.10.4.3.1).
d_{duct}	diámetro exterior de la vaina de postensado, en m (5.10.4.3.1).
d_e	altura efectiva desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura de tracción, en m (5.8.2.9).
d_{eff}	un medio de la longitud efectiva del plano de falla a corte y tracción para un elemento curvo, en m (5.10.4.3.1).
d_f	distancia desde la parte superior del resalto horizontal hasta la armadura de compresión, en m (5.13.2.5.5).
d_e	distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro del elemento de acero más traccionado, en m (5.7.3.4).
d_p	distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los cables de pretensado, en m (5.7.3.1.1).

d_s	distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada, en m (5.7.3.2.2).
d'_s	distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión, en m (5.7.3.2.2).
d_t	distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura más traccionada, en m (5.5.4.2.1).
d_v	altura efectiva de corte, en m (5.8.2.9).
E_b	módulo de elasticidad del material de la placa de apoyo, en MPa (5.10.9.7.2).
E_c	módulo de elasticidad del hormigón, en MPa (5.4.2.4).
E_{cd}	módulo de elasticidad del hormigón del tablero, en MPa (5.9.5.4.3d).
$E_{c\ deck}$	módulo de elasticidad del hormigón del tablero, en MPa (C 5.14.1.4.3).
E_{ci}	módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia, en MPa (C 5.9.5.2.3a).
E_{ct}	módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia o en el momento de aplicación de la carga, en MPa (5.9.5.2.3a).
E_{eff}	módulo de elasticidad efectivo, en MPa (C 5.14.2.3.6).
EI	rigidez flexional, en kNm^2 (5.7.4.3).
E_p	módulo de elasticidad de los cables de pretensado, en MPa (5.4.4.2), (5.7.4.4).
E_s	módulo de elasticidad de las barras de armadura, en MPa (5.4.3.3).
e	base de los logaritmos neperianos; excentricidad del dispositivo o grupo de dispositivos de anclaje con respecto al baricentro de la sección transversal, siempre positiva, en m; mínima distancia al borde para los dispositivos de anclaje según las especificaciones del proveedor, en m (5.9.2), (5.10.9.6.3), (C 5.10.9.7.1).
e_d	excentricidad del tablero con respecto a la sección compuesta transformada, siempre negativa en las construcciones comunes, en m (5.9.5.4.3d).
e_m	excentricidad promedio en la mitad del tramo, en m (C 5.9.5.2.3a).
e_{pc}	excentricidad de los cordones con respecto al baricentro de la sección compuesta, en m (5.9.5.4.3a).
e_{pg}	excentricidad de los cordones con respecto al baricentro de la viga, en m (5.9.5.4.2a).
F	solicitación calculada usando el módulo de elasticidad instantáneo correspondiente al momento de aplicación de la carga, en kN (5.9.2).
F'	resultante de fuerza reducida que toma en cuenta la fluencia lenta en función del

tiempo correspondiente al ϕ utilizado, en kN (5.9.2).

F_{ε}	factor de reducción (5.8.3.4.2)
F_{u-in}	fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud de cable, en kN/m (5.10.4.3.1).
F_{u-out}	fuerza de desviación fuera del plano por unidad de longitud de cable, en kN/m (5.10.4.3.2).
f_b	tensión en la placa de anclaje en una sección tomada en el borde del orificio u orificios en forma de cuña, en MPa (5.10.9.7.2).
f'_c	resistencia a la compresión especificada del hormigón a utilizar en el diseño, en MPa (5.4.2.1).
f_{ca}	tensión de compresión en el hormigón delante de los dispositivos de anclaje, en MPa (5.10.9.6.2).
f_{cb}	tensión de compresión debida a la carga permanente no mayorada en la región detrás del anclaje, en MPa (5.10.9.3.4b).
f_{cgp}	tensión del hormigón en el centro de gravedad de los cables de pretensado, provocada por la fuerza de pretensado ya sea en el momento de la transferencia o del tesado y el peso propio del elemento en las secciones de momento máximo, en MPa (5.9.5.2.3a).
f'_{ci}	resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de la carga inicial o pretensado; resistencia nominal a la compresión del hormigón en el momento de aplicar fuerza a los cables, en MPa (5.4.2.3.2), (5.10.9.7.2).
f_{cpe}	tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en MPa (5.7.3.3.2).
f_{cr}	tensión de fisuración de diseño por flexión de una viga hipotética de hormigón sin armar, que consta de un recubrimiento de hormigón sobre la cara interior de un grupo de vainas de postensado con curvatura horizontal, en MPa (5.10.4.3.1).
f_{ct}	resistencia media a la tracción por compresión diametral del hormigón de agregados livianos, en MPa (5.8.2.2).
f_{cu}	tensión de compresión límite del hormigón para el diseño mediante modelos de bielas y tirantes, en MPa (5.6.3.3.1).
f_{min}	nivel de tensión mínimo algebraico, en MPa (5.5.3.2).
f_n	tensión de apoyo nominal del hormigón, en MPa (5.10.9.7.2).
f_{pbt}	tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia, en MPa (C 5.9.5.2.3a).

f_{pc}	tensión de compresión en el hormigón una vez que han ocurrido todas las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste la sobrecarga o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala; en una sección compuesta, f_{pc} es la tensión de compresión resultante en el baricentro de la sección compuesta o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, provocada tanto por las tensiones de pretensado como por los momentos flectores que resiste el elemento prefabricado actuando por sí solo, en MPa (C 5.6.3.5).
f_{pe}	tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas, en MPa (5.6.3.4.1) (5.7.4.4).
f_{pj}	tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado, en MPa (5.9.3).
f_{po}	parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los cables de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria residual entre los cables de pretensado y el hormigón que los rodea, en MPa (5.8.3.4.2).
f_{ps}	tensión media en el acero de pretensado en el momento en el cual se requiere la resistencia nominal del elemento, en MPa (C 5.6.3.3.3).
f_{psi}	tensión en el cordón en el estado límite de servicio. Se deberá suponer que la sección está fisurada, en MPa (C 5.14.1.4.9).
f_{pt}	tensión en el acero de pretensado inmediatamente después de la transferencia, en MPa (5.9.3).
f_{pu}	resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado, en MPa (5.4.4.1).
f_{pul}	tensión en el cordón en el estado límite de resistencia, en MPa (C 5.14.1.4.9).
f_{px}	tensión de diseño en el cordón de pretensado para la resistencia nominal a la flexión en la sección del elemento considerada, en MPa (C 5.11.4.2).
f_{py}	tensión de fluencia del acero de pretensado, en MPa (5.4.4.1).
f_r	módulo de rotura del hormigón, en MPa (5.4.2.6).
f_s	tensión en la armadura de tracción no pretensada para la resistencia nominal a la flexión (5.7.3.1), (5.7.3.2).
f'_s	tensión en la armadura de compresión no pretensada para la resistencia nominal a la flexión, en MPa (5.7.3.1), (5.7.3.2).
f_{ss}	tensión de tracción en la armadura no pretensada en el estado límite de servicio, en MPa (5.7.3.4).
f_{ue}	resistencia mínima especificada de tracción de la armadura longitudinal de la columna, 500 MPa para ADN 420 , en MPa (5.11.5.2.1).
f_y	tensión de fluencia mínima especificada de las barras de armadura; ≤ 420 MPa , en MPa (5.5.4.2.1), (5.10.8).

f_y	tensión de fluencia mínima especificada de la armadura de compresión, en MPa (5.7.3.1.1).
f_{yh}	tensión de fluencia especificada de la armadura transversal, en MPa (5.7.4.6).
f_{ytr}	tensión de fluencia mínima especificada de la armadura transversal de la pila, en MPa (5.11.5.2.1).
H	promedio de la humedad relativa ambiente media anual, en % (5.4.2.3.2).
h	espesor, profundidad o altura total de un elemento; menor altura de la sección de un componente; dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada, en m (5.7.3.4), (5.10.8), (5.10.9.6.3).
h_c	dimensión del núcleo de una columna con estribos cerrados en la dirección considerada, en m (5.10.11.4.1.4).
h_c	longitud libre del alma de puentes viga tipo cajón de hormigón, entre las losas superiores e inferiores, medida a lo largo del eje de las almas, en m (C 5.10.4.3.1).
h_{ds}	altura de un grupo vertical de vainas, en m (C 5.10.4.3.1).
h_f	altura del ala comprimida, en m (5.7.3.1.1).
h_1	mayor dimensión lateral del elemento, en m (C 5.10.9.3.2).
h_2	menor dimensión lateral del elemento, en m (C 5.10.9.3.2).
I_c	momento de inercia de la sección calculado usando las propiedades de la sección neta de hormigón de la viga y el tablero y la relación modular tablero/viga en servicio, en m ⁴ (5.9.5.4.3a).
I_{cr}	momento de inercia de la sección fisurada, transformada a hormigón, en m ⁴ (5.7.3.6.2).
IE	carga dinámica de los equipos para construcción por dovelas, en kN (5.14.2.3.2).
I_e	momento de inercia efectivo, en m ⁴ (5.7.3.6.2).
I_g	momento de inercia del área bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico, despreciando la armadura, en m ⁴ (5.7.3.6.2).
I_s	momento de inercia de la armadura respecto del baricentro de la columna, en m ⁴ (5.7.4.3).
K	factor de longitud efectiva para elementos comprimidos; variable de tensión usada para calcular el momento de fisuración por torsión; coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por m de cable), (5.7.4.1), (5.8.6.3), (5.9.5.2.2b).
K_{df}	coeficiente de la sección transformada que toma en cuenta la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y el acero adherente en la sección considerada para el período de tiempo entre la colocación del tablero y el tiempo

final (5.9.5.4.3a).

K_{id}	coeficiente de la sección transformada que toma en cuenta la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y el acero adherente en la sección considerada para el período de tiempo entre la transferencia y la colocación del tablero (5.9.5.4.2a).
K_L	factor que considera el tipo de acero; a menos que haya datos más precisos disponibles del fabricante, para los cordones de baja relajación K_L se toma igual a 30 , mientras que para otros aceros de pretensado K_L se toma igual a 7 (5.9.5.4.2c).
K'_L	factor que considera el tipo de acero (C 5.9.5.4.2c).
K'_f	factor de corrección que depende del origen de los agregados (5.4.2.4).
k	factor que representa la relación entre la cuantía de armadura a tracción de la columna y la armadura total de la columna, para la resistencia nominal (5.11.5.2.1).
k_c	factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie (C 5.4.2.3.2).
k_f	factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón (5.4.2.3.2).
k_{hc}	factor de humedad para la fluencia lenta (5.4.2.3.2).
k_{hs}	factor de humedad para la contracción (5.4.2.3.2).
k_s	factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie (C 5.4.2.3.2).
k_{td}	factor de desarrollo en el tiempo (5.4.2.3.2).
k_{vs}	factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie del componente (5.4.2.3.2).
L	longitud de tramo; longitud de la placa de apoyo, en m (5.7.3.1.2), (5.13.2.5.4).
ℓ_a	longitud embebida adicional en un apoyo o punto de inflexión, en m (C 5.11.1.2.2).
ℓ_c	extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local, no mayor que el mayor valor entre 1,15a_{eff} o 1,15b_{eff} ; longitud de los empalmes de compresión por yuxtaposición, en m (5.10.9.6.2), (5.11.5.5.1).
ℓ_d	longitud de anclaje, en m (5.11.1.2.1).
ℓ_{db}	longitud básica de anclaje para armadura recta a la cual se aplican los factores de modificación para determinar ℓ_d , en m (5.11.2.1.1).
ℓ_{dh}	longitud de anclaje de un gancho normal traccionado medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior del gancho, en m (5.11.2.4.1).
ℓ_{dsh}	longitud total del cordón extendido, en m (C 5.14.1.4.9).

ℓ_e	longitud efectiva del cable; longitud embebida más allá del gancho de estribo normal, en m (5.7.3.1.2), (5.11.2.6.2).
ℓ_{hb}	longitud básica de anclaje de un gancho normal traccionado, en m (5.11.2.4.1).
ℓ_{hd}	longitud de anclaje para malla de alambre conformado, en m (5.11.2.5.1).
ℓ_i	longitud de cable entre anclajes, en m (5.7.3.1.2).
ℓ_{px}	distancia desde el extremo libre del cordón de pretensado hasta la sección del elemento considerada, en m (C 5.11.4.2).
ℓ_s	longitud de empalme por yuxtaposición a tracción Clase C de la armadura longitudinal de la columna, en m (5.11.5.2.1).
ℓ_u	longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido, en m (5.7.4.1).
M_a	máximo momento en un elemento en el estado para el cual se calcula la deformación, en kNm (5.7.3.6.2).
M_c	momento amplificado que se utiliza para dimensionar elementos esbeltos comprimidos, en kNm (5.7.4.3).
M_{cr}	momento de fisuración, en kNm (5.7.3.3.2), (5.7.3.6.2).
M_{dnc}	momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta, en kNm (5.7.3.3.2).
M_{end}	momento en los extremos de una viga hipotética de hormigón sin armar, que consta de recubrimiento de hormigón sobre la cara interior de un paquete de cables postensados curvados horizontalmente, en kNm (5.10.4.3.1).
M_g	momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento, en kNm (C 5.9.5.2.3a).
M_{mid}	momento en la mitad del tramo de una viga hipotética de hormigón sin armar, que consta de recubrimiento de hormigón sobre la cara interior de un paquete de cables postensados curvados horizontalmente, en kNm (5.10.4.3.1).
M_n	resistencia nominal a la flexión, en kNm (5.7.3.2.1).
M_r	resistencia a la flexión minorada de una sección flexionada, en kNm (5.7.3.2.1).
M_{rx}	resistencia a la flexión uniaxial minorada de una sección en la dirección del eje x , en kNm (5.7.4.5).
M_{ry}	resistencia a la flexión uniaxial minorada de una sección en la dirección del eje y , en kNm (5.7.4.5).
M_u	momento mayorado en la sección, en kNm (C 5.6.3.1).
M_{ux}	componente del momento debido a la carga mayorada en la dirección del eje x , en kNm (5.7.4.5).

M_{uy}	componente del momento debido a la carga mayorada en la dirección del eje y , en kNm (5.7.4.5).
M_1	menor momento de extremo en el estado límite de resistencia debido a la carga mayorada actuando sobre un elemento comprimido; es positivo si el elemento se flexiona con una única curvatura y negativo si se flexiona en doble curvatura, en kNm (5.7.4.3).
M_2	mayor momento de extremo en el estado límite de resistencia debido a la carga mayorada actuando sobre un elemento comprimido; es siempre positivo, en kNm (5.7.4.3).
m	factor de modificación (5.7.5).
N	número de ciclos del rango de tensión; número de cables de pretensados idénticos (5.5.3.4), (5.9.5.2.3b).
N_R	resistencia minorada a la tracción de un par transversal de barras de armadura, en kNm (5.13.2.3).
N_s	número de apoyos articulados que cruza el cable entre anclajes o entre puntos adheridos en forma discreta (5.7.3.1.2).
N_u	fuerza axial mayorada aplicada; la tracción se considera positiva, en kNm (5.8.3.4.2).
N_{uc}	fuerza axial mayorada normal a la sección transversal que ocurre simultáneamente con V_u ; se considera positiva para tracción y negativa para compresión; incluye los efectos de la fluencia lenta y la contracción, en kNm (5.13.2.4.1).
N_1	número de cables en el grupo mayor (C 5.9.5.2.3b).
N_2	número de cables en el grupo menor (C 5.9.5.2.3b).
n	relación de módulos = E_s/E_c o E_p/E_c ; número de anclajes en una fila; proyección de la placa de base más allá del orificio o placa en forma de cuña, según corresponda, en m; relación de módulos entre el hormigón del tablero y la armadura (5.7.1), (5.10.9.6.2), (5.10.9.7.2), (C 5.14.1.4.3).
P_c	fuerza de compresión permanente neta, en kNm (5.8.4.1).
P_n	resistencia axial nominal de una sección; resistencia axial nominal de una biela o tirante; resistencia de apoyo nominal, en kNm (5.5.4.2.1) (5.6.3.2) (5.7.5).
P_o	resistencia axial nominal de una sección para excentricidad nula, en kNm (5.7.4.5).
P_r	resistencia axial minorada de una biela o tirante; resistencia minorada del apoyo de los anclajes; resistencia al desgarramiento por tracción minorada de la zona de anclaje de pretensado provista por la armadura transversal, en kNm (5.6.3.2) (5.10.9.7.2) (5.10.10.1).
P_{rx}	resistencia axial minorada correspondiente a M_{rx} , en kNm (5.7.4.5),.

P_{rxy}	resistencia axial minorada con carga biaxial, en kNm (5.7.4.5).
P_{ry}	resistencia axial minorada correspondiente a M_{ry} , en kNm (5.7.4.5).
P_s	máxima fuerza de tesado no mayorada en el anclaje, en kNm (5.10.9.3.4b).
P_u	solicitación axial mayorada o fuerza mayorada en el cable; carga mayorada del cable en un anclaje individual, en kNm (5.7.4.3), (5.10.9.3.6).
p_c	longitud del perímetro exterior de la sección de hormigón, en m (5.8.2.1), (5.8.6.3).
p_h	perímetro del eje de la armadura transversal de torsión cerrada; perímetro del polígono definido por los baricentros de las cuerdas longitudinales del reticulado espacial que resiste torsión, en m (5.8.3.6.2), (5.8.6.4).
Q	solicitación en las unidades relacionadas (5.14.2.3.4).
R	radio de curvatura del cable en la ubicación considerada, en m (5.10.4.3.1).
r	radio de giro de la sección transversal bruta, en m (5.7.4.1).
r/h	relación entre el radio de base y la altura de las deformaciones transversales (5.5.3.2).
S	separación entre los centros de los apoyos a lo largo de un resalto horizontal tipo viga, en m (5.13.2.5.2).
S_c	módulo resistente para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m ³ (5.7.3.3.2).
SH	contracción (5.14.2.3.2).
S_{nc}	módulo resistente para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m ³ (5.7.3.3.2).
S_{tr}	separación de la armadura transversal de la pila, en m (5.11.5.2.1).
s	separación media de la armadura no pretensada en la capa más próxima a la cara traccionada; separación de las barras de armadura; separación de las filas de estribos; separación de los anclajes; separación entre los centros de los anclajes; separación de las barras de armadura de suspensión, en m (5.7.3.4), (5.8.2.5), (5.8.4.1), (5.10.9.3.6), (5.10.9.6.2), (5.13.2.5.5).
$s_{máx}$	máxima separación permitida de la armadura transversal, en m (5.8.2.7).
s_w	separación de los alambres que se han de anclar o empalmar, en m (5.11.2.5.1), .
s_x	parámetro de separación de las fisuras, en m (C 5.8.3.4.2).
s_{xe}	valor equivalente de s_x que toma en cuenta la influencia del tamaño de agregado, en m (5.8.3.4.2).

T_{burst}	fuerza de tracción en la zona de anclaje que actúa delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del cable (5.10.9.6.3), en kN.
T_{cr}	resistencia a la fisuración por torsión, en kNm (5.8.2.1).
T_{ia}	fuerza de tracción en las barras de fijación en el anclaje intermedio, en kN (5.10.9.3.4b).
T_n	resistencia nominal a la torsión, en kNm (5.8.2.1).
T_r	resistencia minorada a la torsión provista por un flujo de corte circulatorio, en kNm (5.8.2.1).
T_u	momento torsor mayorado, en kNm (C 5.6.3.1).
T_1	fuerza de tracción en los bordes, en kN (5.10.9.3.6).
T_2	fuerza de desgarramiento por tracción, en kN (5.10.9.3.6).
t	tiempo, en días; espesor de pared, en m; espesor de una sección, en m; espesor medio de una placa de apoyo, en m (5.4.2.3.2), (5.7.4.7.1), (5.10.9.6.2), (5.10.9.7.2).
t_d	edad al colocar el tablero, en días (5.9.5.4.2b).
t_f	edad final, en días (5.9.5.4.2a).
t_i	edad del hormigón al aplicar inicialmente la carga, en días (5.4.2.3.2).
U	para construcción por dovelas: desequilibrio de las dovelas, en kN (5.14.2.3.2).
V_c	resistencia nominal al corte proporcionada por las tensiones de tracción en el hormigón, en kN (5.8.2.4).
V_n	resistencia nominal al corte de la sección considerada, en kN (5.8.2.1).
V_p	componente de la fuerza efectiva de pretensado en la dirección del corte aplicado; es positiva si se opone al corte aplicado, en kN (C 5.8.2.3).
V_r	resistencia minorada al corte, en kN (5.8.2.1).
V/S	relación volumen-superficie (5.4.2.3.2).
V_s	resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte, en kN (5.8.3.3).
V_u	resistencia minorada al corte en la sección, en kN (C 5.6.3.1).
v_u	tensión de corte mayorado promedio en el hormigón, en MPa (5.8.2.7), (5.8.2.9).
W	ancho de la placa de apoyo medida sobre la longitud de una ménsula, cartela o resalto horizontal tipo viga, en m (C 5.13.2.5.1).
W/C	relación agua-cemento (5.12.3).

WE	para construcción por dovelas: carga de viento horizontal sobre los equipos, en kN (5.14.2.3.2).
WUP	para construcción por dovelas: fuerza de levantamiento del viento sobre un voladizo, en kN/m ² (5.14.2.3.2).
w_c	la densidad (peso unitario) del hormigón, especificado en kg/m ³ (5.4.2.4).
X_u	longitud libre de la porción de pared de espesor constante entre otras paredes o entre chaflanes entre paredes, en m (5.7.4.7.1).
x	longitud de un cable de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado, en m (5.9.5.2.2b).
y_t	distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada, en m (5.7.3.6.2).
α	ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal, en grados; variación angular total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado, en radianes; ángulo de inclinación de la fuerza en un cable respecto del eje del elemento, en grados (5.8.3.3), (5.9.5.2.2b), (5.10.9.6.3).
α_h	variación angular horizontal total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado, en radianes, (5.9.5.2.2b).
α_s	ángulo entre una biela comprimida y un tirante traccionado adyacente, en grados (5.6.3.3.3).
α_v	variación angular vertical total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado, en radianes (5.9.5.2.2b).
β	factor que relaciona el efecto de la deformación longitudinal con la capacidad de corte del hormigón, según lo indica la capacidad de transmitir tracción que posee el hormigón fisurado diagonalmente; relación entre el lado largo y el lado corto de una zapata (5.8.3.3), (5.13.3.5).
β_b	relación entre el área de la armadura cortada y el área total de armadura de tracción en la sección (5.11.1.2.1).
β_c	relación entre el lado largo y el lado corto del área donde actúa una carga concentrada o reacción (5.13.3.6.3).
β_d	relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorada y el máximo momento debido a la carga total mayorada; siempre es positivo (5.7.4.3).
β_1	relación entre la altura de la zona comprimida equivalente solicitada uniformemente supuesta en el estado límite de resistencia y la altura de la zona comprimida real (5.7.2.2).
β_s	relación entre la deformación por flexión en la cara extrema traccionada y la deformación en el baricentro de la capa de armadura más próxima a la cara traccionada (5.7.3.4).

γ	factor de carga.
γ_e	factor que toma en cuenta la condición de exposición para el control de la fisuración (5.7.3.4).
Δ_f	rango de tensión debido al paso de la carga de fatiga, en MPa (5.9.5.4.3).
$(\Delta F)_{TH}$	umbral de fatiga de amplitud constante, en MPa (5.5.3.1).
Δf_{cd}	variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debida a las pérdidas a largo plazo entre el momento de la transferencia y la colocación del tablero, en combinación con el peso del tablero y las cargas superpuestas, en MPa (5.9.5.4.3b).
Δf_{cdf}	variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debida a la contracción del hormigón del tablero, en MPa (5.9.5.4.3d).
Δf_{cdp}	variación de la tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a todas las cargas permanentes, a excepción de la carga permanente que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado, en MPa (5.9.5.4.3).
Δf_{pA}	pérdida en el acero de pretensado debida al acuanamiento de los anclajes, en MPa (5.9.5.1).
Δf_{pCD}	pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón de la viga entre la colocación del tablero y el tiempo final, en MPa (5.9.5.4.1).
Δf_{pCR}	pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón de la viga entre el momento de la transferencia y la colocación del tablero, en MPa (5.9.5.4.1).
Δf_{pES}	pérdida en el acero de pretensado debida al acortamiento elástico, en MPa (5.9.5.1).
Δf_{pF}	pérdida en el acero de pretensado debida a la fricción, en MPa (5.9.5.1).
Δf_{pR1}	pérdida de pretensado debida a la relajación de los cordones de acero entre el momento de la transferencia y la colocación del tablero, en MPa (5.9.5.4.1).
Δf_{pR2}	pérdida de pretensado debida a la relajación de los cordones de acero en la sección compuesta entre la colocación del tablero y el tiempo final, en MPa (5.9.5.4.1).
Δf_{pSD}	pérdida de pretensado debida a la contracción del hormigón de la viga entre la colocación del tablero y el tiempo final, en MPa (5.9.5.4.1).
Δf_{pSR}	pérdida de pretensado debida a la contracción del hormigón de la viga entre la transferencia y la colocación del tablero, en MPa (5.9.5.4.1).
Δf_{pSS}	pérdida de pretensado debida a la contracción de la sección compuesta del tablero, en MPa (5.9.5.4.1).
Δf_{pT}	pérdida total de la tensión de pretensado, en MPa (5.9.5.1).

ε_{bdf}	deformación específica por contracción del hormigón de la viga entre la colocación del tablero y el tiempo final, en m/m (5.9.5.4.3a).
ε_{bid}	deformación específica por contracción del hormigón de la viga entre la transferencia y la colocación del tablero, en m/m (5.9.5.4.2a).
ε_{cu}	deformación específica de falla del hormigón en compresión, en m/m (5.7.3.1.2), (5.7.4.4).
ε_{ddf}	deformación específica por contracción del hormigón del tablero entre la colocación y el tiempo final, en m/m (5.9.5.4.3d).
$\varepsilon_{effective}$	deformación específica por contracción efectiva del hormigón, en m/m (C 5.14.1.4.3).
ε_s	deformación específica por tracción en el hormigón fisurado en la dirección del tirante traccionado; deformación específica por tracción neta en la sección, en el baricentro de la armadura de tracción, en m/m (5.6.3.3.3), (5.8.3.4.2).
ε_{sh}	deformación específica por contracción del hormigón en un instante dado; deformación específica por tracción neta en la sección, en el baricentro de la armadura de tracción, en m/m (5.4.2.3.3), (C 5.14.1.4.3).
ε_t	deformación específica neta por tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal (C 5.5.4.2.1).
ε_1	deformación específica principal por tracción en el hormigón fisurado debida a las cargas mayoradas, en m/m (5.6.3.3.3).
θ	ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal, en grados (5.8.3.3).
θ_s	ángulo entre una biela comprimida y el eje longitudinal del elemento en un modelo de viga reticulada en grados (5.6.3.3.2).
κ	factor de corrección para anclajes poco separados; multiplicador para la longitud de anclaje de los cordones (5.10.9.6.2), (5.11.4.2).
λ	parámetro utilizado para determinar el coeficiente de fricción μ (5.8.4.2).
λ_w	relación de esbeltez de las paredes para columnas huecas (5.7.4.7.1).
μ	coeficiente de fricción (5.8.4.1).
ρ_h	relación entre el área de armadura de corte horizontal y el área bruta de hormigón de una sección vertical (5.10.11.4.2).
ρ_{min}	mínima relación entre la armadura de tracción y el área efectiva de hormigón (5.7.3.3.2).
ρ_s	relación entre el volumen de armadura del zuncho en espiral y el volumen total del núcleo de la columna confinado por el zuncho en espiral (5.7.4.6).

- ρ_v relación entre el área de la armadura de corte vertical y el área bruta de hormigón de una sección horizontal (5.10.11.4.2).
- ϕ factor de resistencia (5.5.4.2.1).
- ϕ_{cont} factor de continuidad del alma de la viga para evaluar la flexión regional (5.10.4.3.1).
- ϕ_w factor de reducción para columnas huecas (5.7.4.7.2).
- $\psi(t, t_i)$ coeficiente de fluencia lenta – relación entre la deformación específica por fluencia lenta que existe t días después de hormigonar y la deformación específica elástica provocada al aplicar la carga p_i cuando han transcurrido t_i días después de hormigonar (5.4.2.3.2).
- $\psi_b(t_d, t_i)$ coeficiente de fluencia lenta de la viga en el momento de colocar el tablero debido a las cargas introducidas en la transferencia (5.9.5.4.2b).
- $\psi_b(t_f, t_d)$ coeficiente de fluencia lenta de la viga en el tiempo final debido a las cargas introducidas al colocar el tablero; coeficiente de fluencia lenta del hormigón del tablero en el tiempo final debido a las cargas introducidas poco después de colocar el tablero (por ejemplo, sobrecapas, barreras, etc.) (5.9.5.4.3b), (5.9.5.4.3d).
- $\psi_b(t_f, t_i)$ coeficiente de fluencia lenta de la viga en el tiempo final debido a las cargas introducidas en la transferencia (5.9.5.4.2a).

5.4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

5.4.1. Requisitos generales

Los proyectos se deberán desarrollar en base a las **propiedades de los materiales especificados en este Reglamento**.

A tal fin y hasta tanto el CIRSOC no elabore un documento específico o las Autoridades de Aplicación, como la Dirección Nacional de Vialidad o las Direcciones Provinciales de las distintas Vialidades, no emitan un documento específico, se deberá aplicar lo establecido en los **Capítulos 3, 5 y 23 del Reglamento CIRSOC 201-2005**, en todo lo que sea de aplicación y no se oponga a lo requerido en este Reglamento CIRSOC 802.

En caso de que se deban utilizar materiales no cubiertos por el Reglamento CIRSOC 201-2005, ellos deberán satisfacer lo especificado por la Autoridad de Aplicación o por el Propietario del puente. Se recomienda consultar el documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Cuando se decida utilizar materiales no cubiertos por las especificaciones del párrafo anterior, antes de iniciar el diseño del puente se deberán establecer sus propiedades, incluyendo su variabilidad estadística. Las propiedades mínimas aceptables y procedimientos de ensayo para estos materiales se deberán especificar en el pliego de especificaciones técnicas.

La documentación técnica deberá definir los grados o propiedades de todos los materiales a utilizar.

5.4.2. Hormigón de peso normal y hormigón estructural liviano

5.4.2.1. Resistencia a la compresión

La **resistencia especificada o resistencia especificada a compresión o resistencia característica de rotura a compresión f'_c** es el valor de la resistencia a compresión que se adopta en el proyecto y se utiliza como base para los cálculos.

El pliego de especificaciones técnicas deberá indicar la resistencia a la compresión especificada, f'_c , y la clase de hormigón para cada elemento estructural. Deberá también indicar la edad a la que se deberá obtener dicha resistencia o edad de diseño.

Se deberán usar hormigones con resistencias de diseño comprendidas entre 20 y 70 MPa.

Se podrán utilizar resistencias mayores que **70 MPa** siempre que las especificaciones del proyecto lo permitan o siempre que se realicen ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades.

La resistencia a la compresión especificada para el **hormigón pretensado** y los **tableros** deberá ser igual o mayor que **30 MPa**.

Solo se deben utilizar **resistencias superiores a 35 MPa** si se verifica la disponibilidad en obra de los materiales necesarios para lograr estas resistencias.

Para los **hormigones estructurales livianos**, que en general se utilizan cuando el peso es un factor crítico, se deberá especificar en el pliego de especificaciones técnicas el peso unitario secado en aire, la resistencia y cualquier otra propiedad requerida para la aplicación.

Hasta tanto no esté disponible el Reglamento CIRSOC específico de Tecnología de los Materiales para Puentes se ha decidido adoptar la clasificación de los hormigones del documento base con el fin de facilitar el acceso a la bibliografía.

Dicha clasificación propone utilizar 5 clases de hormigones de la siguiente manera:

- Hormigón **Clase A:** generalmente se utilizará para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulte más adecuada, y específicamente se deberá utilizar para hormigón expuesto al agua de mar.
- Hormigón **Clase B:** se utilizará en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
- Hormigón **Clase C:** se utilizará en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de **0,10 m** de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.
- Hormigón **Clase P:** se utilizará cuando se requieran resistencias superiores a **30 MPa**. En el caso del hormigón pretensado se deberá considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a **19 mm**.

- Hormigón **Clase S**: se utilizará cuando el hormigón se deba colocar bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.

En todos los hormigones se deberán aplicar las resistencias mínimas y las razones agua-material cementicio máximas que resulten de lo especificado en el artículo 2.5.2.1.1.

El contenido de material cementicio, incluyendo al cemento y las adiciones minerales deberá ser igual o menor que **4,65 kN/m³**, excepto para el hormigón de la Clase **P (HPC)** para el cual el contenido de material cementicio será igual o menor que **5,80 kN/m³**.

En la **Tabla 5.4.2.1-1** se especifican las características de las mezclas de hormigón según su clase:

Tabla 5.4.2.1-1. Características de las mezclas de hormigón según su Clase

Clase de hormigón	Contenido mínimo de cemento	Máxima relación agua-material cementicio	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según norma IRAM	Resistencia característica especificada mínima a 28 días (f'c)
	kg/m³	–	%	Tamices IRAM malla cuadrada (mm)	MPa
A	360	(*)	–	25 a 4,75	30
A(AE) **	360	(*)	6,0 ± 1,5	25 a 4,75	30
B	300	(*)	–	50 a 6,3 y 6,3 a 4,75	20
B(AE) **	300	(*)	5,0 ± 1,5	50 a 6,3 y 6,3 a 4,75	20
C	380	(*)	–	12,5 a 4,75	30
C(AE) **	380	(*)	7,0 ± 1,5	12,5 a 4,75	30
P P(HPC) ***	330	(*)	Según se especifica en otros artículos	25 a 4,75 o 19 a 4,75	Según se especifica en otros artículos
S	380	(*)	–	25 a 4,75	–
Baja densidad	330	Se deben establecer en las especificaciones técnicas			

(*) Se aplicarán las razones agua/material cementicio máximas que resulten del artículo 2.5.2.1.1 y su reglamento de referencia CIRSOC 201-2005, Capítulo 2.
(**) (AE) Hormigón con aire incorporado.
(***) (HPC) Hormigón de alta performance.

A menos que la Autoridad de Aplicación, o el Propietario o el Proyectista Estructural especifiquen otra cosa, se podrán utilizar los **valores de resistencia especificada de diseño mínimos** dados en la **Tabla 5.4.2.1-2** para los distintos elementos constitutivos de un puente.

Tabla 5.4.2.1-2. Resistencias especificadas de diseño mínimas

Elementos estructurales de Hormigón	Clases de Hormigón	Resistencia especificada de diseño (f'_{c})
Hormigonados in situ		
-Columnas y cabezales de pilas	A	≥ 30
-Arcos	A	≥ 30
-Pórticos	A	≥ 30
-Alcantarillas	A	≥ 30
-Losas de aproximación	A	≥ 30
-Pilotes perforados	A Hormigón autocompactado	≥ 30 según se especifique
-Zapatas sin armar	B	≥ 25
-Zapatas armadas	B	≥ 25
-Estribos y muros	B	≥ 30
-Pilotes hincados	B	≥ 35
-Tableros	HPC(Hormigón de Alta Performance)	≥ 35
-Cordón cuneta	B	
-Pilones (pilas de puentes atirantados)	HPC(Hormigón de Alta Performance)	≥ 35
Cordón cuneta, aceras, veredas, parapetos	HPC(Hormigón de Alta Performance)	≥ 30
Reparaciones de Hormigón	HPC(Hormigón de Alta Performance)	≥ 30
Hormigón para sellado	S	≥ 20
Pretensados		
-Vigas	P P-1 P-2	P ≥ 35 MPa P-1 ≥ 40 MPa P-2 ≥ 45 MPa
-Columnas	P P-1 P-2	P ≥ 35 MPa P-1 ≥ 40 MPa P-2 ≥ 45 MPa
-Pilotes	P HPC(Hormigón de Alta Performance)	P ≥ 35 MPa según se especifique
Prefabricados		
-Elementos de muros de contención tipo crib-wall	A	≥ 30 MPa
-Pilotes	B	≥ 25 MPa
-Alcantarillas	P	≥ 35 MPa
-Elementos de un muro de contención	P	≥ 35 MPa
Barreras de sonido	P	≥ 35 MPa
Columnas	P	≥ 35 MPa
Otros		
Hormigón para protección de taludes	B	≥ 25 MPa

5.4.2.2. Coeficiente de expansión térmica

El **coeficiente de expansión térmica** se deberá determinar realizando ensayos en laboratorio sobre la mezcla específica a utilizar.

En ausencia de datos más precisos, el coeficiente de expansión térmica se podrá adoptar como:

- Para hormigón de peso normal: $10,8 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, y
- Para hormigón liviano: $9,0 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

5.4.2.3. Contracción y fluencia lenta

5.4.2.3.1. Requisitos generales

Los valores de contracción y fluencia lenta especificados aquí y en los artículos 5.9.5.3 y 5.9.5.4 se deberán usar para determinar los efectos de la contracción y la fluencia lenta sobre la pérdida de fuerza de pretensado en los puentes, **a excepción de aquellos contruidos por dovelas**. Estos valores conjuntamente con el momento de inercia, según lo especificado en el artículo 5.7.3.6.2, se podrán utilizar para determinar los efectos de la contracción y la fluencia lenta sobre las flechas.

Estos requisitos se podrán aplicar para hormigones con resistencias a la compresión especificadas de hasta **100 MPa**. En ausencia de datos más precisos, se podrá suponer que los coeficientes de contracción son de **0,0002** luego de 28 días y **0,0005** luego de **un año de secado**.

Cuando no existan datos disponibles específicos para la mezcla, tanto la contracción como la fluencia lenta se podrán estimar utilizando los requisitos de:

- los artículos 5.4.2.3.2 y 5.4.2.3.3,
- el Código Modelo CEB-FIP, o
- el Código ACI 209.

Para los **puentes contruidos por dovelas** se deberá hacer una estimación más precisa, incluyendo los efectos de:

- Los materiales específicos,
- Las dimensiones de la estructura,
- Las condiciones en el sitio de emplazamiento,
- Los métodos constructivos, y
- Edad del hormigón en las diversas etapas del montaje.

5.4.2.3.2. Fluencia lenta

El coeficiente de fluencia lenta se podrá determinar con la siguiente expresión:

$$\psi(t, t_i) = 1,9 k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0,118} \quad (5.4.2.3.2-1)$$

donde:

$$k_s = 1,45 - 5,118 \left(\frac{V}{S} \right) \geq 1,0 \quad (5.4.2.3.2-2)$$

$$k_{hc} = 1,56 - 0,008 H \quad (5.4.2.3.2-3)$$

$$k_f = \frac{34,47}{6,89 + f'_{ci}} \quad (5.4.2.3.2-4)$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 0,58 f'_{ci} + t} \quad (5.4.2.3.2-5)$$

siendo

- H** la humedad relativa, en %. En ausencia de información más precisa, **H** se puede tomar de la **Figura 5.4.2.3.3-1**.
- k_s** el factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie del componente.
- k_f** el factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón.
- k_{hc}** el factor de humedad para la fluencia lenta.
- k_{td}** el factor de desarrollo en el tiempo.
- t** la madurez del hormigón [días], definido como la edad del hormigón entre el momento de aplicación de la carga para los cálculos de fluencia lenta o el final del curado para los cálculos de contracción, y el tiempo considerado para el análisis de los efectos de la fluencia lenta o la contracción.
- t_i** la edad del hormigón al aplicar inicialmente la carga, en días.
- V/S** la relación volumen-superficie, en m.
- f'_{ci}** la resistencia especificada a la compresión del hormigón en el momento del pretensado para los elementos pretensados y en el momento de la carga inicial para los elementos no pretensados. Si al realizar el diseño se desconoce la edad del hormigón en el momento de la carga inicial, **f'_{ci}** se puede tomar como **$0,80 f'_c$** , en MPa.

El área superficial utilizada para determinar la relación volumen-superficie sólo deberá incluir el área expuesta a secado atmosférico. En el caso de células con ventilación pobre, para calcular el área superficial solo se deberá usar el **50 %** del perímetro interior. En el caso de los elementos prefabricados con capa superior hormigonada in situ se deberá utilizar la superficie pretensada total. Para los elementos con alma (vigas **I**, vigas **T** y vigas cajón) con un espesor de alma promedio comprendido entre **0,15 y 0,20 m**, el valor de k_{vs} se podrá adotar como **1,0**.

5.4.2.3.3. Contracción

Para el hormigón libre de agregados con tendencia a la contracción, la deformación específica debida a la contracción, ε_{sh} , en el tiempo t se podrá determinar con la siguiente expresión :

$$\varepsilon_{sh} = 0,00048 k_s k_{hs} k_f k_{td} \quad (5.4.2.3.3-1)$$

donde:

$$k_{hs} = 2,00 - 0,014 H \quad (5.4.2.3.3-2)$$

siendo:

k_{hs} el factor de humedad para contracción.

Si el hormigón se expone a secado antes de transcurridos cinco días de curado, la contracción determinada mediante la expresión 5.4.2.3.3-1 se deberá incrementar un **20 %**.

5.4.2.4. Módulo de elasticidad del hormigón

El módulo de elasticidad del hormigón se podrá determinar mediante ensayos aplicando la norma IRAM 1865.

En ausencia de datos obtenidos a partir de ensayos, el módulo de elasticidad E_c del hormigón de densidad normal (entre 2000 y 2800 kg/m³) para resistencias especificadas a compresión de hasta **100 MPa** se podrá determinar con la expresión **(5.4.2.4-1)** siempre que las tensiones no superen el valor **0,45 $\sqrt{f'_c}$** :

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa}) \quad (5.4.2.4-1)$$

El **módulo de elasticidad del hormigón con valores de w_c comprendidos entre 1500 y 2500 kg/m** se podrá determinar con la siguiente expresión:

$$E_c = w_c^{1,5} 0,043 \sqrt{f'_c} \quad (\text{en MPa}) \quad (5.4.2.4-2)$$

en la cual f'_c se debe expresar en MPa.

siendo:

w_c la densidad (peso unitario) del hormigón especificado en kg/m³.

f'_c la resistencia especificada del hormigón, en MPa.

5.4.2.5. Coeficiente de Poisson

A menos que se determine mediante ensayos físicos, se podrá suponer que **el coeficiente de Poisson es igual a 0,2**. El efecto del coeficiente de Poisson se podrá despreciar en aquellos elementos en los cuales se anticipa que estarán sujetos a fisuración.

5.4.2.6. Módulo de rotura

A menos que se determine mediante ensayos físicos, **el módulo de rotura, f_r** , en MPa, para resistencias especificadas del hormigón de hasta **100 MPa** se podrá determinar de la siguiente manera:

- Para hormigón de peso normal:

-En todos los casos excepto como se especifica en el próximo ítem.

$$0,63 \sqrt{f'_c}$$

-Cuando se utilice para calcular el momento de fisuración de un elemento de acuerdo con el artículo 5.8.3.4.3

$$0,53 \sqrt{f'_c}$$

- Para hormigón liviano:

-Para hormigón de agregados livianos y arena

$$0,53 \sqrt{f'_c}$$

-Para hormigón de agregados livianos

$$0,45 \sqrt{f'_c}$$

Si para determinar el módulo de rotura se realizan ensayos físicos, dichos ensayos se deberán realizar de acuerdo con la norma IRAM 1547 y sobre un hormigón con la misma dosificación y materiales especificados para la estructura.

5.4.2.7. Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción directa se podrá determinar utilizando el método de resistencia a la tracción por compresión diametral de acuerdo con la norma IRAM 1658.

5.4.3. Barras, alambres y mallas de acero para las armaduras

5.4.3.1. Barras y alambres de acero para las armaduras

Las armaduras constituidas por barras de acero conformadas, y alambres conformados deberán cumplir los requisitos establecidos en las siguientes normas:

IRAM - IAS U 500-26 Alambres de acero para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM - IAS U 500-96 Soldadura. Calificación de soldadores.

IRAM - IAS U 500-97 Barras de acero para armadura en estructuras de hormigón.

Soldadura.

IRAM - IAS U 500-127 Soldadura por arco. Electrodo de acero de baja aleación, revestidos (AWS A 5.5)

IRAM - IAS U 500-138 Ente habilitante y entes de calificación y certificación de soldadores y operadores de soldadura.

IRAM - IAS U 500-166 Soldadura - Alambres y varillas de acero al carbono para procesos de soldadura por arco eléctrico con protección gaseosa (AWS A 5.18)

IRAM - IAS U 500-207 Barras de acero conformadas de dureza natural soldables, para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM - IAS U 500-502 Barras de acero laminadas en caliente, lisas y de sección circular para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM - IAS U 500-528 Barras de acero conformadas de dureza natural, para armadura en estructuras de hormigón.

IRAM - IAS U 500-601 Soldadura por arco - Electrodo de acero al carbono, revestidos (AWS A 5.1).

En las **Tablas 3.8. y 3.9. del Reglamento CIRSOC 201-05** se indican las principales características físicas y mecánicas de las barras y alambres para armaduras.

Para **cada tipo de acero, el valor de la tensión de fluencia especificada**, o de la **tensión convencional de fluencia especificada**, a utilizar como referencia para los diseños, es el valor correspondiente a la **tensión de fluencia característica** indicada en dichas Tablas.

Las armaduras deberán ser conformadas, excepto que para zunchos en espiral, estribos cerrados y mallas de alambre se podrán utilizar barras lisas o alambre liso.

La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para **propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a 500 MPa**.

La tensión de fluencia de las barras o alambres de armadura a utilizar se deberán indicar en las especificaciones técnicas. Solo se podrán utilizar barras con tensiones de fluencia menores que **420 MPa** con aprobación del Propietario o de la autoridad de Aplicación.

Cuando se requiere asegurar ductilidad o se deba utilizar soldaduras, se deberá especificar un acero **ADN 420 S**.

5.4.3.2. Mallas de alambres de acero soldadas para armaduras

Las mallas de alambres de acero soldadas para estructuras, deberán cumplir con los requisitos establecidos en la norma IRAM-IAS U 500-06.

En la **Tabla 3.9. del Reglamento CIRSOC 201-05** se indican las principales características físicas y mecánicas que deberán cumplir los alambres de acero para las mallas, que se establecen en la norma IRAM-IAS U 500-26.

Para **cada tipo de acero**, el valor de la **tensión de fluencia especificada**, o de la **tensión convencional de fluencia especificada**, a utilizar como referencia para los diseños, es el valor correspondiente a la **tensión de fluencia característica** indicada en dicha Tabla.

5.4.3.3. Módulo de elasticidad del acero de las armaduras pasivas

El **módulo de elasticidad del acero de las armaduras pasivas**, E_s , se deberá suponer igual a **200000 MPa**.

5.4.3.4. Aplicaciones especiales

Aquellas armaduras que se deban soldar se deberán indicar en las especificaciones técnicas junto con el procedimiento de soldadura a utilizar.

La soldadura de barras de acero se deberá realizar de acuerdo con el artículo 3.6.1.5 del Reglamento CIRSOC 201-05 y con el **Anexo I** del mismo Reglamento referido a **Soldadura de Barras de Acero para Armaduras en Estructuras de Hormigón**.

5.4.4. Cordones, alambres y barras para estructuras de hormigón pretensado

5.4.4.1. Requisitos generales

Cuando en las especificaciones técnicas se incluyen los detalles del pretensado también se deberá especificar el tamaño y el grado o el tipo de acero. Si los planos solo indican las fuerzas de pretensado y sus puntos de aplicación, la elección del tamaño y tipo de acero quedará a opción del Contratista y sujeto a la aprobación del Profesional responsable del Proyecto

Los cordones y alambres para pretensado deben cumplir con las siguientes normas:

IRAM-IAS U 500-03 Cordones de siete alambres de acero para estructuras de hormigón pretensado.

IRAM-IAS U 500-07 Cordones de dos o tres alambres de acero para estructuras de hormigón pretensado.

IRAM-IAS U 500-245 Alambres de acero conformados para estructuras de hormigón pretensado.

IRAM-IAS U 500-517 Alambres de acero liso para estructuras de hormigón pretensado.

Las **Tablas 3.10., 3.11., 3.12.a), 3.12.b) y 3.13. del Reglamento CIRSOC 201-05** indican las principales características físicas y mecánicas, establecidas en cada una de las normas mencionadas precedentemente.

Los **alambres y cordones para estructuras de hormigón pretensado** deberán salir secos de fábrica, y durante su transporte deberán ser protegidos de la lluvia.

Las barras, alambres, cordones y mallas de acero soldadas para armaduras se deberán colocar sobre tirantes o durmientes con separadores de madera u otros materiales, con el fin de impedir que se mezclen los distintos tipos, diámetros y partidas de cada uno de ellos.

Los acopios se deberán realizar separados del suelo o piso, como mínimo a una distancia de **0,15 m**; debiendo adoptarse todas las medidas tendientes a evitar el crecimiento de malezas en el sector.

Según el uso al que estén destinados, se deberán acopiar respetando las siguientes condiciones:

- a) **Aceros para armaduras de estructuras de hormigón:** bajo techo, o a la intemperie por un período no mayor de **60 días**.
- b) **Acero para uso en hormigón pretensado:** bajo techo, en locales cerrados y aireados, y estibados de tal forma que circule aire entre los rollos. Cuando en los locales de almacenamiento la humedad relativa ambiente sea igual o mayor del sesenta por ciento (**60 %**), los mismos deberán ser calentados para evitar la formación de agua de condensación.

Cada partida de barras, alambres, cordones y mallas de acero soldadas se deberá identificar colocando un cartel visible en el espacio en que esté ubicada, donde conste el número del remito de envío, el tipo de acero y el diámetro del material de la partida.

Si en las especificaciones técnicas se incluyen los detalles del pretensado también se deberá especificar el tamaño y el grado o el tipo de acero. Si los planos solo indican las fuerzas de pretensado y sus puntos de aplicación, la elección del tamaño y tipo de acero quedará a opción del Contratista y sujeto a la aprobación del Profesional responsable del Proyecto.

5.4.4.2. Módulo de elasticidad de los aceros de pretensado

En ausencia de datos más precisos, el **módulo de elasticidad de los aceros de pretensado**, en base al área nominal de la sección transversal, se podrá considerar:

para cordones: $E_p = 196500 \text{ MPa}$, y

para barras: $E_p = 206850 \text{ MPa}$

5.4.5. Anclajes y dispositivos de acoplamiento para postesado

Los anclajes y dispositivos de acoplamiento para cables de postesado deberán satisfacer los requisitos establecidos por la Autoridad de Aplicación y por las normas IRAM-IAS específicas detallados en los pliegos de especificaciones técnicas.

Como guía se podrá utilizar el contenido del artículo 10.3.2. del documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Los cables, anclajes, accesorios y acoplamientos se deberán proteger contra la corrosión.

5.4.6. Vainas

5.4.6.1. Requisitos generales

Las **vainas** deberán ser impermeables a la mezcla de inyección y no deberán presentar reacciones con el hormigón, el acero de pretensado, los componentes de la mezcla ni con los productos inhibidores de la corrosión debiendo cumplir con las especificaciones del **Capítulo 23 del Reglamento CIRSOC 201-05 referido a Inyección de vainas**.

Las vainas para cables deberán ser rígidas o semirrígidas, de acero galvanizado o de polietileno, o bien estar conformadas dentro del hormigón utilizando núcleos extraíbles.

El radio de curvatura de las vainas para cables de pretensado no deberá ser menor que **6 m**, excepto en las áreas de anclaje donde se podrán permitir radios de **3,70 m**.

No se deberán utilizar vainas de polietileno si el radio de curvatura del cable es menor que **9 m**.

Si se utilizan vainas de polietileno y los cables han de ser adherentes, se deberán investigar las características de adherencia entre las vainas de polietileno y la lechada de cemento.

Se deberán investigar los efectos de la presión de la inyección de la lechada de cemento sobre las vainas y el hormigón que las rodea.

El máximo intervalo entre apoyos de las vainas durante la construcción deberá estar indicado en las especificaciones técnicas. Como guía se pueden utilizar los requisitos del artículo 10.4.1.1 del documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

5.4.6.2. Tamaño de las vainas

Las **vainas para un solo alambre, cordón o barra**, a ser inyectadas, deberán tener un diámetro interno, como mínimo, **6 mm mayor** que el diámetro del acero de pretensado.

Las **vainas para múltiples alambres, cordones o barras**, a ser inyectadas, deberán tener una sección transversal interna, como mínimo, igual o mayor que **2 veces** la sección transversal del acero de pretensado

Para los cables compuestos por múltiples barras o cordones, el área interior de la vaina deberá ser como mínimo **2,0 veces** el área neta del acero de pretensado, con la excepción de que si los cables se han de colocar por el método del enhebrado, el área de la vaina deberá ser como mínimo **2,5 veces** la sección neta del acero de pretensado.

El **tamaño de las vainas** no deberá ser mayor que **0,4 veces** el menor espesor de hormigón en la vaina.

Cuando los elementos que se van a inyectar estén expuestos a temperaturas por debajo del punto de congelación, las **vainas** se deberán **mantener libres de la acumulación de agua** antes de proceder a inyectar la mezcla.

En el Capítulo 23 del Reglamento CIRSOC 201-05 se establecen los requisitos mínimos que debe cumplir la lechada de cemento a inyectar, como así también las pautas para su diseño, las tareas de inyección, los ensayos de control a realizar, los registros requeridos y los métodos de ensayos a utilizar en cada caso.

5.4.6.3. Tubos como elementos de desviación

Los tubos cuya función sea acompañar el desvío de las vainas deberán ser tuberías de acero galvanizado que satisfagan los requisitos de la norma ASTM A53, Tipo E, Grado B. El espesor de pared nominal del tubo deberá ser mayor o igual que **3 mm**.

5.5. ESTADOS LÍMITE

5.5.1. Requisitos generales

Los elementos estructurales se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos en todos los estados límite de servicio, fatiga, resistencia y eventos extremos que correspondan.

Los elementos estructurales de hormigón pretensado y parcialmente pretensado se deberán investigar para determinar las tensiones y deformaciones correspondientes a cada etapa que pudiera resultar crítica durante la construcción, el tesado, la manipulación, el transporte y el montaje, así como durante la vida de servicio de la estructura de la cual forman parte.

Se deberán considerar las concentraciones de tensiones provocadas por el pretensado y otras cargas y las restricciones o deformaciones impuestas.

5.5.2. Estado límite de servicio

Las acciones a considerar en el estado límite de servicio serán la fisuración, las deformaciones y las tensiones del hormigón, según se especifica en los artículos 5.7.3.4, 5.7.3.6 y 5.9.4, respectivamente.

La tensión de fisuración se deberá tomar como el módulo de rotura especificado en el artículo 5.4.2.6.

5.5.3. Estado límite de fatiga

5.5.3.1. Requisitos generales

No es necesario investigar la fatiga para losas de tablero de hormigón en aplicaciones multiviga o alcantarillas cajón de hormigón armado.

En las regiones de los elementos de hormigón armado que, bajo la acción de las cargas permanentes y la tensión de pretensado, están comprimidas, solo se deberá considerar la fatiga si la tensión de compresión es menor que la máxima tensión de tracción resultante de la combinación de cargas correspondiente a **Fatiga I** según se especifica en la **Tabla 3.4.1-1** en combinación con los requisitos del artículo 3.6.1.4 del **Reglamento CIRSOC 801**.

No es necesario verificar la fatiga de las armaduras de los elementos totalmente pretensados diseñados de manera que en **Estado Límite de Servicio III** la tensión en la fibra extrema traccionada esté dentro del límite de tensión de tracción especificado en el artículo 5.9.4.2.2-1. Se debe verificar contra la fatiga a aquellos elementos estructurales con una combinación de cables de pretensado y barras de armadura que permiten que el esfuerzo de tracción en el hormigón sea mayor que el **límite de Servicio III** especificado en la **Tabla 5.9.4.2.2-1**.

Si se requiere considerar la fatiga, los elementos de hormigón deberán satisfacer la siguiente expresión:

$$\gamma (\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH} \quad (5.5.3.1-1)$$

siendo:

γ el factor de carga especificado en la **Tabla 3.4.1-1**, del **Reglamento CIRSOC 801**, para la combinación de cargas correspondiente a **Fatiga I**.

Δf la sollicitación, rango de tensión debido al paso de la carga de fatiga según se especifica en el artículo 3.6.1.4, del **Reglamento CIRSOC 801**, en MPa.

$(\Delta F)_{TH}$ el umbral de fatiga de amplitud constante, según se especifica en los artículos 5.5.3.2, 5.5.3.3 o 5.5.3.4, según corresponda, en MPa.

Para los elementos totalmente pretensados en puentes que no sean construidos por dovelas, la tensión de compresión debida a la combinación de cargas correspondiente a **Fatiga I** y la mitad de la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes no deberá ser mayor que **0,40 f'_c** después de las pérdidas.

Las propiedades seccionales a utilizar en los estudios de fatiga se deberán basar en secciones fisuradas si la sumatoria de las tensiones, debidas a las cargas permanentes no mayoradas y tensiones de pretensado, y la combinación de cargas correspondiente a **Fatiga I** es de tracción y mayor que: **0,25 $\cdot \sqrt{f'_c}$** .

5.5.3.2. Barras de armadura

El **umbral de fatiga de amplitud constante**, $(\Delta F)_{TH}$, para las armaduras rectas y armaduras de alambre soldado sin soldaduras transversales en la región de tensión elevada se deberá tomar como:

$$\Delta F_{TH} = 165,47 - 0,048 f_{mín} \quad (5.5.3.2-1)$$

El **umbral de fatiga de amplitud constante**, $(\Delta F)_{TH}$, para las armaduras de alambre soldado con soldaduras transversales en la región de tensión elevada se deberá tomar como:

$$\Delta F_{TH} = 110,32 - 0,048 f_{mín} \quad (5.5.3.2-2)$$

siendo:

f_{\min} la mínima tensión por sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a **Fatiga I**, combinada con la tensión más severa debida ya sea a las cargas permanentes o a las cargas permanentes más las cargas externas inducidas por contracción y fluencia lenta; la tracción se considera positiva, la compresión negativa, en MPa.

Para la aplicación de las expresiones 5.5.3.2-1 y 5.5.3.2-2 a la armadura de flexión, la región de tensión elevada se define como un tercio del tramo a cada lado de la sección de máximo momento.

5.5.3.3. Cables de pretensado

El **umbral de fatiga de amplitud constante**, $(\Delta F)_{TH}$, de los cables de pretensado se deberá tomar como:

- **124 MPa** para radios de curvatura mayores que **9 m**, y
- **69 MPa** para radios de curvatura menores o iguales que **3,7 m**.

Para radios comprendidos entre **3,7** y **9 m** estará permitido interpolar linealmente.

5.5.3.4. Empalmes mecánicos o soldados en las armaduras

Para las conexiones soldadas o mecánicas sujetas a cargas repetitivas, **el umbral de fatiga de amplitud constante**, $(\Delta F)_{TH}$, deberá ser como se indica en la **Tabla 5.5.3.4-1**.

Si el número total de ciclos de carga, **N**, especificado en la expresión 6.6.1.2.5-2 es menor que un millón, el valor de $(\Delta F)_{TH}$ dado en la **Tabla 5.5.3.4-1** se puede incrementar en un valor igual a **165,5 (6 - log N) MPa** hasta un total no mayor que el valor dado por la expresión 5.5.3.2-1 del artículo 5.5.3.2. Se pueden utilizar valores de $(\Delta F)_{TH}$ más elevados si se los justifica mediante datos de ensayos de fatiga realizados sobre empalmes iguales a los que se pondrán en servicio, pero nunca se deberá utilizar un valor mayor que el dado por la expresión 5.5.3.2-1.

En el caso particular en que el proyecto del puente permita la utilización de aceros de alta resistencia ($f_y \geq 690 \text{ MPa}$) no se deberán usar empalmes mecánicos o soldados en esas armaduras.

Tabla 5.5.3.4-1. Umbral de fatiga de amplitud constante de un empalme

Tipo de empalme	$(\Delta F)_{TH}$ para más de 10^6 de ciclos
Camisa llenada con mortero, con o sin barra recubierta de epoxi	124 MPa
Manguitos de acoplamiento estampados en frío sin extremos roscados y con o sin barra recubierta de epoxi; acoplamiento forjado integralmente con roscas NC; camisa de acero con una cuña; dispositivo de acoplamiento de una sola pieza con rosca ahusada; y soldadura única a tope directa de ranura en V	83 MPa
Todos los demás tipos de empalmes	30 MPa

5.5.4. Estado límite de resistencia

5.5.4.1. Requisitos generales

En el **estado límite de resistencia** se deberán considerar la resistencia y la estabilidad.

La **resistencia minorada** será el producto entre la resistencia nominal determinada de acuerdo con los requisitos aplicables de los artículos 5.6, 5.7, 5.8, 5.9, 5.10, 5.13 y 5.14, a menos que específicamente se identifique un estado límite diferente, y el factor de resistencia según lo especificado en el artículo 5.5.4.2.

5.5.4.2. Factores de resistencia

5.5.4.2.1. Construcción convencional

El **factor de resistencia** ϕ se deberá utilizar con los siguientes valores:

- Para las secciones de hormigón armado controladas por tracción según se define en el artículo 5.7.2.1 **0,90**
- Para las secciones de hormigón pretensado controladas por tracción según se define en el artículo 5.7.2.1 **1,00**
- Para corte y torsión:
 - hormigón de peso normal **0,90**
 - hormigón liviano **0,80**
- Para las secciones controladas por compresión con estribos cerrados o zunchos en espiral, según se define en el artículo 5.7.2.1, **a excepción de lo especificado en el Reglamento INPRES - CIRSOC 103 - Parte VI, artículos 5.10.11.3 y 5.10.11.4.1b, para Zonas de Desempeño Sísmico 2, 3 y 4**, en el estado límite correspondiente a evento extremo **0,75**
- Para aplastamiento del hormigón **0,70**
- Para compresión en modelos de bielas y tirantes **0,70**
- Para compresión en zonas de anclaje:
 - hormigón de peso normal **0,80**
 - hormigón liviano **0,65**
- Para tracción en el acero en las zonas de anclaje **1,00**
- Para resistencia durante el hincado de pilotes **1,00**

Para las secciones en las cuales la deformación unitaria neta por tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, esté comprendida entre los límites para secciones controladas por compresión y tracción, ϕ se podrá incrementar linealmente entre **0,75** y el valor para secciones controladas por tracción a medida que la deformación específica neta por tracción, en el acero más traccionado, aumente entre el límite correspondiente a secciones controladas por compresión y **0,005**.

Para los **elementos pretensados**, la variación de ϕ se puede calcular de modo que:

$$0,75 \leq \phi = 0,583 + 0,25 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (5.5.4.2.1-1)$$

mientras que para los **elementos no pretensados** se podrá calcular de modo que:

$$0,75 \leq \phi = 0,65 + 0,15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0,9 \quad (5.5.4.2.1-2)$$

siendo:

- c** la distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro, en m.
- d_t** la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro del acero más traccionado, en m.

5.5.4.2.2. Construcción por dovelas

Los factores de resistencia para el estado límite de resistencia se deberán tomar como se especifica en la **Tabla 5.5.4.2.2-1** para las condiciones indicadas en la misma, y de acuerdo con el artículo 5.5.4.2.1 para las condiciones no cubiertas por dicha tabla.

Tabla 5.5.4.2.2-1. Factor de resistencia para las uniones en las construcciones por dovelas

Cables	Flexión ϕ_f	Corte ϕ_v
Hormigón de peso normal		
Cables totalmente adherentes:	0,95	0,90
Cables no adherentes o parcialmente adherentes:	0,90	0,85
Hormigón de agregados livianos y arena		
Cables totalmente adherentes:	0,90	0,70
Cables no adherentes o parcialmente adherentes:	0,85	0,65

Al seleccionar los factores de resistencia para flexión, ϕ_f , y para corte y torsión, ϕ_v , se deberá considerar el grado de adherencia del sistema de postesado. Para que un cable se considere totalmente adherente en una sección, éste debe estar totalmente anclado en dicha sección para una longitud de anclaje no menor que la requerida por el artículo 5.11.4. Se pueden permitir longitudes embebidas más cortas si dichas longitudes se verifican mediante ensayos a escala real y son aprobadas por el Proyectista Estructural.

Cuando el **postesado** consista en una combinación de cables totalmente adherentes y cables no adherentes o parcialmente adherentes, el factor de resistencia en cualquier sección se deberá basar en las condiciones de adherencia correspondientes a los cables que proporcionan la mayor parte de la fuerza de pretensado en la sección.

Las uniones entre unidades prefabricadas deberán consistir ya sea en cierres hormigonados in situ o bien en uniones coladas en forma coincidente y con recubrimiento epoxi.

5.5.4.2.3. Requisitos especiales para Zonas de Desempeño Sísmico 2, 3 y 4

Para las columnas ubicadas en **Zonas de Desempeño Sísmico 2, 3 y 4** se deberá tomar un factor de resistencia modificado para columnas, de acuerdo con los artículos 5.10.11.3 y 5.10.11.4.1b del **Reglamento INPRES - CIRSOC 103 - Parte VI**.

5.5.4.3. Estabilidad

Tanto la estructura en su conjunto como los elementos que la constituyen se deberán proyectar para resistir deslizamiento, vuelco, levantamiento y pandeo. En el análisis y en el diseño se deberán considerar los efectos de la excentricidad de las cargas.

Se deberá investigar el pandeo de los elementos prefabricados durante su manipulación, transporte y montaje.

5.5.5. Estado límite correspondiente a evento extremo

Tanto la estructura en su conjunto, como los elementos que la constituyen se deberán dimensionar para resistir el colapso provocado por eventos extremos, especificados en la **Tabla 3.4.1-1** del **Reglamento CIRSOC 801**, según corresponda de acuerdo con su ubicación y uso.

5.6. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

5.6.1. Requisitos generales

Los elementos y conexiones se deberán proyectar para resistir las combinaciones de cargas especificadas en el **Capítulo 3** del **Reglamento CIRSOC 801**, en todas las etapas de la vida de la estructura, incluyendo las correspondientes a la etapa constructiva. Los factores de carga serán como se especifica en el mencionado **Capítulo 3**.

Como se especifica en el **Capítulo 4** del **Reglamento CIRSOC 801**, en el análisis se deberá mantener el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones.

5.6.2. Efectos de las deformaciones impuestas

Se deberán investigar los efectos de las deformaciones impuestas debido a la contracción, cambios de temperatura, fluencia lenta, pretensado y movimiento de los apoyos.

5.6.3. Modelo de bielas y tirantes

5.6.3.1. Requisitos generales

Se pueden utilizar modelos de bielas y tirantes para determinar las solicitaciones internas cerca de los apoyos y los puntos de aplicación de cargas concentradas en los estados límite de resistencia y evento extremo.

Se debe considerar un modelo de bielas y tirantes para proyectar zapatas y cabezales de pilotes o para otras situaciones en las cuales la distancia entre los centros de las cargas aplicadas y las reacciones de apoyo sea menor que aproximadamente **dos veces** el espesor del elemento.

Si para el análisis estructural se utiliza un modelo de bielas y tirantes, se deberán aplicar los requisitos de los artículos 5.6.3.2 a 5.6.3.6.

5.6.3.2. Modelado de las estructuras

La estructura y un componente o región de la misma se pueden modelar como un conjunto de tirantes de acero traccionados y bielas de hormigón comprimidas, interconectadas en nodos de manera de formar un reticulado capaz de llevar todas las cargas aplicadas a los apoyos. Para determinar la geometría del reticulado se deberán considerar los anchos requeridos para las bielas comprimidas y tirantes traccionados.

La resistencia minorada de las bielas y tirantes, P_r , se deberá tomar como la de los elementos cargados axialmente:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.6.3.2-1)$$

siendo:

P_n la resistencia nominal de la biela o tirante, en kN.

ϕ el factor de resistencia especificado en el artículo 5.5.4.2 para tracción o compresión, según corresponda.

5.6.3.3. Dimensionamiento de las bielas comprimidas

5.6.3.3.1. Resistencia de una biela no armada

La resistencia nominal de una biela comprimida no armada se deberá determinar de la siguiente manera:

$$P_n = 1000 f_{cu} A_{cs} \quad (5.6.3.3.1-1)$$

siendo:

P_n la resistencia nominal de una biela comprimida, en kN.

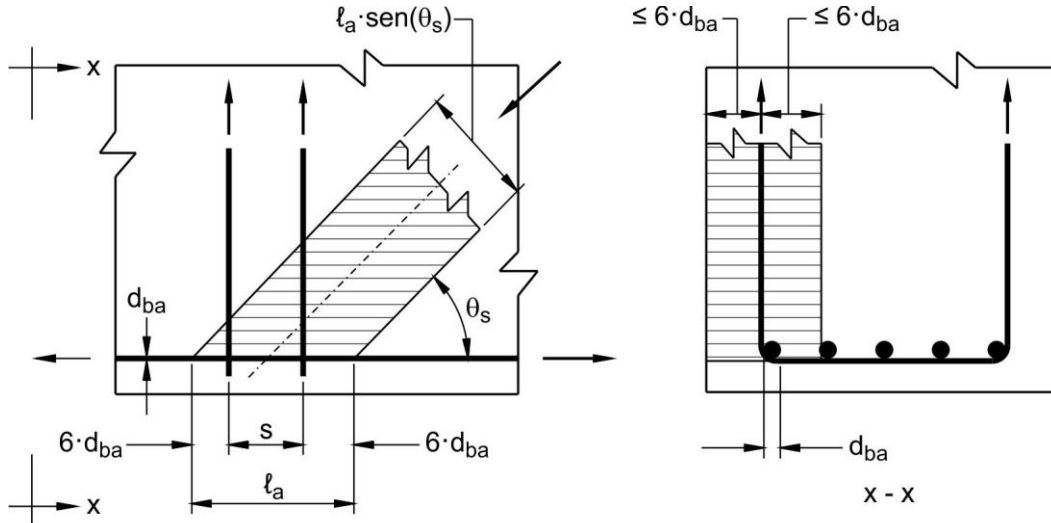
f_{cu} la tensión de compresión límite según lo especificado en el artículo 5.6.3.3.3, en MPa.

A_{cs} el área efectiva de la sección transversal de una biela según lo especificado en el artículo 5.6.3.3.2, en m².

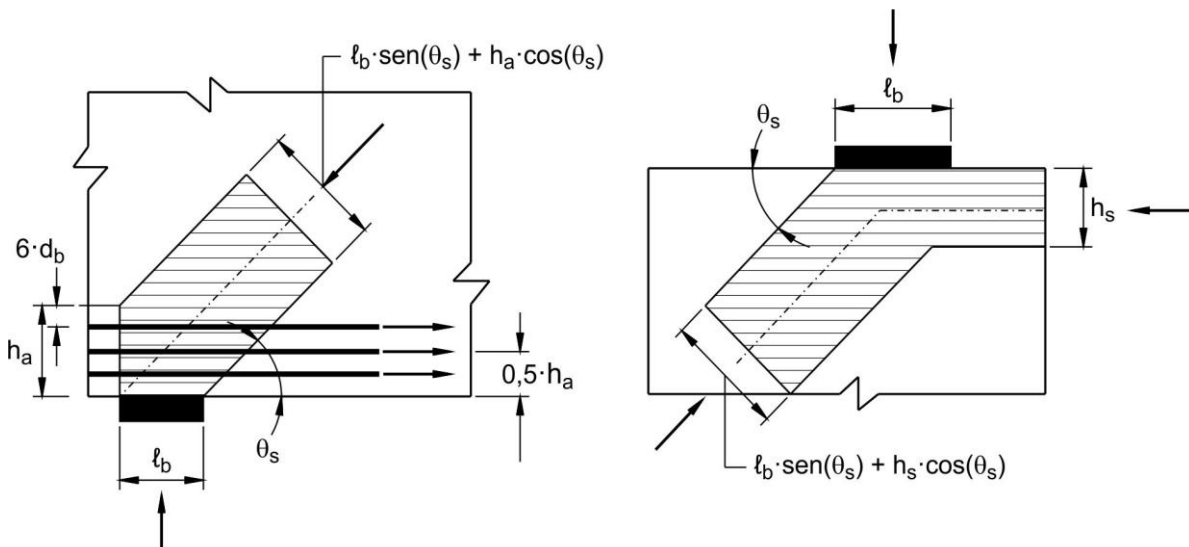
5.6.3.3.2. Área efectiva de la sección transversal de una biela

El valor de A_{cs} se deberá determinar considerando tanto la sección de hormigón disponible como las condiciones de anclaje en los extremos de la biela, tal como se ilustra en la **Figura 5.6.3.3.2-1**.

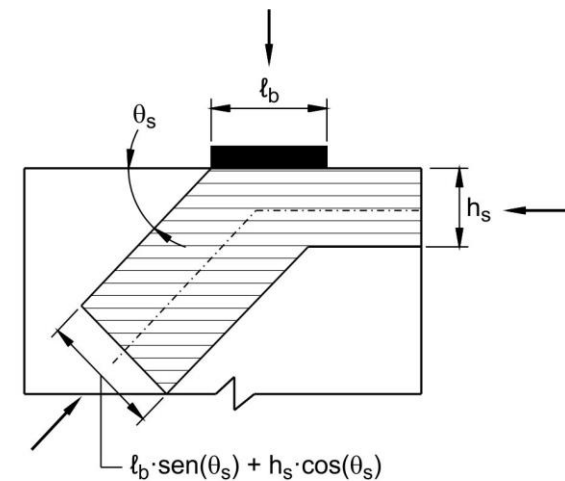
Si una biela está anclada mediante armadura, se puede considerar que el área efectiva de hormigón se extiende una distancia de hasta seis diámetros de barra a partir de la barra anclada, tal como se ilustra en la **Figura 5.6.3.3.2-1(a)**.



a) Biela anclada por armadura



b) Biela anclada por apoyo y armadura



c) Biela anclada por apoyo y otra biela

Figura 5.6.3.3.2-1. Influencia de las condiciones de anclaje sobre el área efectiva de la sección transversal de una biela

5.6.3.3.3. Tensión de compresión límite en una biela

La **tensión de compresión límite**, f_{cu} , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170 \varepsilon_1} \leq 0,85 f'_c \quad (5.6.3.3.3-1)$$

con:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cot g^2 \alpha_s \quad (5.6.3.3.3-2)$$

siendo:

- α_s el menor ángulo entre la biela comprimida y los tirantes traccionados adyacentes, en (°).
- ε_s la deformación específica por tracción del hormigón en la dirección del tirante traccionado, en m/m.
- f'_c la resistencia a la compresión especificada, en MPa.

5.6.3.3.4. Biela armada

Si la biela comprimida contiene armadura paralela a la biela y ha sido detallada para desarrollar su tensión de fluencia en compresión, la resistencia nominal de la biela se deberá tomar como:

$$P_n = 1000 (f_{cu} A_{cs} + f_y A_{ss}) \quad (5.6.3.3.4-1)$$

siendo:

- A_{ss} el área de la armadura en el tirante, en m².

5.6.3.4. Dimensionamiento de los tirantes traccionados

5.6.3.4.1. Resistencia de un tirante

La armadura de los tirantes traccionados se deberá anclar a las zonas nodales mediante las longitudes embebidas especificadas, ganchos o anclajes mecánicos. La fuerza de tracción se deberá desarrollar en la cara interna de la zona nodal.

La resistencia nominal de un tirante traccionado, en kN, se deberá tomar como:

$$P_n = 1000 [f_y A_{st} + A_{ps} (f_{pe} + f_y)] \quad (5.6.3.4.1-1)$$

siendo:

- A_{st} el área total de la armadura longitudinal de acero no pretensado en el tirante, en m².
- A_{ps} el área de acero de pretensado, en m².
- f_y la tensión de fluencia de la armadura longitudinal de acero no pretensado, en MPa.
- f_{pe} la tensión en el acero de pretensado debida al pretensado, luego de las pérdidas, en MPa.

5.6.3.4.2. Anclaje de un tirante

La armadura de los tirantes traccionados se deberá anclar para transferir la fuerza de

tracción a las regiones nodales del reticulado de acuerdo con los requisitos para anclaje de las armaduras especificados en el artículo 5.11.

5.6.3.5. Dimensionamiento de las zonas nodales

A menos que se provea armadura de confinamiento y que su efecto se compruebe mediante análisis o ensayos, la tensión de compresión del hormigón en las zonas nodales de la biela no deberá ser mayor que:

- Para zonas nodales limitadas por bielas comprimidas y áreas de apoyo: $0,85 \phi f'_c$
- Para zonas nodales que anclan tirantes traccionados en una dirección: $0,75 \phi f'_c$
- Para zonas nodales que anclan tirantes traccionados en más de una dirección: $0,65 \phi f'_c$

siendo:

ϕ el factor de resistencia para apoyo sobre hormigón como se especifica en el artículo 5.5.4.2.

La armadura de los tirantes traccionados se deberá distribuir uniformemente en un área efectiva de hormigón como mínimo igual a la fuerza en el tirante traccionado dividida por los límites de tensión aquí especificados.

Además de satisfacer los criterios de resistencia para las bielas y tirantes, las zonas nodales se deberán diseñar de manera que satisfagan los límites de tensión y anclaje especificados en los artículos 5.6.3.4.1 y 5.6.3.4.2.

La tensión de apoyo en la zona nodal producida por cargas concentradas o reacciones deberá satisfacer los requisitos especificados en el artículo 5.7.5.

5.6.3.6. Armadura para limitar la fisuración

Excepto las losas y zapatas, las estructuras y elementos o regiones de las mismas diseñadas de acuerdo con los requisitos del artículo 5.6.3 deberán contener mallas ortogonales de barras de armadura. La separación de las barras de estas mallas no deberá ser mayor que $d/4$ o $0,30 m$.

La armadura en la dirección vertical y horizontal deberá satisfacer lo siguiente:

$$\frac{A_v}{b_w s_v} \geq 0,003 \quad (5.6.3.6-1)$$

$$\frac{A_h}{b_w s_h} \geq 0,003 \quad (5.6.3.6-2)$$

siendo:

- A_h el área total de armadura para limitar la fisuración horizontal en la separación s_h , en m^2 .
- A_v el área total de armadura para limitar la fisuración vertical en la separación s_v , en m^2 .
- b_w el ancho del alma del elemento, en m.
- s_v, s_h la separación de la armadura para limitar la fisuración vertical y horizontal, respectivamente, en m.

La armadura para limitar la fisuración se deberá distribuir uniformemente en el área de la biela.

5.7. DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

5.7.1. Hipótesis para los estados límite de servicio y fatiga

En el diseño de elementos de hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado se podrán utilizar las siguientes hipótesis para todos los niveles de resistencia a la compresión:

- El hormigón pretensado resiste tracción en las secciones que no están fisuradas, a excepción de lo especificado en el artículo 5.7.6.
- Las deformaciones en el hormigón varían linealmente, excepto en elementos o regiones de elementos para los cuales la resistencia de materiales convencional no es aplicable.
- La relación de módulos, n , se redondea al entero más cercano.
- La relación de módulos se calcula de la siguiente manera:
 - E_s/E_c para las barras de armadura.
 - E_p/E_c para los cables de pretensado.
- Para las cargas permanentes y tensiones de pretensado es aplicable una relación de módulos efectiva igual a $2n$.

5.7.2. Hipótesis para los estados límite de resistencia y evento extremo

5.7.2.1. Requisitos generales

La resistencia minorada de los elementos de hormigón se deberá basar en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, los factores de resistencia especificados en el artículo 5.5.4.2 y en las siguientes hipótesis:

- En los elementos con armadura o acero de pretensado totalmente adherente, o en la longitud adherente de los cordones localmente adherentes o revestidos, la deformación será directamente proporcional a la distancia al eje neutro, excepto para los elementos de gran altura, los cuales deberán satisfacer los requisitos del artículo 5.13.2, y para otras regiones perturbadas.
- En los elementos con cables de pretensado, total o parcialmente no adherentes (es decir, en los cordones localmente no adherentes o revestidos), al determinar la tensión en los cables se deberá considerar la diferencia de deformación entre los cables y la sección de hormigón y el efecto de las flechas sobre la geometría de los cables.
- Si el hormigón no está confinado, la máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón deberá ser menor o igual que **0,003**.
- Si el hormigón está confinado, en el núcleo confinado se podrá emplear una deformación específica utilizable máxima mayor que **0,003**. Al calcular la resistencia minorada se deberá considerar que el recubrimiento de hormigón podría perderse para deformaciones compatibles con las del núcleo confinado.
- Excepto para los modelos de bielas y tirantes, la tensión en la armadura se basará en una curva tensión-deformación representativa del acero o en una representación matemática aprobada, que incluya el anclaje de la armadura y de los elementos de pretensado y la transferencia del pretensado.
- La resistencia a la tracción del hormigón podrá ser despreciable.
- Se supondrá que la distribución de la relación tensión de compresión-deformación es rectangular, parabólica o de cualquier otra forma que permita predecir la resistencia de manera sustancialmente compatible con los resultados de ensayo.
- Se deberán considerar los anclajes de la armadura y de los elementos de pretensado, y la transferencia del pretensado.
- Se deberá considerar que en una sección transversal existe deformación balanceada cuando la armadura de tracción llega a la deformación correspondiente a su tensión de fluencia especificada f_y , mientras que en la fibra comprimida con deformación máxima la deformación específica será igual al valor último, adoptado igual a **0,003**.
- Una sección será controlada por la compresión cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado es menor o igual que el límite correspondiente a la deformación controlada por la compresión, y en el hormigón comprimido la deformación específica es igual al valor último, adoptado igual a **0,003**. El límite correspondiente a deformación controlada por la compresión será igual a la deformación neta por tracción en la armadura bajo condiciones de deformación balanceada. Para la armadura $f_y = 420 \text{ MPa}$ y para todas las armaduras pretensadas, se permite fijar el límite de la deformación controlada por compresión en un valor igual a **0,002**.

- Se considerará que las secciones son controladas por tracción cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado sea mayor o igual que **0,005** y en el hormigón comprimido la deformación específica sea igual al valor último, adoptado igual a **0,003**. Las secciones en las cuales la deformación neta por tracción en el acero más traccionado esté comprendida entre el límite correspondiente a deformación controlada por la compresión y **0,005**, constituyen una zona de transición entre las secciones controladas por compresión y tracción.
- Para aumentar la resistencia de los elementos solicitados a flexión este Reglamento permite el uso de armadura de compresión conjuntamente con armadura adicional de tracción.
- En las expresiones aproximadas para calcular la resistencia a la flexión especificadas en los artículos 5.7.3.1 y 5.7.3.2, los valores f_y y f'_y podrán reemplazar a f_s y f'_s , respectivamente, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:
 - f_y puede reemplazar a f_s cuando, utilizando f_y en los cálculos, la relación c/d_s resultante no sea mayor que **0,6**. Si c/d_s es mayor que **0,6**, para determinar la tensión en la armadura de tracción no pretensada se deberá utilizar compatibilidad de deformaciones.
 - f'_y puede reemplazar a f'_s cuando, utilizando f'_y en los cálculos, $c \geq 3 d'_s$. Cuando $c < 3 d'_s$, para determinar la tensión en la armadura de compresión no pretensada se deberá utilizar compatibilidad de deformaciones. Conservadoramente, la armadura de compresión se podrá ignorar, es decir, considerar $A'_s = 0$.

Para los elementos comprimidos de sección rectangular hueca se deberán investigar otras limitaciones referidas a la máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón según se especifica en el artículo 5.7.4.7.

5.7.2.2. Distribución rectangular de tensiones

La relación entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un diagrama rectangular equivalente de tensiones de compresión de **$0,85 \cdot f'_c$** en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra extrema comprimida. La distancia c se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro. El factor β_1 se deberá tomar como **0,85** para hormigones cuyas resistencias no superan los **30 MPa**. Para resistencias mayores que **30 MPa**, a β_1 se le deberá aplicar una reducción de **0,05** por cada **7 MPa** de resistencia en exceso de **30 MPa**, excepto que β_1 no podrá ser menor que **0,65**.

Para los elementos comprimidos de sección rectangular hueca se deberán investigar otras limitaciones referidas al uso del diagrama rectangular de tensiones según se especifica en el artículo 5.7.4.7.

5.7.3. Elementos solicitados a flexión

5.7.3.1. Tensión en el acero de pretensado para la resistencia nominal a la flexión

5.7.3.1.1. Elementos con cables adherentes

Para secciones rectangulares o con alas solicitadas a flexión respecto de un eje para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el artículo 5.7.2.2 y para las cuales f_{pe} es mayor o igual que $0,5 f_{pu}$, la tensión media en el acero de pretensado, f_{ps} , se puede determinar con la siguiente expresión:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.7.3.1.1-1)$$

siendo:

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (5.7.3.1.1-2)$$

para comportamiento de sección T:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0,85 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-3)$$

para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-4)$$

siendo:

A_{ps} el área del acero de pretensado, en m².

f_{pu} la resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado, en MPa.

f_{pv} la tensión de fluencia del acero de pretensado, en MPa.

A_s el área de la armadura de tracción de acero no pretensado, en m².

A'_s el área de la armadura de compresión, en m².

f_s la tensión en la armadura de tracción no pretensada para la resistencia nominal a la flexión, como se especifica en el artículo 5.7.2.1, en MPa.

- f'_s la tensión en la armadura de compresión no pretensada para la resistencia nominal a la flexión, como se especifica en el artículo 5.7.2.1, en MPa.
- b el ancho de la cara comprimida del elemento; para la sección de un ala solicitada a compresión, ancho efectivo del ala como se especifica en el artículo 4.6.2.6, del **Reglamento CIRSOC 801**, en m.
- b_w el ancho del alma, en m.
- h_f la altura del ala comprimida, en m.
- d_p la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los cables de pretensado, en m.
- c la distancia entre el eje neutro y la cara comprimida, en m.
- β_1 el factor para el diagrama de tensiones, especificado en el artículo 5.7.2.2.

5.7.3.1.2. Elementos con cables no adherentes

Para las secciones rectangulares o con alas solicitadas a flexión respecto de un eje o a flexión biaxial con carga axial como se especifica en el artículo 5.7.4.5 para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el artículo 5.7.2.2, la tensión media en el acero de pretensado no adherente se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pe} + 6205 \left(\frac{d_p - c}{\ell_e} \right) \leq f_{py} \quad (5.7.3.1.2-1)$$

siendo:

$$\ell_e = \frac{2 \ell_i}{2 + N_s} \quad (5.7.3.1.2-2)$$

para comportamiento de sección T:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0,85 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 f'_c \beta_1 b_w} \quad (5.7.3.1.2-3)$$

para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta_1 b} \quad (5.7.3.1.2-4)$$

siendo:

- c la distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro suponiendo que el cable de pretensado ha entrado en fluencia, dada por las expresiones 5.7.3.1.2-3 y 5.7.3.1.2-4 para comportamiento de sección T y sección rectangular, respectivamente, en m.

- ℓ_e la longitud efectiva del cable, en m.
- ℓ_i la longitud del cable entre anclajes, en m.
- N_s el número de articulaciones de apoyo que cruza el cable entre anclajes o entre puntos de adherencia discretos.
- f_{py} la tensión de fluencia del acero de pretensado, en MPa.
- f_{pe} la tensión efectiva en el acero de pretensado en la sección considerada luego de todas las pérdidas, en MPa.

5.7.3.1.3. Elementos con cables adherentes y no adherentes

5.7.3.1.3a. Análisis detallado

A excepción de lo especificado en el artículo 5.7.3.1.3b, para los elementos que tienen tanto cables adherentes como cables no adherentes, la tensión en el acero de pretensado se deberá calcular mediante un análisis detallado. Este análisis deberá considerar la compatibilidad de deformaciones de la sección y del acero de pretensado adherente. La tensión en el acero de pretensado no adherente deberá considerar la compatibilidad de los desplazamientos globales de las secciones no adherentes de los cables ubicados en el tramo. Los cables no adherentes podrán tener secciones adherentes como los puntos de anclaje y cualquier sección adherente, como por ejemplo los desviadores. Se deberá tener en cuenta el posible deslizamiento en los desviadores. La resistencia nominal a la flexión se debe calcular directamente a partir de las tensiones obtenidas mediante este análisis.

5.7.3.1.3b. Análisis simplificado

En lugar de usar el análisis detallado descrito en el artículo 5.7.3.1.3a, la tensión en los cables no adherentes se podrá tomar conservadoramente como la tensión efectiva en el acero de pretensado después de las pérdidas, f_{pe} . En este caso, la tensión en el acero de pretensado se deberá calcular usando las expresiones 5.7.3.1.1-1 a 5.7.3.1.1-4, reemplazando el término $A_{ps} \cdot f_{pu}$ en las expresiones 5.7.3.1.1-1 a 5.7.3.1.1-4 por el término $A_{psb} \cdot f_{pu} + A_{psu} \cdot f_{pe}$.

siendo:

A_{psb} el área de acero de pretensado adherente, en m².

A_{psu} el área de acero de pretensado no adherente, en m².

Al calcular la resistencia nominal a la flexión usando la expresión 5.7.3.2.2-1 la tensión media en el acero de pretensado se deberá tomar como el promedio ponderado de la tensión en el acero de pretensado adherente y no adherente, y se deberá usar el área total de acero de pretensado adherente y no adherente.

5.7.3.2. Resistencia a la flexión

5.7.3.2.1. Resistencia minorada a la flexión

La **resistencia minorada M_r** se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$M_r = \phi M_n \quad (5.7.3.2.1-1)$$

siendo:

M_n la resistencia nominal, en kNm.

ϕ el factor de resistencia especificado en el artículo 5.5.4.2.

5.7.3.2.2. Secciones con alas

Para las secciones con alas solicitadas a flexión respecto de un eje, o a flexión biaxial con carga axial como se especifica en el artículo 5.7.4.5, para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el artículo 5.7.2.2 y en las cuales la altura del ala comprimida, determinada de acuerdo con las expresiones 5.7.3.1.1-3, 5.7.3.1.1-4, 5.7.3.1.2-3 o 5.7.3.1.2-4, sea menor que $a = \beta_1 c$, la **resistencia nominal a la flexión** se podrá tomar como:

$$M_n = 1000 \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - \dots + A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right] \quad (5.7.3.2.2-1)$$

siendo:

A_{ps} el área del acero de pretensado, en m².

f_{ps} la tensión media en el acero de pretensado para la resistencia nominal a la flexión especificada en la expresión 5.7.3.1.1-1, en MPa.

d_p la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los cables de pretensado, en m.

A_s el área de la armadura de tracción no pretensada, en m².

f_s la tensión en la armadura de tracción no pretensada para la resistencia nominal a la flexión, como se especifica en el artículo 5.7.2.1, en MPa.

d_s la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada, en m.

A'_s el área de la armadura de compresión, en m².

f'_s la tensión en la armadura de compresión no pretensada para la resistencia nominal a la flexión, como se especifica en el artículo 5.7.2.1, en MPa.

d'_s la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión, en m.

f'_c la resistencia a la compresión especificada del hormigón a **28 días**, a menos que se especifique una edad diferente, en MPa.

- b** el ancho de la cara comprimida del elemento; para la sección de un ala solicitada a compresión, ancho efectivo del ala como se especifica en el artículo 4.6.2.6 del **Reglamento CIRSOC 801**, en m.
- b_w** el ancho de alma o diámetro de una sección circular, en m.
- β_1** el factor para el diagrama de tensiones, especificado en el artículo 5.7.2.2.
- h_f** la altura del ala comprimida de un elemento de sección **I** o **T** , en m.
- a** la altura del diagrama de tensiones equivalente, en m, (**$a = c \beta_1$**).

5.7.3.2.3. Secciones rectangulares

Para las secciones rectangulares solicitadas a flexión respecto de un eje y para flexión biaxial con carga axial como se especifica en el artículo 5.7.4.5 para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el artículo 5.7.2.2 y en las cuales la altura del ala comprimida, determinada de acuerdo con las expresiones 5.7.3.1.1-4 o 5.7.3.1.2-4, no es menor que **$a = \beta_1 c$** , la resistencia nominal a la flexión, **M_n** , se puede determinar utilizando las expresiones 5.7.3.1.1-1 a 5.7.3.2.2-1, en cuyo caso **b_w** se deberá tomar como **b** .

5.7.3.2.4. Otras secciones transversales

Para las secciones transversales diferentes a las secciones con alas o esencialmente rectangulares con eje de simetría vertical o para las secciones solicitadas a flexión biaxial sin carga axial, la resistencia nominal a la flexión, **M_n** , se deberá determinar mediante un análisis basado en las hipótesis especificadas en el artículo 5.7.2. También se aplicarán los requisitos del artículo 5.7.3.3.

5.7.3.2.5. Enfoque basado en la compatibilidad de deformaciones

Alternativamente, si se requieren cálculos más precisos se podrá utilizar el enfoque basado en la compatibilidad de deformaciones. Se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.7.2.1 que corresponda.

La tensión y la correspondiente deformación específica en cualquier capa de armadura considerada se puede tomar de cualquier expresión o gráfica representativa de la relación tensión-deformación para armadura no pretensada y cordones de pretensado.

5.7.3.3. Límites para las armaduras

5.7.3.3.1. Armadura máxima

Este Reglamento no especifica valores de armadura máxima.

5.7.3.3.2. Armadura mínima

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección no controlada por compresión de un elemento flexionado, la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión minorada, **M_r** , como mínimo igual al menor valor entre:

- **1,33 veces** el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límite de resistencia aplicables especificados en la **Tabla 3.4.1-1** del **Reglamentos CIRSOC 801**; y

- $$M_{cr} = \gamma_3 \left[\left(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe} \right) 1000 S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad (5.7.3.3.2-1)$$

siendo:

- f_r el módulo de rotura del hormigón especificado en el artículo 5.4.2.6.
- f_{cpe} la tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en MPa.
- M_{dnc} el momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta, en kNm.
- S_c el módulo resistente para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m³.
- S_{nc} el módulo resistente para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m³.

Para cualquier sección compuesta intermedia se deberán utilizar valores adecuados de M_{dnc} y S_{nc} . Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la expresión anterior para calcular M_{cr} se deberá sustituir S_{nc} por S_c .

Los siguientes factores se deberán utilizar para considerar la variación en la resistencia a fisuración por flexión del hormigón, la variación del pretensado, y la relación entre la tensión de fluencia nominal y la tensión última de la armadura:

- γ_1 = factor por variación de la fisuración por flexión
= **1,2** para estructuras de dovelas prefabricadas
= **1,6** para todas las demás estructuras de hormigón
- γ_2 = factor por variación del pretensado
= **1,1** para cables adheridos
= **1,0** para cables no adheridos
- γ_3 = relación entre la tensión de fluencia mínima especificada y la tensión última a tracción de la armadura
= **0,84** para armadura **ADN 420**
= **0,84** para armadura **ADN 420 S**
= **1,00** para estructuras de hormigón pretensado

Se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.10.8.

5.7.3.4. Limitación de la fisuración mediante distribución de la armadura

Los requisitos especificados en este artículo se deberán aplicar a la armadura de todos los elementos de hormigón, excepto a la armadura de las losas de tablero diseñadas de acuerdo con el artículo 9.7.2, (en preparación) en las cuales la tracción en la sección transversal sea mayor que el **80 %** del módulo de rotura especificado en el artículo 5.4.2.6, para la combinación de cargas para el estado límite de servicio aplicable dado en la **Tabla 3.4.1-1** del **Reglamentos CIRSOC 801**.

La separación s de la armadura de acero no pretensado en la capa más próxima a la cara traccionada deberá satisfacer lo siguiente:

$$s \leq \frac{122,6 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2 d_c \quad (5.7.3.4-1)$$

donde:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7 (h - d_c)}$$

siendo:

- γ_e el factor de exposición
= **1,00** para **condición de exposición Clase 1**
= **0,75** para **condición de exposición Clase 2**
- d_c el espesor del recubrimiento de hormigón medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la armadura de flexión más próxima a la misma, en m.
- f_{ss} la tensión de tracción en la armadura en el estado límite de servicio, en MPa.
- h el espesor o altura total del elemento, en m.
- d_e la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro del elemento de acero más traccionado, en m.

Hasta tanto no esté disponible el Reglamento CIRSOC específico para Tecnología de los Materiales, se utilizarán las **clases de exposición del documento original**.

La **condición de exposición Clase 1** se deberá aplicar solo cuando se admitan fisuras debido a que la estética y/o la corrosión no son determinantes. La **condición de exposición Clase 2** se deberá aplicar al diseño transversal de las vigas cajón construidas por dovelas para cualquier carga aplicada antes de que el hormigón alcance la totalidad de la resistencia nominal y cuando **la estética y/o la corrosión sean condiciones determinantes**.

Para calcular d_c se deberá utilizar el **espesor real del recubrimiento de hormigón**.

Al calcular la tensión real en la armadura se deberán considerar los efectos de la tracción axial, mientras que se podrán o no considerar los efectos de la compresión axial. La

separación mínima y máxima de la armadura también deberá satisfacer los requisitos de los artículos 5.10.3.1 y 5.10.3.2, respectivamente.

Se podrán considerar los efectos del acero de pretensado adherente, en cuyo caso el valor de f_s utilizado en la expresión 5.7.3.4-1 para dicho acero deberá ser la tensión que se desarrolle más allá del estado de descompresión calculada considerando una sección fisurada o mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones.

Cuando en el estado límite de servicio las alas de las vigas T y las vigas cajón de hormigón armado estén traccionadas, la armadura de tracción por flexión se deberá distribuir en una distancia igual al menor de los siguientes valores:

- El ancho de ala efectivo, especificado en el artículo 4.6.2.6, del **Reglamento CIRSOC 801** o
- Un ancho igual a **1/10** del promedio de la longitud de los tramos adyacentes entre apoyos.

Cuando el ancho de ala efectivo sea mayor que **1/10** del promedio de la longitud de los tramos, en las porciones externas del ala se deberá disponer armadura longitudinal adicional cuya área no deberá menor que **0,4 %** del área de losa en exceso.

Cuando la altura efectiva, d_e , de un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado sea mayor que **0,90 m**, se deberá colocar armadura superficial uniformemente distribuida en ambas caras del elemento en una distancia $d_e/2$ más próxima a la armadura de tracción por flexión. En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk} , en m^2/m de altura, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{sk} \geq 0,0003 (d_e - 0,76) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{4} \quad (5.7.3.4-2)$$

siendo:

A_{ps} el área del acero de pretensado, en m^2 .

A_s el área de la armadura de tracción, en m^2 .

Sin embargo, no será necesario que el área total de armadura superficial longitudinal (por cara) sea mayor que **1/4** de la armadura de tracción por flexión requerida $A_s + A_{ps}$.

La **máxima separación de la armadura superficial** no deberá ser mayor que $d_e/6$ o **0,30 m**. Esta armadura se podrá incluir en los cálculos de resistencia siempre que se realice un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar las tensiones en las barras o alambres individuales.

5.7.3.5. Redistribución de momentos

En lugar de realizar un análisis más refinado, si en los apoyos internos de una viga continua de hormigón armado se dispone armadura adherente que satisface los requisitos del artículo 5.11, los momentos negativos determinados aplicando la teoría de la elasticidad en los estados límite de resistencia, se podrán incrementar o disminuir no más de **1000 ϵ_t %**, hasta un máximo de **20 %**.

Los **momentos negativos** solo se deberán redistribuir si en la sección donde se reduce el momento, el valor de ε_t es mayor o igual que **0,0075**.

Para mantener el equilibrio de cargas y solicitaciones los momentos positivos se deberán ajustar para considerar los cambios en los momentos negativos.

5.7.3.6. Deformaciones

5.7.3.6.1. Requisitos generales

Se deberán considerar los requisitos del artículo 2.5.2.6 del **Reglamento CIRSOC 801**.

Las juntas y apoyos de los tableros deberán acomodar los cambios dimensionales provocados por las cargas, la fluencia lenta, la contracción, las variaciones térmicas, el asentamiento y el pretensado.

5.7.3.6.2. Flechas y contraflechas

En el **cálculo de flechas y contraflechas** se deberán considerar la carga permanente, la sobrecarga, el pretensado, las cargas de montaje, la fluencia lenta y la contracción del hormigón, y la relajación del acero.

Para determinar las **flechas y contraflechas** se deberán aplicar los requisitos dados en los artículos 4.5.2.1 y 4.5.2.2 del **Reglamento CIRSOC 801** y en el artículo 5.9.5.5.

En lugar de realizar un análisis más exhaustivo, las flechas o deformaciones instantáneas se podrán calcular utilizando el módulo de elasticidad del hormigón especificado en el artículo 5.4.2.4 y tomando el momento de inercia ya sea como el momento de inercia bruto, I_g , o bien como un momento de inercia efectivo, I_e , dado por la siguiente expresión:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (5.7.3.6.2-1)$$

donde:

$$M_{cr} = 1000 f_r \frac{I_g}{y_t} \quad (5.7.3.6.2-2)$$

siendo:

- M_{cr} el momento de fisuración, en kNm.
- f_r el módulo de rotura del hormigón como se especifica en el artículo 5.4.2.6, en MPa.
- y_t la distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada, en m.
- M_a el máximo momento en un elemento en la etapa para la cual se calcula la deformación, en kNm.

Para los **elementos prismáticos**, el momento de inercia efectivo se podrá considerar como el valor obtenido con la expresión 5.7.3.6.2-1 en el punto medio del tramo cuando se trate de tramos simples o continuos, y en el apoyo cuando se trate de voladizos. Para los **elementos no prismáticos continuos**, el momento de inercia efectivo se podrá tomar como el promedio de los valores obtenidos con la expresión 5.7.3.6.2-1 para las secciones críticas para momento positivo y negativo.

A menos que se realice una determinación más exacta, la flecha a largo plazo se podrá tomar como la flecha instantánea multiplicada por el siguiente factor:

- Si la flecha instantánea se basa en I_g : **4,0**
- Si la flecha instantánea se basa en I_e : **$3,0 - 1,2 (A'_s / A_s) \geq 1,6$**

siendo:

A'_s el área de la armadura de compresión, en m².

A_s el área de la armadura de tracción no pretensada, en m².

En el caso de los puentes contruidos por dovelas, las especificaciones técnicas deberán exigir que antes de colar las dovelas se calculen las flechas en base a los cronogramas de colado y montaje previstos, y que estas flechas se utilicen como una guía contra la cual verificar las flechas reales medidas.

5.7.3.6.3. Deformación axial

El **acortamiento o alargamiento instantáneo** provocado por las cargas se deberá determinar usando el módulo de elasticidad de los materiales en el momento de aplicar las cargas.

El **acortamiento o alargamiento instantáneo** provocado por la temperatura se deberá determinar de acuerdo con los artículos 3.12.2 y 3.12.3 del **Reglamento CIRSOC 801** y con el artículo 5.4.2.2.

El **acortamiento a largo plazo** provocado por la fluencia lenta y la contracción se deberá determinar como se especifica en el artículo 5.4.2.3.

5.7.4. Elementos comprimidos

5.7.4.1. Requisitos generales

A menos que se permita lo contrario, los elementos comprimidos se deberán analizar considerando los efectos de:

- La excentricidad,
- Las cargas axiales,
- Los momentos de inercia variables,
- El grado de empotramiento en los extremos,

- Las flechas,
- La duración de las cargas, y
- El pretensado.

En lugar de aplicar un procedimiento refinado, las columnas no pretensadas con una relación de esbeltez $K \ell_u / r < 100$, se pueden proyectar aplicando el procedimiento aproximado especificado en el artículo 5.7.4.3.

siendo:

K el factor de longitud efectiva especificado en el artículo 4.6.2.5 del **Reglamento CIRSOC 801**.

ℓ_u la longitud lateralmente no arriostrada, en m.

r el radio de giro, en m.

Para las estructuras ubicadas en **Zonas de Desempeño Sísmico 2, 3 y 4**, los requisitos del presente artículo se deberán suplementar y modificar como se especifica en el artículo 5.10.11.

Se deberán tomar recaudos para transferir todas las solicitaciones de los elementos comprimidos, ajustadas para considerar la amplificación de los momentos que provocan los efectos de segundo orden, hacia los elementos adyacentes.

Si la conexión a un elemento adyacente se materializa mediante una articulación de hormigón, a fin de minimizar la resistencia a la flexión se deberá concentrar armadura longitudinal dentro de la articulación y anclarla a ambos lados de la misma.

5.7.4.2. Límites para la armadura

Para los **elementos comprimidos en Zonas de Desempeño Sísmico 2, 3 y 4** se deberán considerar límites de armadura adicionales, como se especifica en los artículos 5.10.11.3 y 5.10.11.4.1.1 del **Reglamento INPRES - CIRSOC 103 - Parte VI**.

La máxima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada para los elementos comprimidos no compuestos deberá ser tal que:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0,08 \quad (5.7.4.2-1)$$

y

$$\frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f'_c} \leq 0,30 \quad (5.7.4.2-2)$$

La mínima sección de armadura longitudinal pretensada y no pretensada para los elementos comprimidos no compuestos deberá ser tal que:

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f'_c} \geq 0,135 \quad (5.7.4.2-3)$$

siendo:

- A_s el área del acero de tracción no pretensado, en m².
- A_g el área bruta de la sección, en m².
- A_{ps} el área del acero de pretensado, en m².
- f_{pu} la resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado, en MPa.
- f_y la tensión de fluencia especificada de las barras de armadura, en MPa.
- f'_c la resistencia a la compresión especificada del hormigón, en MPa.
- f_{pe} la tensión de pretensado efectiva, en MPa.

El mínimo número de barras de armadura longitudinal en el cuerpo de una columna será de **seis** para disposiciones circulares y **cuatro** para disposiciones rectangulares. El tamaño mínimo de barra será $d_b \geq 20 \text{ mm}$.

Para puentes en **Zona de Desempeño Sísmico 1** se podrá utilizar una sección efectiva reducida si la sección transversal es mayor que la requerida para resistir las cargas aplicadas. El mínimo porcentaje de armadura longitudinal total (pretensada y no pretensada) del área efectiva reducida será del **1 %** o el valor obtenido de la expresión 5.7.4.2-3, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Tanto la sección efectiva reducida como la sección bruta deben ser capaces de resistir todas las combinaciones de cargas aplicables indicadas en la **Tabla 3.4.1-1** del **Reglamento CIRSOC 801**.

5.7.4.3. Evaluación aproximada de los efectos de la esbeltez

Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si la relación de esbeltez, $K \ell_u / r$, es menor que **22**.

Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si $K \ell_u / r$ es menor que **34 - 12 (M_1 / M_2)**, siendo M_1 y M_2 el menor y el mayor momento de extremo, respectivamente, y el término (M_1 / M_2) positivo para flexión de curvatura única.

Para el diseño de los elementos comprimidos no pretensados en los cuales $K \ell_u / r$ es menor que **100** se puede utilizar el siguiente procedimiento aproximado:

- El diseño se basa en una **carga axial mayorada**, P_u , determinada mediante análisis elástico y un **momento mayorado amplificado**, M_c , como se especifica en el artículo 4.5.3.2.2b del **Reglamento CIRSOC 801**.
- La **longitud lateralmente no arriostrada**, ℓ_u , de un elemento comprimido, se define como la distancia libre entre elementos capaces de proporcionar apoyo lateral a los elementos comprimidos en la dirección considerada. Si hay

acartelamientos, la longitud lateralmente no arriostrada debe ser medida hasta el extremo inferior de cualquier acartelamiento en el plano considerado.

- El **radio de giro**, r , se calcula para la sección bruta de hormigón.
- Para los elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral, a menos que mediante un análisis se demuestre que se puede utilizar un valor menor, el factor de longitud efectiva, K , se toma igual a **1,0**.
- Para los elementos no arriostrados contra el desplazamiento lateral, K se determina considerando debidamente los efectos de la fisuración y las armaduras sobre la rigidez relativa y nunca se deberá tomar menor que **1,0**.

En ausencia de cálculos más precisos, el valor EI a utilizar para determinar P_e como se especifica en la expresión 4.5.3.2.2b-5, del **Reglamento CIRSOC 801** se deberá tomar como el mayor valor entre:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (5.7.4.3-1)$$

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2,5}}{1 + \beta_d} \quad (5.7.4.2-2)$$

siendo:

E_c el módulo de elasticidad del hormigón, en MPa.

I_g el momento de inercia de la sección bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico, en m⁴.

E_s el módulo de elasticidad del acero longitudinal, en MPa.

I_s el momento de inercia del acero longitudinal respecto del eje baricéntrico, en m⁴.

β_d la relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorados y el máximo momento debido a la carga total mayorado; siempre positivo.

Para los elementos pretensados en forma excéntrica, al determinar el momento amplificado se deberá considerar el efecto de la flecha lateral debida al pretensado.

5.7.4.4. Resistencia minorada axial

La resistencia minorada axial de los elementos comprimidos de hormigón armado simétricos respecto de ambos ejes principales se deberá considerar de la siguiente manera:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.7.4.4-1)$$

donde:

- Para elementos armados con zunchos en espiral:

$$P_n = 0,85 \left[0,85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + \dots \right] + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \varepsilon_{cu}) \quad 1000 \quad (5.7.4.4-2)$$

- Para elementos armados con estribos cerrados:

$$P_n = 0,80 \left[0,85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + \dots \right] + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \varepsilon_{cu}) \quad 1000 \quad (5.7.4.4-3)$$

siendo:

P_r la resistencia axial minorada, con o sin flexión, en kN.

P_n la resistencia axial nominal, con o sin flexión, en kN.

f'_c la resistencia especificada del hormigón a **28 días**, a menos que se especifique una edad diferente, en MPa.

A_g el área bruta de la sección, en m².

A_{st} el área total de la armadura longitudinal, en m².

f_y la tensión de fluencia especificada de la armadura, en MPa.

ϕ el factor de resistencia especificado en el artículo 5.5.4.2.

A_{ps} el área de acero de pretensado, en m².

E_p el módulo de elasticidad de los cables de pretensado, en MPa.

ε_{cu} la deformación específica de falla del hormigón en compresión, en m/m.

5.7.4.5. Flexión biaxial

En lugar de realizar un análisis en base a condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones para flexión biaxial, los elementos no circulares solicitados a flexión biaxial y compresión se podrán dimensionar utilizando las siguientes expresiones aproximadas:

Si la **carga axial mayorada** es mayor o igual que $0,10 \phi f'_c A_g$:

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi P_o} \quad (5.7.4.5-1)$$

donde:

$$P_o = 1000 \left[\frac{0,85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + \dots}{+ f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \varepsilon_{cu})} \right] \quad (5.7.4.5-2)$$

Si la **carga axial mayorada** es menor que $0,10 \phi f'_c A_g$:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (5.7.4.5-3)$$

siendo:

- ϕ el factor de resistencia para elementos solicitados a compresión axial.
- P_{rxy} la resistencia axial minorada en flexión biaxial, en kN.
- P_{rx} la resistencia axial minorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_y es la única presente, en kN.
- P_{ry} la resistencia axial minorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_x es la única presente, en kN.
- P_u la fuerza axial mayorada aplicada, en kN.
- M_{ux} el momento mayorado aplicado respecto del eje x , en kNm.
- M_{uy} el momento mayorado aplicado respecto del eje y , en kNm.
- e_x la excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección x , es decir $= M_{uy}/P_u$, en m.
- e_y la excentricidad de la fuerza axial mayorada aplicada en la dirección y , es decir $= M_{ux}/P_u$, en m.
- P_o la resistencia axial nominal de una sección para excentricidad nula, en kN.

La resistencia axial minorada P_{rx} y P_{ry} no se deberá tomar mayor que el producto entre el factor de resistencia, ϕ , y la máxima resistencia nominal a la compresión dada por las expresiones 5.7.4.4-2 o 5.7.4.4-3, según corresponda.

5.7.4.6. Zunchos en espiral y estribos cerrados

El área de acero de los zunchos en espiral y estribos cerrados en puentes ubicados en **Zona de Desempeño Sísmico 2, 3 o 4** deberá satisfacer los requisitos especificados en el artículo 5.10.11 del **Reglamento INPRES - CIRSOC 103 - Parte VI**.

Cuando el área de la armadura, los zunchos en espiral y los estribos cerrados, no esté determinada por las siguientes condiciones:

- Requisitos de diseño sismorresistente,

- Corte o torsión según lo especificado en el artículo 5.8, o
- Requisitos mínimos según lo especificado en el artículo 5.10.6,

la relación entre el volumen de armadura del zuncho en espiral y el volumen total del núcleo confinado de hormigón, medido entre las partes exteriores de los zunchos, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\rho_s \geq 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (5.7.4.6-1)$$

siendo:

- A_g el área bruta de la sección de hormigón, en m².
- A_c el área del núcleo medido hasta el diámetro exterior del zuncho, en m².
- f'_c la resistencia especificada del hormigón a **28 días**, a menos que se especifique una edad diferente, en MPa.
- f_{yh} la tensión de fluencia especificada de la armadura del zuncho en espiral, en MPa.

Los demás detalles de armaduras de zunchos en espiral y estribos cerrados, deberán satisfacer los requisitos del artículo 5.10.6 de este Reglamento y del artículo 5.10.11 del **Reglamento INPRES - CIRSOC 103 - Parte VI**.

5.7.4.7. Elementos comprimidos de sección rectangular hueca

5.7.4.7.1. Relación de esbeltez de las paredes

La relación de esbeltez de las paredes de una sección transversal rectangular hueca se deberá tomar como:

$$\lambda_w = \frac{X_u}{t} \quad (5.7.4.7.1-1)$$

siendo:

- X_u la longitud libre de la porción de pared de espesor constante entre otras paredes o entre chaflanes entre paredes, en m.
- t el espesor de la pared, en m.
- λ_w la relación de esbeltez de las paredes para columnas huecas.

Solo se podrán utilizar esbelteces de pared mayores que **35** si el comportamiento y la resistencia de las paredes se documentan mediante pruebas analíticas o experimentales aceptables para el Propietario.

5.7.4.7.2. Limitaciones para la aplicación del método del diagrama rectangular de tensiones

5.7.4.7.2a. Requisitos generales

A excepción de lo especificado en el artículo 5.7.4.7.2c, el método del diagrama rectangular de tensiones equivalente no se deberá utilizar en el diseño de elementos comprimidos de sección rectangular hueca con relaciones de esbeltez de pared ≥ 15 .

Si la **relación de esbeltez** de las paredes es menor que **15** se puede utilizar el método del diagrama rectangular de tensiones en base a una deformación específica por compresión igual a **0,003**.

5.7.4.7.2b. Método refinado para ajustar el límite de máxima deformación específica utilizable

Si la **relación de esbeltez** de las paredes es mayor o igual que **15**, la máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón es igual al menor valor entre la deformación específica por pandeo local calculada para el ala más ancha de la sección transversal o **0,003**.

La deformación específica por pandeo local del ala más ancha de la sección transversal se puede calcular suponiendo que los cuatro bordes del ala están simplemente apoyados. Se deberá considerar el comportamiento no lineal de los materiales incorporando los módulos tangentes del hormigón y el acero de las armaduras en el cálculo de la deformación específica por pandeo local.

Al calcular la resistencia de los elementos comprimidos de sección rectangular hueca construidos por segmentos se deberán despreciar las armaduras discontinuas no postesadas.

La resistencia a la flexión se deberá calcular utilizando los principios del artículo 5.7.3 aplicados juntamente con las curvas tensión-deformación que se anticipan para los tipos de materiales a utilizar.

5.7.4.7.2c. Método aproximado para ajustar la resistencia minorada

Si la **esbeltez de las paredes** es ≤ 35 , en lugar de los requisitos de los artículos 5.7.4.7.2a y 5.7.4.7.2b se pueden utilizar los requisitos del presente artículo y el método del diagrama rectangular de tensiones.

La resistencia minorada de una columna hueca, determinada utilizando una máxima deformación específica utilizable de **0,003** y los factores de resistencia especificados en el artículo 5.5.4.2 se deberá reducir aún más aplicando un factor ϕ_w tomado como:

- Si $\lambda_w \leq 15$, entonces $\phi_w = 1,0$ (5.7.4.7.2c-1)
- Si $15 < \lambda_w \leq 25$, entonces $\phi_w = 1 - 0,025 (\lambda_w - 15)$ (5.7.4.7.2c-2)
- Si $25 < \lambda_w \leq 35$, entonces $\phi_w = 0,75$ (5.7.4.7.2c-3)

5.7.5. Aplastamiento

Si no hay armadura de confinamiento en el hormigón que soporta el dispositivo de apoyo, la resistencia minorada al aplastamiento se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.7.5-1)$$

donde:

$$P_n = 850 f'_c A_1 m \quad (5.7.5-2)$$

siendo:

P_n la resistencia nominal al aplastamiento, en kN.

A_1 el área debajo del dispositivo de apoyo, en m².

m el factor de modificación.

A_2 el área ideal definida en este reglamento, en m².

El factor de modificación se puede determinar de la siguiente manera:

- Si la superficie de apoyo es más ancha que el área cargada en todos sus lados:

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2,0 \quad (5.7.5-3)$$

- Si el área cargada está sujeta a tensiones de aplastamiento distribuidas de forma no uniforme:

$$m = 0,75 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,50 \quad (5.7.5-4)$$

Si la superficie de apoyo es inclinada o escalonada, A_2 se puede tomar como el área de la base inferior del mayor tronco de una pirámide recta, cono, o cuña ahusada totalmente contenida dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada y pendientes laterales de **1,0** vertical en **2,0** horizontal.

Si la carga aplicada mayorada es mayor que la resistencia minorada aquí especificada, se deberán tomar recaudos para resistir las fuerzas de desgarramiento y descantillado de acuerdo con el artículo 5.10.9.

5.7.6. Elementos traccionados

5.7.6.1. Resistencia minorada a la tracción

Los elementos en los cuales las cargas mayoradas inducen tensiones de tracción en la totalidad de la sección transversal se deberán considerar elementos traccionados y se supondrá que la fuerza axial es resistida exclusivamente por los elementos de acero. Se

aplicarán los requisitos del artículo 5.11.5.4.

La resistencia minorada a la tracción uniforme se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.7.6.1-1)$$

siendo:

P_n la resistencia nominal a la tracción especificada en el artículo 5.6.3.4.

ϕ el factor de resistencia especificado en el artículo 5.5.4.2

5.7.6.2. Resistencia a la combinación de tracción y flexión

Los elementos solicitados por cargas de tracción excéntricas que inducen en la sección transversal tanto tensiones de tracción como de compresión se deberán dimensionar de acuerdo con los requisitos del artículo 5.7.2.

5.8. CORTE Y TORSIÓN

5.8.1. Procedimientos de diseño

5.8.1.1. Regiones solicitadas a flexión

Cuando sea razonable suponer que las secciones planas permanecerán planas luego de la aplicación de las cargas, las regiones de los elementos se deberán diseñar para corte o torsión utilizando ya sea el modelo por secciones según lo especificado en el artículo 5.8.3 o bien el modelo de bielas y tirantes según lo especificado en el artículo 5.6.3. Se aplicarán los requisitos del artículo 5.8.2.

En lugar de aplicar los requisitos del artículo 5.8.3, los puentes tipo viga cajón de hormigón postesado construidos por dovelas, se podrán proyectar para corte y torsión usando los requisitos del artículo 5.8.6.

Los elementos en los cuales la distancia entre el punto de corte nulo y la cara del apoyo sea menor que **2d**, o los elementos en los cuales hay una carga que provoca más de **1/2** (**1/3** en el caso de las vigas cajón por dovelas) del corte en un apoyo a menos de **2d** de la cara del apoyo, se podrán considerar como elementos de gran altura para los cuales se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.6.3 y los requisitos sobre detallado del artículo 5.13.2.3.

5.8.1.2. Regiones próximas a discontinuidades

Cuando la hipótesis de secciones planas de la teoría flexional no sea válida, las regiones de los elementos se deberán diseñar para corte y torsión utilizando el modelo de bielas y tirantes según lo especificado en el artículo 5.6.3. Se aplicarán los requisitos del artículo 5.13.2.

5.8.1.3. Regiones de interfaz

Las interfaces entre elementos se deberán diseñar para transferencia de corte de acuerdo con los requisitos del artículo 5.8.4.

5.8.1.4. Losas y zapatas

Las **regiones tipo losa** se deberán diseñar para corte de acuerdo con los requisitos de los artículos 5.13.3.6 o 5.6.3.

5.8.1.5. Almas curvas de puentes-viga tipo cajón postensadas

Las **vigas curvas tipo cajón postensadas** que tienen una altura libre total, h_c , superior a **1,20 m**, se deben diseñar para los siguientes efectos combinados, antes y después de las pérdidas:

- los efectos combinados del corte global que resulta del corte vertical y la torsión,
- flexión regional transversal del alma que resulta de la fuerza lateral de pretensado, y
- flexión transversal del alma a partir de las cargas verticales y del postensado transversal.

5.8.2. Consideraciones generales

5.8.2.1. Requisitos generales

La **resistencia minorada a la torsión**, T_r , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$T_r = \phi T_n \quad (5.8.2.1-1)$$

siendo:

T_n la resistencia nominal a la torsión especificada en el artículo 5.8.3.6, en kNm.

ϕ el factor de resistencia especificado en el artículo 5.5.4.2.

La **resistencia minorada al corte**, V_r , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.8.2.1-2)$$

siendo:

V_n la resistencia nominal al corte especificada en el artículo 5.8.3.3, en kN.

ϕ el factor de resistencia especificado en el artículo 5.5.4.2

Para el hormigón de peso normal, los efectos torsionales se deberán analizar cuando:

$$T_u > 0,25 \phi T_{cr} \quad (5.8.2.1-3)$$

donde:

$$T_{cr} = 328 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,328 \sqrt{f'_c}}} \quad (5.8.2.1-4)$$

siendo:

- T_u el momento torsor mayorado, en kNm.
- T_{cr} el momento de fisuración por torsión, en kNm.
- A_{cp} el área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, en m².
- p_c la longitud del perímetro exterior de la sección de hormigón, en m.
- f_{pc} la tensión de compresión en el hormigón después de las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste cargas temporarias o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, en MPa.
- ϕ el factor de resistencia especificado en el artículo 5.5.4.2

Para las estructuras celulares:

$$\frac{A_{cp}^2}{p_c} \leq 2 A_o b_v \quad (5.8.2.1-5)$$

siendo:

- A_o el área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera, en m².

La fuerza de corte mayorada equivalente, V_u , se deberá determinar con la siguiente expresión:

- Para secciones macizas:

$$\sqrt{V_u^2 + \left(\frac{0,9 p_h T_u}{2 A_o} \right)^2} \quad (5.8.2.1-6)$$

- Para secciones huecas:

$$V_u + \frac{T_u d_s}{2 A_o} \quad (5.8.2.1-7)$$

siendo:

p_h el perímetro del eje de la armadura transversal de torsión cerrada, en m.

T_u el momento torsor mayorado, en kNm.

5.8.2.2. Modificaciones para hormigón liviano

Cuando se utilicen hormigones elaborados con agregados livianos, al determinar la resistencia a la torsión y al corte se deberán aplicar las siguientes modificaciones:

- Si para el hormigón liviano se especifica la resistencia media a la tracción por compresión diametral, f_{ct} , en las expresiones dadas en los artículos 5.8.2 y 5.8.3, el término $\sqrt{f'_c}$ se deberá reemplazar por: $4,7 f_{ct} \leq \sqrt{f'_c}$
- Si no se especifica f_{ct} , en las expresiones indicadas en los artículos 5.8.2 y 5.8.3 el término $\sqrt{f'_c}$ se deberá sustituir por los términos $0,75 \sqrt{f'_c}$ para hormigones de agregados livianos y $0,85 \sqrt{f'_c}$ para hormigones de arena y agregados livianos.

Si se utiliza arena para reemplazar parte del agregado se podrá interpolar linealmente.

5.8.2.3. Longitudes de transferencia y anclaje

Se deberán considerar los requisitos del artículo 5.11.4.

5.8.2.4. Regiones que requieren armadura transversal

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se deberá proveer armadura transversal en las siguientes situaciones:

- Cuando $V_u > 0,5 \phi (V_c + V_p)$ (5.8.2.4-1)

o bien

- Cuando las expresiones 5.8.2.1-3 o 5.8.6.3-1 exijan considerar la torsión.

siendo:

V_u la fuerza de corte mayorada, en kN.

V_c la resistencia nominal al corte del hormigón, en kN.

V_p el componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte; $V_p = 0$ cuando se utiliza el método simplificado especificado en el artículo 5.8.3.4.3, en kN.

ϕ el factor de resistencia especificado en el artículo 5.5.4.2.

5.8.2.5. Mínima armadura transversal

Excepto para los puentes viga tipo cajón de hormigón postesado contruidos por dovelas, cuando de acuerdo con lo especificado en el artículo 5.8.2.4 se requiera armadura transversal, el área de acero deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_v \geq 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.8.2.5-1)$$

siendo:

- A_v el área de la armadura transversal en una distancia s , en m^2 .
- b_v el ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas como se especifica en el artículo 5.8.2.9, en m.
- s la separación de la armadura transversal, en m.
- f_y la tensión de fluencia de la armadura transversal, en MPa.

Para los puentes viga tipo cajón de hormigón postesado contruidos por dovelas, cuando de acuerdo con lo especificado en el artículo 5.8.6.5 se requiera armadura transversal, el área de la armadura transversal deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_v \geq 0,345 \frac{b_w s}{f_y} \quad (5.8.2.5-2)$$

siendo:

- A_v el área de una armadura de corte por alma en una distancia s , en m^2 .
- b_w el ancho del alma, en m.
- s la separación de la armadura transversal, en m.
- f_y la tensión de fluencia de la armadura transversal, en MPa.

Para los puentes viga tipo cajón de hormigón postesado contruidos por dovelas, si de acuerdo con lo especificado en el artículo 5.8.6.5 no se requiera armadura transversal, el área mínima de armadura transversal de corte por cada alma no deberá ser menor que el equivalente a dos barras de armadura $d_b = 12 \text{ mm}$ de $f_y = 420 \text{ MPa}$, por m de longitud.

5.8.2.6. Tipos de armadura transversal

La armadura transversal podrá estar conformada por:

- Estribos perpendiculares al eje longitudinal del elemento;
- Mallas de alambres soldadas, con alambres perpendiculares al eje longitudinal del elemento, siempre que los alambres transversales estén certificados para soportar

un alargamiento mínimo de **4%**, medido en una longitud de calibración de al menos **0,10 m** que incluya al menos un alambre transversal;

- Cables de pretensado anclados, detallados y contruidos de manera de minimizar la pérdida por acuíñamiento y las pérdidas dependientes del tiempo, y que forman un ángulo mayor o igual que **45 grados** respecto de la armadura longitudinal de tracción;
- Una combinación de estribos, cables y barras longitudinales dobladas;
- Zunchos en espiral o estribos cerrados circulares;
- Estribos inclinados que forman un ángulo mayor o igual que **45 grados** respecto de la armadura longitudinal de tracción; o
- Barras longitudinales dobladas en elementos no pretensados con la parte doblada formando un ángulo mayor o igual que **30 grados** respecto de la armadura longitudinal de tracción.

La separación de los estribos inclinados y de la armadura longitudinal doblada deberá ser tal que cada línea a **45 grados** que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento, $h/2$, a la armadura de tracción longitudinal deberá ser atravesada por al menos una línea de armadura transversal.

La armadura transversal se deberá detallar de manera tal que la fuerza de corte se transfiera de manera efectiva entre diferentes elementos o zonas de un mismo miembro.

La armadura de torsión deberá consistir tanto en armadura transversal como en armadura longitudinal. La armadura longitudinal deberá consistir en barras y/o cables. La armadura transversal puede consistir en:

- Estribos cerrados, perpendiculares al eje longitudinal del elemento, tal como se especifica en el artículo 5.11.2.6.4.
- Una jaula cerrada de malla de alambre soldada con alambres transversales perpendiculares al eje longitudinal del elemento, o
- Zunchos en espiral o estribos cerrados circulares.

5.8.2.7. Máxima separación de la armadura transversal

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible, $s_{máx}$, determinada de la siguiente manera:

- Si $v_u < 0,125 f'_c$:

$$s_{máx} = 0,8 d_v \leq 0,60 \text{ m} \quad (5.8.2.7-1)$$

- Si $v_u \geq 0,125 \cdot f'_c$:

$$s_{máx} = 0,4 d_v \leq 0,30 \text{ m} \quad (5.8.2.7-2)$$

siendo:

- v_u la tensión de corte calculada de acuerdo con el artículo 5.8.2.9, en MPa.
- d_v la altura de corte efectiva de acuerdo con lo definido en el artículo 5.8.2.9, en m.

Para los puentes tipo viga cajón de hormigón postesado construidos por dovelas, la separación de los estribos cerrados requeridos para resistir los efectos del corte debido a los momentos torsores no deberá ser mayor que la mitad de la dimensión más corta de la sección transversal ni que **0,30 m**.

5.8.2.8. Requisitos de diseño y detallado

La **armadura transversal** se deberá anclar en ambos extremos de acuerdo con los requisitos del artículo 5.11.2.6. Para los elementos compuestos solicitados a flexión, al determinar si se satisfacen los requisitos sobre desarrollo y anclaje del artículo 5.11.2.6 se puede considerar la prolongación de la armadura de corte de la viga hacia el interior de la losa de tablero.

La **tensión de fluencia de diseño de la armadura transversal** no pretensada se deberá tomar igual a la tensión de fluencia especificada cuando esta última sea menor o igual que **420 MPa**. Para una armadura transversal no pretensada con una tensión de fluencia mayor que **420 MPa**, la tensión de fluencia de diseño se deberá tomar como la tensión correspondiente a una deformación específica de **0,0035**, pero nunca mayor que **500 MPa**.

La **tensión de fluencia de diseño de la armadura transversal** pretensada se deberá tomar como la tensión efectiva, luego de considerar todas las pérdidas de pretensado, más **420 MPa**, pero nunca mayor que f_{py} .

Cuando se utilice como **armadura transversal** armadura de malla de alambre, ésta se deberá anclar en ambos extremos de acuerdo con los requisitos del artículo 5.11.2.6.3. No se permitirán otras uniones soldadas que no sean las requeridas para el anclaje.

Al calcular la resistencia al corte de un elemento de altura variable se deberán considerar las componentes inclinadas de compresión y/o de tracción por flexión.

5.8.2.9. Tensión de corte en el hormigón

La **tensión de corte en el hormigón** se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \frac{1}{1000} \quad (5.8.2.9-1)$$

siendo:

- ϕ el factor de resistencia para corte especificado en el artículo 5.5.4.2.

- b_v el ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma, medido en forma paralela al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión, o, en el caso de secciones circulares, diámetro de la sección modificado para considerar la presencia de vainas si corresponde, en m.
- d_v la altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre $0,9 d_e$ y $0,72 h$, en m, siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (5.8.2.9-2)$$

Al determinar el ancho del alma a un nivel en particular, al ancho del alma se le deberá restar un medio de los diámetros de las vainas no llenadas con mortero o un cuarto de los diámetros de las vainas llenadas con mortero a dicho nivel.

5.8.3. Modelo de diseño por secciones

5.8.3.1. Requisitos generales

El modelo de diseño por secciones se puede utilizar para diseñar al corte cuando esté permitido de acuerdo con los requisitos del artículo 5.8.1.

En lugar de los métodos aquí especificados, la resistencia de los elementos solicitados a corte o a una combinación de corte y torsión se puede determinar satisfaciendo las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones y utilizando relaciones tensión-deformación verificadas empíricamente para la armadura y para el hormigón fisurado diagonalmente. Si es necesario considerar corte simultáneo en una segunda dirección, la investigación se deberá basar ya sea en los principios antes expuestos o bien en un modelo de bielas y tirantes tridimensional.

5.8.3.2. Secciones próximas a los apoyos

Se deberán considerar los requisitos del artículo 5.8.1.2.

Si la fuerza de reacción en la dirección del corte aplicado introduce compresión en la región extrema de un elemento, la ubicación de la sección crítica para corte se deberá tomar a una distancia igual a d_v a partir de la cara interna del apoyo como se ilustra en la **Figura 5.8.3.2-1**.

Caso contrario, la sección de diseño se deberá tomar en la cara interna del apoyo. Si un elemento tipo viga se extiende a ambos lados del área de reacción, la sección de diseño a cada lado de la reacción se deberá determinar en forma separada en base a las cargas a cada lado de la reacción y considerando si su respectiva contribución a la reacción total introduce tracción o compresión en la región extrema.

Para las vigas postesadas se deberá proveer armadura en la zona de anclaje como se especifica en el artículo 5.10.9. Para las vigas pretesadas se deberá proveer una jaula de armadura que confine los extremos de los cordones como se especifica en el artículo 5.10.10. Para las vigas no pretensadas soportadas por apoyos que introducen compresión

en el elemento, solo se puede proveer armadura transversal mínima entre el borde interior de la placa de apoyo y el extremo de la viga.

Si la tensión de corte en la sección de diseño calculada de acuerdo con el artículo 5.8.2.9 es mayor que $0,18 f'_c$ y el elemento tipo viga no se construye integralmente con el apoyo, su región extrema se deberá diseñar utilizando el modelo de bielas y tirantes especificado en el artículo 5.6.3.

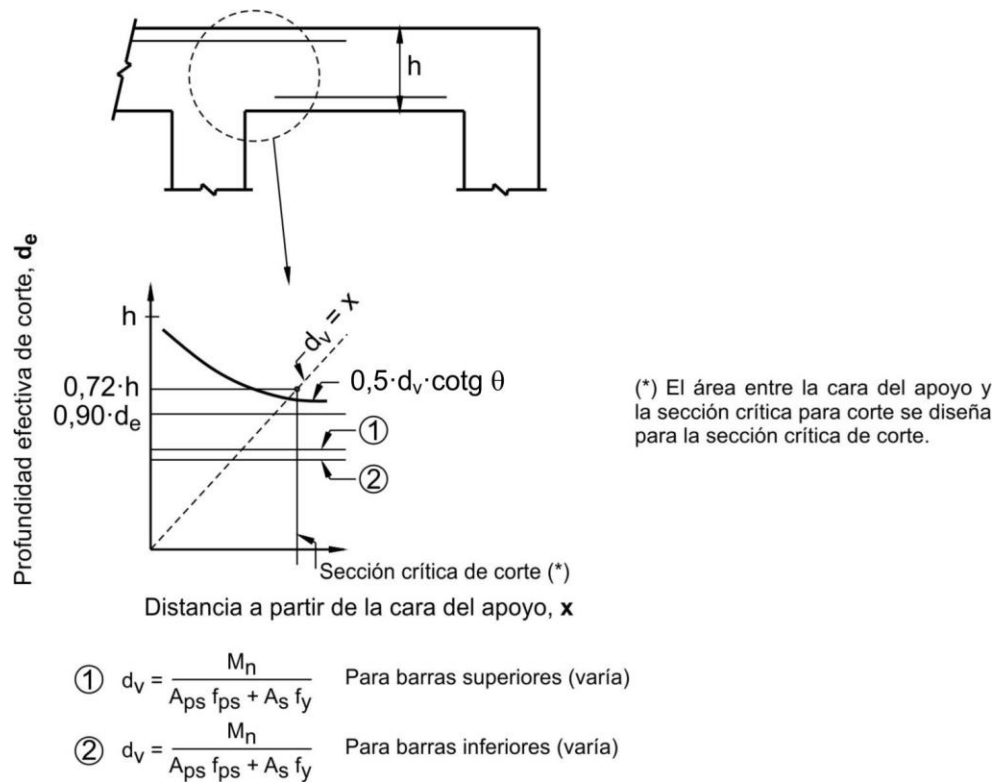


Figura 5.8.3.2-1. Sección crítica para corte

5.8.3.3. Resistencia nominal al corte

La **resistencia nominal al corte**, V_n , se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3-1)$$

$$V_n = 250 f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.3-2)$$

siendo:

$$V_c = 83 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v, \text{ si se utilizan los procedimientos dados en los artículos 5.8.3.4.1 o 5.8.3.4.2.} \quad (5.8.3.3-3)$$

V_c = el menor valor entre V_{ci} y V_{cw} si se utilizan los procedimientos dados en el artículo 5.8.3.4.3.

$$V_s = \frac{1000 A_v f_y d_v (\cotg \theta + \cotg \alpha) \sen \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

Cuando la armadura transversal consiste en una única barra longitudinal o un único grupo de barras longitudinales paralelas dobladas a la misma distancia del apoyo, la resistencia al corte que proporcionan estas barras se deberá determinar como:

$$V_s = 1000 A_v f_y \sen \alpha \leq 249 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.3.3-5)$$

siendo:

- b_v el ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v , como se determina en el artículo 5.8.2.9, en m.
- d_v la altura de corte efectiva como se determina en el artículo 5.8.2.9, en m.
- s la separación de la armadura transversal medida en una dirección paralela a la armadura longitudinal, en m.
- β el factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción según se especifica en el artículo 5.8.3.4.
- θ el ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal como se determina en el artículo 5.8.3.4 (°); si se utilizan los procedimientos del artículo 5.8.3.4.3, $\cotg \theta$ es como allí se define.
- α el ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal, en grados (°).
- A_v el área de la armadura de corte en una distancia s , en m².
- V_p la componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado; $V_p = 0$ cuando se aplica el artículo 5.8.3.4.3 [kN].

Si se utiliza armadura longitudinal doblada, solamente los tres cuartos centrales de la parte inclinada de la barra doblada se deberá considerar efectiva como armadura transversal.

Si para proveer resistencia al corte en una misma porción de un elemento se utiliza más de un tipo de armadura transversal, la resistencia al corte V_s se deberá determinar como la sumatoria de los valores de V_s calculados para cada tipo.

Si la resistencia al corte se proporciona por medio de armadura longitudinal doblada o de una combinación de armadura longitudinal doblada y estribos, la resistencia nominal al corte se deberá determinar usando el procedimiento simplificado de acuerdo con el artículo 5.8.3.4.1.

5.8.3.4. Procedimiento para determinar la resistencia al corte

Para el diseño al corte se puede utilizar cualquiera de los tres métodos aquí identificados, siempre que se satisfagan todos los requisitos para la utilización del método seleccionado.

5.8.3.4.1. Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas

Para las zapatas de hormigón en las cuales la distancia entre el punto de corte nulo y la cara de la columna, pilar o tabique sea menor que $3 d_v$ con o sin armadura transversal, y para otras secciones de hormigón no pretensado no solicitadas a tracción axial y que contengan al menos la mínima cantidad de armadura transversal especificada en el artículo 5.8.2.5, o que tengan una altura total menor que **0,40 m**, se podrán utilizar los siguientes valores:

$$\beta = 2,0$$

$$\theta = 45^\circ$$

5.8.3.4.2. Procedimiento general

Los parámetros β y θ se deberán determinar mediante los siguientes requisitos.

Para las secciones que contengan al menos la cantidad mínima de armadura transversal especificada en el artículo 5.8.2.5, el valor de β se podrá determinar mediante la expresión 5.8.3.4.2-1:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

Cuando las secciones no contengan al menos la cantidad mínima de armadura transversal, el valor de β podrá ser como se especifica en la expresión 5.8.3.4.2-2:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750 \varepsilon_s)} \frac{1,3}{(1 + s_{xe})} \quad (5.8.3.4.2-2)$$

En ambos casos el valor de θ podrá ser como se especifica en la expresión 5.8.3.4.2-3:

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s \quad (5.8.3.4.2-3)$$

En las expresiones 5.8.3.4.2-1 a 5.8.3.4.2-3, ε_s es la deformación específica neta por tracción longitudinal en la sección en el baricentro de la armadura de tracción, como se ilustra en las **Figuras 5.8.3.4.2-1** y **5.8.3.4.2-2**. En lugar de utilizar procedimientos más complejos, ε_s se puede determinar mediante la expresión 5.8.3.4.2-4:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5 N_u + |V_u - V_p| - 1000 A_{ps} f_{po} \right)}{1000 (E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad (5.8.3.4.2-4)$$

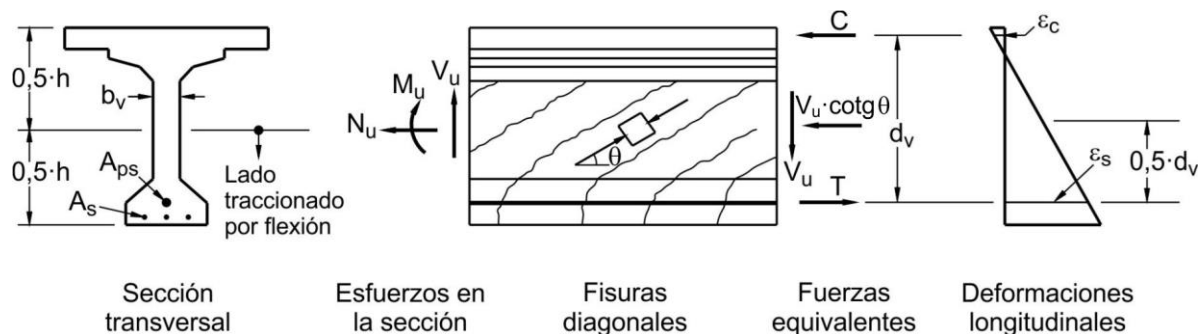


Figura 5.8.3.4.2-1. Parámetros de corte para una sección que contiene al menos la cantidad mínima de armadura transversal, $V_p = 0$

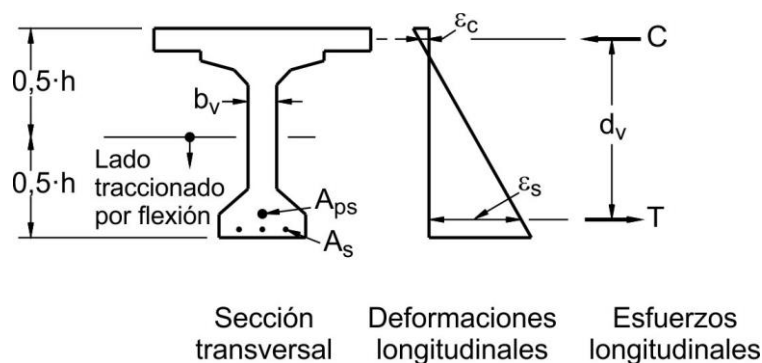


Figura 5.8.3.4.2-2. Deformación específica longitudinal, ϵ_s , para secciones que contienen menos que la mínima cantidad de armadura transversal

El parámetro de separación de las fisuras, s_{xe} , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$s_{xe} = s_x \frac{0,035}{a_g + 0,016} \quad (5.8.3.4.2-5)$$

donde:

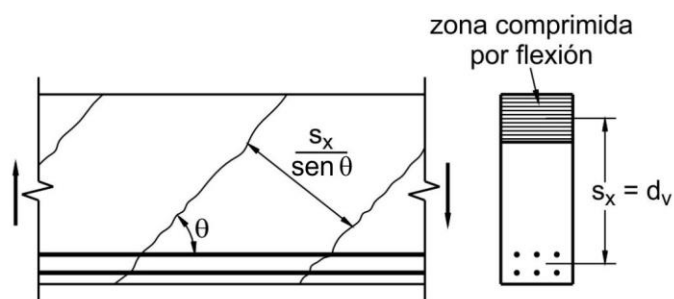
$$0,30 \text{ m} \leq s_{xe} \leq 2,00 \text{ m}$$

siendo:

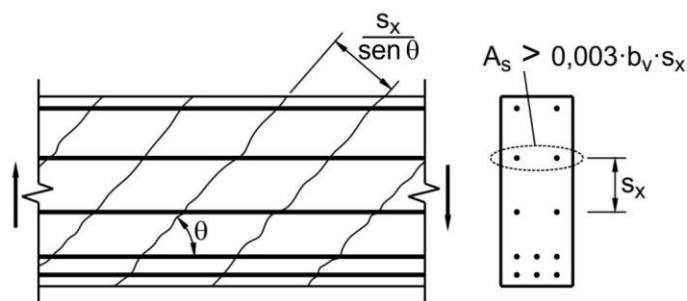
A_c el área del hormigón del lado del elemento traccionado por flexión, como se ilustra en la **Figura 5.8.3.4.2-1**, en m^2 .

A_{ps} el área del acero de pretensado del lado del elemento traccionado por flexión, como se ilustra en la **Figura 5.8.3.4.2-1**, en m^2 .

- A_s el área del acero no pretensado del lado del elemento traccionado por flexión en la sección considerada, como se ilustra en la **Figura 5.8.3.4.2-1**, en m².
- a_g el tamaño máximo de los agregados, en m.
- f_{po} el parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los cables de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria remanente entre los cables de pretensado y el hormigón que los rodea, en MPa. Para los niveles de pretensado habituales, un valor de **0,7 f_{pu}** será adecuado tanto para elementos pretesados como para elementos postesados.
- N_u la fuerza axial mayorada, positiva si es de tracción y negativa si es de compresión, en kN.
- $|M_u|$ el valor absoluto del momento mayorado, nunca menor que $(|V_u - V_p| d_v)$, en kN m.
- s_x el menor valor entre d_v o la máxima distancia entre capas de armadura longitudinal para limitar la fisuración, siendo el área de la armadura en cada capa no menor que **0,003 $b_v s_x$** , como se ilustra en la **Figura 5.8.3.4.2-3**, en m.
- V_u la fuerza de corte mayorada, en kN.



(a) Elemento sin armadura transversal y con armadura longitudinal concentrada



(b) Elemento sin armadura transversal pero con armadura longitudinal bien distribuida

Figura 5.8.3.4.2-3. Definición del parámetro de separación de las fisuras, s_x

Dentro de la longitud de transferencia, el valor de f_{po} se deberá incrementar linealmente desde cero en la ubicación en la cual comienza la adherencia entre los cordones y el hormigón hasta su valor total al final de la longitud de transferencia.

El lado del elemento traccionado por flexión se deberá tomar como la semialtura que contiene la zona traccionada por flexión, como se ilustra en la **Figura 5.8.3.4.2-1**.

Al utilizar las expresiones 5.8.3.4.2-1 a 5.8.3.4.2-5 se deberán tener en cuenta las siguientes consideraciones:

$|M_u|$ no se deberá tomar menor que $(|V_u - V_p| d_v)$.

Al calcular A_s y A_{ps} , el área de las barras o cables que terminan a una distancia menor que su longitud de desarrollo de la sección considerada se debe reducir en proporción a su falta de desarrollo.

Si el valor de ϵ_s calculado con la expresión 5.8.3.4.2-4 resulta negativo, dicho valor se deberá tomar como cero o bien se debe recalculer reemplazando el denominador de la expresión 5.8.3.4.2-4 por $(E_s A_s + E_p A_{ps} + E_c A_{ct})$. No obstante, ϵ_s no se deberá tomar menor que - 0,0004.

Para las secciones ubicadas a una distancia menor que d_v de la cara del apoyo, para evaluar β y θ se puede utilizar el valor de ϵ_s calculado a d_v de la cara del apoyo.

Si la tracción axial es lo suficientemente grande como para fisurar la cara comprimida de la sección, el valor calculado mediante la expresión 5.8.3.4.2-4 se debe duplicar.

Está permitido determinar β y θ mediante las expresiones 5.8.3.4.2-1 a 5.8.3.4.2-3 usando un valor de ϵ_s mayor que el calculado mediante la expresión 5.8.3.4.2-4. No obstante, ϵ_s no se debe tomar mayor que 0,006.

5.8.3.4.3. Procedimiento simplificado para secciones pretensadas y no pretensadas

Para las vigas de hormigón pretensadas y no pretensadas que no están sujetas a tracciones axiales significativas y que contienen al menos la cantidad mínima de armadura transversal especificada en el artículo 5.8.2.5, V_n en el artículo 5.8.3.3 se puede determinar tomando V_p como cero y V_c como el menor valor entre V_{ci} y V_{cw} , donde:

V_{ci} la resistencia nominal al corte que provee el hormigón cuando se produce fisuración inclinada debido a la combinación de corte y momento, en kN.

V_{cw} la resistencia nominal al corte que provee el hormigón cuando se produce fisuración inclinada debido a la presencia de tensiones principales excesivas en el alma, en kN.

V_{ci} se deberá determinar como:

$$V_{ci} = 53 \sqrt{f'_c} b_v d_v + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{máx}} \geq 163 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.3.4.3-1)$$

siendo:

- V_d la fuerza de corte en la sección debido a la carga permanente no mayorada, incluye tanto **DC** como **DW**, en kN.
- V_i la fuerza de corte mayorada en la sección debido a las cargas aplicadas externamente que ocurren simultáneamente con $M_{m\acute{a}x}$, en kN.
- M_{cre} el momento que provoca fisuración por flexión en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, en kNm.
- $M_{m\acute{a}x}$ el momento máximo mayorado en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, en kNm.

M_{cre} se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$M_{cre} = S_c \left[1000 (f_r + f_{cpe}) - \frac{M_{dnc}}{S_{nc}} \right] \quad (5.8.3.4.3-2)$$

siendo:

- f_{cpe} la tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en MPa.
- M_{dnc} el momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta, en kNm.
- S_c el módulo resistente para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m³.
- S_{nc} el módulo resistente para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción, en m³.

En la expresión 5.8.3.4.3-1, $M_{m\acute{a}x}$ y V_i se deberán determinar a partir de la combinación de cargas que provoque el máximo momento en la sección.

V_{cw} se deberá determinar como:

$$V_{cw} = (158 \sqrt{f'_c} + 300 f_{pc}) b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.4.3-3)$$

siendo:

- f_{pc} la tensión de compresión en el hormigón (una vez que han ocurrido todas las pérdidas), ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, en MPa. En un elemento compuesto, f_{pc} es la tensión de compresión resultante en el baricentro de la sección

compuesta o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, provocada tanto por las tensiones de pretensado como por los momentos flectores que resiste el elemento prefabricado actuando por sí solo.

V_s se deberá determinar usando la expresión 5.8.3.3-4, tomando θ de la siguiente manera:

si $V_{ci} < V_{cw}$: $\cotg \theta = 1,0$

si $V_{ci} > V_{cw}$: $\cotg \theta = 1,0 + 1,143 \frac{f_{pc}}{\sqrt{f'_c}} \leq 1,8$ (5.8.3.4.3-4)

5.8.3.5. Armadura longitudinal

En todas las secciones la capacidad de tracción de la armadura longitudinal, del lado del elemento traccionado por flexión, se deberá dimensionar de manera que satisfaga la siguiente condición:

$$1000 \left(A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \right) \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0,5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0,5 V_s \right) \cotg \theta$$

(5.8.3.5-1)

siendo:

V_s la resistencia al corte proporcionada por la armadura transversal en la sección analizada de acuerdo con la expresión 5.8.3.3-4, excepto que V_s nunca se deberá tomar mayor que V_u / ϕ , en kN.

ϕ el ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal utilizado para determinar la resistencia nominal al corte de la sección analizada, de acuerdo con el artículo 5.8.3.4, en grados (°); si se utilizan los procedimientos del artículo 5.8.3.4.3, $\cotg \theta$ es como aquí se define.

$\phi_f \phi_v \phi_c$ los factores de resistencia tomados del artículo 5.5.4.2 para momento, corte y resistencia axial, según corresponda.

No es necesario que el área de armadura longitudinal del lado traccionado del elemento solicitado a flexión sea mayor que el área requerida para resistir solamente el máximo momento. Este requisito se aplica cuando la fuerza de reacción o la carga introduce compresión directa en la cara comprimida del elemento flexionado.

La expresión 5.8.3.5-1 se deberá evaluar en aquellas zonas donde las vigas simplemente apoyadas se hacen continuas para las sobrecargas. La expresión 5.8.3.5-1 se deberá reevaluar donde la armadura longitudinal es discontinua.

En el borde interior del área de apoyo de los extremos correspondientes a apoyos simples de la sección crítica para corte, la armadura longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión deberá satisfacer lo siguiente:

$$1000 \left(A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \right) \geq \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0,5 V_s - V_p \right) \cotg \theta \quad (5.8.3.5-2)$$

Las expresiones 5.8.3.5-1 y 5.8.3.5-2 se deben aplicar a secciones que no estén sujetas a torsión. Cualquier falta de anclaje deberá ser tomada en cuenta.

5.8.3.6. Secciones solicitadas a combinaciones de corte y torsión

5.8.3.6.1. Armadura transversal

La armadura transversal no deberá ser menor que la sumatoria de la armadura requerida para corte, según lo especificado en el artículo 5.8.3.3, más la armadura requerida para la torsión simultánea, según lo especificado en los artículos 5.8.2.1 y 5.8.3.6.2.

5.8.3.6.2. Resistencia a la torsión

La **resistencia nominal a la torsión** se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$T_n = \frac{2000 A_o A_t f_y \cotg \theta}{s} \quad (5.8.3.6.2-1)$$

siendo:

- A_o el área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera en la misma, en m².
- A_t el área de una rama de la armadura transversal de torsión cerrada en los elementos macizos, o área total de armadura transversal de torsión en el alma exterior de los elementos tipo célula, en m².
- θ el ángulo de fisuración determinado de acuerdo con los requisitos del artículo 5.8.3.4 con las modificaciones para las expresiones de v y V_u aquí especificadas, en grados (°).

5.8.3.6.3. Armadura longitudinal

Se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.8.3.5 según las modificaciones especificadas en este artículo para incluir la torsión.

La armadura longitudinal de las secciones macizas se deberá dimensionar de manera de satisfacer la expresión 5.8.3.6.3-1:

$$1000 \left(A_{ps} f_{ps} + A_s f_y \right) \geq \frac{|M_u|}{\phi d_v} + 0,5 \frac{N_u}{\phi} + \dots + \cotg \theta \sqrt{\left(\left| \frac{V_u}{\phi} - V_p \right| - 0,5 V_s \right)^2 + \left(\frac{0,45 p_h T_u}{2 A_o \phi} \right)^2} \quad (5.8.3.6.3-1)$$

En las secciones tipo cajón, la armadura longitudinal para torsión adicional a la requerida para flexión no deberá ser menor que:

$$A_{\ell} = \frac{T_n p_h}{2000 A_o f_y} \quad (5.8.3.6.3-2)$$

siendo:

p_h el perímetro del eje de la armadura transversal de torsión cerrada, en m.

5.8.4. Transferencia de corte en las interfaces - Corte por fricción

5.8.4.1. Requisitos generales

Se deberá considerar la transferencia de corte en la interfaz en los planos dados por:

- Una fisura existente o potencial,
- Una interfaz entre diferentes materiales,
- Una interfaz entre dos hormigones colados en diferentes momentos, o
- La interfaz entre diferentes elementos de la sección transversal.

La armadura para el corte en las interfaces podrá consistir en barras individuales, estribos de múltiples ramas o mallas de alambre soldadas.

Para poder desarrollar la tensión de fluencia de diseño, toda la armadura presente donde se ha de considerar la transferencia de corte en una interfaz deberá estar totalmente anclada a ambos lados de dicha interfaz mediante embebimiento, ganchos o métodos mecánicos tales como pernos con cabeza o soldadura.

Se deberá satisfacer el área mínima de armadura de corte en la interfaz especificada en el artículo 5.8.4.4.

La **resistencia minorada al corte en la interfaz**, V_{ri} , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$V_{ri} = \phi V_{ni} \quad (5.8.4.1-1)$$

y el diseño deberá satisfacer:

$$V_{ri} \geq V_{ui} \quad (5.8.4.1-2)$$

siendo:

V_{ni} la resistencia al corte nominal en la interfaz, en kN.

V_{ui} la fuerza de corte mayorada en la interfaz debida a la carga permanente total en base a la resistencia aplicable y a las combinaciones de cargas correspondientes a eventos extremos de la **Tabla 3.4.1.1**, del **Reglamento CIRSOC 801**, en kN, y

- ϕ el factor de resistencia para corte especificado en el artículo 5.5.4.2.1. En aquellos casos en los cuales los hormigones a ambos lados de una interfaz tienen diferentes pesos unitarios se deberá utilizar el menor de los dos valores de ϕ .

La resistencia nominal al corte del plano de interfaz se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$V_{ni} = 1000 \ c \ A_{cv} + \mu (1000 \ A_{vf} \ f_y + P_c) \quad (5.8.4.1-3)$$

La resistencia nominal al corte, V_{ni} , utilizada en el diseño no deberá ser mayor que el menor valor entre los siguientes:

$$V_{ni} \leq 1000 \ K_1 \ f'_c \ A_{cv} \quad (5.8.4.1-4)$$

o bien

$$V_{ni} \leq 1000 \ K_2 \ A_{cv} \quad (5.8.4.1-5)$$

donde:

$$A_{cv} = b_{vi} \ L_{vi} \quad (5.8.4.1-6)$$

siendo:

- A_{cv} el área del hormigón que se considera participa en la transferencia de corte en la interfaz, en m².
- A_{vf} el área de la armadura de corte que atraviesa el plano de corte dentro del área A_{cv} , en m².
- b_{vi} el ancho de la interfaz que se considera participa en la transferencia de corte en m.
- L_{vi} la longitud de la interfaz que se considera participa en la transferencia de corte, en m.
- c el factor de cohesión especificado en el artículo 5.8.4.3, en MPa.
- μ el coeficiente de fricción especificado en el artículo 5.8.4.3, adimensional.
- f_y la tensión de fluencia de la armadura, pero el valor de diseño no debe ser mayor que **420**, en MPa.
- P_c la fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte; si la fuerza es de tracción $P_c = 0$, en kN.
- f'_c la resistencia especificada a **28 días** del hormigón más débil a cualquier lado de la interfaz, en MPa.

K_1 la fracción de la resistencia del hormigón disponible para resistir el corte en la interfaz, tal como se especifica en el artículo 5.8.4.3.

K_2 la resistencia al corte en la interfaz limitante especificada en el artículo 5.8.4.3, en MPa.

5.8.4.2. Cálculo de la fuerza de corte mayorada en la interfaz, V_{ui} , para puentes de vigas/losa

Considerando un diagrama de cuerpo libre y utilizando el valor de una envolvente conservadora de V_{u1} , la tensión de corte mayorada en la interfaz, v_{ui} , en kN/m², para un puente de vigas/losa de hormigón se puede determinar de la siguiente manera:

$$v_{ui} = \frac{V_{u1}}{b_{vi} d_v} \quad (5.8.4.2-1)$$

siendo:

d_v la distancia entre el baricentro del acero de tracción y la mitad del espesor de la losa para calcular una tensión de corte mayorada en la interfaz

La fuerza de corte mayorada en la interfaz para un puente de vigas/losa de hormigón, en kN/m, se puede determinar de la siguiente manera:

$$V_{ui} = v_{ui} A_{cv} = v_{ui} 1,0 b_{vi} \quad (5.8.4.2-2)$$

Si la fuerza neta en el plano de corte de la interfaz, P_c , es de tracción se deberá proveer armadura adicional, A_{vpc} , de la siguiente manera:

$$A_{vpc} = \frac{P_c}{1000 \phi f_y} \quad (5.8.4.2-3)$$

En las vigas, la separación longitudinal de las filas de barras de armadura de transferencia de corte en la interfaz no deberá ser mayor que **0,60 m**.

5.8.4.3. Factores de cohesión y fricción

Para el coeficiente de cohesión, c , y el coeficiente de fricción, μ , se deberán tomar los siguientes valores:

- (a) Para las losas de hormigón colado in situ sobre superficies de vigas de hormigón limpias, libres de lechada y a las cuales se les ha introducido una rugosidad de **0,006 m** de amplitud:

c	=	2 MPa	
μ	=	1,0	
K_1	=	0,3	
K_2	=	12 MPa	para el hormigón de peso normal
	=	9 MPa	para el hormigón liviano

(b) Para el hormigón de peso normal colocado de forma monolítica:

$$\begin{aligned}c &= 3 \text{ MPa} \\ \mu &= 1,4 \\ K_1 &= 0,25 \\ K_2 &= 10 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(c) Para el hormigón liviano colocado de forma monolítica o no monolítica sobre una superficie de hormigón limpia, libre de lechada y a la cual se le ha introducido una rugosidad de **0,006 m** de amplitud:

$$\begin{aligned}c &= 1,7 \text{ MPa} \\ \mu &= 1,0 \\ K_1 &= 0,25 \\ K_2 &= 7 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(d) Para el hormigón de peso normal colocado sobre una superficie de hormigón limpia, libre de lechada y a la cual se le ha introducido una rugosidad de **0,006 m** de amplitud:

$$\begin{aligned}c &= 1,7 \text{ MPa} \\ \mu &= 1,0 \\ K_1 &= 0,25 \\ K_2 &= 10 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(e) Para el hormigón colocado sobre una superficie de hormigón limpia, libre de lechada pero a la cual no se le ha introducido una rugosidad intencional:

$$\begin{aligned}c &= 0,5 \text{ MPa} \\ \mu &= 0,6 \\ K_1 &= 0,2 \\ K_2 &= 6 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(f) Para el hormigón anclado a acero estructural laminado, sin tratamiento adicional, mediante pernos con cabeza o barras de armadura cuando todo el acero en contacto con el hormigón esté limpio y libre de pintura:

$$\begin{aligned}c &= 0,17 \text{ MPa} \\ \mu &= 0,7 \\ K_1 &= 0,2 \\ K_2 &= 6 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(g) Para las ménsulas, cartelas y resaltos horizontales, el factor de cohesión, **c**, se deberá tomar igual a **0**.

5.8.4.4. Área mínima de armadura de corte en la interfaz

A menos que se especifique lo contrario, el área de la sección transversal de la armadura de corte en la interfaz, **A_{vf}**, que atraviesa el área de la interfaz, **A_{cv}**, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{vf} \geq \frac{0,345 A_{cv}}{f_y} \quad (5.8.4.4-1)$$

Para las losas hormigonadas in situ sobre superficies de vigas de hormigón limpias y libres de lechada, se deberán aplicar los siguientes requisitos:

- No es necesario que la mínima armadura de corte en la interfaz, A_{vf} , sea mayor que el menor valor entre la cantidad determinada usando la expresión 5.8.4.4-1 o la cantidad necesaria para resistir $1,33 V_{ui} / \phi$ según lo determinado usando la expresión 5.8.4.1-3.
- Los requisitos sobre armadura mínima aquí especificados se podrán obviar en el caso de las interfaces vigas/losa a cuyas superficies se les haya introducido una rugosidad de **6 mm** de amplitud cuando la tensión de corte, v_{ui} de la expresión 5.8.4.2-1, es menor que **1,5 MPa**, y toda la armadura de corte vertical (transversal) requerida por los requisitos del artículo 5.8.2.5 se prolonga a través de la interfaz y se ancla adecuadamente en la losa.

5.8.5. Tensiones principales en las almas de los puentes de hormigón contruidos por dovelas

Los requisitos especificados en este artículo se deberán aplicar a ***todos los tipos de puentes de hormigón contruidos por dovelas*** con cables internos y/o externos.

La tensión principal de tracción que provocan la tensión axial residual a largo plazo y el máximo corte y/o el máximo corte combinado con el corte por torsión en el eje neutro del alma crítica no deberá ser mayor que el límite de tracción indicado en la **Tabla 5.9.4.2.2-1** para el **Estado Límite de Servicio III** del artículo 3.4.1 (**Reglamento CIRSOC 801**) en todas las etapas de la vida de servicio de la estructura, excluyendo aquellas correspondientes a la construcción. Al investigar las tensiones principales durante la construcción se aplicarán las tensiones de tracción límites de la **Tabla 5.14.2.3.3-1**.

La tensión principal se deberá determinar usando la teoría clásica de vigas y los principios del círculo de Mohr. Para estos cálculos, el ancho del alma se deberá medir de forma perpendicular al plano del alma.

Al calcular la tensión principal se deberá considerar la tensión de compresión debida a los cables verticales provistos en el alma. La componente vertical de la fuerza de los cables longitudinales de trayectoria curva se deberá considerar como una reducción de la fuerza de corte debida a las cargas aplicadas.

La verificación de las tensiones principales deberá incluir las tensiones locales que se producen en las almas debido al anclaje de los cables, tal como se describe en el artículo 5.10.9.2.

Al calcular la tensión principal en las almas se pueden despreciar las tensiones de flexión transversal locales debidas a la flexión fuera del plano de la propia alma en la sección crítica.

5.8.6. Corte y torsión para puentes de vigas tipo cajón contruidos por dovelas

5.8.6.1. Requisitos generales

Cuando sea razonable suponer que luego de la carga las secciones planas permanecerán planas, para el diseño a corte y torsión de los puentes de vigas tipo cajón de hormigón

postesado construidos por dovelas se deberán utilizar los requisitos que aquí se presentan en lugar de los requisitos del artículo 5.8.3.

Se podrán aplicar los requisitos aplicables de los artículos 5.8.1, 5.8.2, 5.8.4 y 5.8.5, con las modificaciones aquí especificadas.

Las regiones de discontinuidad (donde no se aplica la hipótesis de las secciones planas de la teoría de la flexión) se deberán diseñar usando los requisitos del artículo 5.8.6.2 y el enfoque basado en un modelo de bielas y tirantes del artículo 5.6.3. En las regiones de discontinuidad especial como por ejemplo vigas, ménsulas y cartelas de gran altura, se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.13.2, según corresponda.

Se deberán tener en cuenta los efectos de cualquier abertura o vaina presente en los elementos. Al determinar el espesor efectivo del alma o del ala, b_e , en la ubicación de dichas vainas, los diámetros de las vainas no rellenas o la mitad de los diámetros de las vainas rellenas se deberán restar del espesor del alma o el ala.

Los valores de $\sqrt{f'_c}$ utilizados en cualquier parte del artículo 5.8.6 no deberán ser mayores que **8,3 MPa**.

La tensión de fluencia de la armadura de corte transversal o torsión deberá satisfacer el artículo 5.8.2.8.

5.8.6.2. Cargas

El diseño para corte y torsión se deberá realizar para las combinaciones de cargas en estado límite de resistencia definidas en el artículo 3.4.1 del **Reglamento CIRSOC 801**.

La componente de corte de la fuerza de pretensado longitudinal efectiva primaria que actúa en la dirección del corte aplicado que se está analizando, V_p , se deberá sumar a la sollicitación con un factor de carga igual a **1,0**.

Los efectos de corte secundario del pretensado se deberán incluir en la carga **PS** definida en el artículo 3.3.2 del **Reglamento CIRSOC 801**.

Solo se deberá considerar que la componente vertical de los cables inclinados reduce el corte aplicado sobre las almas en el caso de los cables anclados o totalmente anclados mediante anclajes, desviadores o vainas internas ubicadas en el tercio superior o inferior de las almas.

Los efectos de los momentos torsores mayorados, T_u , se deberán considerar en el diseño cuando su magnitud sea mayor que el valor especificado en el artículo 5.8.6.3.

En una estructura estáticamente indeterminada en la cual luego de la fisuración se pueda producir una reducción significativa del momento torsor debido a la redistribución de las fuerzas internas, **el momento torsor mayorado aplicado en una sección, T_u** , se podrá reducir a ϕT_{cr} , siempre que los momentos y fuerzas en el elemento y en los elementos contiguos se ajusten para tener en cuenta la redistribución.

siendo:

T_u el momento torsor mayorado, en kN m.

T_{cr} el momento de fisuración por torsión calculado usando la expresión 5.8.6.3-2, en kN m.

ϕ el factor de resistencia para corte especificado en el artículo 5.5.4.2

En lugar de realizar un análisis más refinado, se puede suponer que la carga de torsión de una losa está distribuida linealmente a lo largo del elemento.

5.8.6.3. Regiones que requieren considerar los efectos torsionales

Para el hormigón de peso normal, los efectos torsionales se deberán investigar cuando:

$$T_u > \frac{1}{3} \phi T_{cr} \quad (5.8.6.3-1)$$

donde:

$$T_{cr} = 166 K \sqrt{f'_c} 2 A_o b_e \quad (5.8.6.3-2)$$

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,166 \sqrt{f'_c}}} \leq 2,0 \quad (5.8.6.3-3)$$

siendo:

T_u el momento torsor mayorado, en kN m.

T_{cr} el momento de fisuración por torsión, en kN m.

K la variable de tensión K no se deberá tomar mayor que **1,0** para ninguna sección en la cual la tensión en la fibra extrema traccionada, calculada en base a las propiedades de la sección bruta y debida a la carga mayorada y la fuerza efectiva de pretensado luego de las pérdidas sea mayor que $0,50 \sqrt{f'_c}$ de tracción.

A_o el área encerrada por el recorrido del flujo de corte de una sección tipo cajón cerrado, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera, en m².

b_e el ancho efectivo del recorrido del flujo de corte, pero nunca mayor que el mínimo espesor de las almas o alas que comprende la sección tipo cajón cerrado, en m. b_e se deberá ajustar para tomar en cuenta la presencia de vainas como se especifica en el artículo 5.8.6.1.

p_c la longitud del perímetro exterior de la sección de hormigón, en m.

f_{pc} la tensión de compresión en el hormigón no mayorada una vez que han ocurrido todas las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste las cargas transitorias o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala, en MPa.

ϕ el factor de resistencia para corte especificado en el artículo 5.5.4.2.

En lugar de realizar un análisis más refinado, b_e se puede tomar como A_{cp}/p_c , donde A_{cp} es el área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal y p_c es el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón.

Al calcular K para una sección solicitada por una fuerza axial mayorada, N_u , la tensión de compresión en el hormigón no mayorada f_{pc} , se deberá reemplazar por $(f_{pc} - N_u/A_g)$. El valor N_u se deberá tomar como un valor positivo cuando la fuerza axial sea de tracción y negativo cuando sea de compresión.

5.8.6.4. Armadura de torsión

Cuando de acuerdo con el artículo 5.8.6.3 sea necesario considerar los efectos torsionales, se deberá proveer armadura de torsión tal como se especifica en este artículo. Esta armadura deberá ser adicional a la requerida para resistir el corte mayorado, tal como se especifica en el artículo 5.8.6.5, la flexión y las fuerzas axiales que pudieran actuar simultáneamente con la torsión.

La armadura longitudinal y transversal requerida para torsión deberá satisfacer la siguiente condición:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (5.8.6.4-1)$$

La resistencia nominal a la torsión de la armadura transversal se deberá basar en un modelo de reticulado con diagonales a **45 grados** y se deberá calcular como:

$$T_n = \frac{2000 A_o A_v f_y}{s} \quad (5.8.6.4-2)$$

La mínima armadura longitudinal adicional para torsión, A_ℓ , deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_\ell \geq \frac{T_u p_h}{2000 \phi A_o f_y} \quad (5.8.6.4-3)$$

siendo:

- A_v el área de armadura transversal de corte, en m².
- A_ℓ el área total de armadura longitudinal de torsión en el alma exterior de la viga tipo cajón, en m².
- T_u el momento torsor aplicado mayorado, en kNm.
- p_h el perímetro del polígono definido por los baricentros de las cuerdas longitudinales del reticulado espacial que resiste torsión. p_h se puede tomar como el perímetro del eje de los estribos cerrados más externos, en m.
- A_o el área encerrada por el recorrido del flujo de corte de una sección tipo cajón cerrado, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera, en m².
- f_y la tensión de fluencia de la armadura longitudinal adicional, en MPa.

ϕ el factor de resistencia para corte especificado en el artículo 5.5.4.2

A_e se deberá distribuir alrededor del perímetro de los estribos cerrados de acuerdo con el artículo 5.8.6.6.

Sujeto a los requisitos de armadura mínima especificados en el artículo 5.8.6.6, el área de la armadura longitudinal de torsión adicional en la zona de compresión por flexión se podrá reducir una cantidad igual a:

$$\frac{M_u}{900 d_e f_y} \quad (5.8.6.4-4)$$

siendo:

M_u el momento mayorado que actúa en la sección simultáneamente con T_u , en kN m.

d_e la altura efectiva desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura de tracción, en m.

f_y la tensión de fluencia mínima especificada de las barras de armadura, en MPa.

5.8.6.5. Resistencia nominal al corte

En lugar de los requisitos del artículo 5.8.3, los requisitos especificados en este artículo se deberán utilizar para determinar la resistencia al corte nominal de las vigas tipo cajón de hormigón postesado, en las regiones donde sea razonable suponer que las secciones planas permanecerán planas luego de la aplicación de las cargas.

Se deberá proveer armadura transversal cuando $V_u > 0,50 \phi V_c$, donde V_c se deberá calcular mediante la expresión 5.8.6.5-4.

La **resistencia nominal al corte**, V_n , se deberá determinar como el menor de los siguientes valores:

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.8.6.5-1)$$

$$V_n = 1000 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.6.5-2)$$

y, cuando de acuerdo con el artículo 5.8.6.2 sea necesario considerar los efectos de la torsión, las dimensiones de la sección transversal deberán ser tales que:

$$V_c = 166 K \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.6.5-3)$$

donde:

$$V_s = \frac{1000 A_v f_y d_v}{s} \quad (5.8.6.5-4)$$

$$\left(\frac{V_u}{b_v d_v} \right) + \left(\frac{T_u}{2 A_o b_e} \right) \leq 1245 \sqrt{f'_c} \quad (5.8.6.5-5)$$

siendo:

- b_v el ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v como se determina en el artículo 5.8.6.1, en m.
- d_v igual a **0,8 h** o la distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de pretensado, cualquiera sea el valor que resulte mayor, en m.
- s la separación de los estribos, en m.
- K la variable de tensión calculada de acuerdo con el artículo 5.8.6.3.
- A_v el área de armadura de corte en una distancia s , en m².
- V_u el corte de diseño mayorado, incluyendo cualquier componente normal de la fuerza de pretensado primaria, en kN.
- T_u el momento torsor aplicado mayorado, en kN m.
- A_o área encerrada por el recorrido del flujo de corte de una sección tipo cajón cerrado, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera, en m².
- b_e el ancho efectivo del recorrido del flujo de corte de los elementos que componen el modelo de reticulado espacial que resiste la torsión calculada de acuerdo con el artículo 5.8.6.3, en m.
- ϕ el factor de resistencia para corte especificado en el artículo 5.5.4.2.

La **resistencia nominal minorada al corte**, ϕV_n , deberá ser mayor o igual que V_u .

El **corte aplicado mayorado**, V_u , en las regiones próximas a los apoyos se puede calcular a una distancia **h/2** del apoyo cuando la reacción del apoyo, en la dirección del corte aplicado, introduce compresión en la región de apoyo del elemento y no hay ninguna carga concentrada a una distancia menor o igual que **h** de la cara del apoyo.

5.8.6.6. Detalles de la armadura

Además de los requisitos aquí especificados, para las vigas tipo cajón de hormigón postesado construidas por dovelas también se deberán aplicar los requisitos de los artículos 5.10 y 5.11, según corresponda.

En cualquier lugar de la sección transversal donde la tracción axial debida a la torsión y la flexión sea mayor que la compresión axial debida al pretensado y la flexión, para contrarrestar la tracción se deberán colocar cables suplementarios o armadura longitudinal localizada que sea continua a través de las uniones entre dovelas.

Si se agregan cables suplementarios, éstos deberán estar ubicados de manera que provean compresión alrededor del perímetro de la sección tipo cajón cerrado.

Si se agrega armadura longitudinal localizada, las barras se deberán distribuir alrededor del perímetro que forman los estribos cerrados. La separación de las barras sobre el perímetro no deberá ser mayor que **0,45 m**. Se deberá colocar al menos una barra longitudinal en cada esquina de los estribos. El diámetro mínimo de las barras colocadas en las esquinas será de **1/24** de la separación de los estribos, pero nunca menor que una barra **$d_b = 16 \text{ mm}$** .

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación permitida, **$s_{m\acute{a}x}$** , determinada de la siguiente manera:

$$\text{Si: } v_u < 0,50 \sqrt{f'_c} \text{ , entonces: } s_{m\acute{a}x} = 0,8 d \leq 0,90 \text{ m} \quad (5.8.6.6-1)$$

$$\text{Si: } v_u \geq 0,50 \sqrt{f'_c} \text{ , entonces: } s_{m\acute{a}x} = 0,4 d \leq 0,45 \text{ m} \quad (5.8.6.6-2)$$

siendo:

v_u la tensión de corte calculada de acuerdo con la expresión 5.8.6.5-5, en MPa.

d_v la altura efectiva de corte como se define en el artículo 5.8.6.5, en m.

Se deberá proveer armadura transversal para corte y torsión en una distancia al menos igual a **$h/2$** más allá del punto hasta el cual teóricamente es necesaria.

Se deberá proveer armadura para transferencia del corte en las interfaces como se especifica en el artículo 5.8.4.

5.9. PRETENSADO

5.9.1. Consideraciones generales de diseño

5.9.1.1. Requisitos generales

Los requisitos especificados en este artículo se deberán aplicar a los ***elementos estructurales de hormigón, armados con cualquier combinación de cables de pretensado y barras de armadura convencional actuando conjuntamente para resistir solicitaciones comunes.***

Los ***elementos estructurales pretensados*** se deberán diseñar tanto para la fuerza de pretensado inicial como para la fuerza de pretensado final. Deberán satisfacer los requisitos en los estados límite de servicio, fatiga, resistencia y evento extremo, según se especifica en el artículo 5.5, y de acuerdo con las hipótesis indicadas en los artículos 5.6, 5.7 y 5.8.

Se podrán utilizar cables o barras de armadura no tesados en combinación con cables tesados, siempre que se demuestre que el comportamiento de la estructura satisface todos los estados límite y los requisitos de los artículos 5.4 y 5.6.

Los límites para las tensiones de compresión, especificados en el artículo 5.9.4, se deberán utilizar para cualquier combinación de cargas de servicio aplicable de la **Tabla 3.4.1-1**, del **Reglamento CIRSOC 801** a excepción de la **Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III**, la cual no se aplicará a la investigación de la compresión.

Los límites para las tensiones de tracción, especificados en el artículo 5.9.4, se deberán utilizar para cualquier **Combinación de Cargas de Servicio** aplicable de la **Tabla 3.4.1-1** del **Reglamento CIRSOC 801**. La **Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III** se deberá aplicar a la investigación de la tracción bajo sobrecarga.

5.9.1.2. Resistencias especificadas del hormigón

En las especificaciones técnicas se deberán identificar las **resistencias especificadas**, f'_c y f'_{ci} , para cada elemento. Los límites de tensión relacionados con las resistencias especificadas deberán ser como se especifica en el artículo 5.9.4.

La resistencia del hormigón en el momento de la transferencia deberá ser adecuada para satisfacer los requisitos de los anclajes o de la transferencia por adherencia, así como para satisfacer los requisitos de flecha o contraflecha.

5.9.1.3. Pandeo

Se deberá investigar el **pandeo** de un elemento entre puntos de contacto entre el hormigón y los cables, el pandeo durante las operaciones de manipulación y montaje, y el pandeo de las almas y alas delgadas.

5.9.1.4. Propiedades de las secciones

Para determinar las propiedades de las secciones antes de la adherencia de los cables de postesado, se deberán considerar los efectos de la pérdida de área debida a la presencia de vainas abiertas.

Luego de la adherencia de los cables, tanto para elementos pretesados como para elementos postesados, las propiedades de las secciones se podrán basar ya sea en la sección bruta o en la sección transformada.

5.9.1.5. Limitación de la fisuración

Cuando se permita fisuración bajo cargas de servicio, el ancho de fisura, la fatiga de la armadura y la corrosión se deberán investigar de acuerdo con los requisitos los artículos 5.5, 5.6 y 5.7.

5.9.1.6. Cables curvos o con puntos de quiebre

Se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.4.6 sobre curvatura de las vainas.

Para investigar las concentraciones de tensiones que provocan los **cambios de dirección de los cables de pretensado** se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.10.4.

En el caso de cables en vainas de trayectoria curva, que no son nominalmente rectas, al determinar la excentricidad se deberá considerar la diferencia entre el centro de gravedad del cable y el centro de gravedad de la vaina.

Para las almas de puentes de viga curva tipo cajón postensada se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.8.1.5.

5.9.2. Tensiones debidas a deformaciones impuestas

Se deberá investigar como las deformaciones elásticas e inelásticas provocadas por el pretensado afectan a los elementos contiguos de la estructura. Las fuerzas de restricción producidas en los elementos estructurales contiguos se pueden reducir por los efectos de la fluencia lenta.

En los pórticos monolíticos, las solicitaciones en columnas y pilares provocadas por el pretensado de la superestructura se pueden basar en el acortamiento elástico inicial.

En los pórticos monolíticos convencionales, cualquier aumento de los momentos de columna debido al acortamiento por fluencia lenta a largo plazo de la superestructura pretensada, se considera compensado por la relajación simultánea de los momentos por deformación en las columnas debida a la fluencia lenta del hormigón.

La reducción de las fuerzas de restricción en otros elementos de una estructura, debida al pretensado de un elemento se podrá determinar de la siguiente manera:

- Para deformaciones impuestas instantáneamente

$$F' = F \left(1 - e^{-\psi(t, t_i)} \right) \quad (5.9.2-1)$$

o bien

- Para deformaciones impuestas lentamente

$$F' = \frac{F \left(1 - e^{-\psi(t, t_i)} \right)}{\psi(t, t_i)} \quad (5.9.2-2)$$

siendo:

F la solicitación determinada utilizando el módulo de elasticidad del hormigón en el momento de aplicación de la carga, en kN.

F' la solicitación reducida, en kN.

$\psi(t, t_i)$ el coeficiente de fluencia lenta en el tiempo **t** para carga aplicada en el tiempo **t_i** como se especifica en el artículo 5.4.2.3.2.

e la base de los logaritmos neperianos.

5.9.3. Límites para la tensión en los cables de pretensado

La tensión en los cables debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los siguientes valores:

- Los valores especificados en las **Tablas 3.10., 3.11., 3.12.a) y b) y 3.13**, del **Reglamento CIRSOC 201 - 05**, o

- Los valores recomendados por el fabricante de los cables o anclajes.

La tensión en los cables en los **estados límite de resistencia y evento extremo** no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción especificado en las **Tablas 3.10., 3.11., 3.12.a) y b) y 3.13. del Reglamento CIRSOC 201-05.**

A continuación, y sólo a título informativo se reproduce la **Tabla 5.9.3-1** del documento original AASHTO-LRFD 2012.

Tabla 5.9.3-1. Límites de tensión para los cables de pretensazo (AASHTO-LRFD 2012)

Condición	Tipo de Cable		
	Cordones aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cordones de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretesado			
Inmediatamente antes de la transferencia (f_{pbt})	$0,70 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$	—
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$
Postesado			
Antes del acuanamiento, se puede permitir f_{pbt} a corto plazo	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuanamiento de los anclajes	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En otras secciones del elemento alejadas de los anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuanamiento de los anclajes	$0,70 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$

5.9.4. Límites para la tensión en el hormigón

5.9.4.1. Para tensiones temporarias antes de las pérdidas - Elementos totalmente pretensados

5.9.4.1.1. Tensiones de compresión

El **límite para la tensión de compresión** en los elementos de hormigón tanto pretesados como postesados, incluyendo los puentes construidos por dovelas, será de **$0,60 f'_{ci}$** , en MPa.

Tabla 5.9.4.1.2-1. Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas - Elementos totalmente pretensados.

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por dovelas	<ul style="list-style-type: none"> En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente 	N/A
	<ul style="list-style-type: none"> En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente 	$0,25 \sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38$ [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5 f_y$, no mayor que 207 MPa 	$0,63 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> Para tensiones de manipulación en pilotes pretensados 	$0,415 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]
Puentes contruidos por dovelas	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida	
	<ul style="list-style-type: none"> Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0,5 f_y$; con cables internos o cables externos 	$0,25 \sqrt{f'_{ci}}$ tracción máxima [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> Uniones sin armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones 	Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones	
	<ul style="list-style-type: none"> Para cualquier tipo de unión 	$0,25 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]
	Tensiones en otras áreas	
	<ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin armadura adherente no pretensada 	Tracción nula
	<ul style="list-style-type: none"> En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5 f_y$, no mayor que 207 MPa 	$0,50 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]
	Tensión principal de tracción en el eje neutro del alma	
	<ul style="list-style-type: none"> Todos los tipos de puentes de hormigón contruidos por dovelas con cables internos y/o externos, a menos que el Propietario imponga otros criterios para las estructuras críticas 	$0,29 \sqrt{f'_{ci}}$ [MPa]

5.9.4.1.2. Tensiones de tracción

Para las tensiones de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la **Tabla 5.9.4.1.2-1**.

5.9.4.2. Para tensiones en estado límite de servicio después de las pérdidas - Elementos totalmente pretensados

5.9.4.2.1. Tensiones de compresión

La compresión se deberá investigar utilizando la **Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I** especificada en la **Tabla 3.4.1-1** del **Reglamento CIRSOC 801**. Se aplicarán los límites indicados en la **Tabla 5.9.4.2.1-1**.

Tabla 5.9.4.2.1-1. Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

Ubicación	Tensión Límite
• Excepto en puentes contruidos por dovelas, tensión debida a la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45 f'_c$ [MPa]
• En puentes contruidos por dovelas, tensión debida a la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes.	$0,45 f'_c$ [MPa]
• Tensión debida a la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, las cargas permanentes y las cargas transitorias, como así también durante las operaciones de transporte y manipulación	$0,60 \phi_w f'_c$ [MPa]

El factor de reducción, ϕ_w , se deberá tomar igual a **1,0** cuando las relaciones de esbeltez de las almas y alas, calculadas de acuerdo con el artículo 5.7.4.7.1, sean menores o iguales que **15**. Cuando la relación de esbeltez del alma o del ala sea mayor que **15**, el factor de reducción, ϕ_w , se deberá calcular de acuerdo con el artículo 5.7.4.7.2.

5.9.4.2.2. Tensiones de tracción

Para las combinaciones de cargas longitudinales de servicio, que involucran cargas de tránsito, las tensiones de tracción en los elementos que tienen cables de pretensado adherentes o no adherentes, se deben investigar utilizando la **Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III** especificada en la **Tabla 3.4.1-1** del **Reglamento CIRSOC 801**. Para las combinaciones de cargas que involucran cargas de tránsito en el análisis transversal de puentes vigas tipo cajón, se debe investigar la **Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I**.

Se aplicarán los límites indicados en la **Tabla 5.9.4.2.2-1**.

Tabla 5.9.4.2.2-1. Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados.

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por dovelas	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	
	<ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con cables de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas 	$0,50 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con cables de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con cables de pretensado no adherentes 	Tracción nula
Puentes contruidos por dovelas	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida	
	<ul style="list-style-type: none"> • Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de $0,5 f_y$; cables internos o cables externos 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	<ul style="list-style-type: none"> • Uniones sin armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones 	Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones	
	<ul style="list-style-type: none"> • Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimida 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	Tensiones en otras áreas	
	<ul style="list-style-type: none"> • Para áreas sin armadura adherente 	Tracción nula
	<ul style="list-style-type: none"> • En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5 f_y$, no mayor que 207 MPa 	$0,50 \sqrt{f'_c}$ [MPa]
	Tensión principal de tracción en el eje neutro del alma	
	<ul style="list-style-type: none"> • Todos los tipos de puentes de hormigón contruidos por dovelas con cables internos y/o externos, a menos que el Propietario imponga otros criterios para las estructuras críticas 	$0,29 \sqrt{f'_c}$ [MPa]

5.9.5. Pérdidas de pretensado

5.9.5.1. Pérdida de pretensado total

A menos que se indique lo contrario, los valores de pérdidas de pretensado aquí especificados se aplicarán solo al hormigón de peso normal y para resistencias especificadas del hormigón de hasta **100 MPa**.

En lugar de un análisis más detallado, las pérdidas de pretensado en elementos contruados y pretensados en una sola etapa, respecto de la tensión inmediatamente antes de la transferencia, se podrán determinar de la siguiente manera:

- En elementos pretesados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (5.9.5.1-1)$$

- En elementos postesados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (5.9.5.1-2)$$

siendo:

Δf_{pT} la pérdida total, en MPa.

Δf_{pF} la pérdida por fricción, en MPa.

Δf_{pA} la pérdida por acuanamiento de los anclajes, en MPa.

Δf_{pES} la sumatoria de todas las pérdidas o ganancias debidas al acortamiento o alargamiento en el momento de aplicar el pretensado y/o las cargas externas, en MPa.

Δf_{pLT} las pérdidas debidas a la contracción y fluencia lenta del hormigón y relajación del acero a largo plazo, en MPa.

5.9.5.2. Pérdidas instantáneas

5.9.5.2.1. Acuanamiento de los anclajes

La magnitud del acuanamiento de los anclajes será el mayor valor entre el requerido para controlar la tensión en el acero de pretensado en el momento de la transferencia o el recomendado por el fabricante de los anclajes. La magnitud del acuanamiento supuesto para el diseño y utilizado para calcular la pérdida deberá estar indicada en las especificaciones técnicas y se deberá verificar durante la construcción.

5.9.5.2.2. Fricción

5.9.5.2.2a. Construcciones pretesadas

Para los cables de pretensado de trazado curvo, se deberán considerar las pérdidas que pueden ocurrir en los dispositivos de anclaje.

5.9.5.2.2b. Construcciones postesadas

Las **pérdidas por fricción** entre los cables de pretensado y la pared interna de la vaina se podrán determinar con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right) \quad (5.9.5.2.2b-1)$$

Las **pérdidas por fricción** entre un cable externo que atraviesa una única tubería de desviación se podrán determinar con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-\mu(\alpha + 0,04)} \right) \quad (5.9.5.2.2b-2)$$

siendo:

- f_{pj} la tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado, en MPa.
- x la longitud de un cable de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado, en m.
- K el coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por m de cable).
- μ el coeficiente de fricción.
- α la sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, o entre el extremo del gato de tesado más próximo si el tesado se realiza igualmente en ambos extremos, y el punto investigado, en radianes.
- e la base de los logaritmos neperianos.

Los **valores de K y μ** se deben basar en datos experimentales correspondientes a los materiales especificados y se deberán incluir en las especificaciones técnicas. En ausencia de estos datos, se podrá utilizar un valor comprendido dentro de los rangos de K y μ especificados en la **Tabla 5.9.5.2.2b-1**.

Tabla 5.9.5.2.2b-1. Coeficientes de fricción para cables de postesado

Tipo de acero	Tipo de vaina	K	μ
Alambres o cordones	Vaina rígida y semirrígida de metal galvanizado	0,0002	0,15 – 0,25
	Polietileno	0,0002	0,23
	Desviadores de tubería de acero rígida para cables externos	0,0002	0,25
Barras de alta resistencia	Vaina de metal galvanizado	0,0002	0,30

Para cables confinados a un plano vertical, α se deberá tomar como la sumatoria de los valores absolutos de las variaciones angulares en la longitud x .

Para los cables curvos en tres dimensiones, la variación angular tridimensional total α se deberá obtener sumando vectorialmente la variación angular vertical total, α_v , más la variación angular horizontal total, α_h .

5.9.5.2.3. Acortamiento elástico

5.9.5.2.3a. Elementos pretesados

En los elementos pretesados la pérdida por acortamiento elástico se deberá tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ct}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3a-1)$$

siendo:

f_{cgp} la tensión del hormigón en el centro de gravedad de los cables de pretensado debida a la fuerza de pretensado inmediatamente después de la transferencia y al peso propio del elemento en la sección de máximo momento, en MPa.

E_p el módulo de elasticidad del acero de pretensado, en MPa.

E_{ct} el módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia o en el momento de la aplicación de la carga, en MPa.

La pérdida o ganancia elástica total se puede tomar como la sumatoria de los efectos de la tensión de pretensado y las cargas aplicadas.

5.9.5.2.3b. Elementos postesados

En los elementos postesados, a excepción de los sistemas de losa, la **pérdida por acortamiento elástico** se podrá determinar mediante la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3b-1)$$

siendo:

N el número de cables de pretensado idénticos.

f_{cgp} la sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los cables de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento, en MPa.

Los valores de f_{cgp} se podrán calcular usando una tensión del acero reducida por debajo del valor inicial en un margen que depende de los efectos del acortamiento elástico, la relajación y la fricción.

Para las estructuras postesadas con **cables adherentes**, f_{cgp} se podrá determinar en la sección central del tramo o, en el caso de construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

Para las estructuras postesadas con **cables no adherentes**, f_{cgp} se podrá determinar como la tensión en el centro de gravedad del acero de pretensado promediada sobre la longitud del elemento.

Para los sistemas de losa, el valor de Δf_{pES} se podrá considerar como el **25 %** del valor obtenido de la expresión 5.9.5.2.3b-1.

5.9.5.2.3c. Combinación de pretesado y postesado

Al aplicar los requisitos de los artículos 5.9.5.2.3a y 5.9.5.2.3b a elementos en los cuales se combinan pretesado y postesado, y cuando el postesado no se aplique en incrementos idénticos, se deberán considerar los efectos del postesado subsiguiente sobre el acortamiento elástico de los cables de pretensado tesados anteriormente.

5.9.5.3. Estimación aproximada de las pérdidas dependientes del tiempo

En los elementos prefabricados pretensados estándares, sujetos a cargas y condiciones ambientales normales, cuando se verifique que:

- los elementos son de hormigón de peso normal,
- el curado del hormigón se realiza al vapor o en húmedo,
- el pretensado se realiza con barras o cordones con propiedades de relajación baja o normal, y
- el sitio se caracteriza por condiciones de exposición y temperaturas medias,

las pérdidas de pretensado a largo plazo, Δf_{pLT} , debidas a la fluencia lenta y contracción del hormigón y a la relajación del acero se podrán estimar usando la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pLT} = 10 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 82,74 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad (5.9.5.3-1)$$

donde:

$$\gamma_h = 1,7 - 0,01 H \quad (5.9.5.3-2)$$

$$\gamma_{st} = \frac{34,5}{6,9 + f'_{ci}} \quad (5.9.5.3-3)$$

siendo:

f_{pi} la tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia, en MPa.

- H** la humedad relativa ambiente anual media, en %.
- γ_h el factor de corrección que considera la humedad relativa del ambiente.
- γ_{st} el factor de corrección que considera la resistencia especificada del hormigón en el momento en que la tensión de pretensado se transfiere al elemento de hormigón.
- Δf_{pR} la estimación de la pérdida por relajación que se toma como **17 MPa** para los cordones de baja relajación, **70 MPa** para los cordones aliviados de tensiones y según las recomendaciones del fabricante para otros tipos de cordones, en MPa.

Para las vigas, excepto para aquellas que forman una construcción compuesta con una losa de hormigón, las pérdidas de pretensado dependientes del tiempo debidas a la fluencia lenta y contracción del hormigón y a la relajación del acero se deberán determinar usando el método refinado del artículo 5.9.5.4.

En el caso de los puentes de hormigón contruidos por dovelas, las pérdidas calculadas como un valor global solo se pueden utilizar a los fines del diseño preliminar.

Para los elementos en los cuales las dimensiones, el nivel de pretensado, las etapas constructivas o los materiales del hormigón no son los habituales, se deberá utilizar el método refinado del artículo 5.9.5.4 o bien un método computarizado que considere incrementos de tiempo.

5.9.5.4. Estimaciones refinadas de las pérdidas dependientes del tiempo

5.9.5.4.1. Requisitos generales

Para elementos pretensados monolíticos, se pueden obtener valores más precisos con los requisitos del presente artículo, que las especificadas en el artículo 5.9.5.3, de las pérdidas por fluencia lenta, contracción y relajación. Para vigas pretesadas prefabricadas sin un acabado compuesto y para vigas postesadas monolíticas ya sea prefabricadas u hormigonadas in situ, se deberán considerar los requisitos de los artículos 5.9.5.4.4. y 5.9.5.4.5, respectivamente, antes de aplicar los requisitos de este artículo.

Para la construcción por dovelas y para vigas prefabricadas con empalmes del postensado, excepto durante el diseño preliminar, las pérdidas de pretensado se deberán determinar por el método de incrementos de tiempo y por los requisitos del artículo 5.9.5, incluyendo la consideración del cronograma y de las etapas constructivas dependientes del tiempo indicados en las especificaciones técnicas. Para los elementos que combinan pretesado y postesado, y donde el postesado es aplicado en más de una etapa, se deberán considerar los efectos del subsecuente pretensado sobre la pérdida de fluencia lenta del pretensado anterior.

La modificación en las tensiones del acero de pretensado debido a las pérdidas dependientes del tiempo, Δf_{pLT} , se determinarán de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df} \quad (5.9.5.4.1-1)$$

siendo:

Δf_{pSR} la pérdida de pretensado debido a la contracción de la viga de hormigón producida entre la transferencia de tensión y la colocación del tablero, en MPa.

Δf_{pCR} la pérdida de pretensado debido a la fluencia lenta de la viga de hormigón producida entre la transferencia de tensión y la colocación del tablero, en MPa.

Δf_{pR1} la pérdida de pretensado debido a la relajación de los cordones de pretensado producida entre el momento de transferencia de tensión y la colocación del tablero, en MPa.

Δf_{pR2} la pérdida de pretensado debido a la relajación de los cordones de pretensado en una sección compuesta producida entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final, en MPa.

Δf_{pSD} la pérdida de pretensado debido a la contracción de la viga de hormigón producida entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final, en MPa.

Δf_{pCD} la pérdida de pretensado debido a la fluencia lenta de la viga de hormigón producida entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final, en MPa.

Δf_{pSS} la ganancia del pretensado debido a la contracción del tablero en una sección compuesta, en MPa.

$(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id}$ la sumatoria de las pérdidas de pretensado dependientes del tiempo producidas entre la transferencia de tensión y la colocación del tablero, en MPa.

$(\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$ la sumatoria de las pérdidas de pretensado dependientes del tiempo producidas después de la colocación del tablero, en MPa.

Para hormigones que contengan agregados livianos, agregados muy pesados, o mezclas químicas inusuales, las propiedades estimadas del material, utilizadas en el presente artículo y en el artículo 5.4.2.3 pueden ser inexactos. Ante esta situación se deberán utilizar para su estimación los resultados de ensayos reales.

En todas las etapas de la construcción por dovela, excepto en el diseño preliminar, las pérdidas de pretensado se deberán determinar como se especifica en el artículo 5.9.5, incluyendo la consideración del método constructivo dependiente del tiempo y el cronograma indicado en la documentación técnica.

5.9.5.4.2. Pérdidas - momento de transferencia de tensión al momento de colocación del tablero

5.9.5.4.2a. Contracción de la viga de hormigón

La pérdida de pretensado debido a la contracción de una viga de hormigón entre el momento de transferencia y la colocación del tablero, Δf_{pSR} , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} E_p K_{id} \quad (5.9.5.4.2a-1)$$

en la cual:

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left(1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g} \right) [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_i)]} \quad (5.9.5.4.2a-2)$$

siendo:

ε_{bid} la deformación por contracción del hormigón de la viga, expresión 5.4.2.3.3-1, entre el momento de transferencia y la colocación del tablero.

K_{id} el coeficiente de la sección transformada que considera la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y la armadura adherente en la sección analizada para el período de tiempo entre la transferencia y la colocación del tablero.

e_{pg} la excentricidad de la fuerza de pretensado con respecto al baricentro de la viga, en m; en construcciones corrientes será positivo si está por debajo del baricentro de la viga.

$\psi_b(t_f, t_i)$ el coeficiente de fluencia lenta de la viga, expresión 5.4.2.3.2-1, correspondiente al tiempo final debido a la introducción de carga en el momento de transferencia.

t_f la edad final, en días.

t_i la edad al momento de transferencia, en días.

5.9.5.4.2b. Fluencia lenta de la viga de hormigón

La pérdida de pretensado debido a la fluencia lenta de la viga de hormigón entre el momento de transferencia y la colocación del tablero, Δf_{pCR} , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \psi_b(t_d, t_i) K_{id} \quad (5.9.5.4.2b-1)$$

siendo:

$\psi_b(t_d, t_i)$ el coeficiente de fluencia lenta de la viga, expresión 5.4.2.3.2-1, correspondiente al momento de colocación del tablero debido a la introducción de carga en el momento de transferencia.

t_d la edad de colocación del tablero, en días.

5.9.5.4.2c. Relajación de los cordones de pretensado

La pérdida de pretensado debido a la relajación de los cordones de pretensado entre el momento de transferencia y la colocación del tablero, Δf_{pR1} , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pt}}{K_L} \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (5.9.5.4.2c-1)$$

siendo:

f_{pt} la tensión en los cordones de pretensado inmediatamente después de la transferencia. En la expresión 5.9.5.4.2c-1 adoptar $f_{pt} \geq 0,55 f_{py}$.

K_L igual a **30** para cordones de baja relajación e igual a **7** para los demás aceros de pretensado, a menos que estén disponibles datos más precisos del fabricante.

La pérdida de relajación, Δf_{pR1} , en cordones de baja relajación, se puede suponer igual a **8,3 MPa**.

5.9.5.4.3. Pérdidas - momento de colocación del tablero al tiempo final

5.9.5.4.3a. Contracción de la viga de hormigón

La pérdida de pretensado debido a la contracción de una viga de hormigón entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final, Δf_{pSD} , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_p K_{df} \quad (5.9.5.4.3a-1)$$

en el cual:

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_c} \left(1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_i)]} \quad (5.9.5.4.3a-2)$$

siendo:

ε_{bdf} la deformación por contracción del hormigón de la viga, expresión 5.4.2.3.3-1, entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final.

- K_{df} el coeficiente de la sección transformada que considera la interacción dependiente del tiempo entre el hormigón y la armadura adherente en la sección analizada para el período de tiempo entre la colocación del tablero y el tiempo final.
- e_{pc} la excentricidad de la fuerza de pretensado con respecto al baricentro de la sección compuesta, en m; en construcciones corrientes será positivo si está por debajo del baricentro de la sección.
- A_c el área de la sección analizada utilizando las propiedades de la sección de hormigón compuesta bruta de la viga y el tablero, y la relación de módulos entre el tablero y la viga, en m².
- I_c el momento de inercia de la sección analizada utilizando las propiedades de la sección de hormigón compuesta bruta de la viga y el tablero, y la relación de módulos en servicio entre el tablero y la viga, en m⁴.

5.9.5.4.3b. Fluencia lenta de la viga de hormigón

La variación del pretensado (positivo si es pérdida, negativo si es ganancia) debido a la fluencia lenta de la viga de hormigón entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final, Δf_{pCD} , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} [\psi_b(t_f, t_i) - \psi_b(t_d, t_i)] K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} \psi_b(t_f, t_d) K_{df} \quad (5.9.5.4.3b-1)$$

siendo:

- Δf_{cd} la variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debido a las pérdidas a largo plazo entre el momento de transferencia y la colocación del tablero, combinado con el peso del tablero y las cargas superpuestas, en MPa.
- $\psi_b(t_f, t_d)$ el coeficiente de fluencia lenta de la viga, expresión 5.4.2.3.2-1, correspondiente al tiempo final debido a la introducción de carga en el momento de la colocación del tablero.

5.9.5.4.3c. Relajación de los cordones de pretensado

La pérdida de pretensado debido a la relajación de los cordones de pretensado en una sección compuesta, entre el momento de la colocación del tablero y el tiempo final, Δf_{pR2} , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1} \quad (5.9.5.4.3c-1)$$

5.9.5.4.3d. Contracción del tablero de hormigón

La ganancia de pretensado debido a la contracción de la sección compuesta del tablero, Δf_{pss} , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$\Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cdf} K_{df} [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_d)] \quad (5.9.5.4.3d-1)$$

donde:

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{ddf} A_d E_{cd}}{[1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_d)]} \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_{pc} e_d}{I_c} \right) \quad (5.9.5.4.3d-2)$$

siendo:

- Δf_{cdf} la variación de la tensión del hormigón en el baricentro de los cordones de pretensado debido a la contracción del hormigón del tablero, en MPa.
- ε_{ddf} la deformación por contracción del hormigón del tablero, expresión 5.4.2.3.3-1, entre el momento de la colocación del mismo y el tiempo final.
- A_d el área de hormigón del tablero, en m².
- E_{cd} el módulo de elasticidad del hormigón del tablero, en MPa.
- e_d la excentricidad del tablero con respecto a la sección compuesta bruta, positiva en construcciones regulares donde el tablero está por encima de la viga, en m.
- $\psi_b(t_f, t_d)$ el coeficiente de fluencia lenta del hormigón del tablero en el tiempo final, expresión 5.4.2.3.2-1, debido a la introducción de cargas poco después de la colocación del tablero (por ejemplo, sobrecapas, barreras, etc.).

5.9.5.4.4. Vigas prefabricadas pretesadas sin un acabado compuesto

Las expresiones en los artículos 5.9.5.4.2 y 5.9.5.4.3 son aplicables a vigas sin ningún acabado, o con tableros o acabados que no trabajan en forma compuesta con las vigas. Los valores para el tiempo de “colocación del tablero”, del artículo 5.9.5.4.2, se pueden tomar como los valores al momento de la colocación del tablero no compuesto o los valores al momento de la instalación de los elementos prefabricados sin ningún acabado.

En el artículo 5.9.5.4.3 el tiempo de “colocación del tablero” se puede tomar como el momento de la colocación del tablero no compuesto o los valores al momento de la instalación de los elementos prefabricados sin ningún acabado. El área del “tablero” para estas aplicaciones se deberá tomar igual a cero.

5.9.5.4.5. Vigas postesadas monolíticas

Las pérdidas de pretensado a largo plazo de los elementos postesados, después de que se haya inyectado la lechada a los cables, se pueden calcular utilizando los requisitos de los artículos 5.9.5.4.1 al 5.9.5.4.4. En la expresión 5.9.5.4.1-1, el valor del término $(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id}$ se deberá tomar igual a cero.

5.9.5.5. Pérdidas para el cálculo de las flechas

Para el cálculo de las flechas y contraflechas de elementos pretensados no contruidos por dovelas, utilizando un hormigón de peso unitario normal con una resistencia superior a **24 MPa** en el momento del tesado, f_{cgp} y Δf_{cdp} se pueden calcular como la tensión en el centro de gravedad del acero de pretensado promediada a lo largo de la longitud del elemento.

5.10. DETALLES DE ARMADO

5.10.1. Recubrimiento de hormigón

El recubrimiento mínimo de hormigón será como se especifica en el artículo 5.12.3.

5.10.2. Ganchos y doblado de la armadura

5.10.2.1. Ganchos normales

A los fines de este Reglamento, el término “**gancho normal**” tendrá uno de los siguientes significados:

- Para la armadura longitudinal:
 - a) Gancho con un ángulo de doblado de **180°** más una prolongación de **4,0 d_b** , pero no menor que **0,06 m**, en el extremo libre de la barra o alambre, o
 - b) Gancho con un ángulo de doblado de **90°** más una prolongación, como mínimo, de **12,0 d_b** en el extremo libre de la barra o alambre.
- Para la armadura transversal:

Diámetro de la barra o alambre tanto para estribos abiertos como para cerrados, d_{be} (mm)	Ángulo de doblado	Prolongación en el extremo libre
$d_{be} \leq 16$	90°	$\geq 6,0 d_{be}$
$16 < d_{be} \leq 25$	90°	$\geq 12,0 d_{be}$
$d_{be} \leq 25$	135°	$\geq 6,0 d_{be}$

siendo:

d_b el diámetro nominal de una barra, alambre o cordón de pretensado, en mm.

d_{be} el diámetro nominal de una barra o alambre utilizado como estribo, en mm.

5.10.2.2. Ganchos sismorresistentes

Los **ganchos sismorresistentes** consistirán de ganchos con un ángulo de doblado de **135°** más una prolongación no menor al mayor valor obtenido entre **6,0 d_b** y **0,075 m**. Se deberán utilizar ganchos sismorresistentes para la armadura transversal en regiones donde se anticipa la formación de rótulas plásticas. Estos ganchos y las ubicaciones donde sean requeridos deberán estar especificados en la documentación técnica.

5.10.2.3. Diámetro mínimo del mandril de doblado

El diámetro mínimo del mandril de doblado, medido del lado interno de la barra o alambre, no deberá ser menor que el valor especificado en la **Tabla 5.10.2.3-1**:

Tabla 5.10.2.3-1. Diámetros mínimos del mandril de doblado

Diámetros de las barras o alambres y sus aplicaciones	Diámetro mínimo del mandril de doblado
Estribos abiertos y estribos cerrados	
$d_{be} \leq 16$	4,0 d_{be}
$d_{be} > 16$	Según se indica a continuación
Uso general	
$d_b \leq 25$	6,0 d_b
$25 < d_b \leq 32$	8,0 d_b
$d_b > 32$	10,0 d_b

El diámetro del mandril de doblado para las mallas de acero soldadas de alambres lisos o conformados, utilizadas como estribos abiertos y estribos cerrados, deberá ser como mínimo **4 d_{be}** . Cuando el doblado se realice con un mandril de un diámetro menor que **8 d_{be}** , la intersección soldada más cercana deberá estar ubicada a una distancia mayor que **4 d_{be}** .

5.10.3. Separación de la armadura

5.10.3.1. Mínima separación de la armadura

5.10.3.1.1. Hormigón colado in situ

Para el hormigón colado in situ, la separación libre mínima, entre las barras o alambres paralelos, ubicados en una capa no deberá ser menor que:

- **1,5 veces** el diámetro nominal de las barras o alambres,
- **1,5 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso, o
- **38 mm.**

5.10.3.1.2. Hormigón prefabricado

Para el hormigón prefabricado en planta bajo condiciones controladas, la separación libre mínima, entre las barras o alambres paralelos, ubicados en una capa no deberá ser menor que:

- El diámetro nominal de las barras o alambres,
- **1,33 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso, o
- **25 mm.**

5.10.3.1.3. Múltiples capas de armadura

Con excepción de aquellos tableros en los cuales se coloque armadura paralela en dos o

más capas, con una separación libre entre capas no mayor que **0,15 m**, las barras o alambres de las capas superiores se deberán ubicar directamente sobre los de la capa inferior, y la separación libre entre capas deberá ser mayor o igual que **25 mm** o el diámetro nominal de las barras o alambres.

5.10.3.1.4. Empalmes

Las limitaciones sobre separación libre entre barras o alambres especificadas en los artículos 5.10.3.1.1 y 5.10.3.1.2 también se aplicarán a la separación libre entre un empalme por yuxtaposición y las barras o alambres, o empalmes, adyacentes.

5.10.3.1.5. Paquetes de barras

El número de barras paralelas en contacto, dispuestas en paquetes de manera de actuar como una unidad, no deberá ser mayor que cuatro barras por paquete, excepto en los elementos solicitados a flexión donde en ningún paquete, con barras mayores que **$d_b > 32$ mm**, el número de barras deberá ser mayor que dos.

Los paquetes de barras deberán estar contenidos por estribos abiertos o por estribos cerrados que los envuelvan.

Cada una de las barras de un paquete que se interrumpa dentro del tramo de un elemento deberán hacerlo en secciones distintas, separadas como mínimo **40 d_b** . Un paquete de barras se puede considerar como una barra simple de un diámetro equivalente al área total de las barras del paquete **d_{beq}** siempre que las limitaciones de la separación entre barras se hayan establecido en función del diámetro **d_{beq}** del paquete.

$$d_{beq} = \sqrt{n} d_b$$

siendo:

n el número de barras del paquete.

5.10.3.2. Máxima separación de las barras de armadura

A menos que se especifique lo contrario, la separación de la armadura en tabiques y losas no deberá ser mayor que **1,5 veces** el espesor del elemento ó **0,45 m**. La máxima separación de los zunchos, estribos cerrados, y armadura de contracción y temperatura, deberá ser como se especifica en los artículos 5.10.6, 5.10.7 y 5.10.8.

5.10.3.3. Mínima separación de los cables de pretensado y vainas

5.10.3.3.1. Cordones de pretensado

La distancia entre los cordones de pretensado, incluyendo aquellos en vainas, en cada extremo de un elemento dentro de la longitud de anclaje, como se especifica en el artículo 5.11.4.1, no deberá ser menor que una separación libre tomada como **1,33 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso ni menor que las distancias entre centros especificadas en la **Tabla 5.10.3.3.1-1**.

Tabla 5.10.3.3.1-1. Separaciones entre centros

Diámetros del cordón (mm)	Separación (mm)
15,24 14,29 Especial 14,29	51
12,70 11,11 12,70 Especial	44
9,52	38

Si el comportamiento observado en ensayos a escala real, realizados sobre prototipos del diseño, lo justifica, se puede disminuir la separación libre entre cordones en el extremo de un elemento.

La mínima separación libre entre grupos de cordones dispuestos en paquetes no deberá ser menor que **1,33 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso ó **25 mm**.

Los cordones de pretensado de un elemento se pueden agrupar en paquetes de forma que se toquen entre sí en un plano esencialmente vertical en y entre las ubicaciones de amarre. El número de cordones dispuestos en paquetes, cualquiera sea su disposición salvo en un plano vertical, estará limitado a cuatro cordones por paquete.

5.10.3.3.2. Vigas - Vainas de postesado rectas en el plano horizontal

A menos que en este presente Reglamento se especifique lo contrario, la separación libre entre vainas de postesado rectas (no curvas) no deberá ser menor que **38 mm** o **1,33 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso. En las construcciones con dovelas prefabricadas, en las cuales los cables de postesado se extienden a través de una junta entre elementos recubierta con epoxi, la separación libre entre vainas de postesado deberá ser mayor o igual que el diámetro interno de la vaina o **0,10 m**, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

Las vainas se pueden empaquetar en grupos de no más de tres siempre y cuando la separación, que se especifica entre vainas individuales, se mantenga entre cada vaina en la zona ubicada a **0,90 m** o menos de los anclajes.

Para los grupos de vainas dispuestas en paquetes, en construcciones que no sean por dovelas, la mínima separación libre horizontal entre paquetes adyacentes no deberá ser menor que **0,10 m**. Si los grupos de vainas están ubicados en dos o más planos horizontales, un paquete no deberá contener más de dos vainas en un mismo plano horizontal.

La mínima separación libre vertical entre paquetes no deberá ser menor que **38 mm** o **1,33 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso.

En construcciones prefabricadas, la mínima separación libre horizontal entre grupos de vainas se puede reducir a **75 mm**.

5.10.3.3.3. Vigas - Vainas de postesado curvas en el plano horizontal

La mínima separación libre entre vainas curvas deberá ser igual a la distancia requerida para el confinamiento del cable, tal como se especifica en el artículo 5.10.4.3. La separación de las vainas curvas deberá ser mayor o igual que la requerida para vainas rectas.

5.10.3.4. Máxima separación de los cables de pretensado y vainas en losas

Los cordones de pretensado, para losas prefabricadas, se deberán separar de forma simétrica y uniforme, y la distancia entre los mismos no deberá ser mayor que **1,5 veces** la altura total de la losa compuesta ó **0,45 m**.

La separación entre centros de los cables de postesado de las losas no deberá ser mayor que **4,0 veces** la mínima altura total de la losa compuesta.

5.10.3.5. Dispositivos de acoplamiento en los cables de postesado

Se deberá especificar en la documentación técnica que no más del **50 %** de los cables de postesado longitudinal se podrán acoplar en una misma sección, y que la separación entre las secciones que contienen dispositivos de acoplamiento adyacentes no deberá ser menor que la longitud de la dovela ni **2 veces** la altura de la dovela. Al calcular las tensiones en el momento de aplicar la fuerza de postesado, las áreas vacías alrededor de los dispositivos de acoplamiento se deberán deducir de la sección transversal bruta y del momento de inercia.

5.10.4. Confinamiento de los cables

5.10.4.1. Requisitos generales

En las almas, los cables se deberán ubicar dentro de los estribos abiertos, y cuando corresponda, entre capas de armadura transversal en las alas y losas. Para las vainas ubicadas en las alas inferiores de dovelas de altura variable, se deberá proveer armadura de confinamiento nominal alrededor de la vaina en cada cara de la dovela. La armadura no deberá ser menor que dos filas de horquillas **$d_b = 12 \text{ mm}$** a ambos lados de cada vaina con una dimensión vertical igual a la altura de la losa, menos los espesores del recubrimiento superior e inferior.

Se deberán considerar los efectos de la presión de inyección del mortero en las vainas.

5.10.4.2. Efectos por la desviación involuntaria de las vainas en las losas

A los fines del presente artículo, las vainas cuya separación entre centros sea menor que **0,30 m**, en cualquier dirección, se deberán considerar poco separadas.

Cuando en las alas haya vainas transversales o longitudinales poco separadas y en las especificaciones técnicas no se incluyan requisitos para minimizar la desviación no intencional de las vainas, las mallas de la armadura superior e inferior se deberán sujetar entre sí con horquillas **$d_b = 12 \text{ mm}$** . La separación entre horquillas no deberá ser mayor que **0,45 m** ó **1,5 veces** la altura de la losa en cada dirección.

5.10.4.3. Efectos de los cables curvos

Los cables curvos se deberán confinar mediante armadura de confinamiento si así lo requiere el artículo 5.8.1.5. Dicha armadura se deberá dimensionar de manera de garantizar que la tensión en el acero en estado límite de servicio no sea mayor que $0,6 \cdot f_y$, y el valor supuesto de $f_y \leq 420 \text{ MPa}$, a menos que se efectúe un análisis del modelo de bielas y tirantes que indique lo contrario. La separación de la armadura de confinamiento no deberá ser mayor que **3,0 veces** el diámetro exterior de la vaina ó **0,60 m**.

Los cables no se deben empaquetar en grupos mayores de tres cuando las vigas son curvas en un plano horizontal.

5.10.4.3.1. Diseño para las solicitaciones en el plano

5.10.4.3.1a. Solicitaciones en el plano

Las fuerzas de desviación en el plano provocadas por el cambio de dirección de los cables se deberán determinar con la siguiente expresión:

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R} \quad (5.10.4.3.1a-1)$$

siendo:

F_{u-in} la fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud del cable, en kN/m.

P_u la fuerza mayorada en el cable, como se especifica en el artículo 3.4.3, del **Reglamento CIRSOC 801**, en kN.

R el radio de curvatura del cable en la ubicación considerada, en m.

La máxima fuerza de desviación se deberá determinar en base a la hipótesis de que todos los cables están tesados, incluyendo los cables provisorios. Las disposiciones del artículo 5.10.9 se deben aplicar al diseño para las fuerzas en el plano debidas a los cables curvos en el anclaje del cable.

5.10.4.3.1b. Resistencia al corte contra el arrancamiento

La resistencia al corte, por unidad de longitud, del recubrimiento de hormigón contra el arrancamiento por las fuerzas de desviación, V_r , se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.10.4.3.1b-1)$$

donde:

$$V_n = 394 d_{eff} \sqrt{f'_{ci}} \quad (5.10.4.3.1b-2)$$

siendo:

V_n la resistencia nominal al corte de dos planos de corte por unidad de longitud, en kN/m.

ϕ el factor de resistencia para corte, **0,75**.

d_{eff} la mitad de la longitud efectiva del plano de falla en corte y tracción de un elemento curvo, en m.

Para un solo grupo de vainas o para $s_{duct} < d_{duct}$, el valor de d_{eff} , indicada en el detalle (a) de la **Figura 5.10.4.3.1b-1**, se debe tomar como:

$$d_{eff} = d_c + \frac{d_{duct}}{4} \quad (5.10.4.3.1b-3)$$

Para $s_{duct} \geq d_{duct}$, el valor de d_{eff} se debe tomar como el menor de las siguientes expresiones, en base a los recorridos **1** y **2** indicados en el detalle (b) de la **Figura 5.10.4.3.1b-1**:

$$d_{eff} = t_w - \frac{d_{duct}}{2} \quad (5.10.4.3.1b-4)$$

$$d_{eff} = d_c + \frac{d_{duct}}{4} + \frac{\sum s_{duct}}{2} \quad (5.10.4.3.1b-5)$$

siendo:

s_{duct} la distancia libre entre las vainas de los cables en dirección vertical, en m.

d_{duct} el diámetro exterior de la vaina de pretensado, en m.

d_c el recubrimiento a la vaina, en m.

t_w el espesor del alma, en m.

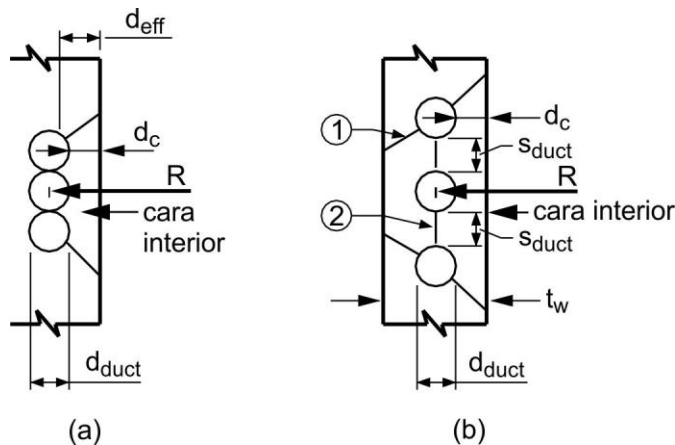


Figura 5.10.4.3.1b-1. Definición de la distancia d_{eff}

Cuando la fuerza de desviación mayorada en el plano sea mayor que la resistencia minorada al corte del recubrimiento de hormigón, según se especifica en la expresión 5.10.4.3.1b-2, se deberán disponer estribos abiertos y amarres de vainas totalmente anclados cuyos ganchos estarán sujetos alrededor de los estribos más externos, ya sea en forma de armadura no pretensada o pretensada, para resistir las fuerzas de desviación en el plano.

Cuando la distancia libre entre vainas orientadas en una columna vertical sea menor que **40 mm**, se deberá considerar que las vainas están densamente agrupadas. Se deberá investigar la resistencia a la fisuración en los extremos y en la mitad de la altura del recubrimiento de hormigón sin armar.

5.10.4.3.1c. Fisuración del recubrimiento de hormigón

El momento local aplicado, por unidad de longitud, **en los extremos del recubrimiento** se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$M_{end} = \frac{\left(\sum F_{u-in} / h_{ds} \right) h_{ds}^2}{12} \quad (5.10.4.3.1c-1)$$

Y el momento local aplicado, por unidad de longitud, **en la mitad de la altura del recubrimiento** se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$M_{mid} = \frac{\left(\sum F_{u-in} / h_{ds} \right) h_{ds}^2}{24} \quad (5.10.4.3.1c-2)$$

siendo:

h_{ds} la altura del grupo de vainas, tal como se muestra en la **Figura C 5.10.4.3.1b-1**.

En el recubrimiento del hormigón sin armar, los esfuerzos de tracción que resulten de las expresiones 5.10.4.3.1c-1 y 5.10.4.3.1c-2 se deberán combinar con los esfuerzos de tracción generados por la flexión regional del alma, como se define en el artículo 5.10.4.3.1d, para **evaluar el potencial de fisuración del recubrimiento de hormigón**.

Cuando los esfuerzos combinados de tracción excedan los esfuerzos de fisuración dados por la expresión 5.10.4.3.1c-4, las vainas se deberán restringir por medio de estribos y amarres de vainas.

$$f_{cr} = \phi f_r \quad (5.10.4.3.1c-3)$$

donde:

$$\phi = 0,85 \quad (5.10.4.3.1c-4)$$

5.10.4.3.1d. Flexión regional

La flexión regional generada por las fuerzas en el plano se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$M_u = \frac{\phi \sum F_{u-in} h_c}{4} \quad (5.10.4.3.1d-1)$$

siendo:

ϕ_{cont} el factor de continuidad de **0,6** para almas interiores y de **0,7** para almas exteriores.

h_c la longitud del alma, entre las losas superior e inferior, medida a lo largo del eje del alma.

Para las vigas curvas, se deberá evaluar localmente la flexión y el corte generados por las fuerzas fuera del plano, como se describe en el artículo 5.10.4.3.2.

Cuando las vainas curvas de cables, con excepción de aquellas que cruzan aproximadamente a **90°**, estén ubicadas de manera que la dirección de la fuerza radial de un cable se dirige hacia otro, se deberá proporcionar el confinamiento de las vainas mediante:

- la separación de las vainas para garantizar una adecuada resistencia nominal al corte, como se especifica en la expresión 5.10.4.3.1b-1, o
- disponiendo armadura de confinamiento para resistir la fuerza radial.

5.10.4.3.2. Solicitaciones fuera del plano

Las solicitaciones fuera del plano, debidas a la acción de acñamiento de los cordones contra la pared de la vaina, se podrán determinar de la siguiente manera:

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R} \quad (5.10.4.3.2-1)$$

siendo:

F_{u-out} la fuerza fuera del plano por unidad de longitud del cable, en kN/m.

P_u la fuerza mayorada en el cable, tal como se especifica en el artículo 3.4.3, del **Reglamento CIRSOC 801** en kN.

R el radio de curvatura del cable en un plano vertical en la ubicación considerada, en m.

Si la resistencia minorada al corte, dada por la expresión 5.10.4.3.1b-1, no resulta adecuada, se deberá disponer armadura de confinamiento localizada en todos los segmentos curvos del cable para resistir la totalidad de las fuerzas fuera del plano, preferentemente en forma de zunchos.

5.10.5. Apoyo de los cables externos

A menos que un análisis de vibración indique lo contrario, la longitud no apoyada de los cables externos no deberá ser mayor que **7,50 m**.

5.10.6. Armadura transversal para elementos solicitados a compresión

5.10.6.1. Requisitos generales

Para **Zonas de Desempeño Sísmico 2, 3 y 4** ver el **Reglamento INPRES - CIRSOC 103 - Parte VI - Reglamento Argentino de Construcciones Sismorresistentes - Puentes de Hormigón** - artículo 5.10.11.

La armadura transversal de los elementos comprimidos podrá estar constituida ya sea por zunchos o bien por estribos cerrados.

5.10.6.2. Zunchos

Los zunchos en espiral para todos los elementos solicitados a compresión, con excepción de los pilotes, deberán estar constituidos por uno o más zunchos continuos, igualmente separados, de barra o alambre liso o conformado de un diámetro mínimo de **10 mm**. La armadura se deberá disponer de manera que toda la armadura longitudinal principal esté contenida dentro de los zunchos y esté en contacto con los mismos.

El paso libre entre las espiras del zuncho deberá ser $\geq 25 \text{ mm}$ ó **1,33 veces** el tamaño máximo nominal del agregado grueso. El paso entre centros de las espiras no deberá ser mayor que **6,0 veces** el diámetro de las barras longitudinales ó **0,15 m**.

A excepción de lo especificado en el **Reglamentos INPRES - CIRSOC 103 - Parte VI** artículos 5.10.11.3 y 5.10.11.4.1 para **Zonas de Desempeño Sísmico 2, 3 y 4**, los zunchos en espiral se deberán prolongar desde la zapata u otro tipo de apoyo hasta el nivel de la armadura horizontal más baja del elemento soportado.

El anclaje de los zunchos en espiral se deberá realizar mediante **1,5 vuelta** en cada extremo del zuncho. Para las **Zonas de Desempeño Sísmico 2, 3 y 4** la armadura transversal deberá prolongarse dentro del elemento que conecta satisfaciendo los requisitos del **Reglamentos INPRES - CIRSOC 103 - Parte VI**, del artículo 5.10.11.4.3.

En los zunchos, los empalmes se podrán materializar de una de las siguientes maneras:

- La longitud de empalme por yuxtaposición será de **48 veces** el diámetro de la barra o alambre sin revestir, **72 veces** el diámetro de la barra o alambre revestido, ó **48 diámetros** del alambre;
- Conectores mecánicos aprobados; o
- Empalmes soldados aprobados.

5.10.6.3. Estribos cerrados

En los elementos comprimidos con estribos cerrados, todas las barras, o paquetes de barras, longitudinales deberán estar encerradas por estribos laterales equivalentes a:

- Estribos $d_b = 10 \text{ mm}$ para barras longitudinales de diámetro $d_b \leq 32 \text{ mm}$,
- Estribos $d_b = 12 \text{ mm}$ para barras longitudinales de diámetro $d_b > 32 \text{ mm}$, y
- Estribos $d_b = 12 \text{ mm}$ para paquetes de barras.

La separación de los estribos cerrados a lo largo del eje longitudinal del elemento comprimido no deberá ser mayor que la menor dimensión del elemento comprimido ó **0,30 m**. Si hay dos o más barras mayores que una barra $d_b = 32 \text{ mm}$, dispuestas de modo que forman un paquete, la separación no deberá ser mayor que la mitad de la menor dimensión del elemento ó **0,15 m**.

En lugar de barras se puede utilizar alambre conformado o malla de alambre soldada de área equivalente.

Ninguna barra o paquete longitudinal deberá tener más de **0,60 m**, medida a lo largo del estribo cerrado, a partir de una barra o paquete restringido. Una barra o paquete restringido es aquel que tiene un soporte lateral proporcionado por la esquina de un estribo cerrado que tiene un ángulo incluido de no más de **135°**. Si el diseño de la columna se basa en la capacidad de articulación plástica, ninguna barra o paquete longitudinal deberá tener una separación libre, a cada lado, mayor que **0,15 m** a lo largo del estribo cerrado desde aquella barra o paquete soportado lateralmente y la armadura del estribo cerrado deberá cumplir los requisitos de los artículos 5.10.11.4.1.d hasta 5.10.11.4.1.f inclusive del **Reglamento INPRES - CIRSOC 103 - Parte VI - Reglamento Argentino de Construcciones Sismorresistentes - Puentes de Hormigón**.

Si las barras o paquetes longitudinales están ubicados alrededor del perímetro de un círculo, se podrá utilizar un estribo circular cerrado si los empalmes en los estribos cerrados están alternados.

La distancia vertical entre el estribo cerrado inferior y la zapata u otro apoyo y la distancia vertical entre el estribo cerrado superior y la armadura horizontal más baja del elemento soportado no deberán ser menores que la mitad de la separación entre estribos.

5.10.7. Armadura transversal para elementos solicitados a flexión

Excepto en las losas de tablero, la armadura de compresión de los elementos solicitados a flexión deberá estar encerrada por estribos cerrados o estribos abiertos, que satisfagan los requisitos sobre tamaño y separación indicados en el artículo 5.10.6, o por malla soldada de alambre de área equivalente.

5.10.8. Armadura de contracción y temperatura

Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el hormigón masivo estructural. La armadura de contracción y temperatura debe ser tal que asegure que la armadura total en las superficies expuestas no sea menor que la aquí especificada.

La armadura para contracción y temperatura se puede proveer en forma de barras, malla soldada de alambre, o cables de pretensado.

Para el caso de las barras o malla soldada de alambre, el área de armadura por metro

lineal, sobre cada cara y en cada dirección, deberá satisfacer:

$$A_s \geq \frac{0,756 b h}{2 (b + h) f_y} \quad (5.10.8-1)$$

$$0,00023 \leq A_s \leq 0,00127 \quad (5.10.8-2)$$

siendo:

- A_s el área de armadura en cada dirección y en cada cara, en m^2/m .
- b el ancho mínimo de la sección del elemento, en m.
- h el espesor mínimo de la sección del elemento, en m.
- f_y la tensión de fluencia especificada de las barras de armadura $\leq 500 \text{ MPa}$.

Si la mínima dimensión varía a lo largo de la longitud del muro, zapata, u otro elemento, las secciones múltiples deberán ser analizadas para conocer el estado general de cada sección.

La separación de la armadura de contracción y temperatura deberá ser menor o igual que:

- **3 veces** el espesor del elemento, o **0,45 m**
- **0,30 m** para muros y zapatas, con espesores mayores que **0,45 m**
- **0,30 m** para otros elementos, con espesores mayores que **0,90 m**

En los elementos de **0,15 m** de espesor o menos, el acero especificado mínimo se podrá colocar en una sola capa. La armadura de contracción y temperatura no deberá ser requerida para:

- La cara extrema de los muros con espesores menores o iguales que **0,45 m**
- Caras laterales de zapatas enterradas con espesores menores o iguales que **0,90 m**
- Caras de todos los demás elementos, cuya dimensión mínima sea menor o igual que **0,45 m**

Cuando se utilicen cables de pretensado como armadura de contracción y temperatura, los cables deberán proveer una tensión media de compresión mínima igual a **0,75 MPa** en la sección bruta de hormigón, a través de la cual se pueda extender un plano de fisuración, en base a la tensión de pretensado efectiva luego de las pérdidas. La separación de los cables no deberá ser mayor que **1,80 m** o la distancia especificada en el artículo 5.10.3.4. Cuando la separación sea mayor que **1,40 m**, se deberá proveer armadura adherente entre los cables, en una distancia igual a la separación del cable.

5.10.9. Zonas de anclaje de postensado

5.10.9.1. Requisitos generales

Los anclajes se deberán diseñar en los estados límite de resistencia para las fuerzas mayoradas de gateado como se especifica en el artículo 3.4.3 del **Reglamento CIRSOC 801**.

Para las zonas de anclaje ubicadas en el extremo de un elemento o dovela, las dimensiones transversales se podrán tomar como la altura y el ancho de la sección, pero no mayores que la dimensión longitudinal del elemento o dovela. La extensión longitudinal de la zona de anclaje en la dirección del cable no deberá ser menor que la mayor de las dimensiones transversales de la zona de anclaje y no se deberá tomar mayor que **1,5 veces** dicha dimensión.

Para los anclajes intermedios, se deberá considerar que la zona de anclaje se extiende en la dirección opuesta a la fuerza de anclaje en una distancia no menor que la mayor de las dimensiones transversales de la zona de anclaje.

5.10.9.2. Zona general y zona local

5.10.9.2.1. Requisitos generales

A los fines del diseño, las zonas de anclaje se deberán considerar compuestas por dos regiones:

- La zona general, para la cual se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.10.9.2.2, y
- La zona local, para la cual se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.10.9.2.3.

5.10.9.2.2. Zona general

La extensión de la zona general deberá ser idéntica a la extensión de la zona de anclaje total incluyendo la zona local, definida en el artículo 5.10.9.1.

El diseño de las zonas generales deberá satisfacer los requisitos del artículo 5.10.9.3.

5.10.9.2.3. Zona local

El diseño de las zonas locales deberá satisfacer los requisitos del artículo 5.10.9.7 o bien, basarse en los resultados de ensayos de aceptación según lo especificado en el artículo 5.10.9.7.3. Hasta tanto no esté disponible un documento nacional sobre este tema se recomienda consultar el artículo 10.3.2.3 del código AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, donde se describe el mencionado ensayo de aceptación.

Para el diseño de la zona local, se deberán considerar los efectos de las elevadas presiones en las zonas de apoyo y el uso de armadura de confinamiento.

Los dispositivos de anclaje basados en el ensayo de aceptación del artículo 10.3.2.3 del código AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, se designan **dispositivos especiales de anclaje**.

5.10.9.2.4. Responsabilidades

El Proyectista Estructural será responsable por el diseño general y la aprobación de los planos de obra de la zona general, incluyendo la ubicación de los cables y los dispositivos de anclaje, la armadura en la zona general, la secuencia de tesado, y el diseño de la zona local para los dispositivos de anclaje basados en los requisitos del artículo 5.10.9.7. La documentación técnica deberá especificar que todos los planos de obra correspondientes a la zona local deberán ser aprobados por el Proyectista Estructural.

El Proveedor de los dispositivos de anclaje será responsable de entregar dispositivos de anclaje que satisfagan los requisitos sobre eficiencia de los anclajes especificados por la Autoridad de Aplicación o por el Propietario del Puente. Como guía se podrá utilizar el artículo 10.3.2 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Cuando se utilicen dispositivos especiales de anclaje, el Proveedor de dichos dispositivos será responsable de entregar dispositivos que también satisfagan los requisitos del ensayo de aceptación indicados en el artículo 5.10.9.7.3 y en el artículo 10.3.2.3 del código AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. Este ensayo de aceptación y el ensayo de eficiencia de los anclajes deberán ser realizados por un organismo independiente aceptable para el Proyectista Estructural. El Proveedor de los dispositivos de anclaje deberá entregar al Proyectista Estructural y al Constructor los registros del ensayo de aceptación realizado de acuerdo con el artículo 10.3.2.3.12 del código AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, y deberá especificar las armaduras auxiliares y de confinamiento, distancia mínima a los bordes, separación mínima de los anclajes, y resistencia mínima del hormigón en el momento de tesado requerida para el correcto comportamiento de la zona local.

Las responsabilidades del Constructor serán las establecidas en los documentos del Proyecto (como referencia se puede consultar el artículo 10.4 del documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications).

5.10.9.3. Diseño de la zona general

5.10.9.3.1. Métodos de diseño

Para el diseño de las zonas generales se podrán utilizar los siguientes métodos de diseño, de acuerdo con los requisitos del artículo 5.10.9.3.2:

- Modelos inelásticos basados en el equilibrio, generalmente denominados "modelos de bielas y tirantes";
- Análisis elásticos de tensiones refinados como se especifica en el **Capítulo 4**, del **Reglamento CIRSOC 801**, o bien
- Otros métodos aproximados, cuando sean aplicables.

Se deberán investigar los efectos de la secuencia de tesado y los efectos espaciales provocados por las cargas concentradas de gateado. Los efectos espaciales se pueden analizar utilizando procedimientos de análisis tridimensionales o bien se pueden aproximar considerando submodelos independientes en dos o más planos, en cuyo caso se debe considerar la interacción de los submodelos, y las cargas y resultados del modelo deben ser consistentes.

La tensión de compresión minorada del hormigón de la zona general no debe ser mayor que $0,70 \phi f'_{ci}$. En áreas en las cuales, debido a otras solicitaciones, el hormigón puede estar muy fisurado en estado último, o si se anticipan grandes rotaciones inelásticas, la tensión de compresión minorada se deberá limitar a $0,60 \phi f'_{ci}$.

En el diseño de la zona general se deberá despreciar la resistencia a la tracción del hormigón.

La tensión de tracción nominal de la armadura adherente se deberá limitar a f_y tanto para armadura no pretensada como para armadura pretensada adherente. La tensión de tracción nominal de la armadura pretensada no adherente se deberá limitar a: $f_{pe} + 105 \text{ MPa}$.

Despreciando la contribución a la resistencia de la zona general aportada por cualquier armadura de zona local se obtiene un diseño conservador.

5.10.9.3.2. Principios de diseño

Las tensiones de compresión en el hormigón delante de los dispositivos básicos de anclaje deberán satisfacer los requisitos del artículo 5.10.9.7.2.

Las tensiones de compresión en el hormigón delante del dispositivo de anclaje se deberán analizar a una distancia, medida a partir de la superficie de apoyo de hormigón, no menor que:

- La distancia hasta el extremo de la armadura de confinamiento local, o
- La menor dimensión lateral del dispositivo de anclaje.

Estas tensiones de compresión se pueden determinar utilizando los procedimientos en base a modelos de bielas y tirantes del artículo 5.10.9.4, un análisis elástico de tensiones de acuerdo con el artículo 5.10.9.5, o bien el método aproximado indicado en el artículo 5.10.9.6.2.

La magnitud de la fuerza de desgarramiento por tracción, T_{burst} , y su correspondiente distancia a partir de la superficie cargada, d_{burst} , se podrán determinar usando los procedimientos en base a modelos de bielas y tirantes dados en el artículo 5.10.9.4, un análisis elástico de tensiones de acuerdo con el artículo 5.10.9.5, o bien el método aproximado indicado en el artículo 5.10.9.6.3. Al determinar los requisitos de armadura de desgarramiento se deberán considerar los efectos espaciales.

También se deberán verificar las tensiones de compresión donde haya discontinuidades geométricas o de carga dentro de la zona de anclaje o delante de la misma que pudieran provocar concentraciones de tensiones.

La resistencia a las fuerzas de desgarramiento por tracción será provista por armadura no pretensada o pretensada o en forma de zunchos, estribos cerrados, o estribos transversales anclados. Esta armadura deberá resistir la fuerza total de desgarramiento. Al determinar la disposición y el anclaje de la armadura de desgarramiento se deberán considerar los siguientes lineamientos:

- La armadura se deberá extender en todo el ancho del elemento y anclar tan cerca de las caras exteriores del elemento como lo permita el recubrimiento;
- La armadura se deberá distribuir delante de la superficie cargada a lo largo de ambos lados del cable en una distancia tomada igual al menor valor entre **2,5 d_{burst}** para el plano considerado y **1,5 veces** la correspondiente dimensión lateral de la sección, siendo **d_{burst}** como se especifica en la expresión 5.10.9.6.3-2;
- El baricentro de la armadura de desgarramiento deberá coincidir con la distancia **d_{burst}** usada para el diseño; y
- La separación de la armadura no deberá ser mayor que **24 diámetros** de la barra ó **0,30 m**.

Las fuerzas de tracción en los bordes se podrán determinar utilizando los procedimientos en base a modelos de bielas y tirantes dados en el artículo 5.10.9.4, o un análisis elástico de tensiones de acuerdo con el artículo 5.10.9.5, o bien los métodos aproximados indicados en el artículo 5.10.9.6.4.

Para múltiples anclajes con una separación entre centros menor que **0,4 veces** la altura de la sección, la fuerza de descascaramiento no se deberá tomar menor que **2 %** de la fuerza total mayorada del cable. Para separaciones mayores, las fuerzas de descascaramiento se deberán determinar mediante análisis.

La resistencia a las fuerzas de tracción en el borde se deberá proveer mediante armadura ubicada próxima al borde transversal y longitudinal del hormigón. La disposición y anclaje de la armadura de tracción en los bordes deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- La armadura de descascaramiento especificada se deberá extender en todo el ancho del elemento,
- La armadura de descascaramiento entre múltiples dispositivos de anclaje deberá vincular efectivamente los dispositivos de anclaje entre sí, y
- La armadura de tracción en el borde longitudinal y la armadura de descascaramiento para dispositivos de anclaje excéntricos deberán ser continuas; la armadura se debe extender a lo largo de la cara traccionada en la totalidad de la longitud de la zona de anclaje y a lo largo de la cara cargada entre el borde longitudinal y el otro lado del dispositivo, o grupo de dispositivos, de anclaje excéntrico.

5.10.9.3.3. Dispositivos de anclaje especiales

Cuando se decida utilizar dispositivos de anclaje especiales que no satisfacen los requisitos del artículo 5.10.9.7.2, en las correspondientes regiones de la zona de anclaje se deberá proveer armadura de configuración similar y con una cuantía volumétrica como mínimo equivalente a la armadura superficial suplementaria permitida de acuerdo con los requisitos del artículo 10.3.2.3.4 del documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

5.10.9.3.4. Anclajes intermedios

5.10.9.3.4a. Requisitos generales

No se deberán utilizar anclajes intermedios en regiones donde otras cargas generen tracción significativa detrás del anclaje. Siempre que sea posible, los tacos para anclaje se deberán ubicar en la esquina entre el ala y las almas o se deberán extender en la totalidad del ancho del ala o altura del alma de manera de formar un nervio continuo. Cuando sea necesario utilizar tacos de anclaje aislados en un ala o en un alma, se deberán considerar en el diseño la flexión de corte local y las solicitaciones directas.

5.10.9.3.4b. Amarres posteriores

A menos que en este documento se especifique lo contrario, se deberá proveer armadura adherente para el amarre posterior para resistir al menos un **25 %** de la fuerza de tesado no mayorada del anclaje intermedio en la sección de hormigón detrás del anclaje.

Las tensiones en esta armadura adherente no deberán ser mayores que **0,6 f_y ó 245 MPa**.

Cuando otras cargas generen tensiones de compresión permanentes detrás del anclaje, la cantidad de armadura para el amarre posterior se podrá reducir utilizando la siguiente expresión 5.10.9.3.4b-1.

$$T_{ia} = 0,25 P_s - 1000 f_{cb} A_{cb} \quad (5.10.9.3.4b-1)$$

siendo:

- T_{ia} la fuerza de tracción en el anclaje posterior del anclaje intermedio, en kN.
- P_s la máxima fuerza de tesado no mayorada en el anclaje, en kN.
- f_{cb} la tensión de compresión no mayorada debida a las cargas permanentes en la región detrás del anclaje, en MPa.
- A_{cb} el área de la sección transversal que se continúa dentro de las prolongaciones de los lados de la placa de anclaje o taco para anclaje, es decir, el área del taco o nervio no se deberá considerar parte de la sección transversal, en m².

Esta armadura de anclaje posterior se deberá colocar a una distancia no mayor que un ancho de placa a partir del eje del cable. Deberá estar totalmente anclada de manera que la tensión de fluencia se pueda desarrollar a una distancia igual a un ancho de placa, o a la mitad de la longitud del taco o nervio, delante del anclaje así como a la misma distancia detrás del anclaje. Siempre que sea posible, el baricentro de esta armadura deberá coincidir con el eje del cable. En el caso de los tacos o nervios, la armadura se deberá colocar en la sección que se continúa cerca de la cara del ala o del alma a partir de la cual se proyecta el taco o nervio.

5.10.9.3.4c. Armadura para tacos y nervios para anclaje

Se deberá disponer armadura en la totalidad de los tacos y nervios según se requiera para corte por fricción, acción de ménsula, fuerzas de desgarramiento, y fuerzas de desviación

provocadas por la curvatura de los cables. Esta armadura se deberá prolongar tanto como sea posible hacia el interior del ala o alma, y se desarrollará mediante ganchos normales doblados alrededor de las barras transversales o su equivalente. La separación no deberá ser mayor que el menor valor entre la altura del taco o nervio en el anclaje, el ancho del taco, ó **0,15 m**.

Se deberá proveer armadura para resistir la flexión local en los tacos y nervios debida a la excentricidad de la fuerza en los cables y para resistir la flexión lateral en los nervios debida a las fuerzas de desviación del cable.

Se deberá proveer armadura, de acuerdo con lo especificado en el artículo 5.10.9.3.2, para resistir las fuerzas de tracción debidas a la transferencia de la fuerza de anclaje del taco o nervio a la estructura en general.

5.10.9.3.5. Diafragmas

Para los cables anclados en diafragmas, las tensiones de compresión en el hormigón dentro del diafragma se deberán limitar como se especifica en el artículo 5.10.9.3.2. También se deberán investigar las tensiones de compresión en la transición entre el diafragma y las almas y alas del elemento.

Se deberá proveer armadura para asegurar la plena transferencia de las cargas de los anclajes en el diafragma hacia las alas y almas de la viga. Se deberán verificar los requisitos para armadura de corte por fricción entre el diafragma y el alma y entre el diafragma y las alas.

También se deberá proveer armadura para el amarre posterior para resistir las fuerzas de desviación provocadas por la curvatura de los cables.

5.10.9.3.6. Múltiples anclajes en losas

A menos que se realice un análisis más detallado, se deberá proveer la armadura mínima especificada en este artículo para resistir las fuerzas de desgarramiento y de tracción en los bordes.

La armadura para resistir la fuerza de desgarramiento se deberá anclar cerca de las caras de la losa con ganchos normales doblados alrededor de las barras horizontales o su equivalente. La armadura mínima debe consistir en dos barras **$d_b = 10 \text{ mm}$** por anclaje, ubicadas a una distancia igual a la mitad de la altura de la losa delante del anclaje.

Se deberá proveer armadura para resistir las fuerzas de tracción en los bordes, **T_1** , entre los anclajes y las fuerzas de desgarramiento, **T_2** , delante de los anclajes. Se deberá colocar armadura de tracción en los bordes, inmediatamente delante de los anclajes, y se deberá amarrar junto con los anclajes adyacentes de manera efectiva. La armadura de desgarramiento se deberá distribuir sobre la longitud de las zonas de anclaje.

$$T_1 = 0,10 P_u \left(1 - \frac{a}{s} \right) \quad (5.10.9.3.6-1)$$

$$T_2 = 0,20 P_u \left(1 - \frac{a}{s} \right) \quad (5.10.9.3.6-2)$$

siendo:

- T_1 la fuerza de tracción en los bordes, en kN.
- T_2 la fuerza de desgarramiento, en kN.
- P_u la carga mayorada del cable en un anclaje individual, en kN.
- a el ancho de la placa de anclaje, en m.
- s la separación de los anclajes, en m.

Para anclajes en losas con una distancia al borde menor que **2** anchos de placa o un espesor de losa, la armadura de tracción en los bordes se deberá dimensionar para resistir un **25 %** de la carga mayorada del cable. Esta armadura deberá ser en forma de horquillas, y se deberá distribuir en una distancia igual a un ancho de placa delante del anclaje. Las ramas de las barras en horquilla se deberán extender a partir del borde de la losa más allá del anclaje adyacente, pero a una distancia no menor que cinco anchos de placa más la longitud de anclaje.

5.10.9.3.7. Bloques desviadores

Los bloques desviadores se deberán diseñar usando un modelo de bielas y tirantes o métodos basados en resultados de ensayos. Se debe utilizar un factor de carga de **1,7** con la fuerza máxima de desviación. Si se utiliza un método a base de resultados de ensayos, se debe emplear un factor de minoración de resistencia de **0,90** para tracción directa y **0,85** para corte.

5.10.9.4. Aplicación del modelo de bielas y tirantes al diseño de la zona general

5.10.9.4.1. Requisitos generales

El flujo de fuerzas dentro de la zona de anclaje se puede aproximar mediante un modelo de bielas y tirantes como se especifica en el artículo 5.6.3.

Al seleccionar un modelo de bielas y tirantes se deberán considerar todas las fuerzas que actúan en la zona de anclaje; el modelo deberá considerar un recorrido de cargas desde los anclajes hasta el final de la zona de anclaje.

5.10.9.4.2. Nodos

Las zonas locales que satisfagan los requisitos del artículo 5.10.9.7, o del artículo 10.3.2.3 del documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, se podrán considerar correctamente detalladas y constituirán nodos adecuados. Los demás nodos en la zona de anclaje se podrán considerar adecuados si las tensiones efectivas en las bielas del hormigón satisfacen los requisitos del artículo 5.10.9.4.3, y los tirantes traccionados se dimensionan para desarrollar la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura.

5.10.9.4.3. Bielas

La tensión de compresión mayorada no deberá ser mayor que los límites especificados en el artículo 5.10.9.3.1.

En las zonas de anclaje, la sección crítica para las bielas comprimidas generalmente se podrá tomar en la interfase con el nodo de la zona local. Si se utilizan dispositivos de anclaje especiales, la sección crítica de la biela se podrá tomar como la sección cuya prolongación interseca el eje del cable a una profundidad igual al menor valor entre la profundidad de la armadura de confinamiento local o la dimensión lateral del dispositivo de anclaje.

Para los elementos delgados, la dimensión de la biela en la dirección del espesor del elemento se podrá aproximar suponiendo que el espesor de la biela comprimida varía linealmente entre la dimensión lateral transversal del anclaje en la superficie del hormigón y el espesor total de la sección a una profundidad igual al espesor de la sección.

Se deberá suponer que las tensiones de compresión actúan paralelas al eje de la biela y que están uniformemente distribuidas en su sección transversal.

5.10.9.4.4. Tirantes

La totalidad de la fuerza de tracción deberá ser resistida por tirantes consistentes en armadura pretensada o no pretensada.

Los tirantes se deberán prolongar más allá de los nodos a fin de desarrollar la totalidad de la fuerza de tracción en el nodo. La disposición de la armadura se deberá ajustar tanto como sea posible a los recorridos de los tirantes supuestos en el modelo de bielas y tirantes.

5.10.9.5. Análisis elástico de tensiones

Para el análisis y diseño de las **zonas de anclaje** se podrán utilizar análisis basados en las propiedades elásticas de los materiales, equilibrio de las fuerzas y cargas y compatibilidad de las deformaciones.

Cuando las tensiones de compresión en el hormigón delante del dispositivo de anclaje se determinen a partir de un análisis elástico, las tensiones locales se podrán promediar en un área igual al área de apoyo del dispositivo de anclaje.

5.10.9.6. Análisis y diseño de tensiones aproximadas

5.10.9.6.1. Límites de aplicación

Las **tensiones de compresión del hormigón delante del dispositivo de anclaje**, la ubicación y magnitud de la fuerza de desgarramiento, y las fuerzas de tracción en los bordes se pueden estimar usando las expresiones 5.10.9.6.2-1 a 5.10.9.6.3-2, siempre que se satisfaga lo siguiente:

- El elemento tiene una sección transversal rectangular y su dimensión longitudinal no es menor que la mayor dimensión de la sección transversal;
- El elemento no tiene discontinuidades dentro de la zona de anclaje ni delante de la misma;
- La distancia mínima del anclaje al borde en el plano principal del elemento no es menor que **1,5 veces** la correspondiente dimensión lateral, **a**, del dispositivo de anclaje;

- Dentro de la zona de anclaje hay solamente un dispositivo de anclaje o un grupo de dispositivos de anclaje poco separados; y
- El **ángulo de inclinación del cable**, según lo especificado en las expresiones 5.10.9.6.3-1 y 5.10.9.6.3-2, está comprendido entre **-5,0°** y **+20,0°**.

5.10.9.6.2. Tensiones de compresión

La tensión de compresión en el hormigón delante de los dispositivos de anclaje, f_{ca} , en MPa, calculada utilizando la expresión 5.10.9.6.2-1, no deberá ser mayor que el límite especificado en el artículo 5.10.9.3.1:

$$f_{ca} = \frac{0,0006 P_u \kappa}{A_b \left(1 + \ell_c \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t} \right) \right)} \quad (5.10.9.6.2-1)$$

para lo cual:

- si $a \leq s < 2 a_{eff}$, entonces:

$$\kappa = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}} \right) \left(0,3 + \frac{n}{15} \right) \quad (5.10.9.6.2-2)$$

- si $s \geq 2 a_{eff}$, entonces:

$$\kappa = 1 \quad (5.10.9.6.2-3)$$

siendo:

κ	el factor de corrección para anclajes poco separados.
a_{eff}	la dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la mayor dimensión de la sección transversal, en m.
b_{eff}	la dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la menor dimensión de la sección transversal, en m.
P_u	la fuerza mayorada en el cable, en kN.
t	el espesor del elemento, en m.
s	la separación entre centros de los anclajes, en m.
n	el número de anclajes en una fila.
ℓ_c	la extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local; no se debe tomar mayor que el mayor valor entre 1,15 a_{eff} y 1,15 b_{eff} , en m.

A_b el área de apoyo efectiva, en m².

En la expresión 5.10.9.6.2-1, el área de apoyo efectiva, A_b , se deberá tomar como el mayor valor entre el área de la placa de apoyo del anclaje, A_{plate} , y el área de apoyo del hormigón confinado en la zona local, A_{conf} , con las siguientes limitaciones:

- Si A_{plate} es el valor determinante, A_{plate} no se deberá tomar mayor que $4 A_{conf}/\pi$.
- Si A_{conf} es el valor determinante, la máxima dimensión de A_{conf} no deberá ser mayor que **2 veces** la máxima dimensión de A_{plate} o **3 veces** la mínima dimensión de A_{plate} . Si se supera alguno de estos límites, el área de apoyo efectiva, A_b , se deberá basar en A_{plate} .
- Al determinar A_b se deberá deducir el área de la vaina.

Cuando un grupo de anclajes esté poco separado en dos direcciones, se deberá utilizar el producto de los factores de corrección, κ , correspondientes a cada dirección, como se especifica en la expresión 5.10.9.6.2-1.

5.10.9.6.3. Fuerzas de desgarramiento por tracción

Las **fuerzas de desgarramiento por tracción** en las zonas de anclaje, T_{burst} , se podrán determinar con la siguiente expresión:

$$T_{burst} = 0,25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h} \right) + 0,5 \left| \sum (P_u \text{ sen } \alpha) \right| \quad (5.10.9.6.3-1)$$

La **ubicación de la fuerza de desgarramiento**, d_{burst} , se podrá determinar con la siguiente expresión:

$$d_{burst} = 0,5 (h - 2 e) + 5 e \text{ sen } \alpha \quad (5.10.9.6.3-2)$$

siendo:

T_{burst} la fuerza de tracción en la zona de anclaje actuando delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del cable, en kN.

P_u la fuerza mayorada en el cable, en kN.

d_{burst} la distancia entre el dispositivo de anclaje y el baricentro de la fuerza de desgarramiento, T_{burst} , en m.

a la dimensión lateral del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje en la dirección considerada, en m.

e la excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje respecto del baricentro de la sección transversal; siempre positiva, en m.

h la dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada, en m.

- α el ángulo de inclinación de la fuerza en un cable respecto del eje del elemento; es positivo para cables concéntricos o si la fuerza de anclaje apunta hacia el baricentro de la sección, y negativo si la fuerza de anclaje apunta en dirección contraria al baricentro de la sección.

5.10.9.6.4. Fuerzas de tracción en los bordes

La fuerza de tracción en los bordes longitudinales se puede determinar a partir de un análisis de una sección ubicada a un medio de la altura de la sección a partir de la superficie cargada considerada como una viga solicitada por una combinación de flexión y carga axial. La fuerza de descascaramiento se podrá tomar igual a la fuerza de tracción en los bordes longitudinales, pero no menor que lo especificado en el artículo 5.10.9.3.2.

5.10.9.7. Diseño de las zonas locales

5.10.9.7.1. Dimensiones de la zona local

En caso que el fabricante:

- no haya provisto recomendaciones sobre distancia mínima a los bordes, o bien
- haya recomendado una distancia mínima a los bordes pero esta distancia no haya sido verificada independientemente,

las dimensiones transversales de la zona local, en cada dirección, se deberán tomar como el mayor valor entre:

- El tamaño de la correspondiente placa de apoyo, más **dos veces** el recubrimiento mínimo de hormigón requerido de acuerdo con la aplicación y entorno en particular, y
- La dimensión exterior de cualquier armadura de confinamiento requerida, más el recubrimiento de hormigón requerido para la armadura de confinamiento de acuerdo con la aplicación y entorno en particular.

El recubrimiento requerido para protección contra la corrosión deberá ser como se especifica en el artículo 5.12.3.

Si para un dispositivo de anclaje en particular el fabricante recomienda valores para el recubrimiento mínimo, separación y distancias a los bordes, y si estas dimensiones han sido verificadas independientemente, las dimensiones transversales de la zona local en cada dirección se deberán tomar como el menor valor entre:

- **2 veces** la distancia a los bordes especificada por el proveedor de los dispositivos de anclaje, y
- la separación entre centros de los anclajes, especificada por el proveedor de los dispositivos de anclaje.

Las recomendaciones sobre separación y distancia a los bordes de los anclajes, provistas por el fabricante de los anclajes, se deberán considerar como valores mínimos.

La longitud de la zona local a lo largo del eje del cable no se deberá tomar menor que:

- El máximo ancho de la zona local;
- La longitud de la armadura de confinamiento del dispositivo de anclaje, o
- Para dispositivos de anclaje con múltiples superficies de apoyo, la distancia entre la superficie de hormigón cargada y la parte inferior de cada superficie de apoyo, más la máxima dimensión de dicha superficie de apoyo.

La longitud de la zona local no se deberá tomar mayor que **1,5 veces** el ancho de la zona local.

5.10.9.7.2. Resistencia del apoyo

Los dispositivos de anclaje normales deberán satisfacer los requisitos aquí especificados. Los dispositivos de anclaje especiales deberán satisfacer los requisitos especificados en el artículo 5.10.9.7.3.

Si se dispone armadura en la zona general que satisface el artículo 5.10.9.3.2, y si la extensión del hormigón a lo largo del eje del cable delante del dispositivo de anclaje es como mínimo **dos veces** la longitud de la zona local como se define en el artículo 5.10.9.7.1, la resistencia minorada del apoyo de los anclajes se deberá tomar como:

$$P_r = 1000 \phi f_n A_b \quad (5.10.9.7.2-1)$$

donde f_n será el menor valor entre:

$$f_n = 0,7 f_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}} \quad (5.10.9.7.2-2)$$

y

$$f_n = 2,25 f_{ci} \quad (5.10.9.7.2-3)$$

donde:

- ϕ el factor de resistencia especificado en el artículo 5.5.4.2.
- A la máxima área de la parte de la superficie de apoyo que es similar al área cargada y concéntrica con la misma, y que no se superpone con las áreas similares correspondientes a los dispositivos de anclaje adyacentes, en m².
- A_g el área bruta de la placa de apoyo calculada de acuerdo con los requisitos aquí especificados, en m².
- A_b el área neta efectiva de la placa de apoyo calculada como el área A_g menos el área de los orificios de la placa de apoyo, en m².
- f_{ci} la resistencia nominal del hormigón al momento de aplicar la fuerza en el cable, en MPa.

Se podrá utilizar la totalidad del área de la placa de apoyo para determinar A_g , y para el cálculo de A_b , si el material de la placa no entra en fluencia bajo la fuerza mayorada en el cable, y la esbeltez de la placa de apoyo, n/t , deberá satisfacer:

$$n/t \leq 0,08 \left(\frac{E_b}{f_b} \right)^{0,33} \quad (5.10.9.7.2-4)$$

siendo:

- t el espesor promedio de la placa de apoyo, en m.
- E_b el módulo de elasticidad del material de la placa de apoyo, en MPa.
- f_b la tensión en la placa de anclaje en una sección tomada en el borde del orificio u orificios en forma de cuña, en MPa.
- n la proyección de la placa de base más allá del orificio en forma de cuña o placa de acuanamiento, según corresponda, en m.

Para anclajes con placas de acuanamiento separadas, n se puede tomar como la mayor distancia entre el borde exterior de la placa de acuanamiento y el borde exterior de la placa de apoyo. Para las placas de apoyo rectangulares, esta distancia se deberá medir paralela a los bordes de la placa de apoyo. Si el anclaje no tiene una placa de acuanamiento separada, n se puede tomar como la proyección más allá del perímetro exterior del grupo de orificios en la dirección considerada.

Para las placas de apoyo que no satisfacen el requisito de esbeltez aquí especificado, el área bruta efectiva del apoyo, A_g , se deberá tomar como:

- Para anclajes con placas de acuanamiento separadas:
El área geoméricamente similar a la placa de acuanamiento, con sus dimensiones incrementadas en **2 veces** el espesor de la placa de apoyo,
- Para anclajes sin placas de acuanamiento separadas:
El área geoméricamente similar al perímetro exterior de los orificios en forma de cuña, con sus dimensiones incrementadas en **2 veces** el espesor de la placa de apoyo.

5.10.9.7.3. Dispositivos de anclaje especiales

Este Reglamento permite utilizar dispositivos de anclaje especiales que no satisfagan los requisitos especificados en el artículo 5.10.9.7.2, siempre que estos dispositivos hayan sido ensayados por una Institución pública o privada independiente, aceptada por la Autoridad de Aplicación y por los Profesionales responsables, y hayan satisfecho los criterios de aceptación especificados por dicha Autoridad de Aplicación. Como guía se pueden utilizar los artículos 10.3.2 y 10.3.2.3.10 del documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Las armaduras para la zona de anclaje local provistas como parte de un sistema patentado de postesado deberán estar indicadas en los planos de postesado que se usarán en taller.

El ajuste de la armadura de tracción de la zona de anclaje general para considerar la armadura provista como parte de un sistema patentado de postesado se podrá considerar como parte del proceso de aprobación de los planos de taller. El Proyectista Estructural seguirá siendo responsable por el diseño de la armadura de la zona de anclaje general.

A menos que la Autoridad de Aplicación o el Profesional Responsable exijan que se ensaye la capacidad de cada uno de los dispositivos de anclaje, para una serie de dispositivos de anclaje especiales similares se podrá requerir solamente el ensayo de muestras representativas.

5.10.10. Zonas de anclaje de pretensado

5.10.10.1. Resistencia al hendimiento

La resistencia al hendimiento de las zonas de anclaje de pretensado provista por armadura en los extremos de las vigas pretensadas se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$P_r = 1000 f_s A_s \quad (5.10.10.1-1)$$

siendo:

- f_s la tensión en el acero no mayor que **140 MPa**.
- A_s el área total de la armadura ubicada en una distancia **$h/4$** a partir del extremo de la viga, en m².
- h la altura total del elemento prefabricado en la dirección en el cual la resistencia al hendimiento está siendo evaluada, en m.

Para vigas de sección **I** o vigas Bulb-**T** pretensadas, A_s se deberá tomar como el área total de la armadura vertical ubicada dentro de una distancia **$h/4$** medida a partir del extremo del elemento, donde **h** es la altura total del elemento, en m.

Para losas sólidas o huecas pretensadas, A_s se deberá tomar como el área total de la armadura horizontal ubicada dentro de una distancia **$h/4$** medida a partir del extremo del elemento, donde **h** es el ancho total del elemento, en m.

Para vigas cajón o vigas tipo omega invertidas pretensadas, A_s se deberá tomar como el área total de la armadura vertical o armadura horizontal ubicada dentro de una distancia **$h/4$** medida a partir del extremo del elemento, donde **h** es el menor valor entre el ancho total y la altura total del elemento, en m.

Para elementos pretensados con múltiples almas, A_s se deberá tomar como el área total de la armadura vertical, dividido en partes iguales entre las almas, y ubicada dentro de una distancia **$h/4$** medida a partir del extremo de cada alma.

La resistencia no deberá ser menor que **4 %** de la fuerza de pretensado total en el momento de la transferencia.

La armadura deberá estar tan cerca del extremo de la viga como sea posible.

La armadura utilizada para cumplir este requisito puede también ser utilizada para satisfacer otros requisitos de diseño.

5.10.10.2. Armadura de confinamiento

Excepto para el caso de las vigas cajón, en las demás vigas se deberá disponer armadura para confinar el acero de pretensado en el ala inferior en una distancia igual a **1,5 d** a partir del extremo de las vigas. La armadura no deberá ser menor que barras conformadas **$d_b = 10 \text{ mm}$** , con una separación no mayor que **0,15 m** y con forma para encerrar los cordones.

En las vigas cajón, se deberá proveer armadura transversal, y esta armadura se deberá anclar prolongando la rama del estribo hacia el alma de la viga.

5.10.11. Requisitos para el diseño sismorresistente

Ver el Capítulo 5 del Reglamento INPRES - CIRSOC 103 - Parte VI - Reglamento Argentino de Construcciones Sismorresistentes - Puentes de Hormigón.

5.10.12. Armadura para elementos comprimidos de sección rectangular hueca

5.10.12.1. Requisitos generales

El área de la armadura longitudinal en la sección transversal no deberá ser menor que **0,01 veces** el área bruta de hormigón.

En cada pared de la sección transversal se deberán disponer dos capas de armadura, una capa próxima a cada cara de la pared. Las áreas de armadura en las dos capas deberán ser aproximadamente iguales.

5.10.12.2. Separación de las armaduras

La separación lateral entre los centros de las barras de la armadura longitudinal no deberá ser mayor que el menor valor entre **1,5 veces** el espesor de la pared y **0,45 m**.

La separación longitudinal entre los centros de las barras de la armadura lateral no deberá ser mayor que el menor valor entre **1,25 veces** el espesor de la pared y **0,30 m**.

5.10.12.3. Estribos cerrados

Se deberán proveer estribos transversales entre las capas de armadura en cada pared. Los estribos transversales deberán tener un gancho con un ángulo de doblado de **135°** en uno de sus extremos y un gancho con un ángulo de doblado de **90°** en el otro. Los estribos transversales se deberán ubicar en las intersecciones de la malla de barras, y los ganchos de todos los estribos deberán encerrar tanto barras laterales como longitudinales en las intersecciones. Cada barra de armadura longitudinal y cada barra de armadura lateral deberá estar encerrada por el gancho de un estribo transversal con una separación no mayor que **0,60 m**.

En los elementos contruidos por dovelas, se deberán disponer estribos transversales adicionales a lo largo de los bordes superior e inferior de cada dovela. Los estribos

transversales se deberán colocar con el fin de vincular los extremos de cada par de barras de armadura longitudinal interna y externa en las paredes de la sección transversal.

5.10.12.4. Empalmes

Las barras de armadura lateral se podrán unir en las esquinas de la sección transversal por superposición con ángulos de doblado de **90°**. Este Reglamento **no permite los empalmes rectos por yuxtaposición de las barras de armadura lateral**, a menos que en la longitud del empalme las barras superpuestas estén encerradas por los ganchos de al menos cuatro estribos transversales ubicados en las intersecciones de las barras laterales y las barras longitudinales.

5.10.12.5. Estribos cerrados de esquina

Siempre que sea posible, las barras longitudinales ubicadas en las esquinas de la sección transversal deberán estar encerradas por estribos cerrados. Cuando no sea posible colocar dichos estribos cerrados, se podrán utilizar pares de barras o alambres en forma de **U** cuyas ramas deberán tener una longitud como mínimo igual al doble del espesor de la pared y deberán estar orientadas a **90°** una respecto de la otra.

Las vainas de postesado ubicadas en las esquinas de la sección transversal deberán estar ancladas en las regiones de las esquinas mediante estribos cerrados o estribos que tengan un ángulo de doblado de **90°** en cada extremo de manera que encierren al menos una barra longitudinal cerca de la cara externa de la sección transversal.

5.11. ANCLAJE Y EMPALME DE LAS ARMADURAS

5.11.1. Requisitos generales

5.11.1.1. Requisitos básicos

La armadura en cada sección determinada por cálculo se deberá anclar a cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida, un gancho, un dispositivo mecánico, o una combinación de ellos. Los ganchos y anclajes mecánicos sólo se podrán utilizar para anclar barras o alambres en tracción.

5.11.1.2. Armadura de flexión

5.11.1.2.1. Requisitos generales

Las **secciones críticas para el anclaje de la armadura de los elementos solicitados a flexión**, son las secciones que presentan las máximas solicitaciones de flexión y las secciones en el tramo donde se interrumpe o se dobla la armadura de dicho elemento.

Excepto en los apoyos de tramos simplemente apoyados y en los extremos libres de voladizos, la armadura se deberá prolongar más allá de la sección en la que ya no es necesaria para resistir flexión en una distancia no menor que:

- La **altura útil del elemento**,
- **15 veces** el diámetro nominal de la barra, o

- **1/20** de la luz libre del tramo.

La armadura que se continúa se deberá prolongar como mínimo una longitud igual a la **longitud de anclaje, ℓ_d** , especificada en el artículo 5.11.2, más allá de la sección a partir de la cual las barras o alambres doblados o interrumpidos no sean necesarios para soportar esfuerzos de tracción por flexión.

En ninguna sección se deberá interrumpir más del **50 %** de la armadura, y en esa misma sección no se deberán interrumpir barras adyacentes.

La armadura de tracción también se puede anclar ya sea doblándola de manera que atraviese el alma dentro de la cual está ubicada e interrumpiéndola en el área comprimida, proporcionando la longitud de anclaje **ℓ_d** a la sección de diseño, o bien haciéndola continua con la armadura en la cara opuesta del elemento.

En los elementos solicitados a flexión se deberán proveer anclajes suplementarios para la armadura de tracción, cuando la fuerza en la armadura no sea directamente proporcional al momento mayorado según se describe a continuación:

- Zapatas con pendiente, escalonadas o de sección variable,
- Ménsulas cortas,
- Elementos de gran altura solicitados a flexión, o
- Elementos en los cuales la armadura de tracción no es paralela a la cara comprimida.

5.11.1.2.2. Armadura de momento positivo

Como mínimo **1/3 de la armadura de momento positivo en los elementos simplemente apoyados y 1/4 de la armadura de momento positivo en los elementos continuos** se deberá prolongar a lo largo de la misma cara del elemento más allá del eje del apoyo. En las vigas esta prolongación no deberá ser menor que **0,15 m**.

5.11.1.2.3. Armadura de momento negativo

Como mínimo **1/3 de la armadura total de tracción** provista en un apoyo para resistir el momento negativo, deberá tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión no menor que:

- La **altura útil del elemento**,
- **12 veces** el diámetro nominal de la barra, y
- **0,0625 veces** la luz libre del tramo.

5.11.1.2.4. Uniones resistentes al momento

La **armadura de flexión en los elementos continuos, restringidos o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico rígido**, se deberá detallar de manera que haya continuidad de las armaduras en las intersecciones con otros elementos para desarrollar la

resistencia nominal al momento de la unión.

En **Zonas de Desempeño Sísmico 3 y 4**, las uniones se deberán detallar de manera que resistan los momentos y cortes resultantes de las cargas horizontales actuantes en la unión.

5.11.2. Anclaje de las armaduras

En aquellos puentes donde el diseño aconseje utilizar armadura de alta resistencia, hasta tanto no esté disponible la norma IRAM-IAS correspondiente, se podrá utilizar de referencia la norma ASTM A1035/A1035M, para lo cual el valor de la tensión de fluencia especificada f_y de la armadura utilizada se deberá adoptar igual a **690 MPa**.

5.11.2.1. Barras y alambres conformados en tracción

5.11.2.1.1. Longitud de anclaje en tracción

La **longitud de anclaje en tracción**, ℓ_d , no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje en tracción, ℓ_{db} , aquí especificada y el factor o los factores de modificación especificados en los artículos 5.11.2.1.2 y 5.11.2.1.3.

La **longitud de anclaje en tracción** no deberá ser menor que **0,30 m**, excepto para empalmes por yuxtaposición como se especifica en el artículo 5.11.5.3.1 y para el anclaje de la armadura de corte especificado en el artículo 5.11.2.6.

La **longitud básica de anclaje en tracción**, ℓ_{db} , en m, se deberá determinar de la siguiente manera:

- Para barras $d_b \leq 32 \text{ mm}$:
$$\frac{18,74 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$
pero no menor que:
$$0,058 d_b f_y$$
- Para barras $d_b = 40 \text{ mm}$
$$\frac{0,026 f_y}{\sqrt{f'_c}}$$
- Para alambre conformado
$$\frac{0,362 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

siendo:

A_b la sección de la barra o alambre, en m^2 .

f_y la tensión de fluencia especificada de las barras de armadura, en MPa.

f'_c la resistencia especificada a la compresión del hormigón a **28 días**, a menos que se especifique una edad diferente, en MPa.

d_b el diámetro de la barra o alambre, en m.

5.11.2.1.2. Factores de modificación que aumentan ℓ_d

La **longitud básica de anclaje**, ℓ_{db} , se deberá multiplicar por el siguiente factor o los siguientes factores, según corresponda:

Para armadura superior horizontal o casi horizontal, colocada de manera que haya más de 0,30 m de hormigón fresco colado debajo de la armadura	1,4
Para hormigón con agregados de bajo peso unitario para el cual se especifica f_{ct} , en MPa	$\frac{0,58 \sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1,0$
Para hormigón de bajo peso unitario para el cual no se especifica f_{ct}	1,3
Para hormigón con arena de bajo peso unitario para el cual no se especifica f_{ct} Nota: Si se utiliza arena para reemplazar sólo parte del agregado, se podrá interpolar linealmente entre los requisitos para hormigón de bajo peso unitario y aquellos para hormigón con arena de bajo peso unitario.	1,2
Para barras recubiertas con resina epoxi en las cuales el recubrimiento de hormigón es menor que 3·d_b o la separación libre entre las barras es menor que 6·d_b	1,5
Para barras recubiertas con resina epoxi no cubiertas por el ítem anterior	1,2
No es necesario que el producto entre el factor correspondiente a armadura superior y el factor aplicable en el caso de barras recubiertas con resina epoxi sea mayor que 1,7 .	

5.11.2.1.3. Factores de modificación que reducen ℓ_d

La **longitud básica de anclaje**, ℓ_{db} , modificada aplicando los factores especificados en el artículo 5.11.2.1.2, se puede multiplicar por los siguientes factores:

Si la armadura que se está anclando en la longitud considerada tiene una separación lateral entre centros de al menos 0,15 m , y tiene un recubrimiento libre medido en la dirección de la separación no menor que 75 mm	0,80
Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si en un elemento solicitado a flexión hay más armadura que la requerida por el cálculo	$\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ adoptada}}$
Si la armadura está encerrada por un zuncho formado por una barra o alambre de no menos de 6 mm de diámetro y con un paso de no más de 0,10 m	0,75

5.11.2.2. Barras conformadas en compresión

5.11.2.2.1. Longitud de anclaje en compresión

La **longitud de anclaje**, ℓ_d , para barras conformadas en compresión no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje aquí especificada y los factores de modificación aplicables, especificados en el artículo 5.11.2.2.2, ni menor que **0,20 m**.

La **longitud básica de anclaje**, ℓ_{db} , para las barras conformadas en compresión deberá satisfacer las siguientes expresiones:

$$\ell_{db} \geq \frac{0,24 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.2.1-1)$$

o

$$\ell_{db} \geq 0,044 d_b f_y \quad (5.11.2.2.1-2)$$

siendo:

f_y la tensión de fluencia especificada de las barras de armadura, en MPa.

f'_c la resistencia a la compresión especificada del hormigón a **28 días**, a menos que se especifique una edad diferente, en MPa.

d_b el diámetro de la barra, en m.

5.11.2.2.2. Factores de modificación

La **longitud básica de anclaje**, ℓ_{db} , se puede multiplicar por los siguientes factores:

Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si hay más armadura que la requerida por el cálculo	$\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ adoptada}}$
Si la armadura está encerrada por un zuncho formado por una barra o alambre de no menos de 6 mm de diámetro y con un paso de no más de 0,10 m	0,75

5.11.2.3. Paquetes de barras

La longitud de anclaje de las barras individuales que forman parte de un paquete, en tracción o compresión, deberá ser la correspondiente a la barra individual aumentada un **20 %** en el caso de paquetes de tres barras ó **33 %** en el caso de paquetes de cuatro barras.

Para determinar los factores especificados en los artículos 5.11.2.1.2 y 5.11.2.1.3, un **paquete de barras** se deberá tratar como una única barra cuyo diámetro se deberá determinar a partir del área total equivalente.

5.11.2.4. Ganchos normales en tracción

5.11.2.4.1. Longitud básica de anclaje de un gancho

La **longitud de anclaje**, ℓ_{dh} , en m, para las barras o alambres conformados en tracción que terminan en un gancho normal según lo especificado en el Artículo 5.10.2.1 no deberá ser menor que:

- El producto entre la longitud básica de anclaje ℓ_{hb} , según se especifica en la expresión 5.11.2.4.1-1, y el factor o los factores de modificación aplicables, según lo especificado en el artículo 5.11.2.4.2;
- **8,0 diámetros** de barra; ó
- **0,15 m.**

La **longitud básica de anclaje**, ℓ_{hb} , para una barra terminada en gancho con una tensión de fluencia, f_y , menor o igual que **420 MPa** se deberá tomar como:

$$\ell_{hb} = \frac{100 d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.4.1-1)$$

siendo:

d_b el diámetro de la barra, en m.

f'_c la resistencia especificada a la compresión del hormigón a **28 días**, a menos que se especifique una edad diferente, en MPa.

5.11.2.4.2. Factores de modificación

La **longitud básica de anclaje de un gancho**, ℓ_{hb} , se deberá multiplicar por el siguiente factor o los siguientes factores, según corresponda:

Si la tensión de fluencia de la armadura es superior a 420 MPa	$\frac{f_y}{420}$
Si el recubrimiento lateral para barras $d_b \leq 32 \text{ mm}$, perpendicular al plano del gancho, es mayor o igual que 60 mm , y para ganchos a 90° , el recubrimiento sobre la prolongación de la barra más allá del gancho no es menor que 50 mm	0,7
Si los ganchos para barras $d_b \leq 32 \text{ mm}$ y menores están encerrados vertical u horizontalmente dentro de estribos abiertos o estribos cerrados en toda la longitud de anclaje, ℓ_{dh} , y la separación de estos estribos no es mayor que 3 d_b	0,8
Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia, o si hay más armadura que la requerida por el cálculo	$\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ adoptada}}$
Si se utiliza hormigón con agregados de bajo peso unitario	1,3
Si se utiliza armadura recubierta con resina epoxi	1,2

5.11.2.4.3. Estribos para las barras terminadas en gancho

Para las barras que se anclan mediante un gancho normal en los extremos discontinuos de elementos en los cuales tanto el recubrimiento lateral como el recubrimiento superior o inferior es menor que **0,06 m**, la barra terminada en gancho deberá estar encerrada dentro de estribos abiertos o estribos cerrados con una separación a lo largo de la totalidad de la longitud de anclaje, ℓ_{dh} , no mayor que $3 \cdot d_b$. Este requisito se ilustra en la **Figura 5.11.2.4.3-1**. No se deberá aplicar el factor para armadura transversal, especificado en el artículo 5.11.2.4.2.

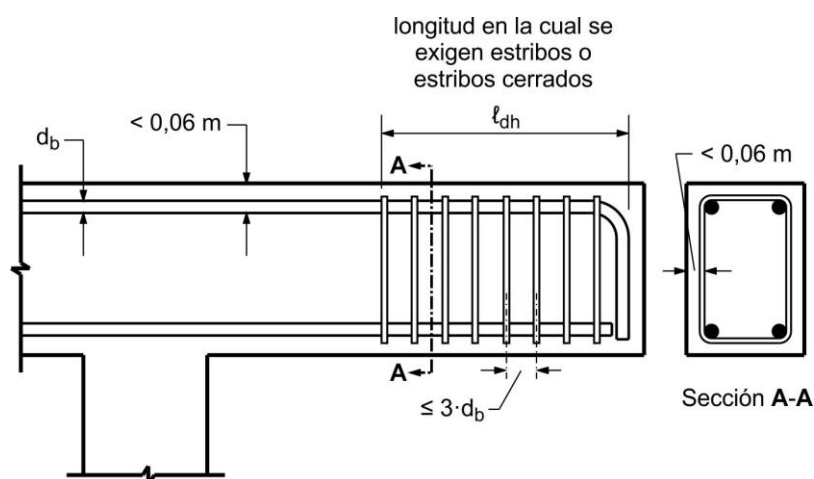


Figura 5.11.2.4.3-1. Estribos para las barras terminadas en gancho

5.11.2.5. Malla soldada de alambre

5.11.2.5.1. Malla de alambre conformado

Para todas las aplicaciones exceptuando la armadura de corte, la longitud de anclaje, ℓ_{hd} , en m, de la malla de acero soldada de alambres conformados, medida entre la sección crítica y el extremo del alambre, no deberá ser menor que:

- El producto entre la longitud básica de anclaje y el factor o los factores de modificación aplicables, según se especifica en el artículo 5.11.2.2.2, ó
- **0,20 m**, excepto para los empalmes por yuxtaposición, según se especifica en el artículo 5.11.6.1.

El anclaje de la armadura de corte deberá ser como se especifica en el artículo 5.11.2.6.

La longitud básica de anclaje, ℓ_{hd} , de una malla de acero soldada de alambres conformados, con al menos un alambre transversal dentro de la longitud de anclaje como mínimo a **0,05 m** de la sección crítica, deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$\ell_{hd} \leq 0,36 d_b \frac{(f_y - 136)}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.5.1-1)$$

o

$$\ell_{hd} \leq 2,40 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.5.1-2)$$

siendo:

A_w el área de un alambre individual a anclar o empalmar, en m^2 .

s_w la separación de los alambres a anclar o empalmar, en m.

La **longitud básica de anclaje de una malla de acero soldada de alambre conformado**, sin alambres transversales dentro de la longitud de anclaje, se deberá determinar como para el caso de alambre conformado de acuerdo con el artículo 5.11.2.1.1.

5.11.2.5.2. Malla de alambre liso

La **tensión de fluencia de una malla de acero soldada de alambre liso** se considerará desarrollada por el embebimiento de dos alambres transversales, con el alambre transversal más próximo a no menos de **0,05 m** de la sección crítica. Caso contrario, **la longitud de anclaje, ℓ_d** , medida entre el punto de la sección crítica y el alambre transversal más externo, se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$\ell_d = 3,24 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.5.2-1)$$

La **longitud de anclaje** se deberá modificar si hay más armadura que la requerida por el cálculo, de acuerdo con lo especificado en el artículo 5.11.2.4.2, y por el factor correspondiente a hormigón de bajo peso unitario, especificado en el artículo 5.11.2.1.2, cuando corresponda.

Sin embargo, ℓ_d no se deberá tomar menor que **0,15 m**, excepto para empalmes por yuxtaposición como se especifica en el artículo 5.11.6.2.

5.11.2.6. Armadura de corte

5.11.2.6.1. Requisitos generales

Los **estribos** para los tubos de hormigón no deberán satisfacer los requisitos de este artículo, sino los del artículo 12.10.4.2.7 (en preparación).

La **armadura de corte** se deberá ubicar tan cerca de las superficies de los elementos como lo permitan los requisitos sobre recubrimiento y la proximidad de otras armaduras.

Entre extremos anclados, cada codo de la parte continua de un **estribo en U**, simple o múltiple, deberá encerrar una barra longitudinal.

Las barras longitudinales dobladas para actuar como armadura transversal deberá ser continua con la armadura longitudinal si se extiende en una región de tracción y, si se extiende en una región de compresión, se deberá anclar más allá de la mitad de la altura del elemento, **$h/2$** , tal como se especifica para la longitud de anclaje de aquella parte del esfuerzo en la armadura requerida para satisfacer la expresión 5.8.3.3-5.

5.11.2.6.2. Anclaje de las armaduras conformadas

Los extremos de las ramas individuales de los **estribos en U**, simples o múltiples, se deberán anclar de la siguiente manera:

- Para una tensión de fluencia especificada $f_y \leq 220 \text{ MPa}$, tanto las barras y alambres con $d_b \leq 16 \text{ mm}$ como las barras con $16 \text{ mm} < d_b \leq 25 \text{ mm}$, se deberán anclar con:

Un gancho normal alrededor de la armadura longitudinal, y

- Para una tensión de fluencia especificada $f_y > 220 \text{ MPa}$, y para estribos con $16 \text{ mm} < d_b \leq 25 \text{ mm}$, se deberán anclar con:

Un gancho normal alrededor de una barra longitudinal, más una longitud embebida entre la mitad de la altura del elemento y el extremo exterior del gancho, siendo ℓ_e no menor que:

$$\ell_e \geq \frac{0,17 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.11.2.6.2-1)$$

5.11.2.6.3. Anclaje de las armaduras de malla de alambre

Cada rama de una **malla de acero soldada de alambre liso**, que constituya **un estribo simple en U**, se debe anclar mediante alguna de las siguientes posibilidades:

- Dos alambres longitudinales ubicados con una separación de **0,05 m** a lo largo del elemento en la parte superior del estribo con **forma de U**, o
- Un alambre longitudinal ubicado a no más de **d/4** de la cara comprimida y un segundo alambre más próximo a la cara comprimida, con una separación no menor que **0,05 m** con respecto a la ubicación del primer alambre. El segundo alambre se puede ubicar en una rama del estribo, más allá del doblado de dicha rama, ya sea con un ángulo de **90°**, o con ángulo de doblado cuyo diámetro interno no sea menor que **8 d_b**.

Cada extremo de un **estribo simple de una rama**, realizado con una malla de acero soldada de alambre liso o conformado, se debe anclar mediante dos alambres longitudinales, con una separación mínima de **0,05 m** y con un alambre interior ubicado, como mínimo, a **d/4** ó **0,05 m**, el valor que resulte mayor, desde la mitad de la altura útil del elemento, **d/2**. El alambre longitudinal exterior en la cara traccionada no debe estar ubicado más lejos de dicha cara que la capa de armadura principal de flexión más cercana a la cara traccionada.

5.11.2.6.4. Estribos cerrados

Pares de estribos en **U** o estribos cerrados, ubicados formando una unidad cerrada, se considerarán correctamente anclados y empalmados si la longitud de empalme no es menor que **1,7 ℓ_d** , siendo ℓ_d en este caso la longitud de anclaje para las barras en tracción.

En los elementos con una altura útil de no menos de **0,50 m**, los empalmes de estribos cerrados para los cuales la fuerza de tracción resultante de las cargas mayoradas, **$A_b \cdot f_y$** ,

no es mayor que **40 kN** por rama, se pueden considerar adecuados si las ramas de los estribos se prolongan en la totalidad de la altura disponible del elemento.

La armadura transversal por torsión se hará totalmente continua y estará anclada por ganchos normales con un ángulo de doblado de **135°** alrededor de la armadura longitudinal.

5.11.3. Anclaje mediante anclajes mecánicos

Se puede utilizar como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia de la armadura sin dañar el hormigón. El comportamiento de los anclajes mecánicos se deberá verificar mediante ensayos en laboratorio.

El anclaje de la armadura se puede lograr mediante la combinación de un anclaje mecánico y la longitud embebida adicional de la armadura entre el punto de máxima tensión en la barra y el anclaje mecánico.

Si se han de utilizar anclajes mecánicos, en el pliego de especificaciones técnicas se deberán indicar todos los detalles de dichos anclajes.

5.11.4. Anclaje de los cordones de pretensado

5.11.4.1. Requisitos generales

Al determinar la resistencia de los elementos de hormigón pretensado en las regiones de sus extremos, se deberá considerar el aumento gradual de la fuerza en los cordones en las longitudes de transferencia y anclaje.

Se puede suponer que la tensión en el acero de pretensado varía linealmente desde **0,0** en el punto donde comienza la adherencia hasta la tensión efectiva luego de las pérdidas, f_{pe} , en el extremo de la longitud de transferencia.

Entre el extremo de la longitud de transferencia y la longitud de anclaje, se puede suponer que la tensión en el cordón aumenta linealmente, alcanzando la tensión correspondiente a la resistencia nominal, f_{ps} , en la longitud de anclaje.

A los fines del presente artículo, la longitud de transferencia se puede tomar como **60 diámetros** de cordón, y la longitud de anclaje se deberá tomar como se especifica en el artículo 5.11.4.2.

Se deberán considerar los efectos de la desadherencia como se especifica en el artículo 5.11.4.3.

5.11.4.2. Cordones adherentes

Los cordones de pretensado deberán estar adheridos más allá de la sección requerida para desarrollar f_{ps} en una longitud de anclaje, ℓ_d , en m, donde ℓ_d deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$\ell_d \geq \kappa \left(f_{ps} - \frac{2}{3} f_{pe} \right) d_b \quad (5.11.4.2-1)$$

siendo:

- d_b el diámetro nominal del cordón, en m.
- f_{ps} la tensión media en el acero de pretensado en el momento para el cual se requiere la resistencia nominal del elemento, en MPa.
- f_{pe} la tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas, en MPa.
- κ igual a **1,0** en el caso de paneles pretensados, pilotes, y otros elementos pretensados con una altura no mayor que **0,60 m**.
- κ igual a **1,6** en el caso de elementos pretensados con una altura mayor que **0,60 m**.

La variación de la tensión de diseño en el cordón de pretensado, desde el extremo libre del cordón, se puede calcular de la siguiente manera:

- Desde el punto donde comienza la adherencia hasta el extremo de la longitud de transferencia:

$$f_{px} = \frac{f_{pe} \ell_{px}}{60 d_b} \quad (5.11.4.2-2)$$

- Desde el extremo de la longitud de transferencia y hasta el extremo de la longitud de anclaje del cordón:

$$f_{px} = f_{pe} + \left(\frac{\ell_{px} - 60 d_b}{\ell_d - 60 d_b} \right) (f_{ps} - f_{pe}) \quad (5.11.4.2-3)$$

siendo:

- ℓ_{px} la distancia desde el extremo libre del cordón de pretensado hasta la sección del elemento en estudio, en m.
- f_{px} la tensión de diseño en el cordón de pretensado para el cálculo de la resistencia nominal a flexión correspondiente a la sección del elemento en estudio, en MPa.

5.11.4.3. Cordones parcialmente sin adherencia

Cuando una o más partes de un cordón de pretensado no sean adherentes y exista tracción en la zona de tracción precomprimida, la longitud de anclaje, medida desde el extremo de la zona sin adherencia, se deberá determinar utilizando la expresión 5.11.4.2-1 con un valor de $\kappa = 2,0$.

El número de cordones parcialmente sin adherencia no deberá ser mayor que **25 %** del número total de cordones.

En ninguna fila horizontal el número de cordones sin adherencia deberá ser mayor que **40 %** de los cordones en dicha fila.

En todos los cordones la longitud sin adherencia deberá ser tal que se satisfagan todos los estados límite con consideración de la resistencia de anclaje total en cualquier sección analizada. El número de cordones sin adherencia que se interrumpen en una misma sección no deberá ser mayor que el **40 %** del número total de cordones sin adherencia ni mayor que cuatro cordones.

Los cordones sin adherencia se deberán distribuir simétricamente respecto del eje del elemento. Las longitudes sin adherencia de pares de cordones ubicados simétricamente respecto del eje del elemento deberán ser iguales.

Los cordones exteriores de cada fila horizontal deberán estar totalmente adheridos.

5.11.5. Empalme de las barras de armadura de aceros de alta resistencia

En aquellos puentes donde el diseño aconseje utilizar armadura de alta resistencia, hasta tanto no esté disponible la norma IRAM - IAS correspondiente se podrá usar la norma **ASTM A1035/A1035M** para lo cual el valor de f_y utilizado deberá ser igual a **690 MPa**.

5.11.5.1. Detalles de armado

La documentación técnica deberá indicar los tipos, dimensiones y ubicaciones admisibles de los empalmes, incluyendo sus desfasajes o alternancias, de las barras de armadura.

5.11.5.2. Requisitos generales

5.11.5.2.1. Empalmes por yuxtaposición

Las longitudes de los empalmes por yuxtaposición de barras individuales deberán ser como se especifica en los artículos 5.11.5.3.1 y 5.11.5.5.1.

Dentro de un paquete de barras los empalmes por yuxtaposición deberán ser como se especifica en el artículo 5.11.2.3. Los empalmes de barras individuales dentro de un paquete no se deberán superponer. No se deberán empalmar paquetes enteros mediante empalmes por yuxtaposición.

Para las armaduras solicitadas a tracción, no se deberán utilizar empalmes por yuxtaposición cuando las barras de armadura tengan diámetros $d_b > 32 \text{ mm}$.

En los elementos solicitados a flexión, las barras empalmadas mediante empalmes por yuxtaposición sin contacto no deberán estar separadas transversalmente a más de **1/5** de la longitud de empalme requerida por yuxtaposición ó **0,15 m**.

Para columnas cuyas armaduras longitudinales se anclen en pilotes perforados sobredimensionados, donde las barras se empalman por medio de empalmes por yuxtaposición sin contacto, y las armaduras longitudinales de la columna y del pilote perforado estén separadas transversalmente a más de **1/5** de la longitud de empalme requerida por yuxtaposición o **0,15 m**, la separación de la armadura transversal del pilote perforado en la zona de empalme deberá cumplir los requisitos de la siguiente expresión:

$$s_{\text{máx}} = \frac{2 \pi A_{sh} f_{ytr} \ell_s}{k A_\ell f_{u\ell}} \quad (5.11.5.2.1-1)$$

siendo:

- $s_{m\acute{a}x}$ la separación de la armadura transversal del pilote perforado, en m.
- A_{sh} el área de la armadura transversal o zunchos en espiral del pilote perforado, en m^2 .
- f_{ytr} la tensión de fluencia mínima especificada de la armadura transversal del pilote perforado, en MPa.
- ℓ_s la longitud de empalme por yuxtaposición de tracción **Clase C** de la armadura longitudinal de la columna, en m.
- A_e el área de la armadura longitudinal de la columna, en m^2 .
- f_{ue} la resistencia mínima especificada de tracción de la armadura longitudinal de la columna, en MPa. (**620 MPa** para ASTM A615 y **550 MPa** para ASTM A706).
- k el factor que representa, para el cálculo de la resistencia nominal, la relación entre la armadura a tracción y la armadura total de la columna

5.11.5.2.2. Conexiones mecánicas

La resistencia de una conexión totalmente mecánica no deberá ser menor que **125 %** de la tensión de fluencia especificada de la barra en tracción o compresión, según corresponda. El deslizamiento total de la barra dentro de la camisa de empalme del conector luego de cargar en tracción hasta **200 MPa** y relajar hasta **20 MPa** no deberá ser mayor que los siguientes desplazamientos medidos entre puntos de medición ubicados fuera de la camisa de empalme:

- Para diámetros de barra $d_b \leq 32 \text{ mm}$ **0,25 mm**
- Para diámetros de barra $d_b > 32 \text{ mm}$ **0,75 mm**

5.11.5.2.3. Empalmes soldados

Las soldaduras de los empalmes soldados deberán satisfacer las especificaciones del **Reglamento CIRSOC 304 - 2007**.

Los empalmes totalmente soldados deberán desarrollar, en tracción, al menos el **125 %** de la tensión de fluencia especificada de la barra.

No se deberán usar empalmes soldados en los tableros.

5.11.5.3. Empalme de la armadura solicitada a tracción

5.11.5.3.1. Empalmes por yuxtaposición solicitados a tracción

La longitud mínima de los empalmes en tracción por yuxtaposición deberá ser igual o mayor que **0,30 m** o igual o mayor que los siguientes valores, según se trate de empalmes **Clase A, B o C**:

- **Empalmes Clase A** $1,0 \ell_d$
- **Empalmes Clase B** $1,3 \ell_d$
- **Empalmes Clase C** $1,7 \ell_d$

La longitud de anclaje en tracción, ℓ_d , para la tensión de fluencia especificada se deberá determinar de acuerdo con el artículo 5.11.2.

La clase de empalme por yuxtaposición requerido para las barras conformadas y para el alambre conformado en tracción se especifican en la **Tabla 5.11.5.3.1-1**.

Tabla 5.11.5.3.1-1. Clases de empalmes en tracción por yuxtaposición

$\frac{A_s \text{ adoptada}}{A_s \text{ requerida}} (*)$	Porcentaje máximo de la armadura total, A_s , empalmado en la longitud requerida para dicho empalme %		
	50	75	100
≥ 2	A	A	B
< 2	B	C	C
(*) relación entre el área de la armadura adoptada y el área de la armadura requerida por cálculo.			

5.11.5.3.2. Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a tracción

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a tracción, que se utilicen donde el área de armadura adoptada sea menor que **2 veces** la requerida, deberán satisfacer los requisitos correspondientes a conexiones totalmente mecánicas o empalmes totalmente soldados.

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados, que se utilicen donde el área de armadura adoptada sea como mínimo **2 veces** la requerida por cálculo y donde los empalmes estén separados, en forma escalonada, al menos **0,60 m**, se pueden diseñar para que desarrollen en la sección como mínimo **2 veces** el esfuerzo de tracción en la barra o bien **1/2** de la mínima tensión de fluencia especificada de la armadura.

5.11.5.4. Empalmes en tirantes traccionados

Los empalmes de armaduras en los tirantes, o en elementos predominantemente traccionados, sólo se deberán realizar mediante empalmes totalmente soldados o conexiones totalmente mecánicas. Los empalmes en las barras o alambres adyacentes deberán estar decalados, como mínimo, una distancia igual a **0,75 m**.

5.11.5.5. Empalmes en las barras solicitadas a compresión

5.11.5.5.1. Empalmes por yuxtaposición solicitados a compresión

La **longitud del empalme por yuxtaposición de las barras comprimidas**, ℓ_c , no deberá ser menor que **0,30 m** o como se especifica a continuación:

- Si $f_y \leq 420 \text{ MPa}$ entonces:

$$\ell_c = 0,07 m f_y d_b \quad (5.11.5.5.1-1)$$

o bien

- Si $f_y > 420 \text{ MPa}$ entonces:

$$\ell_c = m (0,13 f_y - 24) d_b \quad (5.11.5.5.1-2)$$

siendo:

m el factor que depende de lo siguiente:

- si la resistencia especificada del hormigón, f'_c , es menor que **20 MPa** $m = 1,33$

- si los estribos cerrados a lo largo del empalme tienen un área efectiva no menor que **0,15 %** del producto entre el espesor del elemento comprimido y la separación de los estribos $m = 0,83$

- con zunchos en espiral $m = 0,75$

- en todos los demás casos $m = 1,00$

f_y la tensión de fluencia especificada de las barras de armadura, en MPa.

d_b el diámetro de la barra, en m.

Cuando se empalmen por yuxtaposición barras comprimidas de diferente diámetro, la longitud del empalme no deberá ser menor que la longitud de anclaje de la barra de mayor diámetro ni que la longitud de empalme de la barra de menor diámetro. Las barras de diámetros $d_b > 32 \text{ mm}$ se podrán empalmar con barras de diámetros $d_b \leq 32 \text{ mm}$.

5.11.5.5.2. Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a compresión

Las conexiones mecánicas o empalmes soldados que se utilizan en compresión deberán satisfacer los requisitos para conexiones totalmente mecánicas o empalmes totalmente soldados según se especifica en los artículos 5.11.5.2.2 y 5.11.5.2.3, respectivamente.

5.11.5.5.3. Empalmes por contacto a tope

En las barras solicitadas exclusivamente a compresión, se puede transmitir el esfuerzo de compresión entre las barras por apoyo directo de unas sobre otras, siempre que se garantice que las superficies que estarán en contacto se han aserrado en forma perpendicular al eje de la barra y se le han retirado las rebabas. Además, se debe asegurar el contacto centrado mediante un elemento de guía fijo que deje parcialmente visible la junta de contacto, antes de hormigonar. Los empalmes por contacto a tope sólo

se deben utilizar únicamente en aquellos elementos que tengan estribos cerrados o zunchos en espiral.

Los empalmes por contacto a tope serán escalonados, o bien se deberán proveer barras continuas en las ubicaciones de los empalmes. La resistencia minorada a la tracción de las barras continuas, en cada cara del elemento, no deberá ser menor que **0,25 f_y veces** el área de la armadura en dicha cara.

5.11.6. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres

5.11.6.1. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres conformados solicitados a tracción

La **longitud mínima de empalme por yuxtaposición de las mallas de acero soldadas de alambres conformados**, con alambres transversales dentro de dicha longitud de empalme, medida entre los extremos de cada panel de malla, debe ser igual o mayor que el mayor valor obtenido entre **1,3 ℓ_{hd}** y **0,20 m**. La superposición, medida entre los alambres transversales más alejados de cada malla, no deberá ser menor que **0,05 m**.

Si no hay alambres transversales dentro de la longitud de empalme, la longitud de empalme por yuxtaposición de las mallas de acero soldadas de alambres conformados se deberá determinar como para el caso de alambre conformado de acuerdo con los requisitos del artículo 5.11.5.3.1.

5.11.6.2. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres lisos solicitados a tracción

Cuando en la ubicación del empalme, el valor del área de armadura adoptada sea menor que **2 veces** la armadura requerida por el cálculo, la longitud de yuxtaposición, medida entre los alambres transversales más alejados de cada malla, deberá ser igual o mayor que el mayor valor obtenido entre:

- La separación entre los alambres transversales más **0,05 m**,
- **1,5 ℓ_d** ,
- **0,15 m**

siendo:

ℓ_d la longitud de anclaje especificada en el artículo 5.11.2, en m.

Cuando en la ubicación del empalme, el valor del área de armadura adoptada sea como mínimo **2 veces** la armadura requerida por el cálculo, la longitud de yuxtaposición, medida entre los alambres transversales más alejados de cada malla, debe ser igual o mayor que el mayor valor obtenido entre **1,5 ℓ_d** y **0,05 m**.

5.12. DURABILIDAD

5.12.1. Requisitos generales

El diseño de las estructuras y la especificación del hormigón de la estructura y sus materiales componentes deberán tener en cuenta las acciones del medio ambiente, los procesos de degradación de los materiales a utilizar en la estructura y la vida útil en servicio requerida en el campo de validez de este Reglamento.

A tal fin y hasta tanto el CIRSOC no desarrolle un reglamento específico sobre este tema se deberá cumplir con lo establecido en el **Capítulo 2 del Reglamento CIRSOC 201-2005, en todo lo que sea de aplicación y no se oponga a lo requerido en este CIRSOC 802.**

5.12.2. Agregados reactivos - Reacción álcali-sílice

Hasta tanto el CIRSOC no desarrolle un reglamento específico se deberá cumplir con lo establecido en la norma IRAM 1512, artículo 6 y en la norma IRAM 1531, artículo 5.1, y sus respectivos anexos normativos.

5.12.3. Recubrimiento de hormigón

A menos que aquí o en el artículo 5.12.4 se especifique lo contrario, el recubrimiento para el acero de pretensado y las armaduras no protegidas deberá ser mayor o igual que el especificado en la **Tabla 5.12.3-1**, modificado para considerar la relación agua-cemento.

La documentación técnica deberá indicar el recubrimiento de hormigón y las tolerancias de colocación.

Para los cordones de pretensado, accesorios de anclaje y conexiones mecánicas para barras de armadura o cordones de postesado, el recubrimiento deberá ser igual que para las armaduras no pretensadas.

El recubrimiento de las vainas metálicas para cables de postesado no deberá ser menor que:

- El valor especificado para el acero de las armaduras,
- Un medio del diámetro de la vaina, o
- El valor especificado en la **Tabla 5.12.3-1**.

Para los tableros que no tengan superpuesto un pavimento y que estén expuestos al tránsito de vehículos con neumáticos antideslizantes con clavos o cadenas, se deberá disponer recubrimiento adicional para compensar la pérdida de espesor que se anticipa provocará la abrasión, como se especifica en el artículo 2.5.2.4. del **Reglamento CIRSOC 801**

Los factores de modificación según la relación **agua/cemento (a/c)** serán los siguientes:

- Para $a/c \leq 0,40$ **0,8**
- Para $a/c \geq 0,50$ **1,2**

Tabla 5.12.3-1. Recubrimiento para las armaduras no protegidas [mm]

Situación	Recubrimiento (mm)
Exposición directa al agua salada	90
Hormigonado contra el suelo	65
Ubicaciones costeras	65
Exposición a sales anticongelantes	50
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	50
Otras situaciones exteriores	40
Otras situaciones interiores	
• Barras $d_b \leq 32 \text{ mm}$	30
• Barras con $d_b > 32 \text{ mm}$	40
Losas hormigonadas in situ	
• Barras $d_b \leq 32 \text{ mm}$	30
• Barras con $d_b > 32 \text{ mm}$	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	40
• Ambientes corrosivos	65
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	40
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	40
• Ambientes corrosivos	
- En general	65
- Armadura protegida	65
• Cáscaras	40
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	65

El recubrimiento de hormigón para protección de la armadura frente a la acción del clima y otras acciones, se deberá medir desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se aplica el recubrimiento. Cuando se indique un recubrimiento mínimo para un determinado elemento estructural, éste se debe medir de la siguiente forma:

- Hasta el borde exterior de los estribos abiertos, estribos cerrados, o zunchos en espiral, si la armadura transversal envuelve a la armadura principal;
- Hasta la capa exterior de la armadura, si se emplea una o más capas sin estribos cerrados o abiertos;
- Hasta los dispositivos metálicos de los extremos o hasta las vainas de los cables de postesado.

El recubrimiento mínimo, incluyendo las barras protegidas con una cobertura de resina epoxi, deberá ser de **25 mm**.

Los valores indicados suponen una tolerancia constructiva de **10 mm**. En los casos de elementos prefabricados en que la metodología permita asegurar una tolerancia de **5 mm**, los valores de la **Tabla 5.12.3-1** se podrán reducir en **5 mm**. Esta reducción no se aplicará a pilotes prefabricados.

5.12.4. Recubrimientos protectores

Se puede proveer protección adicional **contra la corrosión por cloruros** utilizando un recubrimiento de resina epoxi o galvanizando el acero de las armaduras, vainas de postesado y accesorios de anclaje, y recubriendo con resina epoxi los cordones de pretensado. El recubrimiento de hormigón para el acero con recubrimiento epoxi se deberá adoptar de la **Tabla 5.12.3-1** para situaciones interiores.

5.12.5. Protección de los cables de pretensado

Las vainas para los cables de postesado internos, diseñadas para proveer resistencia por adherencia, se deberán llenar con mortero luego del tesado. Los demás cables se deberán proteger permanentemente contra la corrosión, y los detalles de la protección se deberán indicar en la documentación técnica.

5.12.6. Vida útil en servicio

Este Reglamento considera que los requerimientos establecidos en los artículos 5.12.1, 5.12.2 y 5.12.3 aseguran una vida útil en servicio para los ambientes de exposición considerados en el Reglamento CIRSOC 201-2005 y también frente a la reacción álcali sílice, **con excepción del caso de estructuras expuestas a corrosión por cloruros**.

Cuando la estructura esté expuesta a los ambientes marinos **M1/M3** o al ambiente con ataque por congelación y deshielo y por sales descongelantes **C2**, se deberán especificar las exigencias adicionales necesarias para lograr **la vida útil de diseño de 75 años** requerida por este **Reglamento CIRSOC 802**. A tal fin se deberán utilizar modelos de predicción debidamente justificados para determinar la vida útil en servicio de la estructura o las **estrategias de mantenimiento** necesarias para lograr dicha vida útil. Las mencionadas estrategias deben incluir procedimientos detallados y factibles para aplicar las mencionadas estrategias de mantenimiento.

5.13. SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.13.1. Losas de tablero

Para las losas de tablero se deberán verificar los **requisitos adicionales** a los especificados en este **Reglamento CIRSOC 802**, que se detallan en el Capítulo 9 que se encuentra en desarrollo.

5.13.2. Diafragmas, vigas de gran altura, ménsulas cortas y vigas con resaltos horizontales

5.13.2.1. Requisitos generales

Los diafragmas, ménsulas cortas, vigas con resaltos horizontales y otros elementos de gran altura solicitados principalmente a corte y torsión y cuya altura es grande en relación con su longitud se deberán diseñar como aquí se especifica.

Las vigas de gran altura se deberán analizar y diseñar ya sea mediante el modelo de bielas y tirantes, especificado en el artículo 5.6.3, o bien aplicando otra teoría reconocida.

5.13.2.2. Diafragmas

A menos que se especifique lo contrario, se deberán proveer diafragmas en los estribos, pilas y uniones articuladas para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo.

Se pueden utilizar diafragmas intermedios entre vigas en sistemas curvos o cuando sea necesario proveer resistencia torsional y para soportar el tablero en puntos de discontinuidad o en los puntos de quiebre de las vigas.

Los diafragmas intermedios se pueden utilizar entre vigas de sistemas curvos o donde sea necesario para proporcionar resistencia a la torsión y apoyo al tablero en puntos de discontinuidad o en puntos en ángulo recto a la discontinuidad o en puntos angulares en las vigas.

Para las vigas cajón ensanchadas con radio interior menor que **240 m**, se deberán utilizar diafragmas intermedios.

5.13.2.3. Detalles de armado para las vigas de gran altura

La **resistencia minorada a la tracción**, N_R , en kN, de un par transversal de barras de armadura deberá satisfacer:

$$N_R = 1000 \phi f_y A_s \geq 830 b_v s \quad (5.13.2.3.1)$$

siendo:

b_v el ancho del alma, en m.

f_y la tensión de fluencia especificada de las armaduras, en MPa.

A_s el área de acero en una distancia, en m².

ϕ el factor de resistencia especificado en el artículo 5.5.4.2.

s la separación de las armaduras, en m.

La separación de la armadura transversal, s , no deberá ser mayor que $d/4$ ó **0,30 m**.

Se deberán distribuir barras longitudinales adherentes uniformemente en cada cara de los elementos verticales de a pares. La resistencia a la tracción de un par de armaduras adherentes no deberá ser menor que el valor especificado por la expresión 5.13.2.3-1. La separación vertical entre cada par de armaduras, s , no deberá ser mayor que $d/3$ ó **0,30 m**. En los elementos cuyo ancho sea menor que **0,25 m**, en lugar de un par de barras longitudinales se podrá utilizar una única barra que posea la resistencia a la tracción requerida.

5.13.2.4. Ménsulas cortas

5.13.2.4.1. Requisitos generales

Los elementos en los cuales a_v , según se ilustra en la **Figura 5.13.2.4.1-1**, sea menor que d , se deberán considerar **ménsulas cortas**. Cuando a_v sea mayor que d , el elemento se deberá diseñar como una **viga en voladizo**.

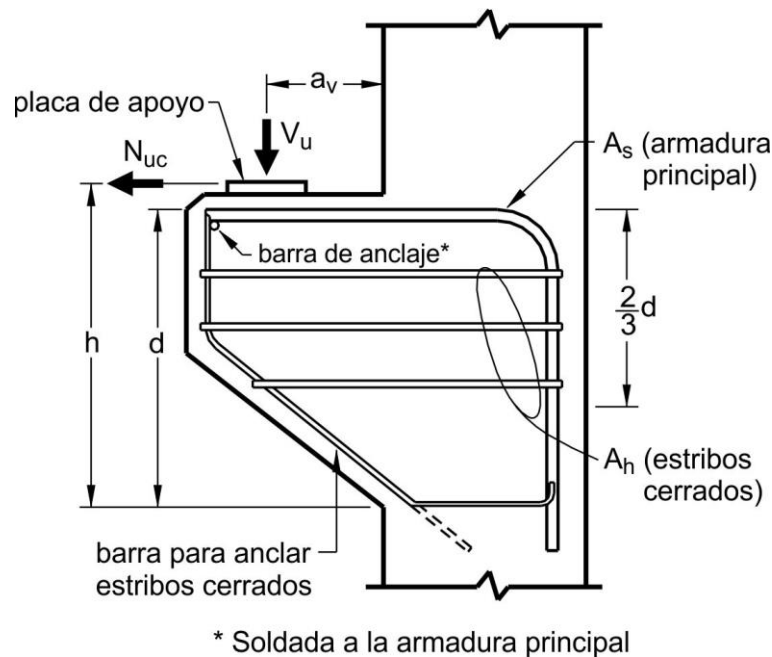


Figura 5.13.2.4.1-1. Simbología

La sección en la cara del apoyo se deberá diseñar para resistir simultáneamente una fuerza de corte mayorada V_u , un momento mayorado M_u :

$$M_u = V_u a_v + N_{uc} (h - d) \quad (5.13.2.4.1-1)$$

y una fuerza de tracción horizontal mayorada concurrente N_{uc} .

A menos que se adopten recaudos especiales para impedir que se desarrolle la fuerza de tracción N_{uc} , esta fuerza se deberá tomar mayor o igual que $0,2 V_u$. La fuerza de tracción N_{uc} se deberá considerar como una **sobrecarga**, aún cuando sea el resultado de la fluencia lenta, de la contracción o del cambio de temperatura.

La cuantía de acero $A_s / (b d)$ en la cara del apoyo no deberá ser menor que $0,04 f'_c / f_y$, donde d se mide en la cara del apoyo.

El área total, A_h , de los estribos cerrados no deberá ser menor que **50 %** del área A_s de la armadura principal de tracción. Los estribos cerrados deberán estar uniformemente distribuidos en los dos tercios de la altura efectiva adyacentes a la armadura principal de tracción.

En la cara frontal de una ménsula corta, la armadura principal de tracción se deberá anclar para desarrollar la tensión de fluencia especificada, f_y .

El área de apoyo de la carga en una ménsula corta no se debe prolongar más allá de la zona recta, donde se ubican las barras de la armadura principal de tracción, ni más allá de la cara interior de cualquier barra transversal de anclaje.

La altura en el borde exterior del área de apoyo no deberá ser menor que la mitad de la altura en la cara del apoyo.

5.13.2.4.2. Alternativas al modelo de bielas y tirantes

En las ménsulas cortas la sección correspondiente a la cara del apoyo se puede diseñar ya sea de acuerdo con el modelo de bielas y tirantes especificado en el artículo 5.6.3 o bien utilizando los requisitos del artículo 5.13.2.4.1, con las siguientes excepciones:

- El diseño de la armadura de corte por fricción, A_{vf} , para resistir el esfuerzo de corte mayorado, V_u , deberá ser como se especifica en el artículo 5.8.4, salvo que:
- Para el hormigón de peso unitario normal, la resistencia nominal al corte, V_n , en kN, deberá satisfacer:

$$V_n = 200 f'_c b_w d_e \quad (5.13.2.4.2-1)$$

y

$$V_n = 5500 b_w d_e \quad (5.13.2.4.2-2)$$

- Para todos los hormigones de bajo peso unitario, la resistencia nominal al corte, V_n , en kN, deberá satisfacer:

$$V_n = \left(200 - 70 \frac{a_v}{d} \right) f'_c b_w d_e \quad (5.13.2.4.2-3)$$

y

$$V_n = \left(5500 - 1900 \frac{a_v}{d_e} \right) b_w d_e \quad (5.13.2.4.2-4)$$

- La armadura, A_s , para resistir las solicitaciones mayoradas se deberá determinar como para los elementos normales solicitados a flexión y carga axial.
- El área de la armadura principal de tracción, A_s , deberá satisfacer:

$$A_s \geq \frac{2 A_{vf}}{3} + A_n \quad (5.13.2.4.2-5)$$

y

- El área de los estribos cerrados colocados en una distancia igual a $2 \cdot d_e / 3$ a partir de la armadura principal deberá satisfacer:

$$A_h \geq 0,5 (A_s - A_n) \quad (5.13.2.4.2-6)$$

donde:

$$A_n \geq \frac{N_{uc}}{\phi f_y} \quad (5.13.2.4.2-7)$$

siendo:

b_w el ancho de alma en m.

d_e la altura al centro de gravedad del acero, en m.

A_{vf} el área de la armadura de corte por fricción, en m².

5.13.2.5. Vigas con resaltos horizontales

5.13.2.5.1. Requisitos generales

Como se ilustra en la **Figura 5.13.2.5.1-1**, las vigas con resaltos horizontales deberán resistir:

- Flexión, corte y fuerzas horizontales en la ubicación de la **Figura 1**;
- Fuerza de tracción en el elemento de apoyo en la ubicación de la **Figura 2**;
- Punzonado en los puntos de carga en la ubicación de la **Figura 3**; y
- Fuerza de apoyo en la ubicación de la **Figura 4**.

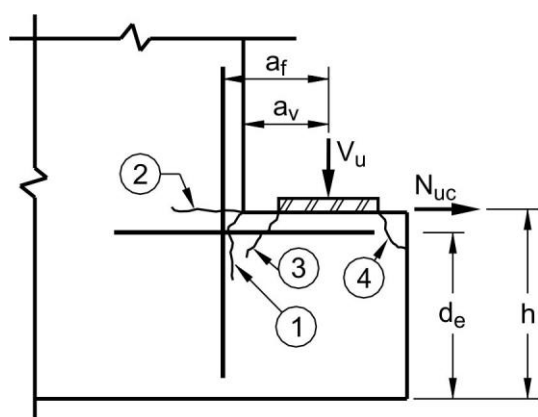


Figura 5.13.2.5.1-1. Simbología y ubicación de las fisuras potenciales en vigas con resaltos horizontales

Las vigas con resaltos horizontales se pueden diseñar ya sea de acuerdo con el modelo de bielas y tirantes o bien utilizando los requisitos de los artículos 5.13.2.5.2 a 5.13.2.5.5.

Las barras ilustradas en las **Figuras 5.13.2.5.2-1 a 5.13.2.5.5-2** deberán estar correctamente ancladas de acuerdo con el artículo 5.11.1.1.

5.13.2.5.2. Diseño al corte

El diseño al corte de las vigas con resaltos horizontales se deberá realizar de acuerdo con los requisitos para corte por fricción especificados en el artículo 5.8.4. La resistencia nominal al corte en la interfaz deberá satisfacer las expresiones 5.13.2.4.2-1 a 5.13.2.4.2-4 en la cual el ancho de la cara de hormigón, b_w , que se supone participa en la resistencia al corte, no deberá ser mayor que S , $(W + 4 a_v)$, ó $2 c$, como se ilustra en la **Figura 5.13.2.5.2-1**.

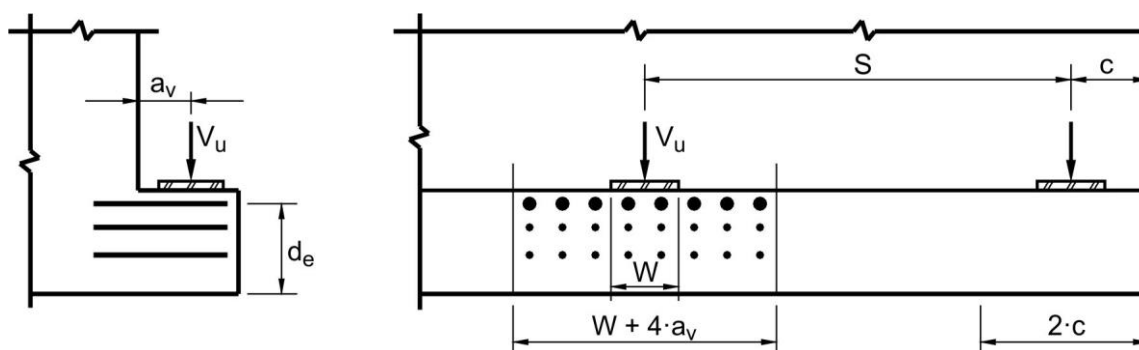


Figura 5.13.2.5.2-1. Diseño al corte de la viga con resaltos horizontales

5.13.2.5.3. Diseño para flexión y fuerza horizontal

El **área total de la armadura principal de tracción**, A_s , deberá satisfacer los requisitos del artículo 5.13.2.4.2.

La armadura principal de tracción deberá estar uniformemente separada dentro de la región $(W + 5 a_r)$ ó $2 \cdot c$, como se ilustra en la **Figura 5.13.2.5.3-1**, excepto que los anchos de estas regiones no se deberán superponer.

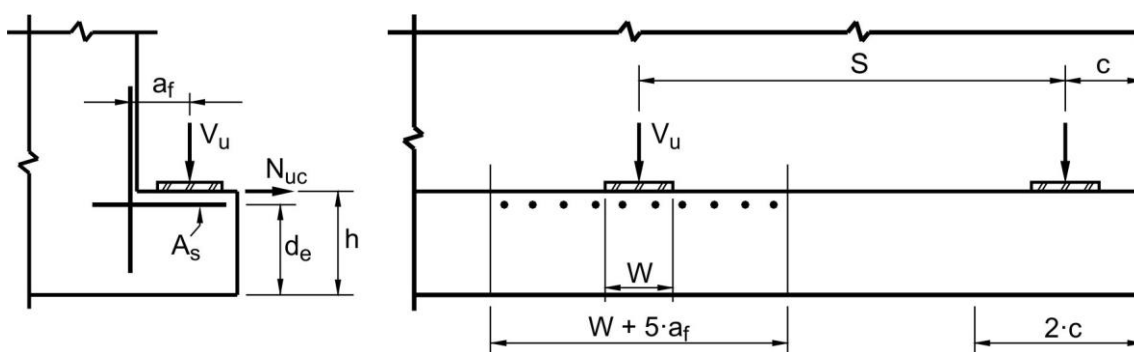


Figura 5.13.2.5.3-1. Diseño de los resaltos horizontales para flexión y fuerza horizontal

5.13.2.5.4. Diseño al punzonado

Las pirámides truncadas supuestas como superficies de falla por punzonado, como se ilustra en la **Figura 5.13.2.5.4-1**, no se deberán superponer.

La resistencia nominal al punzonado, V_n , en kN, se deberá tomar como:

- En placas de apoyo interiores, o en placas de apoyo exteriores donde la distancia al extremo, c , es mayor que $S/2$:

$$V_n = 328 \sqrt{f'_c} (W + 2L + 2d_e) d_e \quad (5.13.2.5.4-1)$$

- En placas de apoyo exteriores donde la distancia al extremo, c , es menor que $S/2$ y $(c - 0,5W)$ es menor que d_e :

$$V_n = 328 \sqrt{f'_c} (W + L + d_e) d_e \quad (5.13.2.5.4-2)$$

- En placas de apoyo exteriores donde la distancia al extremo, c , es menor que $S/2$, pero $(c - 0,5W)$ es mayor que d_e :

$$V_n = 328 \sqrt{f'_c} (0,5W + L + d_e + c) d_e \quad (5.13.2.5.4-3)$$

siendo:

f'_c la resistencia especificada del hormigón a **28 días**, en MPa.

W el ancho de la placa de apoyo como se ilustra en la **Figura 5.13.2.5.4-1**, en m.

L la longitud de la placa de apoyo como se ilustra en la **Figura 5.13.2.5.4-1**, en m.

d_e la altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción, en m.

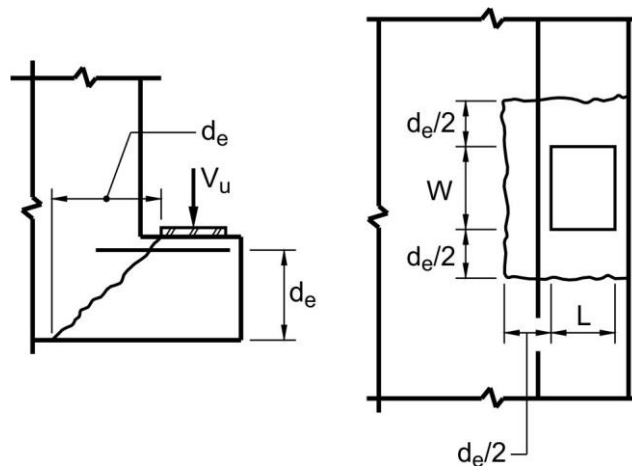


Figura 5.13.2.5.4-1 – Diseño al punzonado de los resaltos horizontales

5.13.2.5.5. Diseño de la armadura de suspensión

La armadura de suspensión aquí especificada se deberá proveer, además de la menor armadura de corte requerida, a cada lado de la reacción soportada por la viga.

En vigas con un único resalto horizontal, la disposición de la armadura de suspensión, A_{hr} , deberá ser como se indica en la **Figura 5.13.2.5.5-1**.

Utilizando la simbología indicada en la **Figura 5.13.2.5.5-1**, la resistencia nominal al corte, V_n , en kN, para las vigas con un único resalto horizontal se deberá determinar de la siguiente manera:

- Para el estado límite de servicio:

$$V_n = \frac{A_{hr} (500 f_y)}{s} (W + 3 a_v) \quad (5.13.2.5.5-1)$$

- Para el estado límite de resistencia:

$$V_n = \frac{A_{hr} (1000 f_y)}{s} S \quad (5.13.2.5.5-2)$$

siendo:

A_{hr} el área de una rama de la armadura de suspensión como se ilustra en la **Figura 5.13.2.5.5-1**, en m^2 .

S la separación de los lugares de apoyo, en m.

s la separación de los suspensores, en m.

f_y la tensión de fluencia especificada de las armaduras, en MPa.

a_v la distancia entre la cara del tabique y la carga, como se ilustra en la **Figura 5.13.2.5.5-1**, en m.

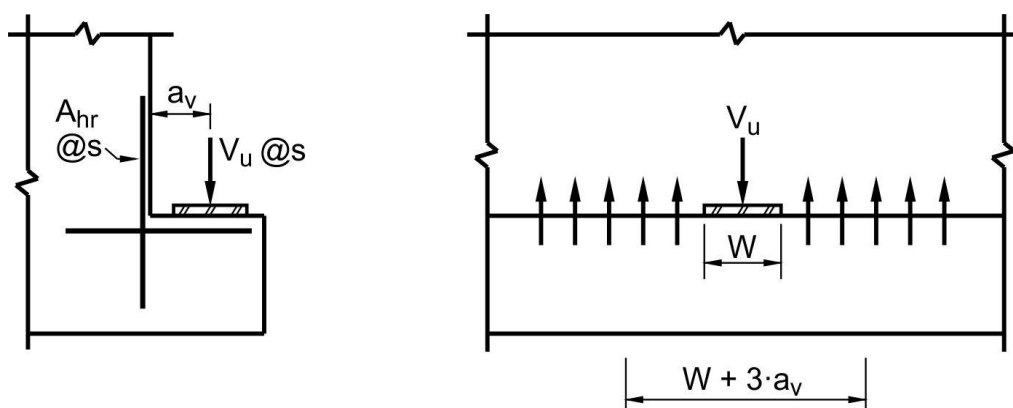


Figura 5.13.2.5.5-1. Armadura de suspensión en un único resalto horizontal

Utilizando la simbología de la **Figura 5.13.2.5.5-2**, la resistencia nominal al corte de los resaltos horizontales de las **vigas T invertidas** deberá ser el menor valor de los especificados por las expresiones 5.13.2.5.5-2 y 5.13.2.5.5-3.

$$V_n = \left(165 \sqrt{f'_c} b_f d_f \right) + \frac{A_{hr} (1000 f_y)}{s} (W + 2 d_f) \quad (5.13.2.5.5-3)$$

siendo:

d_f la distancia entre la parte superior del resalto y la armadura de compresión, como se ilustra en la **Figura 5.13.2.5.5-2**, en m.

La distancia al borde entre la placa de apoyo exterior y el extremo de la **viga T invertida** no deberá ser menor que d_f .

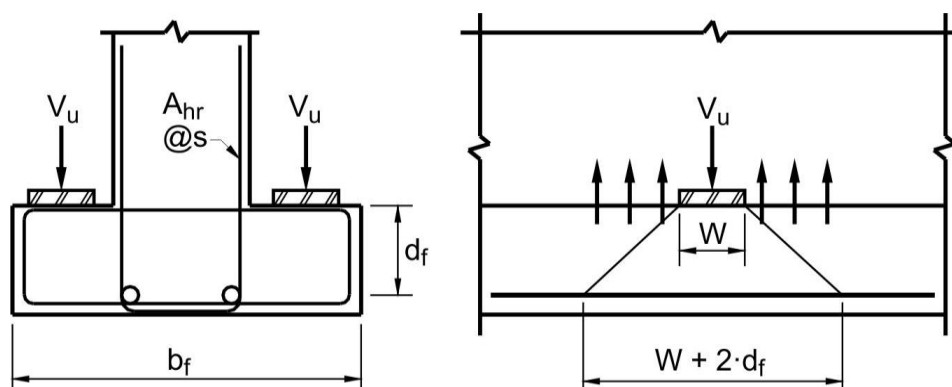


Figura 5.13.2.5.5-2. Armadura de suspensión en una viga T invertida

Las **vigas T invertidas** deberán satisfacer los requisitos para **momento torsor** especificados en los artículos 5.8.3.6 y 5.8.2.1.

5.13.2.5.6. Diseño para los apoyos

Para el **diseño de los apoyos** soportados por los resaltos horizontales de la viga, se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.7.5.

5.13.3. Zapatas

5.13.3.1. Requisitos generales

Los requisitos especificados en este artículo se deberán aplicar al diseño de zapatas aisladas, zapatas combinadas, y plateas de fundación.

En las zapatas inclinadas o escalonadas, el ángulo de inclinación o la altura y ubicación de los escalones deberá ser tal que en todas las secciones se satisfagan los requisitos de diseño.

Para ubicar las secciones críticas para momento, corte y anclaje de la armadura en las zapatas, las columnas o pilas de hormigón de sección circular o en forma de polígono regular se pueden tratar como elementos cuadrados de igual área.

5.13.3.2. Cargas y reacciones

La resistencia del material de las fundaciones mediante pilotes deberá ser el especificado en el Capítulo 10 (Fundaciones) que se encuentra en preparación.

Cuando una zapata aislada soporte una columna, pila, o tabique, se deberá suponer que la zapata actúa como un voladizo. Cuando una zapata soporte más de una columna, pila, o tabique, la zapata se deberá diseñar para las condiciones reales de continuidad y restricción.

Para el ***diseño de las zapatas***, a menos que se especifique el empleo de equipos especiales para asegurar la precisión del hincado de los pilotes, se deberá suponer que los pilotes hincados individualmente pueden desviarse ***0,15 m*** o ***1/4*** del diámetro del pilote respecto de la posición programada, y que el centro de un grupo de pilotes puede distar ***75 mm*** de su posición programada. Para los cabezales de pilotes, la documentación técnica puede exigir una tolerancia de ***50 mm*** para la posición de los pilotes, en cuyo caso este valor deberá ser considerado en el diseño.

5.13.3.3. Factores de resistencia

Para determinar las ***dimensiones de las zapatas*** y el ***número de pilotes***, los factores de minoración de resistencia, ϕ , para la presión de contacto del suelo y la resistencia de los pilotes deberán ser los especificados en el Capítulo 10 (Fundaciones) que se encuentra en preparación.

5.13.3.4. Momento en las zapatas

La ***sección crítica para flexión*** se deberá tomar en la cara de la columna, pila, o tabique.

En el ***caso de columnas de sección no rectangular***, la sección crítica se deberá tomar en el lado del rectángulo concéntrico de área equivalente. Para las zapatas ubicadas debajo de tabiques de mampostería, la sección crítica se deberá tomar a la mitad de la distancia entre el centro y el borde del tabique. Para las zapatas ubicadas debajo de bases de columnas metálicas, la sección crítica se deberá tomar a la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el borde de la base metálica.

5.13.3.5. Distribución de la armadura de momento

En las **zapatas armadas en una dirección** y en **las zapatas cuadradas armadas en dos direcciones**, la armadura se deberá distribuir uniformemente en todo el ancho de la zapata.

Los siguientes lineamientos se deberán aplicar a la distribución de las armaduras en **zapatas rectangulares armadas en dos direcciones**:

- En la dirección de mayor longitud, la armadura se deberá distribuir uniformemente en todo el ancho de la zapata.
- En la dirección de menor longitud, una parte de la armadura total según lo especificado por la expresión 5.13.3.5-1, se deberá distribuir uniformemente en un ancho de banda igual a la longitud del lado corto de la zapata y centrado respecto del eje de la columna o pila. El resto de la armadura requerida en la dirección más corta se deberá distribuir uniformemente fuera del ancho de banda central de la zapata. El área de acero en el ancho de la banda central deberá satisfacer la expresión 5.13.3.5-1.

$$A_{s-BW} = A_{s-SD} \left(\frac{2}{\beta + 1} \right) \quad (5.13.3.5-1)$$

siendo:

β la relación entre el lado largo y el lado corto de la zapata.

A_{s-BW} el área de acero dentro del ancho de banda, en m².

A_{s-SD} el área total de acero en la dirección corta, en m².

5.13.3.6. Corte en losas y zapatas

5.13.3.6.1. Secciones críticas para corte

Para determinar la resistencia al corte de las losas y zapatas en la proximidad de cargas o reacciones concentradas, la más crítica de las siguientes condiciones será determinante:

- Comportamiento en una dirección, con una sección crítica que se extiende en un plano que atraviesa todo el ancho y ubicado a una distancia tomada como se especifica en el artículo 5.8.3.2.
- Comportamiento en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y ubicada de manera que su perímetro, b_o , es un mínimo pero no está a menos de $0,5 d_v$ del perímetro del área con carga o reacción concentrada.
- Si el espesor de la losa no es constante, las secciones críticas estarán a una distancia no menor que $0,5 d_v$ de la cara de cualquier cambio en el espesor de la losa y ubicadas de manera tal que el perímetro, b_o , es un mínimo.

Si una parte de un pilote está dentro de la sección crítica, la carga del pilote se deberá considerar uniformemente distribuida en el ancho o diámetro del pilote, y la parte de la

carga fuera de la sección crítica se deberá incluir en el cálculo del corte en la sección crítica.

5.13.3.6.2. Comportamiento en una dirección

Para el comportamiento en una dirección, la resistencia al corte de la zapata o losa deberá satisfacer los requisitos especificados en el artículo 5.8.3, excepto para las alcantarillas debajo de un relleno con una altura mayor o igual que **0,60 m**, para las cuales se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.14.5.3.

5.13.3.6.3. Comportamiento en dos direcciones

Para el comportamiento en dos direcciones en secciones sin armadura transversal, la resistencia nominal al corte, V_n , en kN, del hormigón se deberá tomar como:

$$V_n = \left(165 + \frac{330}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d_v \leq 330 \sqrt{f'_c} b_o d_v \quad (5.13.3.6.3-1)$$

siendo:

β_c la relación entre el lado largo y el lado corto del rectángulo a través del cual se transmite la carga o fuerza de reacción concentrada.

b_o el perímetro de la sección crítica, en m.

d_v la altura efectiva de corte, en m.

Cuando se verifique que $V_u > \phi V_n$, se deberá agregar armadura de corte de acuerdo con el artículo 5.8.3.3, tomando el ángulo θ igual a **45°**.

Para el comportamiento en dos direcciones en secciones con armadura transversal, la resistencia nominal al corte, en kN, se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s \leq 504 \sqrt{f'_c} b_o d_v \quad (5.13.3.6.3-2)$$

siendo:

$$V_c = 166 \sqrt{f'_c} b_o d_v \quad (5.13.3.6.3-3)$$

y

$$V_s = \frac{1000 A_v f_y d_v}{s} \quad (5.13.3.6.3-4)$$

5.13.3.7. Anclaje de la armadura

Para **el anclaje de la armadura en losas y zapatas**, se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.11.

Las secciones críticas para el anclaje de la armadura se deberán suponer que están en las

ubicaciones especificadas en el artículo 5.13.3.4 y en todos los demás planos verticales donde haya un cambio de sección o de armadura.

5.13.3.8. Transferencia de solicitaciones en la base de la columna

Todas las fuerzas y momentos aplicados en la base de una columna o pila se deberán transferir a la parte superior de la zapata por apoyo sobre el hormigón y por armadura. La tensión de apoyo en el hormigón en la superficie de contacto entre el elemento portante y el elemento soportado no deberá ser mayor que la resistencia al aplastamiento del hormigón, según se especifica en el artículo 5.7.5, de ninguna de las superficies.

Las fuerzas laterales se deberán transferir de la pila a la zapata de acuerdo con los requisitos sobre transferencia de corte especificados en el artículo 5.8.4 sobre la base de los ítems apropiados señalados en el artículo 5.8.4.3.

Se deberá proveer armadura que atraviese la interfaz entre el elemento portante y el elemento soportado, ya sea prolongando la armadura longitudinal principal de la columna o tabique hacia el interior de las zapatas o bien utilizando barras de empalme o pernos de anclaje.

La armadura que atraviesa la interfaz deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- Todas las solicitaciones que superan la resistencia al aplastamiento del hormigón del elemento portante o del elemento soportado se deberán transferir mediante armadura;
- Si hay combinaciones de cargas que provocan levantamiento, la fuerza total de tracción deberá ser resistida por la armadura; y
- El área de la armadura no deberá ser menor que **0,5 %** del área bruta del elemento soportado, y el número de barras no deberá ser menor que cuatro.

Cuando se utilicen barras en espera, el diámetro de dichas barras no deberá ser más de **4 mm** mayor que el diámetro de la armadura longitudinal.

En las zapatas, las barras **$d_b = 40 \text{ mm}$** que se utilicen como armadura longitudinal principal de las columnas y que estén solicitadas a compresión, sólo se podrán empalmar por yuxtaposición con las barras en espera de la zapata para proveer el área requerida. Las barras de empalme en espera no deberán ser mayores que **$d_b = 32 \text{ mm}$** ; estas barras se deberán prolongar hacia el interior de la columna, una distancia no menor que la longitud de empalme de las barras **$d_b = 40 \text{ mm}$** , y se deberán prolongar hacia el interior de la zapata una distancia no menor que la longitud de anclaje de las barras en espera.

5.13.4. Pilotes de hormigón

5.13.4.1. Requisitos generales

Se deberá suponer que todas las cargas resistidas por la zapata y el peso propio de la zapata se transmiten a los pilotes. Los pilotes hincados se deberán diseñar para resistir las fuerzas de hincado y manipuleo. Para considerar el transporte y montaje, un pilote prefabricado se deberá diseñar para una carga mayor o igual que **1,5 veces** su peso propio.

Cualquier parte de un pilote en la cual sea posible que en algún momento no haya apoyo lateral adecuado para impedir el pandeo se deberá diseñar como una columna.

Los puntos o zonas de fijación para resistencia a las cargas laterales y momentos se deberán determinar mediante un análisis de las propiedades del suelo, como se especifica en el artículo 10.7.3.13.4 (en preparación).

Los pilotes de hormigón se deberán empotrar en zapatas o cabezales, como se especifica en el artículo 10.7.1.1. que se encuentra en preparación.

La armadura de anclaje deberá consistir ya sea en una prolongación de la armadura del pilote o en barras de espera. Las fuerzas de levantamiento o las tensiones inducidas por flexión deberán ser resistidas por la armadura.

La **cuantía de armadura de anclaje no deberá ser menor que 0,005, y el número de barras no deberá ser menor que 4**. La armadura se deberá desarrollar lo suficiente como para resistir una fuerza de $1,25 f_v A_s$.

Además de los requisitos especificados en los artículos 5.13.4.1 a 5.13.4.5, los pilotes utilizados en zonas sísmicas deberán satisfacer los requisitos especificados en el artículo 5.13.4.6.

5.13.4.2. Empalmes

Los empalmes en los pilotes de hormigón deberán desarrollar la resistencia axial, a la flexión, al corte y torsional del pilote. Los detalles de los empalmes se deberán indicar en la documentación técnica.

5.13.4.3. Pilotes prefabricados de hormigón armado

5.13.4.3.1. Dimensiones de los pilotes

Los pilotes prefabricados de hormigón armado pueden ser de sección uniforme o ahusados. No se deberán utilizar pilotes ahusados para la construcción de caballetes, excepto para la parte del pilote que se encuentra por debajo de la línea del terreno, ni en cualquier ubicación en la cual los pilotes han de actuar como columnas.

Si los pilotes de hormigón no están expuestos a la acción del agua salada, el área de la sección transversal de los pilotes, medida encima del ahusamiento, no deberá ser menor que **0,09 m²**. El área de la sección transversal de los pilotes de hormigón utilizados en agua salada no deberá ser menor que **0,14 m²**. Las esquinas de una sección rectangular deberán ser achaflanadas.

El diámetro de los pilotes ahusados medido a **0,60 m** de la punta no deberá ser menor que **0,20 m**; cualquiera sea la sección transversal de un pilote, el diámetro se deberá considerar como la menor dimensión que atraviesa el centro de la sección transversal.

5.13.4.3.2. Armadura

La **armadura longitudinal** deberá consistir como mínimo de cuatro barras distribuidas uniformemente alrededor del perímetro del pilote. El área de la armadura no deberá ser menor que **1,5 %** del área bruta de la sección transversal de hormigón medida por encima del ahusamiento.

La armadura longitudinal deberá estar encerrada por zunchos en espiral o estribos de columna equivalentes en toda su longitud. La armadura de zunchos en espiral deberá ser como se especifica en el artículo 5.13.4.4.3.

5.13.4.4. Pilotes prefabricados de hormigón pretensado

5.13.4.4.1. Dimensiones de los pilotes

Los **pilotes de hormigón pretensado** pueden ser de sección octogonal, cuadrada o circular, y deberán satisfacer las dimensiones mínimas especificadas en el artículo 5.13.4.3.1.

Los pilotes de hormigón pretensado pueden ser de sección maciza o hueca. Para los **pilotes de sección hueca** se deberán implementar medidas de precaución, tales como venteos, para impedir su rotura por la presión hidrostática interna durante el hincado, la presión del hielo en los caballetes de pilotes, o la presión gaseosa debida a la descomposición del material utilizado para crear el vacío.

El espesor de pared de los pilotes cilíndricos deberá ser mayor que **0,15 m**.

5.13.4.4.2. Calidad del hormigón

La resistencia a la compresión del pilote en el momento de su hincado no deberá ser menor que **35 MPa**. Para los pilotes sujetos a ciclos de congelamiento y deshielo o humedecimiento y secado se deberá utilizar hormigón con aire incorporado.

5.13.4.4.3. Armadura

A menos que la **Autoridad de Aplicación** o el **Propietario** especifiquen lo contrario, los cordones de pretensado se deberán separar y tesar de manera de lograr una compresión uniforme, en la sección transversal del pilote, luego de las pérdidas no menor que **5 MPa**.

La totalidad de la longitud de los cordones de pretensado deberá estar encerrada por armadura de zunchos en espiral de la siguiente manera:

Para los pilotes de diámetro $\leq 0,60$ m:

- Alambre del zuncho en espiral no menor que **$d_b = 10$ mm**,
- En los extremos del pilote, aproximadamente **16 vueltas** de armadura del zuncho en espiral con un paso de **75 mm**,
- En los **0,15 m** superiores del pilote, **5 vueltas** del zuncho en espiral adicional con un paso de **25 mm**, y
- En el resto del pilote, los cordones deberán estar encerrados por armadura de zunchos en espiral con un paso no mayor que **0,15 m**.

Para los pilotes de diámetro $> 0,60$ m:

- Alambre del zuncho en espiral no menor que **$d_b = 12$ mm**,

- En los extremos del pilote, aproximadamente **16 vueltas** de armadura del zuncho en espiral con un paso de **50 mm**,
- En los **0,15 m** superiores del pilote, **4 vueltas** del zuncho en espiral adicional con un paso de **40 mm**, y
- En el resto del pilote, los cordones deberán estar encerrados por armadura de zunchos en espiral con un paso no mayor que **0,10 m**.

5.13.4.5. Pilotes hormigonados in situ

Sólo se podrán utilizar pilotes hormigonados en orificios perforados cuando las condiciones del suelo lo permitan.

Las camisas para los pilotes hormigonados in situ deberán tener suficiente espesor y resistencia para mantener su forma y no evidenciar distorsiones perjudiciales durante o después del hincado de las camisas adyacentes y una vez retirado el núcleo de hincado, si lo hubiere. La documentación técnica deberá estipular que cualquier diseño alternativo de las camisas deberá ser aprobado por el Ingeniero antes de proceder al hincado.

5.13.4.5.1. Dimensiones de los pilotes

Los **pilotes hormigonados in situ** pueden ser de sección uniforme, o pueden ser ahusados en cualquiera de sus partes si son colados dentro de camisas, o pueden ser de fondo acampanado si son colados en orificios o pozos perforados.

El área en la cabeza del pilote deberá ser como mínimo **0,065 m²**. El área de la sección transversal en la punta del pilote deberá ser de al menos **0,032 m²**. Para las prolongaciones del pilote por encima de la cabeza, las dimensiones mínimas deberán ser como se especifica en el artículo 5.13.4.3 para pilotes prefabricados.

5.13.4.5.2. Armadura

El área de la armadura longitudinal deberá ser mayor o igual que **0,8 %** de **A_g**, con armadura de zunchos en espiral con diámetro **d_b ≥ 10 mm** y un paso de **0,15 m**. La armadura se deberá prolongar **3 m** por debajo del plano en el cual el suelo provee una restricción lateral adecuada.

Las camisas de más de **3 mm** de espesor se podrán considerar parte de la armadura. En los ambientes corrosivos, al determinar la resistencia se deberá restar como mínimo **1,5 mm** del espesor de la camisa.

Para pilotes hormigonados in situ, la distancia libre entre armaduras paralelas longitudinales y entre armaduras paralelas transversales, deberá ser mayor o igual que **5 veces** el tamaño máximo del agregado y **≥ 0,13 m**, con excepción de lo señalado en el artículo 5.13.4.6 para requisitos sísmicos.

5.13.4.6. Requisitos sísmicos

5.13.4.6.1. Zona de Desempeño Sísmico 1

No se establecen requisitos adicionales de diseño para la **Zona de Desempeño Sísmico 1**.

5.13.4.6.2. Zona de Desempeño Sísmico 2

5.13.4.6.2a. General

Los pilotes para estructuras en **Zona de Desempeño Sísmico 2** pueden ser usados para resistir tanto cargas axiales como laterales. Los requerimientos de profundidad mínima de hincado y resistencia ante cargas axiales y laterales frente a acciones sísmicas, se determinan mediante criterios de diseño establecidos por investigaciones geológicas y geotécnicas específicas del sitio.

Los pilotes de hormigón se anclarán a la fundación o capitel mediante empotramiento de la armadura o anclajes para desarrollar las fuerzas de levantamiento. La longitud de empotramiento no deberá ser menor que la longitud de desempeño requerida para la armadura, especificada en el artículo 5.11.2.

Los pilotes encamisados rellenos de hormigón, deberán anclarse con clavijas de acero de acuerdo al artículo 5.13.4.1, con una cuantía mínima de **0,01**. Estas clavijas deberán empotrarse tal como se requiere para los pilotes de hormigón. Para pilotes de madera y acero, incluyendo pilotes encamisados no rellenos, debe proveerse dispositivos de anclaje para desarrollar las fuerzas de levantamiento. Estas fuerzas de levantamiento no deberán tomarse menores al **10 %** de la resistencia a compresión axial factorizada de la pila.

5.13.4.6.2b. Pilotes hormigonados in situ

Para pilotes hormigonados in situ, la armadura longitudinal deberá tener en el extremo superior una longitud no menor que **1/3** de la longitud del pilote o **2,40 m**, con una cuantía mínima de acero de **0,005** provista por al menos cuatro barras. Para pilotes con diámetro inferior a **0,60 m**, se deberá proveer armadura en espiral o estribos equivalentes, con diámetro no inferior a **$d_b = 10 \text{ mm}$** y espaciamiento no mayor que **0,20 m**. Por debajo del capitel del pilote, en una longitud de **0,60 m** o **1,5 veces** el diámetro del pilote (el mayor valor entre ambos), el espaciamiento no deberá exceder de **0,10 m**. Ver los artículos 5.10.11.3 y 5.10.11.4 del **Reglamento INPRES - CIRSOC 103 - Parte VI**.

5.13.4.6.2c. Pilotes prefabricados de hormigón armado

Para pilotes prefabricados de hormigón armado, la cuantía de armadura longitudinal no deberá ser menor que el **1 %** de la sección transversal bruta y deberá estar conformada por no menos de cuatro barras. Deberá proveerse armadura en espiral o estribos equivalentes, con diámetro no inferior a **$d_b = 10 \text{ mm}$** y espaciamiento no mayor a **0,20 m**. Por debajo del capitel del pilote, en una longitud de **0,60 m** o **1,5 veces** el diámetro del pilote (la mayor entre ambas), el espaciamiento no deberá exceder de **75 mm**.

5.13.4.6.2d. Pilotes prefabricados de hormigón pretensado

Para pilotes prefabricados de hormigón pretensado, los estribos deberán respetar los

requerimientos especificados en el artículo 5.13.4.6.2c.

5.13.4.6.3. Zonas de Desempeño Sísmico 3 y 4

5.13.4.6.3a. General

Además de los requisitos especificados para **Zona de Desempeño Sísmico 2**, los pilotes en **Zonas 3 y 4** deberán cumplir con las siguientes prescripciones.

5.13.4.6.3b. Longitud de confinamiento

El extremo superior de todo pilote deberá estar detallado y confinado como zona de formación potencial de rótula plástica, excepto donde pueda establecerse que no existe posibilidad de deflexión lateral significativa en el pilote. La zona de formación potencial de rótula plástica deberá extenderse desde el borde inferior del capitel del pilote una longitud no menor que **2 veces** el diámetro del pilote o **0,60 m**. Si un análisis del puente y el sistema de pilotes indica que existe la posibilidad de que una rótula plástica se desarrolle en un nivel inferior del pilote, la longitud de detallamiento y confinamiento, de acuerdo con el artículo 5.13.4.6.2, deberá extenderse hasta dicho nivel.

5.13.4.6.3c. Cuantía volumétrica de confinamiento

La cuantía volumétrica de armadura transversal dentro de la longitud de confinamiento, deberá estar de acuerdo con lo especificado para columnas en el artículo 5.10.11.4.1d. del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte VI - Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Puentes de Hormigón Armado**.

5.13.4.6.3d. Pilotes hormigonados in situ

Para **pilotes hormigonados in situ**, la cuantía de armadura longitudinal, en los **2/3** superiores del pilote, deberá ser mayor que el **0,75 %** de la sección transversal bruta y deberá estar conformada por no menos de cuatro barras. Para pilotes con diámetro inferior a **0,60 m**, deberá proveerse armadura en espiral o estribos equivalentes, con diámetro no inferior a **$d_b = 10\text{ mm}$** y espaciamiento no mayor que **0,20 m**.

Por debajo del capitel del pilote, en una longitud de al menos **1,20 m**, que la cuantía volumétrica y los detalles de armado deberán cumplir las prescripciones de los artículos 5.10.11.4.1d, 5.10.11.4.1e y 5.10.11.4.1f. del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte VI - Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Puentes de Hormigón Armado**.

5.13.4.6.3e. Pilotes prefabricados de hormigón armado

Para **pilotes prefabricados de hormigón armado**, deberá proveerse armadura en espiral o estribos equivalentes, con diámetro no inferior a **$d_b = 10\text{ mm}$** y un espaciamiento no mayor que **0,20 m**. Por debajo del capitel del pilote, en una longitud de al menos **1,20 m**, el espaciamiento no deberá exceder de **75 mm**, y los detalles de armado deberán cumplir las prescripciones del artículo 5.10.11.4.1d. del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte VI - Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Puentes de Hormigón Armado**.

5.14. REQUISITOS SEGÚN LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

5.14.1. Vigas

5.14.1.1. Requisitos generales

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar al diseño de vigas hormigonadas in situ y prefabricadas, así como a vigas de sección rectangular, I, T, bulb-T, doble T, y secciones cajón abierto y cerrado.

Las **vigas prefabricadas** podrán resistir cargas temporarias con o sin un tablero superpuesto. Cuando se opte por un tablero de hormigón estructuralmente independiente, éste deberá actuar de forma compuesta con las vigas prefabricadas de acuerdo con los requisitos del artículo 5.8.4.

El ancho de ala considerado efectivo para flexión deberá ser el especificado en el artículo 4.6.2.6 ó 5.7.3.4.

5.14.1.2. Vigas prefabricadas

5.14.1.2.1. Condiciones anteriores a la puesta en servicio

Las condiciones anteriores a la puesta en servicio de las vigas pretensadas para su transporte y montaje serán responsabilidad del **Contratista**.

5.14.1.2.2. Dimensiones extremas

En ninguna parte de una viga de hormigón prefabricada, su espesor deberá ser menor que:

Ala superior:	0,05 m
Alma, no postesada:	0,13 m
Alma, postesada:	0,17 m
Ala inferior:	0,13 m

Las máximas dimensiones y peso de los elementos prefabricados en una fábrica externa a la obra deberán satisfacer las limitaciones locales para el transporte carretero de cargas.

5.14.1.2.3. Dispositivos de izaje

Si se anticipa que habrá anclajes para los dispositivos de izaje colados en una cara de un elemento que una vez terminada la estructura quedará a la vista o expuesta a materiales corrosivos, en la documentación técnica se deberá indicar cualquier restricción respecto de la ubicación de los dispositivos de izaje embebidos, la profundidad de retiro y el método para llenar las cavidades después del retiro. La profundidad de retiro no deberá ser menor que el espesor del recubrimiento requerido para el acero de las armaduras.

5.14.1.2.4. Diseño de los detalles

Todos los detalles de las armaduras, conexiones, asientos de apoyo, accesorios o anclajes para diafragmas, recubrimiento de hormigón, aberturas y tolerancias de fabricación y montaje deberán estar indicados en la documentación técnica correspondiente. Para cualquier detalle que quede a criterio del **Contratista**, tal como los

materiales o métodos de pretensado, se deberá exigir la presentación y revisión de los planos de obra.

5.14.1.2.5. Resistencia del hormigón

Para los hormigones de curado lento, para todas las combinaciones de cargas que ocurran luego de **90 días** se podrá utilizar la resistencia a la compresión a **90 días**, siempre que el incremento de resistencia de la mezcla de hormigón utilizada sea verificado mediante ensayos previos.

Cuando se trate de hormigón de densidad normal, la resistencia a **90 días** de los hormigones de curado lento se podrá estimar como **115 %** de la resistencia del hormigón especificada en la documentación técnica.

5.14.1.3. Empalme de vigas prefabricadas

5.14.1.3.1. Requisitos generales

Lo especificado en este artículo se deberá aplicar a vigas prefabricadas construidas en dovelas que están unidas o empalmadas longitudinalmente para formar las vigas en la estructura definitiva.

Los requisitos especificados en este artículo se deberán complementar con los requisitos dados en este Reglamento para otros tipos de puentes diferentes a los puentes contruidos por dovelas. Por lo tanto, y a los fines del diseño, ***los puentes de vigas prefabricadas empalmadas no se considerarán como construcción por dovelas.*** Para casos especiales de diseño, las disposiciones adicionales para construcción por dovelas que se detallan en el artículo 5.14.2 y en otros artículos de este Reglamento se podrán utilizar cuando corresponda.

El método constructivo supuesto para el diseño se deberá indicar en las especificaciones técnicas. Todos los soportes requeridos antes del empalme de la viga se indicarán en las especificaciones técnicas, incluyendo el izaje y las reacciones. La etapa constructiva, durante la cual se eliminan los soportes temporales, también se indicará en las especificaciones técnicas.

Las especificaciones técnicas deberán indicar métodos alternativos de construcción permitidos y las responsabilidades del **Contratista** si se eligen esos métodos. Cualquier cambio realizado por el **Contratista**, con respecto al método de construcción o en el diseño, deberá cumplir con los requisitos del artículo 5.14.2.5.

Se debe tener en cuenta las tensiones debidas a cambios en el sistema estático, en particular, los efectos de la aplicación de la carga a un sistema estructural y su eliminación de un sistema estructural diferente. Se tendrá en cuenta la redistribución de tales tensiones mediante fluencia lenta y considerando tolerancias por posibles variaciones en la velocidad de fluencia lenta y su magnitud.

Las superestructuras de vigas empalmadas que cumplan todos los requisitos del estado límite de servicio de este artículo pueden ser diseñadas como totalmente continuas en todos los estados límites para las cargas aplicadas después que las dovelas de vigas se unan.

Las pérdidas de pretensado en puentes de vigas prefabricadas empalmadas se pueden

calcular aplicando las disposiciones del artículo 5.9.5, correspondiente a puentes no contruidos por dovelas. Habrán de considerarse los efectos del pretesado y postesado combinado y las etapas de postesado.

Cuando sea necesario, los efectos de la fluencia lenta y la contracción en puentes de vigas prefabricadas empalmadas se podrán calcular mediante las disposiciones del artículo 5.4.2.3, correspondiente a puentes no contruidos por dovelas.

Se pueden empalmar los puentes vigas con tablero prefabricado, en el cual parte o todo el tablero esté integralmente unido con una viga. Las estructuras empalmadas de este tipo, que tienen juntas longitudinales en el tablero entre cada viga del tablero, deberán cumplir con los requisitos adicionales del artículo 5.14.4.3.

Las vigas prefabricadas empalmadas se podrán hacer continuas para algunas cargas permanentes usando los detalles de vigas prefabricadas de tramo simple hechas continuas. En tales casos, el diseño deberá cumplir con los requisitos aplicables del artículo 5.14.1.4.

5.14.1.3.2. Juntas entre dovelas

5.14.1.3.2a. Requisitos generales

Las juntas entre las dovelas de la viga deberán ser **juntas de cierre in situ** o bien **juntas conjugadas**. Las juntas conjugadas deberán cumplir los requisitos del artículo 5.14.2.4.2.

La secuencia de la colocación del hormigón para las juntas de cierre y del tablero se deberán indicar en las especificaciones técnicas.

5.14.1.3.2b. Detalle de juntas de cierre

Las dovelas de vigas prefabricadas de hormigón, con o sin losa hormigonada in situ, se pueden hacer longitudinalmente continuas para cargas permanentes y transitorias, con combinaciones de postesado y/o refuerzo que crucen las juntas de cierre.

El ancho de una junta de cierre entre las dovelas prefabricadas de hormigón deberá permitir el empalme de acero cuya continuidad es requerida por consideraciones de diseño y el alojamiento del empalme de las vainas de postensado. El ancho de la junta de cierre no deberá ser menor que **0,30 m**, excepto para juntas situadas dentro de un diafragma, para el cual el ancho no será menor que **0,10 m**.

Cuando el ancho de la junta de cierre exceda **0,15 m**, su sección comprimida deberá ser confinada por armaduras.

Cuando la junta esté ubicada en el tramo, su armadura en el alma, **A_s/s** , deberá ser mayor que en las vigas adyacentes.

Se deberá especificar la cara de las dovelas prefabricadas en las juntas de cierre, ya sea como intencionalmente rugosa al exponer el agregado grueso, o teniendo llaves de corte de acuerdo con el artículo 5.14.2.4.2.

5.14.1.3.2c. Detalle de juntas conjugadas

Las juntas conjugadas para puentes de vigas prefabricadas empalmadas se deberán

detallar de acuerdo con el artículo 5.14.2.4.2.

5.14.1.3.2d. Diseño de juntas

Los límites de tensión para tensiones temporales del hormigón en las juntas antes de las pérdidas especificadas en el artículo 5.9.4.1 de puentes construidos por dovelas se aplicarán en cada etapa de pretensado (pretesado o postesado). La resistencia del hormigón en el momento de aplicar la fase de pretensado deberá ser sustituido por f'_{ci} en los límites de tensión.

Se aplicarán los límites de tensión para tensiones del hormigón en las juntas en el estado límite de servicio después de las pérdidas especificadas en el artículo 5.9.4.2 de puentes construidos por dovelas. Estos límites de tensión se aplicarán también para las etapas intermedias de carga, con la resistencia del hormigón en el momento de la carga sustituido por f'_c en los límites de tensión.

Los factores de resistencia para juntas especificadas en el artículo 5.5.4.2.2 se aplicarán para construcción por dovelas.

La resistencia a la compresión del hormigón de la junta de cierre a una edad determinada deberá ser compatible con las limitaciones de tensión de diseño.

5.14.1.3.3. Diseño de vigas construidas por dovelas

Los límites de tensión para tensiones temporales del hormigón en dovelas de viga antes de las pérdidas especificadas en el artículo 5.9.4.1, correspondiente a otros puentes que los construidos por dovelas, se aplicarán en cada etapa de pretensado (pretesado o postesado) con la debida consideración de todas las cargas aplicables durante la construcción. La resistencia del hormigón en el momento de aplicar la fase de pretensado deberá ser sustituido por f'_{ci} en los límites de tensión.

Se aplicarán los límites de tensión para tensiones del hormigón en las dovelas de la viga en el estado límite de servicio después de las pérdidas especificadas en el artículo 5.9.4.2, correspondiente a otros puentes que los construidos por dovelas. Estos límites de tensión se aplicarán también para las etapas intermedias de carga, con la resistencia del hormigón en el momento de la carga sustituida por f'_c en los límites de tensión.

Cuando las dovelas de viga sean prefabricadas sin armadura de pretensado, se deberán aplicar las especificaciones del artículo 5.7.3.4 hasta que se aplique el postesado.

Cuando se utilicen dovelas de viga de espesor variable, se deberá considerar el efecto de la compresión inclinada.

Se considerará la posibilidad de pandeo en secciones altas y delgadas del alma.

5.14.1.3.4. Postensado

El **postensado** puede aplicarse ya sea antes y/o después de la colocación del tablero de hormigón. Parte del postensado se puede aplicar para dar continuidad a la viga antes de la colocación del tablero de hormigón, mientras que el resto se aplica después de la colocación del tablero de hormigón.

Las especificaciones técnicas deberán exigir que todos los cables de postensado se protejan totalmente con lechada después de la puesta en tensión.

Antes de llenar con lechada las vainas de postensado, las propiedades de la sección transversal bruta se reducirán mediante la deducción del área de las vainas y áreas vacías alrededor de los acopladores de los cables.

El postensado se indicará en las especificaciones técnicas de acuerdo con los requisitos del artículo 5.14.2.3.9.

Cuando los cables terminen en la parte superior de una dovela de viga, las especificaciones técnicas deberán exigir que las aberturas de las vainas sean protegidas durante la construcción para evitar la acumulación de escombros y que los drenajes se ubiquen en los puntos bajos de los cables.

En el caso de varias etapas de postesado, no se deberán colocar en la losa vainas, con trayectorias curvas, de cables que serán tesados antes de colocar el hormigón de la losa y alcance su resistencia especificada mínima a la compresión f_{ci} .

Si algunos o todos los cables de postesado son tesados después de colocar el tablero de hormigón, se deberán indicar en los planos de especificaciones las disposiciones que cumplan lo dispuesto en el artículo 2.5.2.3 del **Reglamento CIRSOC 801** sobre el mantenimiento del tablero.

5.14.1.4. Puentes compuestos de vigas prefabricadas de un solo tramo que se hacen continuas

5.14.1.4.1. Requisitos generales

Las disposiciones del presente artículo se aplicarán a los estados límite de servicio y resistencia según corresponda.

Cuando satisfagan los requisitos del artículo 5.14.1.4, los puentes de tramos múltiples compuestos de vigas prefabricadas de tramo simple con diafragmas de continuidad hormigonados entre los extremos de las vigas en los apoyos interiores se pueden considerar continuos para cargas colocadas en el puente después de que se han instalado y curado los diafragmas de continuidad.

La conexión entre las vigas con el diafragma de continuidad estará diseñada para todos los efectos que generan momento en la conexión, incluyendo los momentos de restricción de los efectos dependientes del tiempo, con excepción de lo permitido en el artículo 5.14.1.4.

Los requisitos especificados en el artículo 5.14.1.4 complementan los requisitos de otros artículos de este Reglamento para elementos de hormigón totalmente pretensado que no se construyen por dovelas.

Los puentes de tramos múltiples compuestos de vigas prefabricadas con diafragmas de continuidad en los apoyos interiores que están diseñados como una serie de tramos simples no están obligados a cumplir con los requisitos del artículo 5.14.1.4.

5.14.1.4.2. Momentos restringidos

El puente estará diseñado para momentos de restricción que se pueden desarrollar a causa de deformaciones dependientes del tiempo o de otra deformación, con excepción de lo permitido en el artículo 5.14.1.4.4.

Los momentos de restricción no se deberán incluir en ninguna combinación cuando el efecto del momento de restricción sea reducir el momento total.

5.14.1.4.3. Propiedades del material

Las propiedades de la viga de hormigón con respecto a la fluencia lenta y a la contracción y las propiedades de la losa del tablero de hormigón con respecto a la contracción se deberán determinar a partir de:

- Los ensayos de hormigón utilizando las mismas dimensiones y materiales que se utilizarán en las vigas y en la losa del tablero. Las medidas incluirán el coeficiente en función del tiempo de los cambios de estas propiedades.
- Lo dispuesto en el artículo 5.4.2.3.

Se podrá considerar el efecto restrictivo de la armadura sobre la contracción del hormigón.

5.14.1.4.4. Edad de la viga cuando se establece la continuidad

La edad mínima de la viga prefabricada cuando se establezca la continuidad deberá ser especificada en las especificaciones técnicas. Esta edad se utilizará para el cálculo de los momentos de restricción debido a la fluencia lenta y contracción. Si no se especifica la edad, una razonable, pero conservadora estimación de la continuidad de tiempo establecido se utilizará para todos los cálculos de los momentos de restricción.

La siguiente simplificación se puede aplicar siempre que sea aceptable para la **Autoridad de Aplicación** o para el **Propietario** y cuando las especificaciones técnicas requieren una edad mínima de la viga de al menos **90 días** cuando se establece la continuidad:

- Los momentos de restricción positivos generados por la fluencia lenta y contracción de la viga y por la contracción de la losa del tablero pueden tomarse igual a cero.
- No se exigirá el cálculo de los momentos de restricción.
- Una conexión en momento positivo deberá estar provisto de una resistencia minorada, ϕM_n , no menor que $1,2 M_{cr}$, tal como se especifica en el artículo 5.14.1.4.9.

Para otras edades en la continuidad, los parámetros de diseño relacionados con la edad deben ser determinados a partir de la literatura, aprobados por el Propietario, y documentados en las especificaciones técnicas.

5.14.1.4.5. Grado de continuidad en los diversos estados límite

Los diafragmas de continuidad se requieren tanto sea para una conexión en momento positivo como en negativo, como se especifica en los artículos 5.14.1.4.8 y 5.14.1.4.9, sin

importar el grado de continuidad tal como se define en el presente artículo.

La conexión entre las vigas prefabricadas con un diafragma de continuidad se considerará plenamente eficaz si cumple cualquiera de los siguientes puntos:

- La tensión calculada en la parte inferior del diafragma de continuidad para la combinación superpuesta de cargas permanentes, asentamiento, fluencia lenta, contracción, **50 %** de sobrecarga y gradiente de temperatura, si es aplicable, es la compresión.
- Las especificaciones técnicas requieren que la edad de las vigas prefabricadas será de al menos **90 días** cuando se establece la continuidad y se utilizan las simplificaciones de diseño del artículo 5.14.1.4.4.

Si la conexión entre las vigas prefabricadas con un diafragma de continuidad no satisface estos requisitos, la junta se considerará parcialmente efectiva.

Las superestructuras con conexiones totalmente efectivas en apoyos interiores pueden ser diseñadas como estructuras totalmente continuas para cargas aplicadas después de establecer la continuidad.

Las superestructuras con conexiones parcialmente efectivas en apoyos interiores estarán diseñadas como estructuras continuas para cargas aplicadas después que la continuidad se establece sólo para los estados límite de resistencia.

Las propiedades de la sección bruta de la viga compuesta, ignorando cualquier fisuración en el tablero, se pueden utilizar para el análisis como se especifica en el artículo 4.5.2.2 del **Reglamento CIRSOC 801**.

Si la resistencia de la sección al momento negativo en un apoyo interior es menor que la cantidad total requerida, los momentos positivos de diseño en los tramos adyacentes aumentarán adecuadamente para cada estado límite investigado.

5.14.1.4.6. Estado límite de servicio

Las vigas prefabricadas de tramo simple, hechas continuas, deberán estar diseñadas para satisfacer los límites de tensión del estado límite de servicio dados en el artículo 5.9.4.

Para las combinaciones de carga de servicio que implican la carga de tránsito, los esfuerzos de tracción en elementos pretensados serán analizados utilizando la **combinación de carga de Servicio III** especificada en la **Tabla 3.4.1-1** del **Reglamento CIRSOC 801**.

En el estado límite de servicio después de las pérdidas, cuando se desarrollan las tensiones de tracción en la parte superior de las vigas cerca de los apoyos interiores, se aplicarán los límites de tensión de tracción especificadas en la **Tabla 5.9.4.1.2-1** correspondiente a otros puentes que los construidos por dovelas. La resistencia especificada a compresión de la viga de hormigón, f'_c , será reemplazada por f'_{ci} en las ecuaciones límite de tensión. La **combinación de carga de Servicio III** se utilizará para calcular las tensiones de tracción para estos lugares.

Alternativamente, la parte superior de las vigas prefabricadas en apoyos interiores puede ser diseñada como elementos de hormigón armado en el estado límite de resistencia. En

este caso, los límites de tensión para el estado límite de servicio no se aplicarán a esta parte de la viga prefabricada.

Una losa de tablero mixto hormigonada in situ no estará sujeta a los límites de tensión de tracción para el estado límite de servicio después de las pérdidas especificadas en la **Tabla 5.9.4.2.2-1**.

5.14.1.4.7. Estado límite de resistencia

Las conexiones entre las vigas prefabricadas y un diafragma de continuidad deberán estar diseñadas para el estado límite de resistencia.

La armadura en la losa del tablero deberá estar dimensionada para resistir los momentos de diseño negativos en el estado límite de resistencia.

5.14.1.4.8. Conexiones en momento negativo

La armadura de una losa de tablero mixto hormigonada in situ, en un puente de vigas prefabricadas de múltiples tramos hechas continuas, se deberá proporcionar para resistir los momentos negativos de diseño en el estado límite de resistencia.

La armadura longitudinal utilizada para la conexión en momento negativo sobre una pila interior, estará anclada en las regiones de la losa que se encuentran en compresión en los estados límite de resistencia y deberán cumplir los requisitos del artículo 5.11.1.2.3. La terminación de esta armadura será escalonada. Toda la armadura longitudinal en la losa del tablero se puede utilizar para la conexión en momento negativo.

Las conexiones en momento negativo entre vigas prefabricadas en o a través del diafragma de continuidad deberán cumplir los requisitos del artículo 5.11.5. Se permitirán estas conexiones si el puente está diseñado con una losa de tablero compuesto y se requerirán si el puente está diseñado sin una losa de tablero mixto. Los detalles adicionales de conexión se permitirán si el esfuerzo y el comportamiento de estas conexiones se verifican por análisis o ensayos.

Los requisitos del artículo 5.7.3 se aplicarán a la armadura en la losa del tablero y en las conexiones en momento negativo en los diafragmas de continuidad.

5.14.1.4.9. Conexiones en momento positivo

5.14.1.4.9a. Requisitos generales

Las conexiones en momento positivo, en los diafragmas de continuidad, se harán con armadura anclada tanto en la viga como en el diafragma de continuidad. Se permitirán tres tipos de conexiones:

- Armaduras de acero de dureza natural embebidas en las vigas prefabricadas y ancladas en el diafragma de continuidad.
- Cordones de pretensado prolongados más allá del extremo de la viga y anclados en el diafragma de continuidad. Estos cordones no estarán desadheridos en el extremo de la viga.

- Cualquier detalle de conexión, capaz de proporcionar una adecuada resistencia a momento positivo, indicado por análisis, ensayos o aprobado por el Propietario del Puente.

En los siguientes artículos se dan los requisitos adicionales para las conexiones realizadas utilizando cada tipo de armadura.

La sección crítica para el anclaje de la armadura de momento positivo en el diafragma de continuidad se tomará en la cara de la viga. La sección crítica para el anclaje de la armadura de momento positivo en la viga prefabricada deberá considerar las condiciones en la viga, como se especifica en el presente artículo para el tipo de armadura utilizada.

Los requisitos del artículo 5.7.3, salvo el artículo 5.7.3.3.2, se aplicarán a la armadura en las conexiones de momento positivo en los diafragmas de continuidad. Esta armadura será dimensionada para resistir el mayor de los siguientes, excepto cuando se utilizan las simplificaciones de diseño del artículo 5.14.1.4.4:

- momento positivo mayorado de restricción, o
- **$0,6 M_{cr}$**

El momento de fisuración M_{cr} se determinará utilizando la expresión 5.7.3.6.2-2 con las propiedades de la sección compuesta bruta para la viga y el ancho efectivo de la losa del tablero mixto, si corresponde, y las propiedades del hormigón en el diafragma de continuidad.

Las vigas prefabricadas se diseñarán para cualquier momento de restricción positivo que se utiliza en el diseño. Cerca de los extremos de las vigas, se considerará el efecto reducido de pretensado dentro de la longitud de transferencia.

5.14.1.4.9b. Conexión en momento positivo utilizando armadura de acero de dureza natural

El anclaje de la armadura de acero de dureza natural utilizada para las conexiones en momento positivo se ajustará a los requisitos del artículo 5.11 y los requisitos adicionales de este artículo. Si se añade armadura para momento positivo entre cordones de pretensado, se considerará la consolidación del hormigón y la adherencia de la armadura.

La sección crítica para el anclaje de la armadura de momento positivo en la viga prefabricada deberá considerar las condiciones en la viga. La armadura estará anclada más allá del borde interior de la superficie de apoyo. La armadura también se detallará de manera que, para los cordones considerados en resistir los momentos positivos dentro del extremo de la viga, la desadherencia de cordones no terminen dentro de la longitud de anclaje.

Si se utilizan múltiples barras para una conexión en momento positivo, la terminación de la armadura será escalonada en pares simétricos alrededor de la línea central de la viga prefabricada.

5.14.1.4.9c. Conexión en momento positivo utilizando cordones de pretensado

Los cordones de pretensado que no están desadheridos en el extremo de la viga se pueden extender dentro del diafragma de continuidad como armadura de momento

positivo. Los cordones prolongados serán anclados en el diafragma mediante el doblado de los cordones con ganchos a **90 grados** o mediante una longitud de anclaje tal como se especifica en el artículo 5.11.4.

La tensión en los cordones utilizados para el diseño, como una función de la longitud total del cordón, no podrá exceder de los siguientes valores:

$$f_{psl} = 1191 \ell_{dsh} - 242 \quad (5.14.1.4.9c-1)$$

$$f_{pul} = 1665 \ell_{dsh} - 338 \quad (5.14.1.4.9c-2)$$

siendo:

ℓ_{dsh} la longitud total del cordón extendido, en m.

f_{psl} la tensión en el cordón en el estado límite de servicio. Se supondrá que la sección está fisurada, en MPa.

f_{pul} la tensión en el cordón en el estado límite de resistencia, en MPa.

Los cordones deberán sobresalir por lo menos **0,20 m** de la cara de la viga antes que ellos se doblen.

5.14.1.4.9d. Detalles de conexión en momento positivo

La armadura de momento positivo se colocará de forma que sea simétrica, o lo más simétrica como sea posible, alrededor de la línea central de la sección transversal.

Serán considerados las cuestiones de fabricación y montaje en el detalle de la armadura para momento positivo en el diafragma de continuidad. La armadura de vigas opuestas se detallará para que encajen durante el montaje y sin conflictos significativos. La armadura se detallará para permitir la colocación de barras de anclaje y otras armaduras en el diafragma de continuidad.

5.14.1.4.10. Diafragmas continuos

El diseño de diafragmas de continuidad en los apoyos interiores puede estar basado en la resistencia del hormigón de las vigas prefabricadas.

Las vigas prefabricadas pueden estar empotradas en los diafragmas de continuidad.

Si la armadura del diafragma horizontal se hace pasar a través de agujeros en la viga prefabricada o está unido al elemento prefabricado utilizando conectores mecánicos, el extremo del elemento prefabricado deberá estar diseñado para resistir los momentos positivos causados por la superposición de cargas permanentes, sobrecargas, fluencia lenta y contracción de las vigas, contracción de la losa del tablero, y los efectos de la temperatura. El diseño del extremo de la viga deberá tener en cuenta el efecto reducido de pretensado dentro de la longitud de transferencia.

Si los extremos de las vigas no son directamente opuestos entre sí a través de un diafragma de continuidad, el diafragma debe estar diseñado para transferir las fuerzas entre vigas. Los diafragmas de continuidad también deberán estar diseñados para situaciones en las que se produce un cambio de ángulo entre vigas opuestas.

5.14.1.5. Vigas tipo cajón y vigas T hormigonadas in situ

5.14.1.5.1. Espesor de las alas y las almas

5.14.1.5.1a. Ala superior

El espesor de las alas superiores que trabajan como losas de tablero deberá ser:

- Como se establece en el Capítulo 9, que se encuentra en preparación.
- Según lo requerido para anclaje y recubrimiento del pretensado transversal, si corresponde; y
- No menor que $1/20$ de la longitud libre entre chaflanes, acartelamientos o almas, a menos que se utilicen nervios transversales con una separación igual a la longitud libre o que se provea pretensado transversal.

5.14.1.5.1b. Ala inferior

El espesor del ala inferior no deberá ser menor que:

- **0,14 m;**
- $1/16$ de la distancia entre chaflanes o almas en el caso de vigas no pretensadas; o
- $1/30$ de la longitud libre entre chaflanes, acartelamientos o almas en el caso de vigas pretensadas, a menos que se utilicen nervios transversales con una separación igual a la longitud libre.

5.14.1.5.1c. Alma

El espesor de las almas se deberá determinar de acuerdo con los requisitos para corte, torsión, recubrimiento de hormigón y colocación del hormigón.

Las variaciones en el espesor del alma de la viga se deberán ahusar en una distancia mínima igual a **12 veces** la diferencia de los espesores del alma.

5.14.1.5.2. Armadura

5.14.1.5.2a. Armadura de la losa de tablero en vigas T y tipo cajón hormigonadas in situ

La **armadura en la losa de tablero de las vigas T y tipo cajón hormigonadas in situ** se puede determinar utilizando ya sea el método de diseño tradicional o el método de diseño empírico especificado en el Capítulo 9, (que se encuentra en preparación)

Si la losa del tablero no se prolonga más allá del alma exterior, como mínimo $1/3$ de la capa inferior de la armadura transversal de la losa de tablero se deberá prolongar hacia la cara exterior del alma exterior, y se deberá anclar mediante un gancho normal a 90° . Si la losa se prolonga más allá del alma exterior, como mínimo $1/3$ de la capa inferior de la armadura transversal se deberá prolongar hacia el voladizo de la losa y deberá tener un

anclaje más allá de la cara exterior del alma con una resistencia no menor que la proporcionada por un gancho normal.

5.14.1.5.2b. Armadura de la losa inferior en vigas tipo cajón hormigonadas in situ

En la losa inferior se deberá colocar una armadura uniformemente distribuida con un área igual a **0,4 por ciento** del área del ala, de forma paralela al tramo de la viga, ya sea en una sola capa o en dos capas. La separación de esta armadura no deberá ser mayor que **0,45 m**.

En la losa inferior se deberá colocar una armadura uniformemente distribuida con un área igual a **0,5 por ciento** de la sección transversal de la losa, en base a la menor altura de la losa, de forma transversal a la longitud de las vigas principales. Esta armadura se deberá distribuir en ambas superficies con una separación máxima de **0,45 m**. Toda la armadura transversal en la losa inferior se deberá prolongar hasta la cara exterior del alma exterior en cada grupo, y se deberá anclar mediante un gancho normal a **90°**.

5.14.2. Construcción por dovelas

5.14.2.1. Requisitos generales

Los requisitos aquí especificados deberán complementar los indicados en otros artículos de este Reglamento, y se deberán aplicar a las estructuras de hormigón que se diseñan para ser construidas por dovelas.

Estos requisitos se deberán aplicar exclusivamente a las construcciones por dovelas de hormigón de peso unitario normal.

El método constructivo supuesto para el diseño deberá constar en la documentación técnica. La documentación técnica también deberá indicar los apoyos temporarios requeridos antes del momento en que la estructura, o un componente de la misma, sea capaz de soportar su peso propio y las cargas subsecuentemente aplicadas.

La documentación técnica deberá especificar los métodos constructivos alternativos permitidos y las responsabilidades del **Contratista** si optara por utilizar dichos métodos.

Cualquier variación del método constructivo o del diseño realizada por el **Contratista** deberá satisfacer los requisitos del artículo 5.14.2.5.

5.14.2.2. Análisis de los puentes contruidos por dovelas

5.14.2.2.1. Requisitos generales

El análisis de los puentes contruidos por dovelas deberá satisfacer los requisitos del Capítulo 4 y los requisitos especificados en este artículo.

5.14.2.2.2. Análisis correspondiente a la etapa constructiva

Para el análisis de la estructura durante la etapa constructiva, las combinaciones de cargas constructivas, tensiones y consideraciones de estabilidad deberán ser como se especifica en el artículo 5.14.2.3.

5.14.2.2.3. Análisis del sistema estructural definitivo

El **sistema estructural definitivo** se deberá analizar para determinar la redistribución de las solicitaciones de la etapa constructiva provocada por las deformaciones internas y cambios de las condiciones de apoyo y vínculo, incluyendo las tensiones residuales acumuladas durante el proceso constructivo.

Se deberán investigar **las uniones en las vigas construidas por dovelas hechas continuas mediante acero de postesado no adherente**, para el efecto simultáneo de fuerza axial, momento, y corte que pudieran ocurrir en la unión. Estas solicitaciones, la abertura de la unión y la superficie de contacto restante entre los elementos se deberán determinar por consideración global de tensiones y deformaciones. Se deberá suponer que el corte se transmite exclusivamente a través del área de contacto.

5.14.2.3. Diseño

5.14.2.3.1. Cargas

Además de las cargas especificadas en el **Capítulo 3** del **Reglamento CIRSOC 801**, se deberán considerar las cargas constructivas especificadas en los artículos 5.14.2.3.2 a 5.14.2.3.4.

5.14.2.3.2. Cargas constructivas

Las cargas y condiciones constructivas supuestas en el diseño y que determinan las dimensiones de las secciones, flechas, y requisitos de armadura y/o pretensado se deberán indicar en las especificaciones técnicas como máximos admisibles. Además de las cargas de montaje, cualquier apoyo o restricción temporaria requerida se deberá definir en términos de magnitud o incluir como parte del diseño. Se deberán especificar las fuerzas de cierre admisibles provocadas por la corrección de desviaciones. Se deberán considerar debidamente los efectos de cualquier variación del esquema estructural estático durante la construcción y la colocación, modificación o retiro de los apoyos temporarios para equipos especiales, tomando en cuenta las solicitaciones residuales, deformaciones y cualquier solicitación inducida por las deformaciones.

Se deberán considerar las siguientes cargas constructivas:

- DC** el peso de la estructura soportada, en kN.
- DIFF** la carga diferencial: aplicable sólo a la construcción por voladizos equilibrados, tomando como **2 %** de la carga permanente aplicada a un voladizo, en kN.
- DW** la carga permanente sobrepuesta, en kN o kN/m.
- CLL** la sobrecarga constructiva distribuida: una tolerancia que considera diversos elementos de la planta, maquinaria y otros equipos, además del equipo de montaje especializado principal; se adopta como **0,48 kN/m²** del área del tablero; en la construcción por voladizos esta carga se toma como **0,48 kN/m²** en un voladizo y como **0,24 kN/m²** en el otro; en los puentes construidos por el método de lanzamiento por tramos esta carga se puede despreciar, en kN/m².

- CEQ** la carga debida al equipo de construcción especializado: carga generada por los camiones de entrega de materiales o de dovelas, o ambos, y por cualquier otro equipo especial, incluyendo una grúa pórtico para el lanzamiento de los tramos ("formtraveler launching gantry"), viga y guinche ("winch"), reticulado, o estructura auxiliar similar a la principal y las cargas máximas aplicadas a la estructura por el equipo durante el izaje de las dovelas, en kN.
- IE** la carga dinámica de los equipos: determinada de acuerdo con el tipo de maquinaria anticipada, en kN.
- CLE** la carga longitudinal correspondiente a los equipos de construcción, en kN.
- U** el desequilibrio de las dovelas: efecto de cualquier dovela fuera de equilibrio u otra condición no habitual, según corresponda; se aplica fundamentalmente a la construcción por voladizos equilibrados, pero puede abarcar cualquier secuencia de izaje poco habitual que normalmente no es una característica primaria del sistema constructivo genérico, en kN.
- WS** la carga de viento horizontal sobre las estructuras de acuerdo con los requisitos del **Capítulo 3**, del **Reglamento CIRSOC 801** en kN/m².
- WE** la carga de viento horizontal sobre los equipos; considerar como **4,8 kN/m²** de la superficie expuesta, en kN/m².
- WUP** la fuerza de levantamiento del viento sobre un voladizo: **0,24 kN/m²** del área del tablero para construcción por voladizos equilibrados aplicada solamente a uno de los lados, a menos que un análisis de las condiciones locales o la configuración de la estructura indiquen lo contrario, en kN/m².
- A** el peso estático de la dovela prefabricada que se manipula, en kN.
- AI** la respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de una dovela prefabricada u otra aplicación brusca de una carga estática que se debe sumar a la carga permanente; se toma como **100 %** de la carga **A**, en kN.
- CR** los efectos de la fluencia lenta de acuerdo con el artículo 5.14.2.3.6.
- SH** la contracción de acuerdo con el artículo 5.14.2.3.6.
- T** los efectos térmicos: sumatoria de los efectos debidos a la variación de la temperatura uniforme (**TU**) y a los gradientes de temperatura (**TG**), en (°C).

5.14.2.3.3. Combinaciones de cargas constructivas en el estado límite de servicio

Las tensiones de tracción por flexión y de tracción principal, **en los estados límite de servicio**, se deberán determinar como se especifica en la **Tabla 5.14.2.3.3-1**, para la cual se deben aplicar las siguientes notas que se detallan en la última columna y son:

- **Nota 1:** equipos sin funcionar (en reposo),
- **Nota 2:** montaje normal,

- **Nota 3:** equipos en movimiento.

Los límites de tensión deberán satisfacer el artículo 5.9.4.

La distribución y aplicación de las cargas de montaje individuales correspondientes a una fase de la construcción se deberán seleccionar de manera que produzcan los efectos más desfavorables. La tensión de compresión del hormigón debida a las cargas constructivas no deberá ser mayor que $0,50 f'_c$, siendo f'_c la resistencia a compresión en el momento de aplicación de las cargas.

Las tensiones de tracción en el hormigón debidas a las cargas constructivas no deberán ser mayores que los valores especificados en la **Tabla 5.14.2.3.3-1**, excepto para estructuras con menos del 60 % de su capacidad de cables proporcionada por cables internos, en cuyo caso las tensiones de tracción no deberán ser mayores que $0,25 \cdot \sqrt{f'_c}$.

Los requisitos de la **Tabla 5.14.2.3.3-1** se aplicarán a subestructuras postesadas verticalmente. Los requisitos de la **Tabla 5.14.2.3.3-1** no se aplicarán a subestructuras hormigonadas in situ soportando superestructuras construidas por dovelas.

5.14.2.3.4. Combinaciones de cargas constructivas en los estados límite de resistencia

La resistencia minorada mínima de un elemento se debe determinar usando los factores de resistencia especificados en el artículo 5.5.4.2 y las combinaciones de carga especificadas en los artículos 5.14.2.3.4a y 5.14.2.3.4b.

5.14.2.3.4a. Superestructuras

- Para solicitaciones máximas:

$$\sum \gamma Q = 1,1 (DC + DIFF) + 1,3 (CEQ + CLL) + A + AI \quad (5.14.2.3.4a-1)$$

- Para solicitaciones mínimas:

$$\sum \gamma Q = DC + CEQ + A + AI \quad (5.14.2.3.4a-2)$$

5.14.2.3.4b. Subestructuras

Se deberán aplicar las combinaciones de carga correspondiente a **resistencia I, III y V** de la **Tabla 3.4.1-1** del **Reglamento CIRSOC 801**. Las **cargas DIFF** y **CEQ** serán incluidas y mayoradas con γ_{DC} . La carga **WUP** será incluida y mayorada con γ_{WS} . Las cargas **CLL** y **WE** se deberán incluir y utilizar en lugar de **LL** y **WL**, respectivamente.

Las combinaciones de **cargas constructivas** también deberán incluir a las combinaciones de carga de las expresiones 5.14.2.3.4a-1 y 5.14.2.3.4a-2. La respuesta dinámica o incremento dinámico (**AI**) se debe aplicar a los elementos de la subestructura por encima del pilote perforado o zapata, incluyendo la conexión entre la columna y la cimentación.

Tabla 5.14.2.3.3-1. Factores de carga y límites para la tensión de tracción para las combinaciones de cargas constructivas

Combinación de Cargas	Factores de Carga															Límites de Tensión				Ver Nota
	Carga Permanente			Sobrecarga			Carga de Viento			Otras Cargas				Cargas de Suelo	Tracción por Flexión		Tracción Principal			
															EH	Excluyendo “Otras Cargas”	Incluyendo “Otras Cargas”	Excluyendo “Otras Cargas”	Incluyendo “Otras Cargas”	
				CEQ										W	EV					
	DC	DIFF	U	CLL	IE	CLE	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG	A	ES					
a	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	γTG	1,0	1,0	$0,50 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,58 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,29 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$	--
b	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	γTG	1,0	1,0	$0,50 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,58 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,29 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$	--
c	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	0,7	0,0	1,0	1,0	1,0	γTG	1,0	1,0	$0,50 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,58 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,29 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$	--
d	1,0	1,0	0,0	1,0	0,0	0,0	0,7	1,0	0,7	1,0	1,0	1,0	γTG	1,0	1,0	$0,50 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,58 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,29 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$	1
e	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	γTG	1,0	1,0	$0,50 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,58 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,29 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$	2
f	1,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	γTG	1,0	1,0	$0,50 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,58 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,29 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$	3
Nota 1: equipos sin funcionar(en reposo),																				
Nota 2: montaje normal.																				
Nota 3: equipos en movimiento.																				

5.14.2.3.5. Efectos térmicos durante la construcción

Se deberán considerar los **efectos térmicos** que pueden ocurrir durante la construcción del puente.

La documentación técnica deberá especificar las variaciones de la temperatura de colocación para los apoyos y juntas de expansión.

5.14.2.3.6. Contracción y fluencia lenta

El coeficiente de fluencia lenta $\psi(t, t_i)$ se deberá determinar de acuerdo con el artículo 5.4.2.3 o bien mediante ensayos. Se deberán determinar las tensiones para la redistribución de las tensiones de restricción desarrolladas por fluencia lenta y contracción que se basan en el cronograma constructivo supuesto según lo indicado en las especificaciones técnicas.

Para determinar las fuerzas de postesado finales, se deberán calcular las pérdidas de pretensado correspondientes al cronograma indicado en las especificaciones técnicas.

5.14.2.3.7. Pérdidas de pretensado

Se deberán aplicar los requisitos aplicables del artículo 5.9.5.

5.14.2.3.8. Vainas y anclajes de postesado provisorios

5.14.2.3.8a. Requisitos generales

Se deberán considerar requisitos para ajustar la fuerza de pretensado a fin de compensar las pérdidas inesperadas que pudieran ocurrir durante la construcción o después de la misma, las cargas permanentes futuras, y la limitación de la fisuración y las deformaciones. Si estos ajustes se estiman necesarios, se deberán satisfacer los requisitos aquí especificados.

5.14.2.3.8b. Puentes con vainas internas

Para los puentes con vainas internas, se deberán proveer capacidad de anclaje y vainas provisorias para los cables de momento negativo y positivo ubicados simétricamente alrededor del eje del puente con el fin de considerar un aumento de la fuerza de postesado durante la construcción original. La **potencial fuerza provisoria total de los anclajes y vainas tanto de momento positivo como de momento negativo no deberá ser menor que el 5% de las fuerzas totales de postesado de momento positivo y negativo, respectivamente**. Los anclajes para la fuerza de pretensado provisoria se deberán distribuir uniformemente a intervalos de tres segmentos a lo largo de la longitud del puente.

Se deberá proveer como mínimo una vaina vacía por alma. Para los puentes continuos no será necesario utilizar capacidad de anclaje y vainas provisorias para momento positivo, en el **25 %** de la longitud del tramo a cada lado de los apoyos de las pilas.

Cualquier vaina provisoria no utilizada para ajustar la fuerza de postesado se deberá inyectar con lechada de cemento en el mismo momento que las demás vainas del tramo.

5.14.2.3.8c. Previsión de ajustes para cargas permanentes o flechas futuras

Se deberán tomar recaudos para el acceso y la fijación de los anclajes, aberturas pasantes, y fijación de los bloques de desviación a fin de permitir la futura adición de cables externos no adherentes, protegidos contra la corrosión, ubicados dentro de la sección tipo cajón simétricamente respecto del eje del puente para una fuerza de postesado como mínimo igual a **10 %** de la fuerza de postesado de momento positivo y momento negativo.

5.14.2.3.9. Presentación del plano

Las especificaciones técnicas deberán incluir la descripción del método constructivo sobre el cual se ha desarrollado el diseño. Los planos contractuales deberán estar detallados de acuerdo con lo dispuesto por la Autoridad de Aplicación o por el Propietario del Puente. Como guía se podrá aplicar la Sección 10 del documento AASTHO – LRFD Bridge Construction Specifications.

La sección transversal del hormigón deberá ser dimensionada para acomodar el supuesto sistema de postensado, armadura de acero, y demás elementos embebidos. La sección transversal del hormigón deberá también contemplar las dimensiones de anclaje comparables de los sistemas de postensado competitivos, a menos que se indique lo contrario en los planos.

5.14.2.3.10. Dimensiones y detalles de las secciones transversales tipo viga cajón

5.14.2.3.10a. Espesor mínimo de las alas

Los espesores de las alas superior e inferior no deberán ser menor que ninguno de los valores siguientes:

- **1/30** de la longitud libre entre almas o acartelamientos. Una dimensión menor requerirá nervios transversales con una separación igual a la longitud libre entre almas o acartelamientos.
- El espesor del ala superior no deberá ser menor que **0,23 m** en las zonas de anclaje, donde se utiliza el postesado transversal, ni menor que **0,20 m** fuera de las zonas de anclaje o para las losas pretensadas.

Si la luz libre entre almas o acartelamientos es mayor o igual que **4,50 m** se deberá utilizar postesado o pretesado transversal. El diámetro de los cordones utilizados para el pretensado transversal deberá ser menor o igual que **12,7 mm**.

5.14.2.3.10b. Espesor mínimo de las almas

Se deberán aplicar los siguientes valores mínimos, con las excepciones que se especifican a continuación:

- | | |
|--|---------------|
| • Almas sin cables de postesado longitudinal o vertical | 0,20 m |
| • Almas con cables de postesado longitudinal (o vertical) solamente | 0,30 m |
| • Almas con cables de postesado tanto longitudinal como vertical | 0,38 m |

El espesor mínimo de las almas nervuradas se puede tomar como **0,18 m**.

5.14.2.3.10c. Longitud en voladizo del ala superior

La longitud en voladizo del ala superior, medida a partir del eje del alma, preferentemente no debe ser mayor que **0,45 veces** la longitud interior del ala superior medida entre los ejes de las almas.

5.14.2.3.10d. Dimensiones globales de la sección transversal

Preferentemente las dimensiones globales de la sección transversal de una viga cajón no deberán ser menores que las requeridas para limitar la flecha debida a la sobrecarga más las cargas de impacto, calculada usando el momento de inercia de la sección bruta y el módulo de elasticidad secante, a **1/1000** del tramo. La sobrecarga deberá consistir en todos los carriles de circulación totalmente cargados y ajustada según el número de carriles cargados como se especifica en el artículo 3.6.1.1.2 del **Reglamento CIRSOC 801**. La sobrecarga se deberá considerar uniformemente distribuida entre todos los elementos longitudinales solicitados a flexión.

5.14.2.3.10e. Sobrecapas

Se deberá considerar el uso de sobrecapas en todos los tableros de puentes expuestos a ciclos de congelamiento y deshielo y la aplicación de compuestos químicos anticongelantes.

La Autoridad de Aplicación deberá considerar proveer protección adicional contra la penetración de cloruros. Para todos los tipos de puentes construidos por dovelas (tanto prefabricados como hormigonados in situ), se recomienda proveer esta protección adicional agregando como mínimo **38 mm** de recubrimiento de hormigón en forma de sobrecapa o alternativamente una membrana impermeable con sobrecapa bituminosa. La **Autoridad de Aplicación** podrá exigir materiales y técnicas de colocación específicas estipuladas por la práctica local.

5.14.2.3.11. Diseño sismorresistente

El diseño por dovelas de la superestructura con uniones columna-superestructura resistentes a momento, deberá considerar las solicitaciones en rótulas plásticas de las columnas de acuerdo con el artículo 3.10.9.4.3 del **Reglamento INPRES - CIRSOC 103 - Parte VI - Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Puentes de Hormigón Armado**. Las superestructuras de puentes en **Zonas de Desempeño Sísmico 3 y 4** con uniones columna-superestructura resistentes a momento, deberán reforzarse con detallamiento dúctil para resistir las demandas flexionales (longitudinal y transversal) provenientes de la rotulación plástica de la columna.

Los nudos deberán estar provistos de la capacidad para transferir las demandas sísmicas.

El acero de la superestructura pretensada se diseñará para permanecer esencialmente elástico para la combinación de **Cargas Permanentes y Cargas Sísmicas**. La tensión en el acero de pretensado se puede determinar con un análisis detallado **Momento - Curvatura**, definiendo la tensión del acero pretensado con adherencia mediante la compatibilidad de deformaciones con la sección; y la tensión del acero pretensado sin adherencia, usando la compatibilidad global de desplazamientos entre las secciones con adherencia de los tendones ubicados dentro del tramo.

5.14.2.4. Tipos de puentes contruidos por dovelas

5.14.2.4.1. Requisitos generales

Los puentes diseñados para superestructuras colocadas por dovelas deberán satisfacer los requisitos especificados en este artículo, en base al método de colocación del hormigón y a los métodos de montaje a utilizar.

5.14.2.4.2. Detalles para las construcciones con dovelas prefabricadas

La resistencia a la compresión del hormigón de las dovelas prefabricadas no deberá ser menor que **30 MPa** antes de retirar los encofrados. Además, las dovelas deberán tener una madurez equivalente a **14 días a 21°C** antes de su colocación en la estructura.

En las almas de los puentes contruidos con dovelas prefabricadas deberá haber múltiples conectores de corte de pequeña amplitud en las juntas conjugadas; estos conectores se deberán extender en la mayor parte del alma posible, manteniendo la compatibilidad con los otros detalles. Los detalles de los conectores de corte en las almas deberán ser similares a los ilustrados en la **Figura 5.14.2.4.2-1**. También se deberán proveer conectores de corte en las losas superior e inferior. Los conectores en las losas superior e inferior pueden ser grandes conectores de un único elemento.

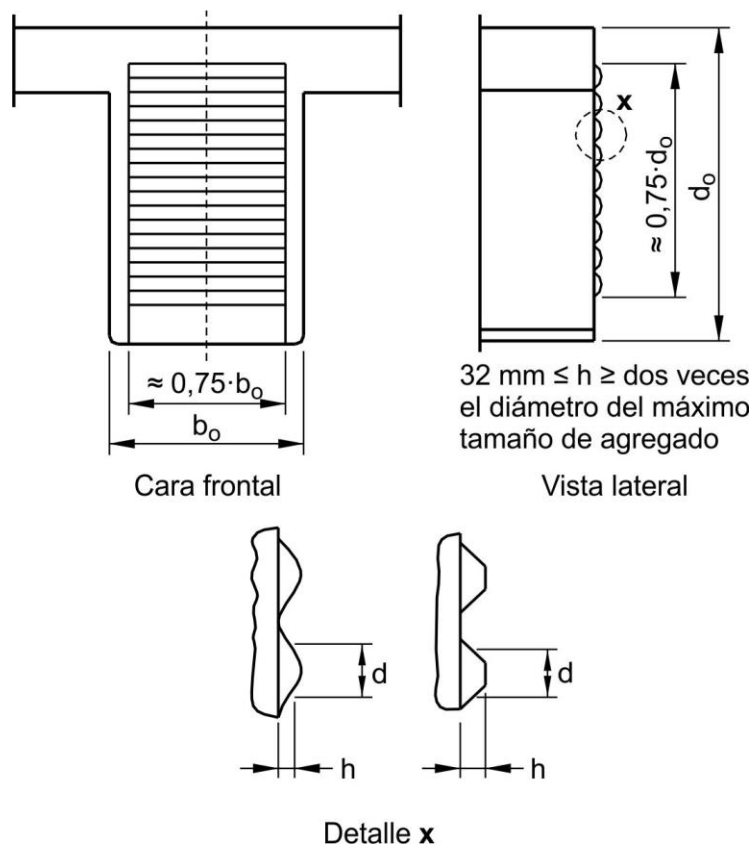


Figura 5.14.2.4.2-1. Ejemplo de conectores de corte de pequeña amplitud

Las juntas en los puentes contruidos por dovelas prefabricadas deberán ser ya sea con cierres hormigonados in situ o bien con juntas conjugadas con epoxi.

En los puentes contruidos por dovelas prefabricadas con cables de postensado internos y en los puentes ubicados en áreas sujetas a temperaturas de congelamiento o a productos químicos anticongelantes, se deberán utilizar uniones adherentes.

Un sistema de pretensado temporario deberá proveer como mínimo una tensión de compresión de **0,21 MPa** y una tensión promedio de **0,28 MPa** a través de la junta hasta que la resina epoxi haya sido curada.

5.14.2.4.3. Detalles para las construcciones con dovelas hormigonadas in situ

Se deberá especificar que las uniones entre dovelas hormigonadas in situ deben tener una rugosidad intencional que exponga los agregados gruesos, o bien que sean con conectores.

El ancho de las juntas de cierre deberá permitir el acoplamiento de las vainas de los cables.

Se deberán proveer diafragmas en los estribos, pilas, uniones articuladas y puntos de quiebre del ala inferior en las estructuras con acartelamientos rectos. Los diafragmas deberán ser macizos en las pilas y estribos, excepto por las aberturas de acceso y para colocación de tuberías para servicios. Los diafragmas deberán tener como mínimo el ancho requerido por el diseño, con un voladizo mínimo sobre los apoyos no menor que **0,15 m**.

5.14.2.4.4. Construcción por voladizos

Los requisitos especificados en este artículo se deberán aplicar tanto a la construcción por voladizos prefabricados como a los hormigonados in situ.

Los cables longitudinales se podrán anclar en las almas, en la losa, o en tacos para anclajes que sobresalgan del alma o la losa. En cada dovela se deberán anclar como mínimo **2 cables** longitudinales.

En la parte en voladizo de la estructura se deberá investigar el vuelco durante el montaje.

El **factor de seguridad contra el vuelco no deberá ser menor que 1,5 bajo cualquier combinación de cargas**, según se especifica en el artículo 5.14.2.3.3. La velocidad mínima del viento a utilizar en los análisis de estabilidad durante el montaje deberá ser igual a **90 km/h**, a menos que mediante análisis o registros meteorológicos se obtenga una mejor estimación de la velocidad probable del viento.

Se deberán anclar los cables de continuidad en al menos una dovela más allá del punto en el cual teóricamente son requeridos para las tensiones.

La documentación técnica deberá especificar las longitudes de las dovelas supuestas en el diseño. Cualquier modificación propuesta por el **Contratista** se deberá apoyar en nuevos análisis de la construcción y cálculo de las tensiones finales.

La documentación técnica deberá especificar el peso de la grúa pórtico de lanzamiento supuesto en los cálculos de tensiones y flechas.

5.14.2.4.5. Construcción tramo por tramo

En **el diseño de puentes contruidos tramo por tramo** se deberán considerar las tensiones constructivas acumuladas debido a los cambios del sistema estructural a medida que progresa la construcción.

Se deberán considerar las tensiones debidas a los cambios en el sistema estructural, en particular los efectos de la aplicación de una carga a un sistema y su retiro de un sistema diferente. Se deberá tomar en cuenta la redistribución de tales tensiones mediante fluencia lenta, y las posibles variaciones de la velocidad y magnitud de la fluencia lenta.

5.14.2.4.6. Construcciones lanzadas por tramos

5.14.2.4.6a. Requisitos generales

En todas las etapas de lanzamiento las tensiones no deberán superar los límites especificados en el artículo 5.9.4 para elementos con armadura adherente a través de la junta y cables internos.

Se deberán tomar recaudos para resistir las fuerzas friccionales en la subestructura durante el lanzamiento, y para soportar la superestructura si la estructura se lanza sobre una pendiente. Para determinar las fuerzas friccionales críticas se deberá suponer que la fricción sobre los apoyos de lanzamiento varía entre **0 y 4 %**, cualquiera sea el valor que resulte más crítico. El valor superior se podrá reducir a **3,5 %** si durante la construcción se monitorean las deformaciones de las pilas y las fuerzas del gato utilizado para el lanzamiento.

5.14.2.4.6b. Solicitaciones debidas a las tolerancias constructivas

Las solicitudes debidas a las siguientes tolerancias constructivas admisibles se deberán superponer a las solicitudes resultantes de las cargas gravitatorias:

- En la dirección longitudinal entre dos apoyos adyacentes **5 mm**
- En la dirección transversal entre dos apoyos adyacentes **2,5 mm**
- Entre el área de fabricación y el equipo de lanzamiento en la dirección longitudinal y transversal **2,5 mm**
- Desviación lateral en el exterior de las almas **2,5 mm**

La fuerza horizontal que actúa en las guías laterales de los apoyos de lanzamiento no se deberá tomar menor que **1 %** de la reacción de apoyo vertical.

Para las tensiones durante la construcción, la mitad de las solicitudes debidas a las tolerancias constructivas y la mitad de las solicitudes debidas a la temperatura de acuerdo con el artículo 5.14.2.3 se deberán superponer con las solicitudes debidas a las cargas gravitatorias. Las tensiones de tracción en el hormigón, debidas a los momentos combinados, no deberán ser mayores que **$0,58\sqrt{f'_c}$** .

5.14.2.4.6c. Detalles de diseño

Las pilas y los diafragmas de la superestructura en las pilas se deberán diseñar para permitir el gateado de la superestructura durante todas las etapas de lanzamiento y la instalación de los apoyos permanentes. Se deberán considerar las fuerzas friccionales durante el lanzamiento.

Se deberán investigar las tensiones locales que se pueden desarrollar en la parte inferior del alma durante el lanzamiento. Se deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- Las placas de lanzamiento se deberán ubicar a una distancia no menor que **75 mm** a partir del exterior del alma,
- El recubrimiento de hormigón entre la parte inferior de la subestructura y las vainas de postensado no deberá ser menor que **0,15 m**, y
- Se deberán investigar las presiones de apoyo en la esquina alma/losa inferior y los efectos de las vainas no inyectadas, y se deberá considerar cualquier excentricidad entre el punto donde se intersecan los ejes del alma y la losa inferior y el eje del apoyo.

Los cables rectos requeridos para el lanzamiento se deberán ubicar en las losas superior e inferior de las vigas cajón, y en el tercio inferior del alma de las **vigas de sección T**. En una junta de construcción no se deberán acoplar más del **50 %** de los cables. Los anclajes y ubicaciones para los cables rectos se deberán diseñar para la resistencia del hormigón en el momento del tesado.

Las caras de las juntas de construcción deberán tener conectores de corte o una superficie rugosa con una amplitud mínima de rugosidad de **6 mm**. Se deberá proveer armadura no pretensada adherente longitudinal y transversalmente en todas las superficies de hormigón a través de la junta y en una distancia de **2,10 m** a cada lado de la junta. La armadura mínima deberá ser equivalente a barras **$d_b = 12 \text{ mm}$** con una separación de **0,13 m**.

5.14.2.4.6d. Diseño de los equipos constructivos

Cuando la documentación técnica indique los equipos a utilizar para el lanzamiento por tramos, el diseño de estos equipos deberá incluir, aunque no se deberá limitar a, las siguientes características:

- Las tolerancias constructivas en la superficie de deslizamiento en la parte inferior de la nariz de lanzamiento se deberán limitar a las correspondientes a la superestructura, como se especifica en el artículo 5.14.2.4.6b.
- Se deberá investigar la introducción de las reacciones de apoyo en la nariz de lanzamiento con respecto a su resistencia, estabilidad y deformación.
- Los apoyos de lanzamiento se deberán diseñar de manera tal que puedan compensar desviaciones locales de la superficie de deslizamiento de hasta **2 mm** mediante deformación elástica.
- El equipo de lanzamiento se deberá dimensionar considerando la fricción de acuerdo con el artículo 5.14.2.4.6a y el gradiente real de la superestructura.

- El equipo de lanzamiento se deberá diseñar de manera de garantizar que una falla de la energía eléctrica no provocará el deslizamiento no controlado de la superestructura.
- El coeficiente de fricción entre el hormigón y las superficies de acero perfilado endurecido del equipo de lanzamiento se deberá tomar como **60 %** en el estado límite de servicio, y la fricción deberá ser **30 %** mayor que las fuerzas generadas durante el lanzamiento.

Los encofrados para las superficies de deslizamiento debajo y por fuera del alma deberán ser resistentes al desgaste y suficientemente rígidos para asegurar que su flecha durante el hormigonado no sea mayor que **2 mm**.

5.14.2.5. Uso de métodos constructivos alternativos

Cuando la documentación técnica así lo permita, se podrá permitir que el **Contratista** elija métodos constructivos alternativos y un esquema de postesado modificado apropiado para el método constructivo elegido. En este caso, el **Contratista** deberá presentar un análisis estructural que documente que las fuerzas de postesado y las excentricidades indicadas en los planos satisfacen todos los requisitos de las especificaciones de diseño. Si se requiere postesado adicional durante alguna etapa de la construcción o por algún otro motivo, se deberá demostrar que las tensiones en las secciones críticas de la estructura definitiva satisfacen los requisitos sobre tensiones admisibles indicados en las especificaciones de diseño. Estará permitido retirar el postesado temporario para lograr dichas condiciones. Estará permitido utilizar armadura adicional no pretensada para las diferentes etapas de la construcción. Todos los materiales adicionales requeridos durante las diferentes etapas de la construcción deberán ser provistos por el **Contratista** sin costo alguno para el **Propietario**.

Se pueden incluir requisitos de ingeniería de valor agregado en los requisitos especiales de las especificaciones técnicas, que permitan métodos constructivos alternativos que requieran un rediseño total de la estructura definitiva. Los costos de ingeniería del **Contratista** para la preparación del diseño ingenieril de valor agregado y los costos de ingeniería del Propietario para la verificación del diseño serán considerados parte del costo del rediseño de la estructura.

Ninguna propuesta de ingeniería alternativa deberá modificar la separación de las pilas, su alineación, el aspecto exterior del hormigón ni las dimensiones, excepto en aquellos casos en los cuales la documentación técnica específicamente permita tales cambios.

Para la ingeniería alternativa o de valor agregado, el **Contratista** deberá proveer un conjunto completo de cálculos de diseño y documentación técnica revisada. El diseño alternativo deberá ser preparado por un Proyectista Estructural con experiencia en el diseño de puentes construidos por dovelas.

5.14.2.6. Subestructuras de los puentes construidos por dovelas

5.14.2.6.1. Requisitos generales

El diseño de las pilas y estribos deberá satisfacer los requisitos del Capítulo 11, que se encuentra en preparación y los requisitos del presente capítulo. Se deberán considerar las cargas, momentos y esfuerzos de corte debidos al de montaje impuestos a las pilas y estribos por el método constructivo indicado en la documentación técnica. Se deberán

indicar los apoyos y arriostramientos auxiliares requeridos. Las pilas construidas con segmentos prefabricados de sección rectangular hueca se deberán diseñar de acuerdo con el artículo 5.7.4.7. El área de armadura longitudinal no pretensada discontinua puede ser como se especifica en el artículo 5.14.2.6.3.

5.14.2.6.2. Combinaciones de cargas durante la construcción

Para las subestructuras pretensadas verticalmente se deberán calcular las tensiones de tracción durante la construcción para las combinaciones de cargas aplicables de la **Tabla 5.14.2.3.3-1**.

5.14.2.6.3. Armadura longitudinal de las pilas construidas con segmentos prefabricados de sección rectangular hueca

El área mínima de armadura longitudinal no pretensada discontinua en las pilas construidas con segmentos prefabricados de sección rectangular hueca deberá satisfacer los requisitos de armadura de contracción y temperatura especificados en el artículo 5.10.8.

5.14.3. Arcos

5.14.3.1. Requisitos generales

La forma de un arco se deberá seleccionar con el objetivo de minimizar la flexión bajo el efecto combinado de las cargas permanentes y temporarias.

5.14.3.2. Nervaduras de los arcos

La estabilidad en el plano de la(s) nervadura(s) de los arcos se deberá investigar utilizando un módulo de elasticidad y un momento de inercia apropiado para la combinación de cargas y momento en dicha(s) nervadura(s).

En lugar de un análisis más riguroso, la longitud efectiva de pandeo se podrá estimar como el producto entre la longitud de la mitad de la luz del arco y el factor especificado en la **Tabla 4.5.3.2.2c-1** del **Reglamento CIRSOC 801**.

Para el análisis de las nervaduras de los arcos se podrán aplicar los requisitos del artículo 4.5.3.2.2 del **Reglamento CIRSOC 801**. Cuando se utilice la corrección aproximada para momento de segundo orden especificada en el artículo 4.5.3.2.2c, del **Reglamento CIRSOC 801** se podrá calcular un módulo de elasticidad secante a corto plazo estimado en base a una resistencia igual a **0,40 f'_c** , como se especifica en el artículo 5.4.2.4.

Las nervaduras de los arcos se deberán armar como elementos solicitados a compresión. La armadura mínima igual al **1 %** del área bruta de hormigón se deberá distribuir uniformemente en la sección de la nervadura. Se deberá proveer armadura de confinamiento como la requerida para las columnas.

Los muros contrafuertes (muros de enjuta) sin relleno de más de **7,5 m** de altura se deberán arriostrar mediante contrafuertes o diafragmas.

Los muros contrafuertes deberán tener juntas de expansión. Se deberá proveer armadura de temperatura correspondiente a la separación de las juntas. El muro contrafuertes se deberá unir en el arranque.

El relleno del muro de contrafuerte deberá tener un drenaje efectivo. Se deberán proveer filtros para impedir que los sumideros se obturen con material fino.

5.14.4. Superestructuras de losas

5.14.4.1. Superestructuras de losas macizas hormigonadas in situ

Las losas hormigonadas in situ armadas longitudinalmente podrán tener armadura convencional o armadura pretensada, y se podrán utilizar como puentes tipo losa.

La distribución de la sobrecarga se puede determinar mediante un análisis refinado o bien como se especifica en el artículo 4.6.2.3 del **Reglamento CIRSOC 801**. Las losas y los puentes de losa diseñados para momento, de acuerdo con el artículo 4.6.2.3, del **Reglamento CIRSOC 801** se podrán considerar satisfactorios desde el punto de vista del corte.

Se deberán proporcionar vigas de borde como se especifica en el artículo 9.7.1.4 (en preparación).

Se deberá colocar armadura transversal de distribución en la parte inferior de todas las losas, excepto en las losas superiores de alcantarillas o losas de puente, cuando la altura del relleno sobre la losa sea mayor que **0,60 m**. La cantidad de armadura transversal inferior se podrá determinar mediante un análisis bidimensional, o bien la cantidad de armadura de distribución se podrá tomar como el porcentaje de la armadura principal requerida para momento positivo de la siguiente manera:

- Para construcciones de hormigón armadas longitudinalmente:

$$\frac{55,21}{\sqrt{L}} \leq 50\% \quad (5.14.4.1-1)$$

- Para construcciones pretensadas longitudinalmente:

$$\frac{55,21}{\sqrt{L}} \frac{f_{pe}}{420} \leq 50\% \quad (5.14.4.1-2)$$

siendo:

L la longitud de tramo, en m.

f_{pe} la tensión efectiva en el acero de pretensado después de las pérdidas, en MPa.

La armadura transversal de contracción y temperatura en la parte superior de las losas deberá satisfacer los requisitos del artículo 5.10.8.

5.14.4.2. Superestructuras de losas aligeradas hormigonadas in situ

5.14.4.2.1. Dimensiones de la sección transversal

Las superestructuras de losas aligeradas hormigonadas in situ se pueden postesar tanto

longitudinal como transversalmente.

Para el caso de vacíos circulares, la separación entre los centros de los vacíos no debe ser menor que la altura total de la losa, y el mínimo espesor de hormigón tomado en el eje del vacío perpendicular a la superficie exterior no deberá ser menor que **0,14 m**.

Para el caso de vacíos rectangulares, el ancho transversal del vacío no debe ser mayor que **1,5 veces** la altura del vacío, el espesor del alma entre los vacíos no debe ser menor que **20 %** de la altura total del tablero, y el mínimo espesor de hormigón sobre los vacíos no deberá ser menor que **0,18 m**.

La altura del ala inferior deberá satisfacer los requisitos especificados en el artículo 5.14.1.5.1b.

Si los vacíos satisfacen estos requisitos dimensionales y si la relación de vacíos determinada en base al área de la sección transversal no es mayor que **40 %**, la superestructura se puede analizar como si fuera una losa, usando ya sea los requisitos del artículo 4.6.2.3 del **Reglamento CIRSOC 801** o bien un análisis bidimensional para placas isótropas.

Si la relación de vacíos es mayor que **40 %**, la superestructura se deberá tratar como una construcción celular y se deberá analizar como:

- Un cajón monolítico de múltiples celdas, como se especifica en la **Tabla 4.6.2.2.1-1, sección típica (d)**, del **Reglamento CIRSOC 801**.
- Una placa ortótropa, o
- Un continuo tridimensional.

5.14.4.2.2. Mínimo número de apoyos

Las columnas pueden constituir un pórtico en la superestructura, o bien se pueden utilizar como apoyos simples en los apoyos internos de las estructuras continuas. En los extremos se deberán utilizar como mínimo dos apoyos.

La rotación transversal de la superestructura no deberá ser mayor que **0,5 %** en los estados límite de servicio.

5.14.4.2.3. Secciones macizas en los extremos

En cada uno de los extremos de un tramo se deberá proveer una sección maciza de al menos **0,90 m** de longitud, pero esta longitud no debe ser menor que **5 %** de la longitud del tramo. Las zonas de anclaje postesadas deberán satisfacer los requisitos especificados en el artículo 5.10.9. En ausencia de un análisis más refinado, las secciones macizas del tablero se podrán analizar como una viga transversal que distribuye las fuerzas a los apoyos del puente y a los anclajes de postesado.

5.14.4.2.4. Requisitos generales de diseño

Para las losas aligeradas que satisfacen los requisitos del artículo 5.14.4.2.1, no es necesario combinar las solicitaciones globales y locales debidas a las cargas de rueda. El ala superior de un tablero con vacíos rectangulares se puede analizar y diseñar como una

losa de pórtico o bien se la puede diseñar usando los requisitos del procedimiento empírico especificado en el artículo 9.7.2. (este artículo se encuentra en preparación).

La parte superior de la losa sobre vacíos circulares formados con moldes de acero se deberá postesar transversalmente. En el mínimo espesor del hormigón, la precompresión media luego de todas las pérdidas, según lo especificado en el artículo 5.9.5, no deberá ser menor que **3,5 MPa**. Si se aplica postesado transversal no será necesario proveer armadura adicional en el hormigón sobre los vacíos circulares.

La armadura transversal de contracción y temperatura en la parte inferior de la losa aligerada deberá satisfacer los requisitos del artículo 5.10.8.

5.14.4.2.5. Zonas comprimidas en áreas de momento negativo

En las pilas internas, la parte de la sección transversal solicitada a compresión se puede considerar como una columna horizontal y se puede armar como tal.

5.14.4.2.6. Drenaje de los espacios vacíos

Se deberá proveer un drenaje adecuado para los vacíos de acuerdo con los requisitos del artículo 2.6.6.5 del **Reglamento CIRSOC 801**.

5.14.4.3. Puentes con tableros de elementos prefabricados

5.14.4.3.1. Requisitos generales

Se pueden disponer unidades prefabricadas de hormigón adyacentes entre sí en la dirección longitudinal y unir las transversalmente de manera que formen un sistema de tablero. Las unidades prefabricadas de hormigón pueden ser continuas ya sea exclusivamente para cargas temporarias o bien tanto para cargas permanentes como temporarias. La continuidad entre tramos, si se provee, deberá satisfacer los requisitos del artículo 5.14.1.3.2.

Si no se provee una sobrecapa de hormigón estructural, el espesor mínimo del hormigón deberá ser de **0,09 m** en la parte superior de los elementos con vacíos circulares y **0,14 m** en todos los demás elementos.

5.14.4.3.2. Uniones con transferencia de corte

Los elementos longitudinales prefabricados se pueden unir transversalmente mediante un conector de corte de no menos de **0,18 m** de altura. Para los fines del análisis, las uniones con transferencia de corte longitudinal se deberán modelar como articulaciones.

La unión se deberá llenar con mortero sin contracción que posea una resistencia a la compresión mínima de **35 MPa** a las **24 horas**.

5.14.4.3.3. Uniones con transferencia de corte y flexión

5.14.4.3.3a. Requisitos generales

Los elementos longitudinales prefabricados se pueden unir entre sí mediante postesado transversal, juntas de cierre hormigonadas in situ, una sobrecapa estructural, o una combinación de ellos.

5.14.4.3.3b. Diseño

Los tableros con uniones con transferencia de flexión y corte se deben modelar como placas continuas, excepto que no se deberá utilizar el procedimiento de diseño empírico del artículo 9.7.2. (este artículo se encuentra en preparación). Las juntas se deberán diseñar como elementos solicitados a flexión, satisfaciendo los requisitos del artículo 5.14.4.3.3d.

5.14.4.3.3c. Postesado

El postesado transversal se deberá distribuir uniformemente en la dirección longitudinal. Se pueden usar bloques para facilitar el empalme de las vainas de postesado. La altura comprimida de la junta no deberá ser menor que **0,18 m**, y la tensión de pretesado en la misma luego de todas las pérdidas no deberá ser menor que **1,7 MPa**.

5.14.4.3.3d. Juntas de construcción longitudinales

Las juntas constructivas longitudinales entre los elementos prefabricados de hormigón solicitados a flexión consistirán de un conector relleno con mortero sin contracción alcanzando una resistencia a compresión de **35 MPa** dentro de las **24 horas**. La altura del conector no debe ser menor de **0,13 m**.

Si los elementos se postesan juntos transversalmente, se puede suponer que las alas superiores actúan como una losa monolítica. Sin embargo, no es aplicable el diseño empírico de losa especificado en el artículo 9.7.2. (este artículo se encuentra en preparación)

El pretesado transversal requerido se puede determinar ya sea por el método de la faja o por un análisis bidimensional. El pretesado transversal a través del conector, después de todas las pérdidas, no deberá ser menor que **1,7 MPa**. En los últimos **0,90 m** de un extremo libre, se deberá duplicar el pretesado transversal requerido.

5.14.4.3.3e. Junta de cierre hormigonada in situ

El hormigón de la junta de cierre deberá tener una resistencia comparable a la de los elementos prefabricados. El ancho de la junta longitudinal deberá ser suficientemente amplio para permitir el desarrollo de la armadura en la junta, pero en ningún caso dicho ancho deberá ser menor que **0,30 m**.

5.14.4.3.3f. Sobrecapa estructural

Si se utiliza una sobrecapa estructural con la finalidad de mejorar la distribución de cargas según lo especificado en los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, del **Reglamento CIRSOC 801** el espesor de la sobrecapa de hormigón estructural no deberá ser menor que **0,11 m**. Se deberá proveer una capa de armadura isótropa de acuerdo con los requisitos del artículo 5.10.8. A la superficie superior de los elementos prefabricados se le deberá imprimir una rugosidad intencional.

5.14.5. Requisitos adicionales para alcantarillas

5.14.5.1. Requisitos generales

Los aspectos del diseño de alcantarillas relacionados con el suelo se especifican en el **Capítulo 12**. (Este Capítulo, que se encuentra en preparación, formará parte del **Reglamento CIRSOC 804**).

5.14.5.2. Diseño a flexión

Se deberán aplicar los requisitos dados en el artículo 5.7.

5.14.5.3. Diseño al corte de las losas de las alcantarillas tipo cajón

A menos que este artículo especifique lo contrario se deberán aplicar los requisitos del artículo 5.8.

Para las losas de alcantarillas tipo cajón, de menos de **0,60 m** o más de relleno, la resistencia al corte V_c se podrá determinar de la siguiente manera:

$$V_c = \left(177,5 \sqrt{f'_c} + 31720 \frac{A_s}{b d_e} \frac{V_u d_e}{M_u} \right) b d_e \quad (5.14.5.3-1)$$

donde V_c no deberá ser mayor que: $331 \sqrt{f'_c} b d_e$

siendo:

- A_s el área del acero de las armaduras en el ancho de diseño, en m^2 .
- d_e la altura efectiva entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada, en m.
- V_u el corte debido a las cargas mayoradas, en kN.
- M_u el momento debido a las cargas mayoradas, en kNm.
- b el ancho de diseño, en m.

Para **las alcantarillas tipo cajón de una sola celda**, y para las **losas que forman pórticos monolíticos con los muros** no será necesario tomar V_c menor que $249 \sqrt{f'_c} b d_e$, y para las losas simplemente apoyadas no será necesario tomar V_c menor que $208 \sqrt{f'_c} b d_e$.

El valor $V_u d_e / M_u$ no se deberá tomar mayor que **1,0** siendo M_u el momento mayorado que actúa simultáneamente con V_u en la sección analizada. Para las losas de alcantarillas tipo cajón con menos de **0,60 m** de relleno y para los muros laterales se deberán aplicar los requisitos de los artículos 5.8 y 5.13.3.6.

APÉNDICE A. 5. PASOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE PUENTES DE HORMIGÓN

A.5.1. REQUISITOS GENERALES

La intención de este esquema es ilustrar, con una visión genérica, el proceso de diseño basado en los métodos simplificados. No se debe considerar completo, ni tampoco se debe utilizar en reemplazo de un conocimiento exhaustivo de los requisitos de este Capítulo.

El número entre paréntesis representa el artículo a consultar tanto del Reglamento CIRSOC 801, 804, como de este Reglamento.

A.5.2. CONSIDERACIONES GENERALES

- A. Filosofía de diseño (1.3.1)
- B. Estados límite (1.3.2)
- C. Objetivos del diseño y características de ubicación (2.3), (2.5)

A.5.3. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE VIGAS

A. *Desarrollar la sección general*

- 1. Definir el ancho de calzada (Ancho especificado de la carretera)
- 2. Determinar las disposiciones del tramo (2.3.2), (2.5.4), (2.5.5), (2.6)
- 3. Elegir el tipo de puente

B. *Desarrollar la sección típica*

1. *Vigas prefabricadas pretensadas*

- a. Ala superior (5.14.1.2.2)
- b. Ala inferior (5.14.1.2.2)
- c. Almas (5.14.1.2.2)
- d. Altura de la estructura (2.5.2.6.3)
- e. Armadura mínima (5.7.3.3.2) (5.7.3.4)
- f. Dispositivos de izaje (5.14.1.2.3)
- g. Juntas (5.14.1.3.2)

2. *Vigas tipo cajón de múltiples almas y vigas T hormigonadas in situ (5.14.1.5)*

- a. Ala superior (5.14.1.5.1a)
- b. Ala inferior (5.14.1.5.1b)
- c. Almas (5.14.1.5.1c)
- d. Altura de la estructura (2.5.2.6.3)
- e. Armadura (5.14.1.5.2)
 - (1) Armadura mínima (5.7.3.3.2), (5.7.3.4)
 - (2) Armadura de contracción y temperatura (5.10.8)

- f. Anchos del ala efectiva (4.6.2.6)
- g. Áreas de bielas y tirantes, si corresponde (5.6.3)

C. Diseño convencional del tablero de hormigón armado

- 1. Losas del tablero (4.6.2.1)
- 2. Altura mínima (9.7.1.1)
- 3. Diseño empírico (9.7.2)
- 4. Diseño tradicional (9.7.3)
- 5. Método de las fajas (4.6.2.1)
- 6. Aplicación de las sobrecargas (3.6.1.3.3), (4.6.2.1.5)
- 7. Armadura de distribución (9.7.3.2)
- 8. Diseño de los voladizos (A13.4), (3.6.1.3.4)

D. Seleccionar los factores de resistencia

Estado límite de resistencia (Convencional) (5.5.4.2.1)

E. Seleccionar los modificadores de carga

- 1. Ductilidad (1.3.3)
- 2. Redundancia (1.3.4)
- 3. Importancia operativa (1.3.5)

F. Seleccionar las combinaciones de carga y factores de carga aplicables (3.4.1, Tabla 3.4.1-1)

G. Calcular las solicitaciones debidas a la sobrecarga

- 1. Sobrecargas (3.6.1) y número de carriles (3.6.1.1.1)
- 2. Presencia múltiple (3.6.1.1.2)
- 3. Incremento por carga dinámica (3.6.2)
- 4. Factor de distribución para momento (4.6.2.2.2)
 - a. Vigas interiores con tableros de hormigón (4.6.2.2.2b)
 - b. Vigas exteriores (4.6.2.2.2d)
 - c. Puentes oblicuos (4.6.2.2.2e)
- 5. Factor de distribución para corte (4.6.2.2.3)
 - a. Vigas interiores (4.6.2.2.3a)
 - b. Vigas exteriores (4.6.2.2.3b)
 - c. Puentes oblicuos (4.6.2.2.3c, Tabla 4.6.2.2.3c-1)
- 6. Reacciones a la subestructura (3.6)

H. Calcular las solicitaciones debidas a otras cargas según corresponda

I. Analizar el estado límite de servicio

- 1. Pérdidas de pretensado (5.9.5)
- 2. Limitaciones para la tensión en los cables de pretensado (5.9.3)
- 3. Limitaciones para la tensión en el hormigón pretensado (5.9.4)
 - a. Antes de las pérdidas (5.9.4.1)
 - b. Después de las pérdidas (5.9.4.2)
- 4. Durabilidad (5.12)
- 5. Limitación de la fisuración (5.7.3.4)
- 6. Fatiga, si corresponde (5.5.3)
- 7. Flecha y contraflecha (2.5.2.6.2), (3.6.1.3.2), (5.7.3.6.2)

J. Analizar el estado límite de resistencia

- 1. Flexión

- a. Tensión en el acero de pretensado – Cables adherentes (5.7.3.1.1)
- b. Tensión en el acero de pretensado – Cables no adherentes (5.7.3.1.2)
- c. Resistencia a la flexión (5.7.3.2)
- d. Límites para las armaduras (5.7.3.3)
- 2. Corte (Suponiendo torsión nula)
 - a. Requisitos generales (5.8.2)
 - b. Modelo de diseño por secciones (5.8.3)
 - (1) Resistencia nominal al corte (5.8.3.3)
 - (2) Determinación de β y ϕ (5.8.3.4)
 - (3) Armadura longitudinal (5.8.3.5)
 - (4) Armadura transversal (5.8.2.4), (5.8.2.5), (5.8.2.6), (5.8.2.7)
 - (5) Corte horizontal (5.8.4)

K. Verificar detalles

- 1. Requisitos de recubrimiento (5.12.3)
- 2. Longitud de anclaje – Armadura no pretensada (5.11.1), (5.11.2)
- 3. Longitud de anclaje – Armadura pretensada (5.11.4)
- 4. Empalmes (5.11.5), (5.11.6)
- 5. Zonas de anclaje
 - a. Postensado (5.10.9)
 - b. Pretensado (5.10.10)
- 6. Vainas (5.4.6)
- 7. Limitaciones para el perfil de los cables
 - a. Confinamiento de los cables (5.10.4)
 - b. Cables curvos (5.10.4)
 - c. Límites de separación (5.10.3.3)
- 8. Límites para la separación de la armadura (5.10.3)
- 9. Armadura transversal (5.8.2.6), (5.8.2.7), (5.8.2.8)
- 10. Vigas con resaltos horizontales (5.13.2.5)

A.5.4. PUENTES LOSA

En general, el enfoque de diseño para los puentes losa es similar al utilizado para puentes viga, con algunas excepciones que se indican a continuación.

- A. Verificar la altura mínima recomendada** (2.5.2.6.3)
- B. Determinar el ancho de faja para sobrecarga** (4.6.2.3)
- C. Determinar la aplicabilidad de la sobrecarga para tableros y sistemas de tablero** (3.6.1.3.3)
- D. Diseñar la viga de borde** (9.7.1.4)
- E. Analizar el corte** (5.14.4.1)
- F. Analizar la armadura de distribución** (5.14.4.1)
- G. Si no es maciza:**
 - 1. Verificar si se trata de una construcción aligerada o celular (5.14.4.2.1)
 - 2. Verificar las dimensiones mínimas y máximas (5.14.4.2.1)
 - 3. Diseñar los diafragmas (5.14.4.2.3)
 - 4. Verificar los requisitos de diseño (5.14.4.2.4)

A.5.5. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

- A. Establecer el ancho mínimo de asiento**

B. *Compilar las solicitaciones no compiladas para la superestructura*

1. Viento (3.8)
2. Hidráulicas (3.7)
3. Efecto de la socavación (2.6.4.4.2)
4. Hielo (3.9)
5. Sismo (3.10), (4.7.4)
6. Temperatura (3.12.2), (3.12.3), (4.6.6)
7. Deformación impuesta (3.12)
8. Colisión de embarcaciones (3.14), (4.7.5)
9. Colisión de vehículos (3.6.5)
10. Fuerza de frenado (3.6.4)
11. Fuerza centrífuga (3.6.3)
12. Empuje del suelo (3.11)

C. *Analizar la estructura y compilar las combinaciones de cargas*

1. Tabla 3.4.1-1
2. Combinaciones de cargas sísmicas especiales (3.10.8)

D. *Diseñar los elementos sometidos a compresión* (5.7.4)

1. Resistencia minorada axial (5.7.4.4)
2. Flexión biaxial (5.7.4.5)
3. Efectos de la esbeltez (4.5.3.2.2), (5.7.4.3)
4. Armadura transversal (5.7.4.6)
5. Corte (generalmente incluyendo EQ y colisión de embarcaciones) (3.10.9.4.3)
6. Límites para la armadura (5.7.4.2)
7. Aplastamiento (5.7.5)
8. Durabilidad (5.12)
9. Detalles (como en el Paso A5.3K) y diseño sismorresistente (5.10.11)

E. *Diseño de las fundaciones (Consideraciones estructurales)*

1. Socavación
2. Zapatas (5.13.3)
3. Estribos (Capítulo 11)
4. Detalles de los pilotes (5.13.4)

INTI

INSTITUTO NACIONAL DE
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



CIRSOC

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS
REGLAMENTOS NACIONALES DE
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES