

**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 Cíviles



***COMENTARIOS AL***  
***REGLAMENTO ARGENTINO***  
***PARA EL DISEÑO DE***  
***PUENTES CARRETEROS***  
***Puentes de Hormigón***

**Julio 2019**



**COMENTARIOS AL  
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](mailto:cirsoc@inti.gob.ar)  
[cirsoc@fm.gob.ar](mailto:cirsoc@fm.gob.ar)**

**INTERNET: [www.inti.gob.ar/cirsoc](http://www.inti.gob.ar/cirsoc)**

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

*Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani*

*Coordinadora Área Acciones: Inga. Alicia M. Aragno*

*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 Venta de 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 Pórtland  
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 DE  
LOS**

**COMENTARIOS AL  
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:***

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

***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

## COMENTARIOS CIRSOC 802 – 2019

### CAPÍTULO 5. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

C 5.1. ALCANCE	1
C 5.2. DEFINICIONES	1
C 5.3. SIMBOLOGÍA	1
C 5.4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	1
C 5.4.1. Requisitos generales	1
C 5.4.2. Hormigón de peso normal y hormigón estructural liviano	1
C 5.4.2.1. Resistencia a la compresión	1
C 5.4.2.2. Coeficiente de expansión térmica	3
C 5.4.2.3. Contracción y fluencia lenta	4
C 5.4.2.3.1. Requisitos generales	4
C 5.4.2.3.2. Fluencia lenta	4
C 5.4.2.3.3. Contracción	5
C 5.4.2.4. Módulo de elasticidad	6
C 5.4.2.5. Coeficiente de Poisson	6
C 5.4.2.6. Módulo de rotura	6
C 5.4.2.7. Resistencia a la tracción	7
C 5.4.3. Acero de las armaduras	7
C 5.4.3.1. Requisitos generales	7
C 5.4.3.2. Módulo de elasticidad	7
C 5.4.3.3. Aplicaciones especiales	7
C 5.4.4. Acero de pretensado	7
C 5.4.4.1. Requisitos generales	7
C 5.4.4.2. Módulo de elasticidad	8
C 5.4.5. Anclajes y dispositivos de acoplamiento para postesado	8
C 5.4.6. Vainas	9
C 5.4.6.1. Requisitos generales	9
C 5.4.6.2. Tamaño de las vainas	9
C 5.4.6.3. Vainas en bloques desviadores	9
C 5.5. ESTADOS LÍMITE	9
C 5.5.1. Requisitos generales	9
C 5.5.2. Estado límite de servicio	9
C 5.5.3. Estado límite de fatiga	9
C 5.5.3.1. Requisitos generales	9
C 5.5.3.2. Barras de armadura	10
C 5.5.3.3. Cables de pretensado	10
C 5.5.3.4. Empalmes mecánicos o soldados en las armaduras	10
C 5.5.4. Estado límite de resistencia	11
C 5.5.4.1. Requisitos generales	11

C 5.5.4.2. Factores de resistencia	11
C 5.5.4.2.1. Construcción convencional	11
C 5.5.4.2.2. Construcción por dovelas	12
C 5.5.4.2.3. Requisitos especiales para zonas sísmicas 2, 3 y 4	13
C 5.5.4.3. Estabilidad	13
C 5.5.5. Estado límite correspondiente a evento extremo	13
C 5.6. CONSIDERACIONES DE DISEÑO	13
C 5.6.1. Requisitos generales	13
C 5.6.2. Efectos de las deformaciones impuestas	13
C 5.6.3. Modelo de bielas y tirantes	13
C 5.6.3.1. Requisitos generales	13
C 5.6.3.2. Modelado de las estructuras	14
C 5.6.3.3. Dimensionamiento de las bielas comprimidas	15
C 5.6.3.3.1. Resistencia de una biela no armada	15
C 5.6.3.3.2. Área efectiva de la sección transversal de una biela	15
C 5.6.3.3.3. Tensión de compresión límite en una biela	15
C 5.6.3.3.4. Biela armada	16
C 5.6.3.4. Dimensionamiento de los tirantes traccionados	16
C 5.6.3.4.1. Resistencia de un tirante	16
C 5.6.3.4.2. Anclaje de un tirante	16
C 5.6.3.5. Dimensionamiento de las zonas nodales	16
C 5.6.3.6. Armadura para limitar la fisuración	16
C 5.7. DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CARGA AXIAL	17
C 5.7.1. Hipótesis para los estados límite de servicio y fatiga	17
C 5.7.2. Hipótesis para los estados límite de resistencia y evento extremo	18
C 5.7.2.1. Requisitos generales	18
C 5.7.2.2. Distribución rectangular de tensiones	19
C 5.7.3. Elementos solicitados a flexión	20
C 5.7.3.1. Tensión en el acero de pretensado para la resistencia nominal a la flexión	20
C 5.7.3.1.1. Elementos con cables adherentes	20
C 5.7.3.1.2. Elementos con cables no adherentes	20
C 5.7.3.1.3. Elementos con cables adherentes y no adherentes	20
C 5.7.3.1.3a. Análisis detallado	21
C 5.7.3.1.3b. Análisis simplificado	21
C 5.7.3.2. Resistencia a la flexión	21
C 5.7.3.2.1. Resistencia minorada a la flexión	21
C 5.7.3.2.2. Secciones con alas	21
C 5.7.3.2.3. Secciones rectangulares	21
C 5.7.3.2.4. Otras secciones transversales	21
C 5.7.3.2.5. Enfoque basado en la compatibilidad de deformaciones	21
C 5.7.3.3. Límites para las armaduras	21
C 5.7.3.3.1. Armadura máxima	21
C 5.7.3.3.2. Armadura mínima	22
C 5.7.3.4. Limitación de la fisuración mediante distribución de la armadura	22
C 5.7.3.5. Redistribución de momentos	24
C 5.7.3.6. Deformaciones	24
C 5.7.3.6.1. Requisitos generales	24
C 5.7.3.6.2. Flechas y contraflechas	24
C 5.7.3.6.3. Deformación axial	24

C 5.7.4. Elementos comprimidos	24
C 5.7.4.1. Requisitos generales	24
C 5.7.4.2. Límites para la armadura	24
C 5.7.4.3. Evaluación aproximada de los efectos de la esbeltez	25
C 5.7.4.4. Resistencia minorada axial	25
C 5.7.4.5. Flexión biaxial	25
C 5.7.4.6. Zunchos en espiral y estribos cerrados	26
C 5.7.4.7. Elementos comprimidos de sección rectangular hueca	26
C 5.7.4.7.1. Relación de esbeltez de las paredes	26
C 5.7.4.7.2. Limitaciones para la aplicación del método del diagrama rectangular de tensiones	26
C 5.7.4.7.2a. Requisitos generales	26
C 5.7.4.7.2b. Método refinado para ajustar el límite de máxima deformación específica utilizable	26
C 5.7.4.7.2c. Método aproximado para ajustar la resistencia minorada	26
C 5.7.5. Aplastamiento	26
C 5.7.6. Elementos traccionados	27
C 5.7.6.1. Resistencia minorada a la tracción	27
C 5.7.6.2. Resistencia a la combinación de tracción y flexión	27
<b>C 5.8. CORTE Y TORSIÓN</b>	<b>27</b>
C 5.8.1. Procedimientos de diseño	27
C 5.8.1.1. Regiones solicitadas a flexión	27
C 5.8.1.2. Regiones próximas a discontinuidades	27
C 5.8.1.3. Regiones de interfaz	27
C 5.8.1.4. Losas y zapatas	27
C 5.8.1.5. Almas de puentes vigas curvas tipo cajón postensadas	27
C 5.8.2. Consideraciones generales	28
C 5.8.2.1. Requisitos generales	28
C 5.8.2.2. Modificaciones para hormigón liviano	29
C 5.8.2.3. Longitudes de transferencia y anclaje	29
C 5.8.2.4. Regiones que requieren armadura transversal	29
C 5.8.2.5. Mínima armadura transversal	29
C 5.8.2.6. Tipos de armadura transversal	29
C 5.8.2.7. Máxima separación de la armadura transversal	30
C 5.8.2.8. Requisitos de diseño y detallado	30
C 5.8.2.9. Tensión de corte en el hormigón	30
C 5.8.3. Modelo de diseño por secciones	32
C 5.8.3.1. Requisitos generales	32
C 5.8.3.2. Secciones próximas a los apoyos	32
C 5.8.3.3. Resistencia nominal al corte	34
C 5.8.3.4. Procedimiento para determinar la resistencia al corte	35
C 5.8.3.4.1. Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas	35
C 5.8.3.4.2. Procedimiento general	35
C 5.8.3.4.3. Procedimiento simplificado para secciones pretensadas y no pretensadas	37
C 5.8.3.5. Armadura longitudinal	39
C 5.8.3.6. Secciones solicitadas a combinaciones de corte y torsión	40
C 5.8.3.6.1. Armadura transversal	40
C 5.8.3.6.2. Resistencia a la torsión	41
C 5.8.3.6.3. Armadura longitudinal	41
C 5.8.4. Transferencia de corte en las interfaces – Corte por fricción	41
C 5.8.4.1. Requisitos generales	41

C 5.8.4.2. Cálculo de la fuerza de corte mayorada en la interfaz, $V_{ui}$ , para puentes de vigas/losa	42
C 5.8.4.3. Factores de cohesión y fricción	44
C 5.8.4.4. Área mínima de armadura de corte en la interfaz	45
C 5.8.5. Tensiones principales en las almas de los puentes de hormigón contruidos por dovelas	46
C 5.8.6. Corte y torsión para puentes de vigas tipo cajón contruidos por dovelas	46
C 5.8.6.1. Requisitos generales	46
C 5.8.6.2. Cargas	46
C 5.8.6.3. Regiones que requieren considerar los efectos torsionales	46
C 5.8.6.4. Armadura de torsión	46
C 5.8.6.5. Resistencia nominal al corte	47
C 5.8.6.6. Detalles de la armadura	47
C 5.9. PRETENSADO	47
C 5.9.1. Consideraciones generales de diseño	47
C 5.9.1.1. Requisitos generales	47
C 5.9.1.2. Resistencias especificadas del hormigón	47
C 5.9.1.3. Pandeo	47
C 5.9.1.4. Propiedades de las secciones	47
C 5.9.1.5. Limitación de la fisuración	48
C 5.9.1.6. Cables curvos o con puntos de quiebre	48
C 5.9.2. Tensiones debidas a deformaciones impuestas	48
C 5.9.3. Límites para la tensión en los cables de pretensado	48
C 5.9.4. Límites para la tensión en el hormigón	48
C 5.9.4.1. Para tensiones temporarias antes de las pérdidas - Elementos totalmente pretensados	48
C 5.9.4.1.1. Tensiones de compresión	48
C 5.9.4.1.2. Tensiones de tracción	48
C 5.9.4.2. Para tensiones en estado límite de servicio después de las pérdidas - Elementos totalmente pretensados	49
C 5.9.4.2.1. Tensiones de compresión	49
C 5.9.4.2.2. Tensiones de tracción	50
C 5.9.5. Pérdidas de pretensado	50
C 5.9.5.1. Pérdida de pretensado total	50
C 5.9.5.2. Pérdidas instantáneas	51
C 5.9.5.2.1. Acuñaamiento de los anclajes	51
C 5.9.5.2.2. Fricción	51
C 5.9.5.2.2a. Construcciones pretesadas	51
C 5.9.5.2.2b. Construcciones postesadas	51
C 5.9.5.2.3. Acortamiento elástico	52
C 5.9.5.2.3a. Elementos pretesados	52
C 5.9.5.2.3b. Elementos postesados	54
C 5.9.5.2.3c. Combinación de pretesado y postesado	55
C 5.9.5.3. Estimación aproximada de las pérdidas dependientes del tiempo	55
C 5.9.5.4. Estimaciones refinadas de las pérdidas dependientes del tiempo	55
C 5.9.5.4.1. Requisitos generales	55
C 5.9.5.4.2. Pérdidas: Momento de transferencia de tensión al momento de colocación del tablero	56
C 5.9.5.4.2a. Contracción de la viga de hormigón	56
C 5.9.5.4.2b. Fluencia lenta de la viga de hormigón	56
C 5.9.5.4.2c. Relajación de los cordones de pretensado	56
C 5.9.5.4.3. Pérdidas: Momento de colocación del tablero al tiempo final	57

C 5.9.5.4.3a. Contracción de la viga de hormigón	57
C 5.9.5.4.3b. Fluencia lenta de la viga de hormigón	57
C 5.9.5.4.3c. Relajación de los cordones de pretensado	57
C 5.9.5.4.3d. Contracción del tablero de hormigón	57
C 5.9.5.4.4. Vigas prefabricadas pretesadas sin un acabado compuesto	57
C 5.9.5.4.5. Vigas postesadas monolíticas	57
C 5.9.5.5. Pérdidas para el cálculo de las flechas	57
C 5.10. DETALLES DE ARMADO	57
C 5.10.1. Recubrimiento de hormigón	57
C 5.10.2. Ganchos y doblado de la armadura	57
C 5.10.2.1. Ganchos normales	57
C 5.10.2.2. Ganchos sismorresistentes	57
C 5.10.2.3. Diámetro mínimo del mandril de doblado	57
C 5.10.3. Separación de la armadura	57
C 5.10.3.1. Mínima separación de la armadura	57
C 5.10.3.1.1. Hormigón colado in situ	58
C 5.10.3.1.2. Hormigón prefabricado	58
C 5.10.3.1.3. Múltiples capas de armadura	58
C 5.10.3.1.4. Empalmes	58
C 5.10.3.1.5. Paquetes de barras	58
C 5.10.3.2. Máxima separación de las barras de armadura	58
C 5.10.3.3. Mínima separación de los cables de pretensado y vainas	58
C 5.10.3.3.1. Cordones de pretensado	58
C 5.10.3.3.2. Vainas de postesado, en vigas, rectas en el plano horizontal	58
C 5.10.3.3.3. Vainas de postesado, en vigas, curvas en el plano horizontal	58
C 5.10.3.4. Máxima separación de los cables de pretensado y vainas en losas	59
C 5.10.3.5. Dispositivos de acoplamiento en los cables de postesado	59
C 5.10.4. Confinamiento de los cables	59
C 5.10.4.1. Requisitos generales	59
C 5.10.4.2. Efectos por la desviación involuntaria de las vainas en las losas	59
C 5.10.4.3. Efectos de los cables curvos	59
C 5.10.4.3.1. Diseño para las sollicitaciones en el plano	59
C 5.10.4.3.1a. Sollicitaciones en el plano	59
C 5.10.4.3.1b. Resistencia al corte contra el arrancamiento	61
C 5.10.4.3.1c. Fisuración del recubrimiento de hormigón	61
C 5.10.4.3.1d. Flexión regional	62
C 5.10.4.3.2. Sollicitaciones fuera del plano	62
C 5.10.5. Apoyo de los cables externos	62
C 5.10.6. Armadura transversal para elementos solicitados a compresión	63
C 5.10.6.1. Requisitos generales	63
C 5.10.6.2. Zunchos	63
C 5.10.6.3. Estribos cerrados	63
C 5.10.7. Armadura transversal para elementos solicitados a flexión	64
C 5.10.8. Armadura de contracción y temperatura	65
C 5.10.9. Zonas de anclaje de postensado	65
C 5.10.9.1. Requisitos generales	65
C 5.10.9.2. Zona general y zona local	66
C 5.10.9.2.1. Requisitos generales	66
C 5.10.9.2.2. Zona general	67
C 5.10.9.2.3. Zona local	67
C 5.10.9.2.4. Responsabilidades	67
C 5.10.9.3. Diseño de la zona general	68

C 5.10.9.3.1. Métodos de diseño	68
C 5.10.9.3.2. Principios de diseño	68
C 5.10.9.3.3. Dispositivos de anclaje especiales	71
C 5.10.9.3.4. Anclajes intermedios	71
C 5.10.9.3.4a. Requisitos generales	71
C 5.10.9.3.4b. Amarres posteriores	72
C 5.10.9.3.4c. Armadura para tacos y nervios para anclaje	72
C 5.10.9.3.5. Diafragmas	72
C 5.10.9.3.6. Múltiples anclajes en losas	72
C 5.10.9.3.7. Bloques desviadores	72
C 5.10.9.4. Aplicación del modelo de bielas y tirantes al diseño de la zona general	72
C 5.10.9.4.1. Requisitos generales	72
C 5.10.9.4.2. Nodos	75
C 5.10.9.4.3. Bielas	76
C 5.10.9.4.4. Tirantes	77
C 5.10.9.5. Análisis elástico de tensiones	77
C 5.10.9.6. Análisis y diseño de tensiones aproximadas	77
C 5.10.9.6.1. Límites de aplicación	77
C 5.10.9.6.2. Tensiones de compresión	78
C 5.10.9.6.3. Fuerzas de desgarramiento por tracción	80
C 5.10.9.6.4. Fuerzas de tracción en los bordes	80
C 5.10.9.7. Diseño de las zonas locales	81
C 5.10.9.7.1. Dimensiones de la zona local	81
C 5.10.9.7.2. Resistencia del apoyo	82
C 5.10.9.7.3. Dispositivos de anclaje especiales	83
C 5.10.10. Zonas de anclaje de pretensado	84
C 5.10.10.1. Resistencia al hendimiento	84
C 5.10.10.2. Armadura de confinamiento	85
C 5.10.11. Requisitos para el diseño sismorresistente	85
C 5.10.12. Armadura para elementos comprimidos de sección rectangular hueca	85
C 5.10.12.1. Requisitos generales	85
C 5.10.12.2. Separación de las armaduras	85
C 5.10.12.3. Estribos cerrados	85
C 5.10.12.4. Empalmes	85
C 5.10.12.5. Estribos cerrados de esquina	85
C 5.11. ANCLAJE Y EMPALME DE LAS ARMADURAS	85
C 5.11.1. Requisitos generales	85
C 5.11.1.1. Requisitos básicos	85
C 5.11.1.2. Armadura de flexión	85
C 5.11.1.2.1. Requisitos generales	85
C 5.11.1.2.2. Armadura de momento positivo	86
C 5.11.1.2.3. Armadura de momento negativo	87
C 5.11.1.2.4. Uniones resistentes al momento	87
C 5.11.2. Anclaje de las armaduras	87
C 5.11.2.1. Barras conformadas y alambre conformado en tracción	87
C 5.11.2.1.1. Longitud de anclaje en tracción	87
C 5.11.2.1.2. Factores de modificación que aumentan $\ell_d$	87
C 5.11.2.1.3. Factores de modificación que reducen $\ell_d$	88
C 5.11.2.2. Barras conformadas en compresión	88
C 5.11.2.2.1. Longitud de anclaje en compresión	88
C 5.11.2.2.2. Factores de modificación	88
C 5.11.2.3. Paquetes de barras	88

C 5.11.2.4.	Ganchos normales en tracción	88
C 5.11.2.4.1.	Longitud básica de anclaje de un gancho	88
C 5.11.2.4.2.	Factores de modificación	88
C 5.11.2.4.3.	Estribos para las barras terminadas en gancho	88
C 5.11.2.5.	Malla soldada de alambre	88
C 5.11.2.5.1.	Malla de alambre conformado	89
C 5.11.2.5.2.	Malla de alambre liso	89
C 5.11.2.6.	Armadura de corte	89
C 5.11.2.6.1.	Requisitos generales	89
C 5.11.2.6.2.	Anclaje de las armaduras conformadas	89
C 5.11.2.6.3.	Anclaje de las armaduras de malla de alambre	89
C 5.11.2.6.4.	Estribos cerrados	89
C 5.11.3.	Anclaje mediante anclajes mecánicos	89
C 5.11.4.	Anclaje de los cordones de pretensado	89
C 5.11.4.1.	Requisitos generales	89
C 5.11.4.2.	Cordones adherentes	89
C 5.11.4.3.	Cordones parcialmente desadheridos	90
C 5.11.5.	Empalme de las barras de armadura	91
C 5.11.5.1.	Detalles de armado	91
C 5.11.5.2.	Requisitos generales	91
C 5.11.5.2.1.	Empalmes por yuxtaposición	91
C 5.11.5.2.2.	Conexiones mecánicas	91
C 5.11.5.2.3.	Empalmes soldados	91
C 5.11.5.3.	Empalme de la armadura solicitada a tracción	91
C 5.11.5.3.1.	Empalmes por yuxtaposición solicitados a tracción	91
C 5.11.5.3.2.	Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a tracción	91
C 5.11.5.4.	Empalmes en tirantes traccionados	92
C 5.11.5.5.	Empalmes en las barras solicitadas a compresión	92
C 5.11.5.5.1.	Empalmes por yuxtaposición solicitados a compresión	92
C 5.11.5.5.2.	Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a compresión	92
C 5.11.5.5.3.	Empalmes por contacto a tope	92
C 5.11.6.	Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres	92
C 5.11.6.1.	Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres conformados solicitados a tracción	92
C 5.11.6.2.	Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres lisos solicitados a tracción	92
C 5.12.	DURABILIDAD	92
C 5.12.1.	Requisitos generales	92
C 5.12.2.	Agregados reactivos – Reacción álcali-sílice	93
C 5.12.3.	Recubrimiento de hormigón	93
C 5.12.4.	Recubrimientos protectores	93
C 5.12.5.	Protección de los cables de pretensado	93
C 5.13.	SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES	94
C 5.13.1.	Losas de tablero	94
C 5.13.2.	Diafragmas, vigas de gran altura, ménsulas cortas y vigas con resaltos horizontales	94
C 5.13.2.1.	Requisitos generales	94
C 5.13.2.2.	Diafragmas	94
C 5.13.2.3.	Detalles de armado para las vigas de gran altura	95

C 5.13.2.4. Ménsulas cortas	96
C 5.13.2.4.1. Requisitos generales	96
C 5.13.2.4.2. Alternativas al modelo de bielas y tirantes	98
C 5.13.2.5. Vigas con resaltos horizontales	98
C 5.13.2.5.1. Requisitos generales	98
C 5.13.2.5.2. Diseño al corte	99
C 5.13.2.5.3. Diseño para flexión y fuerza horizontal	99
C 5.13.2.5.4. Diseño al punzonado	99
C 5.13.2.5.5. Diseño de la armadura de suspensión	100
C 5.13.2.5.6. Diseño para los apoyos	100
C 5.13.3. Zapatas	100
C 5.13.3.1. Requisitos generales	100
C 5.13.3.2. Cargas y reacciones	100
C 5.13.3.3. Factores de resistencia	100
C 5.13.3.4. Momento en las zapatas	100
C 5.13.3.5. Distribución de la armadura de momento	100
C 5.13.3.6. Corte en losas y zapatas	100
C 5.13.3.6.1. Secciones críticas para corte	100
C 5.13.3.6.2. Comportamiento en una dirección	101
C 5.13.3.6.3. Comportamiento en dos direcciones	101
C 5.13.3.7. Anclaje de la armadura	102
C 5.13.3.8. Transferencia de solicitaciones en la base de la columna	102
C 5.13.4. Pilotes de hormigón	102
C 5.13.4.1. Requisitos generales	102
C 5.13.4.2. Empalmes	102
C 5.13.4.3. Pilotes prefabricados de hormigón armado	102
C 5.13.4.3.1. Dimensiones de los pilotes	102
C 5.13.4.3.2. Armadura	102
C 5.13.4.4. Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	102
C 5.13.4.4.1. Dimensiones de los pilotes	102
C 5.13.4.4.2. Calidad del hormigón	102
C 5.13.4.4.3. Armadura	102
C 5.13.4.5. Pilotes hormigonados in situ	102
C 5.13.4.5.1. Dimensiones de los pilotes	103
C 5.13.4.5.2. Armadura	103
C 5.13.4.6. Requisitos sísmicos	103
C 5.14. REQUISITOS SEGÚN LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	103
C 5.14.1. Vigas	103
C 5.14.1.1. Requisitos generales	103
C 5.14.1.2. Vigas prefabricadas	103
C 5.14.1.2.1. Condiciones anteriores a la puesta en servicio	103
C 5.14.1.2.2. Dimensiones extremas	103
C 5.14.1.2.3. Dispositivos de izaje	104
C 5.14.1.2.4. Diseño de los detalles	104
C 5.14.1.2.5. Resistencia del hormigón	104
C 5.14.1.3. Empalme de vigas prefabricadas	104
C 5.14.1.3.1. Requisitos generales	104
C 5.14.1.3.2. Juntas entre dovelas	105
C 5.14.1.3.2a. Requisitos generales	105
C 5.14.1.3.2b. Detalle de juntas de cierre	106
C 5.14.1.3.2c. Detalle de juntas conjugadas	106
C 5.14.1.3.2d. Diseño de juntas	106

C 5.14.1.3.3. Diseño de vigas construidas por dovelas	106
C 5.14.1.3.4. Postensado	106
C 5.14.1.4. Puentes compuestos de vigas prefabricadas de un solo tramo que se hacen continuas	107
C 5.14.1.4.1. Requisitos generales	107
C 5.14.1.4.2. Momentos restringidos	107
C 5.14.1.4.3. Propiedades del material	108
C 5.14.1.4.4. Edad de la viga cuando se establece la continuidad	109
C 5.14.1.4.5. Grado de continuidad en los diversos estados límite	109
C 5.14.1.4.6. Estado límite de servicio	110
C 5.14.1.4.7. Estado límite de resistencia	110
C 5.14.1.4.8. Conexiones en momento negativo	111
C 5.14.1.4.9. Conexiones en momento positivo	111
C 5.14.1.4.9a. Requisitos generales	111
C 5.14.1.4.9b. Conexión en momento positivo utilizando armadura de acero dulce	112
C 5.14.1.4.9c. Conexión en momento positivo utilizando cordones de pretensado	112
C 5.14.1.4.9d. Detalles de conexión en momento positivo	112
C 5.14.1.4.10. Diafragmas continuos	112
C 5.14.1.5. Vigas tipo cajón y vigas <b>T</b> hormigonadas in situ	113
C 5.14.1.5.1. Espesor de las alas y las almas	113
C 5.14.1.5.1a. Ala superior	113
C 5.14.1.5.1b. Ala inferior	113
C 5.14.1.5.1c. Alma	113
C 5.14.1.5.2. Armadura	113
C 5.14.1.5.2a. Armadura de la losa de tablero en vigas <b>T</b> y tipo cajón hormigonadas in situ	114
C 5.14.1.5.2b. Armadura de la losa inferior en vigas tipo cajón hormigonadas in situ	114
C 5.14.2. Construcción por dovelas	114
C 5.14.2.1. Requisitos generales	114
C 5.14.2.2. Análisis de los puentes construidos por dovelas	114
C 5.14.2.2.1. Requisitos generales	114
C 5.14.2.2.2. Análisis correspondiente a la etapa constructiva	114
C 5.14.2.2.3. Análisis del sistema estructural definitivo	114
C 5.14.2.3. Diseño	115
C 5.14.2.3.1. Cargas	115
C 5.14.2.3.2. Cargas constructivas	115
C 5.14.2.3.3. Combinaciones de cargas constructivas en el estado límite de servicio	116
C 5.14.2.3.4. Combinaciones de cargas constructivas en los estados límite de resistencia	116
C 5.14.2.3.4a. Superestructuras	116
C 5.14.2.3.4b. Subestructuras	116
C 5.14.2.3.5. Efectos térmicos durante la construcción	116
C 5.14.2.3.6. Contracción y fluencia lenta	117
C 5.14.2.3.7. Pérdidas de pretensado	117
C 5.14.2.3.8. Vainas y anclajes de postesado provisorios	118
C 5.14.2.3.8a. Requisitos generales	118
C 5.14.2.3.8b. Puentes con vainas internas	118
C 5.14.2.3.8c. Previsión de ajustes para cargas permanentes o flechas futuras	118
C 5.14.2.3.9. Presentación del plano	118
C 5.14.2.3.10. Dimensiones y detalles de las secciones transversales tipo viga cajón	118
C 5.14.2.3.10a. Espesor mínimo de las alas	118

C 5.14.2.3.10b. Espesor mínimo de las almas	118
C 5.14.2.3.10c. Longitud en voladizo del ala superior	118
C 5.14.2.3.10d. Dimensiones globales de la sección transversal	118
C 5.14.2.3.10e. Sobrecapas	120
C 5.14.2.3.11. Diseño sismorresistente	120
C 5.14.2.4. Tipos de puentes construidos por dovelas	120
C 5.14.2.4.1. Requisitos generales	120
C 5.14.2.4.2. Detalles para las construcciones con dovelas prefabricadas	120
C 5.14.2.4.3. Detalles para las construcciones con dovelas hormigonadas in situ	121
C 5.14.2.4.4. Construcción por voladizos	121
C 5.14.2.4.5. Construcción tramo por tramo	122
C 5.14.2.4.6. Construcciones lanzadas por tramos	122
C 5.14.2.4.6a. Requisitos generales	122
C 5.14.2.4.6b. Solicitaciones debidas a las tolerancias constructivas	122
C 5.14.2.4.6c. Detalles de diseño	122
C 5.14.2.4.6d. Diseño de los equipos constructivos	123
C 5.14.2.5. Uso de métodos constructivos alternativos	123
C 5.14.2.6. Subestructuras de los puentes construidos por dovelas	124
C 5.14.2.6.1. Requisitos generales	124
C 5.14.2.6.2. Combinaciones de cargas durante la construcción	125
C 5.14.2.6.3. Armadura longitudinal de las pilas construidas con segmentos prefabricados de sección rectangular hueca	125
C 5.14.3. Arcos	125
C 5.14.3.1. Requisitos generales	125
C 5.14.3.2. Nervaduras de los arcos	125
C 5.14.4. Superestructuras de losas	125
C 5.14.4.1. Superestructuras de losas macizas hormigonadas in situ	125
C 5.14.4.2. Superestructuras de losas aligeradas hormigonadas in situ	126
C 5.14.4.2.1. Dimensiones de la sección transversal	126
C 5.14.4.2.2. Mínimo número de apoyos	126
C 5.14.4.2.3. Secciones macizas en los extremos	126
C 5.14.4.2.4. Requisitos generales de diseño	126
C 5.14.4.2.5. Zonas comprimidas en áreas de momento negativo	127
C 5.14.4.2.6. Drenaje de los vacíos	127
C 5.14.4.3. Puentes con tableros de elementos prefabricados	127
C 5.14.4.3.1. Requisitos generales	127
C 5.14.4.3.2. Uniones con transferencia de corte	128
C 5.14.4.3.3. Uniones con transferencia de corte y flexión	128
C 5.14.4.3.3a. Requisitos generales	128
C 5.14.4.3.3b. Diseño	128
C 5.14.4.3.3c. Postesado	128
C 5.14.4.3.3d. Juntas de construcción longitudinales	128
C 5.14.4.3.3e. Junta de cierre hormigonada in situ	128
C 5.14.4.3.3f. Sobrecapa estructural	128
C 5.14.5. Requisitos adicionales para alcantarillas	128
C 5.14.5.1. Requisitos generales	128
C 5.14.5.2. Diseño a flexión	128
C 5.14.5.3. Diseño al corte de las losas de las alcantarillas tipo cajón	129
COMENTARIOS DEL APÉNDICE A5. PASOS BÁSICOS PARA LOS PUENTES DE HORMIGÓN	129

## BIBLIOGRAFÍA

# **COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5.**

## **ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN**

### **C 5.1. ALCANCE (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.2. DEFINICIONES (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.3. SIMBOLOGÍA (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES**

#### **C 5.4.1. Requisitos generales**

De acuerdo con el documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, y hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto, todos los materiales y ensayos deben satisfacer las normas aplicables incluidas en el documento AASHTO Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing y/o las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM).

Ocasionalmente se podrán utilizar materiales diferentes a los incluidos en la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications; por ejemplo, cuando se modifican los hormigones para obtener resistencias muy elevadas introduciendo materiales especiales tales como:

- Microsílice,
- Cementos diferentes a los cementos pórtland o mezclas de cemento hidráulico, y
- Cementos propietarios de alta resistencia a edad temprana,
- Escoria granulada de alto horno triturada, y
- Otros tipos de materiales cementicios y/o puzolánicos.

En estos casos las propiedades especificadas de dichos materiales se deben medir utilizando los procedimientos de ensayo definidos en las especificaciones técnicas.

#### **C 5.4.2. Hormigón de peso normal y hormigón estructural liviano**

##### **C 5.4.2.1. Resistencia a la compresión**

La resistencia del hormigón utilizado en obra se debe evaluar en base a probetas cilíndricas producidas, ensayadas y evaluadas de acuerdo con la Sección 8 de la norma

AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto.

Este Capítulo fue originalmente desarrollado considerando un límite superior de **69 MPa** para la resistencia a la compresión de diseño del hormigón. A medida que hay más información disponible sobre hormigones con más de **69 MPa** de resistencia a la compresión, los artículos individuales están siendo revisados o ampliados para permitir su uso con hormigones de mayor resistencia.

Es habitual que la resistencia especificada del hormigón se logre **28 días** después de su colocación. Para el diseño se pueden suponer otras edades, y también se pueden especificar otras edades para elementos que recibirán cargas a una edad considerablemente diferente a los **28 días**.

Se recomienda que cuando resulte apropiado se utilicen las clases de hormigón indicadas en la Tabla C 5.4.2.1-1 y las correspondientes resistencias especificadas. Las clases de hormigón indicadas en la Tabla C 5.4.2.1-1 fueron desarrolladas para uso general y están incluidas en la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Sección 8, "Estructuras de Hormigón", documento del cual se tomó la Tabla C 5.4.2.1-1.

La intención es que estas clases de hormigón se utilicen de la siguiente manera:

- El hormigón **Clase A** generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulta más adecuada, y específicamente para hormigón expuesto al agua salada.
- El hormigón **Clase B** se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
- El hormigón **Clase C** se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de **0,10 m** de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.
- El hormigón **Clase P** se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a **30 MPa**. En el caso del hormigón pretensado se debe considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a **19 mm**.
- El hormigón **Clase S** se utiliza cuando el hormigón se coloca bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.

Solo se deben utilizar resistencias superiores a **34 MPa** si se verifica la disponibilidad en obra de los materiales necesarios para lograr estas resistencias.

El hormigón liviano generalmente solo se utiliza en situaciones en las cuales el peso es un factor crítico.

Al evaluar una estructura existente puede ser adecuado modificar  $f'_c$  y otras propiedades estructurales especificadas para la construcción original con el objetivo de reconocer la ganancia o pérdida de resistencia debida a la edad o al deterioro luego de **28 días**. Esta  $f'_c$  modificada se debe determinar en base a testigos extraídos en tamaño y cantidad suficiente para que sean representativos del hormigón utilizado en la obra, ensayándolos de acuerdo con la norma AASHTO T24M/ T24 (ASTM C42/C42M), hasta tanto el INTI-CIRSOC o un ente específico de aplicación (p.e. una Dirección de Vialidad) desarrolle un documento al respecto.

Existe una gran cantidad de evidencia que indica que la durabilidad del hormigón armado expuesto al agua de mar, sales anticongelantes o sulfatos mejora considerablemente si, tal como lo recomienda el CIRSOC 201-05, se aumenta el recubrimiento sobre las armaduras y/o se limita la relación agua-cemento a **0,40**. Si con un uso razonable de aditivos los

materiales producirán un hormigón trabajable con relaciones agua-cemento menores que las listadas en la Tabla C 5.4.2.1-1, las especificaciones técnicas deberán modificar apropiadamente las recomendaciones de la Tabla C 5.4.2.1-1.

Las resistencias especificadas indicadas en la Tabla C 5.4.2.1-1 son en general consistentes con las relaciones agua-cemento listadas. Sin embargo, es posible satisfacer una sin satisfacer la otra. Se especifican ambos valores porque la relación agua-cemento es un factor dominante que contribuye tanto a la durabilidad del hormigón como a su resistencia; simplemente obtener la resistencia necesaria para satisfacer las hipótesis de diseño no garantiza una durabilidad adecuada.

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

Clase de hormigón	Mínimo contenido de cemento	Máxima relación agua-cemento	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según ASSHTO M 43 (ASTM D448)	Resistencia a la compresión a 28 días
	kN/m <sup>3</sup>	kN por kN	%	Tamaño aberturas cuadradas [mm]	MPa
A	3,55	0,49	–	25 a 4,75	30
A(AE)	3,55	0,45	6,0 ± 1,5	25 a 4,75	30
B	3,01	0,58	–	50 a 6,3 y 6,3 a 4,75	17
B(AE)	3,01	0,55	5,0 ± 1,5	50 a 6,3 y 6,3 a 4,75	17
C	3,83	0,49	–	12,5 a 4,75	30
C(AE)	3,83	0,45	7,0 ± 1,5	12,5 a 4,75	30
P P(HPC)	3,28	0,49	Según se especifica en otros artículos	25 a 4,75 o 19 a 4,75	Según se especifica en otros artículos
S	3,83	0,58	–	25 a 4,75	–
Baja densidad	3,28	Según se especifica en las especificaciones técnicas			

#### C 5.4.2.2. Coeficiente de expansión térmica

El coeficiente de expansión térmica depende fundamentalmente de los tipos y proporciones de agregados utilizados y del grado de saturación del hormigón.

El coeficiente de expansión térmica del hormigón de peso normal puede variar entre **5,4** y **14,4 × 10<sup>-6</sup>/°C**, correspondiendo los valores menores a calizas y mármoles y los valores más elevados a cherts y cuarcitas. Las determinaciones realizadas para hormigones livianos son limitadas, pero los coeficientes determinados están en el rango de **7,2** a **10,8 × 10<sup>-6</sup>/°C** y dependen de la cantidad de arena natural utilizada.

Los documentos ACI 209, ACI 343 y ACI 213 contienen información adicional sobre este tema.

### C 5.4.2.3. Contracción y fluencia lenta

#### C 5.4.2.3.1. Requisitos generales

La contracción y la fluencia lenta del hormigón son propiedades variables que dependen de diversos factores, algunos de los cuales pueden ser desconocidos en el momento del diseño.

Si no se realizan ensayos físicos específicos y no se cuenta con experiencia previa con los materiales específicos que se han de utilizar, no se puede esperar que los métodos empíricos a los cuales hacen referencia este Reglamento permitan obtener resultados con errores menores que **±50 por ciento**.

#### C 5.4.2.3.2. Fluencia lenta

Los métodos para determinar la fluencia lenta y la contracción especificados aquí y en el Artículo 5.4.2.3.3 se basan en los trabajos de Huo et al. (2001), Al-Omaishi (2001), Tadros (2003), y Collins and Mitchell (1991). Estos métodos se basan en la recomendación del Comité ACI 209, modificada para reflejar datos adicionales recientemente publicados. Otras referencias aplicables incluyen los trabajos de Rusch et al. (1983), Bazant and Wittman (1982), y Ghali and Favre (1986).

El coeficiente de fluencia lenta se aplica a la deformación por compresión provocada por las cargas permanentes con el objetivo de obtener la deformación específica debida a la fluencia lenta.

La fluencia lenta se ve afectada por los mismos factores que afectan la contracción, y además por:

- La magnitud y duración de la tensión,
- La madurez del hormigón en el momento de aplicación de las cargas, y
- La temperatura del hormigón.

Generalmente el acortamiento del hormigón por fluencia lenta bajo cargas permanentes está comprendido entre **0,5 y 4,0 veces el acortamiento elástico inicial**, dependiendo fundamentalmente de la madurez del hormigón en el momento de aplicación de las cargas.

Se propone utilizar el acortamiento por desarrollo en el tiempo, dado por la Ecuación 5.4.2.3.2-5, tanto para los componentes de hormigón prefabricado como para los componentes hormigonados in situ que forman parte de un elemento de un puente. Esta simplificación se basa en un estudio paramétrico documentado por Tadros (2003) sobre las pérdidas de pretensado en el hormigón de alta resistencia. Se halló que diferentes métodos de predicción de desarrollo en el tiempo tienen un impacto virtualmente nulo sobre los coeficientes finales de fluencia lenta y contracción, las pérdidas de pretensado y las flechas de los elementos. En este estudio también se observó que el uso de mezclas de hormigón modernas con relaciones agua-cemento relativamente bajas y aditivos reductores de agua de alto rango hace que el desarrollo en el tiempo tanto de la fluencia lenta como de la contracción tengan patrones similares. Estos tienen un desarrollo inicial relativamente rápido durante las primeras semanas posteriores a la colocación del hormigón y un crecimiento lento luego de ese primer período. Para calcular valores intermedios de las pérdidas de pretensado y flechas en puentes hormigonados in situ construidos por dovelas usando el método en voladizo se podría justificar realizar ensayos usando las condiciones locales para determinar el desarrollo en el tiempo de fluencia lenta y contracción. Las pérdidas y flechas finales no variarán sustancialmente ya sea que se utilice la Ecuación 5.4.2.3.2-5 u otra fórmula de desarrollo en el tiempo.

Los factores para determinar los efectos de la relación volumen-superficie son una aproximación de las siguientes fórmulas:

Para fluencia lenta:

$$k_c = \left[ \frac{\frac{t}{26 e^{14,17 \left(\frac{V}{S}\right)} + t}}{\frac{t}{45 + t}} \right] \left[ \frac{1,8 + 1,77 e^{-21,26 \left(\frac{V}{S}\right)}}{2,587} \right] \quad (\text{C 5.4.2.3.2-1})$$

Para contracción:

$$k_s = \left[ \frac{\frac{t}{26 e^{14,17 \left(\frac{V}{S}\right)} + t}}{\frac{t}{45 + t}} \right] \left[ \frac{1064 - 3700 \left(\frac{V}{S}\right)}{923} \right] \quad (\text{C 5.4.2.3.2-2})$$

La máxima relación  $V/S$  considerada para el desarrollo de las Ecuaciones C 5.4.2.3.2-1 y C 5.4.2.3.2-2 fue **0,15 m**.

La fluencia lenta y la contracción últimas son menos sensibles a la exposición superficial que los valores intermedios a edades tempranas del hormigón. Para estimar las deformaciones intermedias de estructuras especializadas tales como las vigas cajón construidas por dovelas usando el método en voladizo puede ser necesario recurrir a datos experimentales o usar las Ecuaciones C 5.4.2.3.2-1 y C 5.4.2.3.2-2 más detalladas.

### C 5.4.2.3.3. Contracción

La contracción del hormigón puede variar considerablemente, desde una contracción prácticamente nula si el hormigón está continuamente inmerso en agua hasta una contracción de más de **0,0008** en el caso de secciones delgadas construidas con agregados de alta contracción y secciones que no se curan adecuadamente.

La contracción se ve afectada por:

- Las características y proporciones de los agregados,
- La humedad media en el sitio de emplazamiento del puente,
- La relación agua-cemento,
- El tipo de curado,
- La relación volumen-área superficial del elemento, y
- La duración del período de curado.

En los elementos de hormigón de grandes dimensiones la contracción puede ser considerablemente menor que la determinada en laboratorio ensayando pequeñas

probetas preparadas con el mismo hormigón. Los efectos restrictivos de las armaduras y la acción compuesta con otros elementos del puente tienden a reducir las variaciones dimensionales en algunos componentes.

#### C 5.4.2.4. Módulo de elasticidad

Ver el comentario sobre resistencia especificada en el Artículo 5.4.2.1.

Para hormigón de peso normal con  $w_c = 22,78 \text{ kN/m}^3$ ,  $E_c$  se puede tomar como:

$$E_c = 4780 \sqrt{f'_c} \quad (\text{C 5.4.2.4-1})$$

Datos de ensayos realizados muestran que el módulo de elasticidad del hormigón depende de la rigidez de los agregados. El factor  $K_1$  se incluye para poder ajustar el módulo calculado de acuerdo con los diferentes tipos de agregados y materiales disponibles localmente. A menos que se hayan realizado ensayos físicos para determinar su valor,  $K_1$  se debe tomar igual a **1,0**. El uso de valores del factor  $K_1$  determinados mediante ensayos permite predecir con mayor precisión el módulo de elasticidad y otros valores que lo utilizan.

#### C 5.4.2.5. Coeficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson es una relación entre la deformación unitaria lateral y la deformación unitaria axial de un elemento estructural bajo carga axial o de flexión.

#### C 5.4.2.6. Módulo de rotura

La mayoría de los datos de ensayos de módulos de rotura sobre hormigón de peso unitario normal varían entre  $0,63 \sqrt{f'_c}$  y  $0,97 \sqrt{f'_c}$  [MPa] (Walker and Bloem, 1960; Khan, Cook, and Mitchell, 1996). Se ha recomendado un valor de  $0,97 \sqrt{f'_c}$  para la predicción de la resistencia a tracción del hormigón de alta resistencia (ACI, 1992). Sin embargo, el módulo de rotura es sensible a los métodos de curado y casi todas las probetas fueron curadas con humedad hasta el ensayo. Carrasquillio et al. (1981) notaron una reducción del **26 por ciento** en el módulo de rotura a los **28 días** si las probetas de alta resistencia se dejaban secar después de **7 días** de curado húmedo, con respecto a probetas que se curaban con humedad hasta el ensayo.

Se ha mostrado que la tensión de fisuración por flexión de elementos de hormigón se reduce significativamente a medida que se incrementa la altura del elemento. Shioya et al. (1989) observaron que la resistencia de fisuración por flexión es proporcional a  $H^{0,25}$ , donde  $H$  es la altura total del elemento a flexión, en m. Con base en esta observación, en un ensayo de módulo de rotura una viga de **0,91 m** de altura debería alcanzar un esfuerzo de fisuración por flexión **36 por ciento** menor que una de **0,15 m** de altura.

Como las probetas para el módulo de rotura tenían **0,10 m** o **0,15 m** de altura y fueron curadas con humedad hasta el momento del ensayo, el módulo de rotura debe ser significativamente mayor que el de un elemento de puente de tamaño promedio compuesto del mismo hormigón.

Por lo tanto, el valor de  $0,63 \sqrt{f'_c}$  es apropiado para verificar la armadura mínima en el Artículo 5.7.3.3.2.

Las propiedades de los hormigones de resistencias más elevadas son particularmente sensibles a los materiales constitutivos. Si en el diseño se han de utilizar resultados de ensayos, es fundamental que estos ensayos se realicen sobre hormigones no solo con la

misma dosificación sino también con los mismos materiales que el hormigón usado en la estructura.

Los valores indicados pueden no ser conservadores para fisuración por tracción provocada por contracción restringida, hendidura de las zonas de anclaje y otras fuerzas de tracción similares debidas a solicitaciones diferentes a la flexión. Para estos casos se debe utilizar la resistencia a la tracción directa.

#### **C 5.4.2.7. Resistencia a la tracción**

Para el hormigón de peso normal con resistencias a la compresión especificadas de hasta **69 MPa**, la resistencia a la tracción directa se puede estimar como  $f_r = 0,60 \sqrt{f'_c}$ .

#### **C 5.4.3. Acero de las armaduras**

##### **C 5.4.3.1. Requisitos generales**

Para el diseño sismorresistente se debe considerar el uso de armaduras que satisfagan la Norma ASTM A706, ya que su mayor control de calidad limita la sobrerresistencia no intencional. (A definir por INPRES)

##### **C 5.4.3.2. Módulo de elasticidad (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.4.3.3. Aplicaciones especiales**

En 2004 ASTM publicó la Norma A1035A/A1035M, Standard Specification for Deformed and Plain, Low-carbon, Chromium Steel Bars for Concrete Reinforcement. Esta armadura ofrece resistencia potencial a la corrosión.

Las armaduras recubiertas con resina epoxi crean una barrera física que inhibe la corrosión del acero en presencia de cloruros. La manipulación, colocación y reparación de armaduras recubiertas con resina epoxi requiere gran cuidado y atención.

Las armaduras de acuerdo con ASTM A1035/A1035M tienen una tensión de fluencia mínima especificada de **690 MPa** determinada mediante el método de corrimiento paralelo de **0,2 por ciento**, una resistencia a la tracción mínima especificada de **1035 MPa** y un alargamiento mínimo especificado de seis o siete por ciento dependiendo del tamaño de barra. También hay un requisito que especifica que la tensión correspondiente a una deformación específica por tracción de **0,0035** debe ser como mínimo **552 MPa**. La armadura tiene una relación tensión-deformación no lineal. El Artículo 5.4.3.1 del Reglamento establece que para propósitos de diseño no se deberán usar tensiones de fluencia superiores a **500 MPa**. Por lo tanto, el diseño se basa en una tensión de **500 MPa** pero la resistencia real es de al menos dos veces dicho valor. Esto ha generado preocupación acerca de la aplicabilidad de las especificaciones existentes con armadura según ASTM A1035. Por este motivo se propone limitar el uso inicial de esta armadura a la armadura superior e inferior de flexión en las direcciones longitudinal y transversal de tableros de puente de estructuras ubicadas en Zonas Sísmicas 1 y 2 (a definir por INPRES).

#### **C 5.4.4. Acero de pretensado**

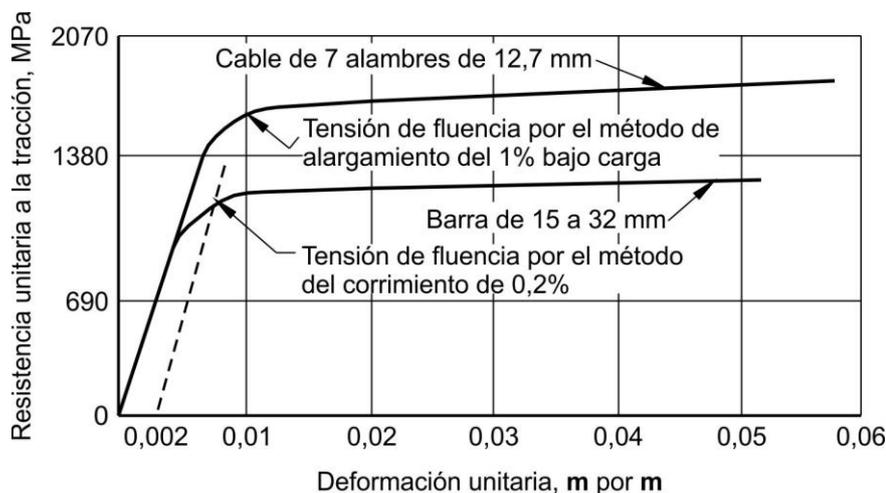
##### **C 5.4.4.1. Requisitos generales**

Los cordones de acero de baja relajación se deberán considerar como el tipo estándar. No se proveerán cordones aliviados de tensiones (acero de relajación normal) a menos que sean ordenados específicamente, o por acuerdo entre el comprador y el proveedor.

#### C 5.4.4.2. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad sugerido para cordones, **196500 MPa**, se basa en datos estadísticos recientes. Este valor es mayor que el que se suponía anteriormente debido al uso casi universal de los cordones de baja relajación y a sus características ligeramente diferentes.

Como se ilustra en la Figura C 5.4.4.2-1, no hay un quiebre abrupto en las curvas que indique un límite elástico o punto de fluencia distintivo. Para establecer la tensión de fluencia generalmente se emplean métodos arbitrarios en base a una deformación específica preestablecida o determinada por medición. Los métodos más habituales son el corrimiento paralelo de **0,2 por ciento** y el alargamiento del uno por ciento.



**Figura C 5.4.4.2-1. Típica curva tensión-deformación para los aceros de pretensado**

#### C 5.4.5. Anclajes y dispositivos de acoplamiento para postesado

El Artículo 10.3.2 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications contiene todos los detalles sobre los ensayos para calificación de anclajes y dispositivos de acoplamiento.

A continuación se resumen las características de los anclajes y dispositivos de acoplamiento relacionadas con su diseño y detallado según lo especificado en dicha norma:

- Los anclajes y dispositivos de acoplamiento deben desarrollar como mínimo el **95 por ciento** de la mínima resistencia última especificada para el acero de pretensado sin superar el movimiento de acuñamiento de los anclajes supuesto para el diseño. Los sistemas no adherentes también deberán pasar un ensayo de carga dinámica.
- No se deben utilizar dispositivos de acoplamiento en puntos de fuerte curvatura de los cables.
- Solo se deben utilizar dispositivos de acoplamiento en las ubicaciones indicadas en las especificaciones técnicas o aprobadas por el Ingeniero.

- Los dispositivos de acoplamiento se deben colocar en vainas cuya longitud sea suficiente para permitir los movimientos necesarios.
- Si hay anclajes o dispositivos de acoplamiento adherentes en secciones que son críticas en el estado límite de resistencia, la resistencia requerida de los cables adherentes no debe ser mayor que la resistencia del conjunto del cable, incluyendo el anclaje o dispositivo de acoplamiento, ensayado en estado no adherente.
- Las tensiones de aplastamiento en el hormigón, debajo de las placas de distribución de los anclajes, no deben superar los límites especificados.
- A menos que en virtud de ensayos anteriores y/o experiencias previas satisfactorios el Ingeniero decida eliminar esta verificación, la calificación de los anclajes y dispositivos de acoplamiento se debe verificar mediante ensayos.

#### **C 5.4.6. Vainas**

##### **C 5.4.6.1. Requisitos generales**

En ambientes corrosivos generalmente se recomienda el uso de vainas de polietileno. El Artículo 10.8.2 del documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications contiene los requisitos pertinentes.

No se deben usar vainas de polietileno con radios menores de **9 m** debido a su menor resistencia a la abrasión al enhebrar y tesar los cables.

Si solo se ha de permitir un tipo de vaina, las especificaciones técnicas deberá indicar el tipo específico de material a utilizar.

##### **C 5.4.6.2. Tamaño de las vainas**

Generalmente los contratistas colocan los cables por el método de enhebrado cuando los cables tienen más de **120 m** de longitud.

##### **C 5.4.6.3. Vainas en bloques desviadores (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.5. ESTADOS LÍMITE**

##### **C 5.5.1. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.5.2. Estado límite de servicio (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.5.3. Estado límite de fatiga**

##### **C 5.5.3.1. Requisitos generales**

Las tensiones medidas en losas de tablero de hormigón de puentes en servicio están muy por debajo de la vida de fatiga infinita, probablemente debido a la acción de arco interna; ver el Artículo C 9.7.2.

Estudios de fatiga realizados sobre alcantarillas cajón mostraron que las tensiones, que la combinación de cargas correspondiente a Fatiga **I** provoca en las armaduras, no reducen la resistencia del elemento en el estado límite de resistencia.

Para determinar la necesidad de investigar la fatiga, la Tabla 3.4.1-1 especifica un factor de carga de **1,50** para la solicitación resultante del camión de fatiga de la combinación de cargas correspondiente a Fatiga **I**. Esta solicitación mayorada representa la mayor tensión de fatiga que el puente experimentará durante su vida de servicio.

El factor de carga para el estado límite de fatiga, los factores de distribución para vigas y el incremento por sobrecarga dinámica hacen que la tensión en el estado límite de fatiga sea considerablemente menor que el correspondiente valor determinado a partir del Estado Límite de Servicio **III**. En el caso de los elementos de hormigón totalmente pretensados, la tensión neta en el hormigón es en general significativamente menor que el límite de tensión de tracción del hormigón especificado en la Tabla 5.9.4.2.2-1. Por lo tanto, las tensiones flexionales calculadas se reducen significativamente. Para esta situación el rango de tensión calculado para el acero, que es igual a la relación de módulos por el rango de tensión del hormigón, es casi siempre menor que el límite del rango de tensión de fatiga del acero especificado en el Artículo 5.5.3.3.

#### **C 5.5.3.2. Barras de armadura**

Se debe evitar doblar las armaduras primarias en regiones en las cuales el rango de tensión es elevado.

En los últimos años las armaduras de alambre soldado se están utilizando cada vez más en aplicaciones de puentes, especialmente como armadura auxiliar en puentes vigas **I** y cajón así como armadura principal en losas. Tradicionalmente el diseño a corte no incluía una verificación de la fatiga de la armadura ya que se anticipa que bajo condiciones de servicio el elemento permanecerá sin fisurar y que el rango de tensión en el acero será mínimo. El rango de tensión para las barras de acero ya existía en ediciones anteriores. Se basa en el trabajo de Hansen et al. (1976). La forma simplificada incluida en la presente edición reemplaza el parámetro ( $r/h$ ) por un valor por defecto igual a **0,3** recomendado por Hansen et al. La inclusión de límites para la armadura de alambre soldado se basa en estudios recientes realizados por Hawkins et al. (1971, 1987) y Tadros et al. (2004).

Debido a que los requisitos de fatiga se desarrollaron fundamentalmente en base a armaduras de acero ADN 420, no se conoce plenamente su aplicabilidad a otros tipos de armaduras. Por este motivo el Comentario incluye una nota de precaución.

#### **C 5.5.3.3. Cables de pretensado**

Si el radio de curvatura es menor que el indicado, o si fuera necesario considerar el desgaste de los metales provocado por el rozamiento de los cables contra los dispositivos de amarre o desviadores, se deberá consultar la literatura en búsqueda de presentaciones más completas que permitan considerar en el desarrollo de rangos de tensión de fatiga admisibles la mayor tensión por flexión que se produce en caso de fuertes curvaturas o desgaste. En las vigas pretensadas convencionales el desgaste normalmente no constituye un problema.

#### **C 5.5.3.4. Empalmes mecánicos o soldados en las armaduras**

Un repaso de los datos disponibles obtenidos de ensayos estáticos y de fatiga indica que cualquier empalme que desarrolla **125 por ciento** de la tensión de fluencia de la barra soportará un millón de ciclos de un rango de tensión de amplitud constante de **30 MPa**. Este límite corresponde al límite inferior de los datos sobre fatiga de empalmes obtenidos

en el Proyecto NCHRP 10-35; además, concuerda bastante bien con el límite de **31 MPa** correspondiente a la Categoría **E** especificado en los requisitos para fatiga de soldaduras en acero estructural. En general, los requisitos de resistencia de los Artículos 5.11.5.2.2 y 5.11.5.2.3 también aseguran que un empalme soldado o conector mecánico satisfará ciertos requisitos mínimos de fabricación e instalación, tales como soldadura inalterable y tolerancias adecuadas para las dimensiones. Los empalmes que no cumplen con estos requisitos de fabricación e instalación pueden tener un comportamiento a fatiga inferior. Además, los empalmes diseñados para los requisitos de fuerza inferiores del Artículo 5.11.5.3.2 pueden no tener el mismo comportamiento a fatiga que aquellos empalmes diseñados para el requisito de fuerza mayor. En consecuencia, el requisito de resistencia mínima indirectamente considera un comportamiento mínimo a fatiga. El Proyecto NCHRP 10-35 halló que el comportamiento a fatiga de los diferentes tipos de soldaduras y conexiones es ampliamente variable. Sin embargo, todos los tipos de empalmes parecen exhibir un límite de fatiga de amplitud constante al ser sometidos a más de un millón de ciclos de carga repetitivos. Los rangos de tensión para más de un millón de ciclos de carga indicados en la Tabla 5.5.3.4-1 se basan en límites de tolerancia estadísticos para datos de ensayos escalonados de amplitud constante, de manera que hay un nivel de confianza del **95 por ciento** de que el **95 por ciento** de los datos serán mayores que los valores dados para cinco millones de ciclos de carga. Por lo tanto, estos valores se pueden considerar como un límite de fatiga por debajo del cual no es probable que se produzcan daños durante el período de diseño de la estructura. Esta es la misma hipótesis utilizada para establecer los requisitos de diseño a fatiga de barras de armadura no empalmadas indicados en el Artículo 5.5.3.2, los cuales se basan en ensayos de fatiga presentados en el Informe NCHRP 164, Fatigue Strength of High-Yield Reinforcing Bars.

#### **C 5.5.4. Estado límite de resistencia**

##### **C 5.5.4.1. Requisitos generales**

En el Artículo 12.5.5 se especifican factores de resistencia adicionales para tuberías y estructuras enterradas tipo cajón de hormigón.

##### **C 5.5.4.2. Factores de resistencia**

###### **C 5.5.4.2.1. Construcción convencional**

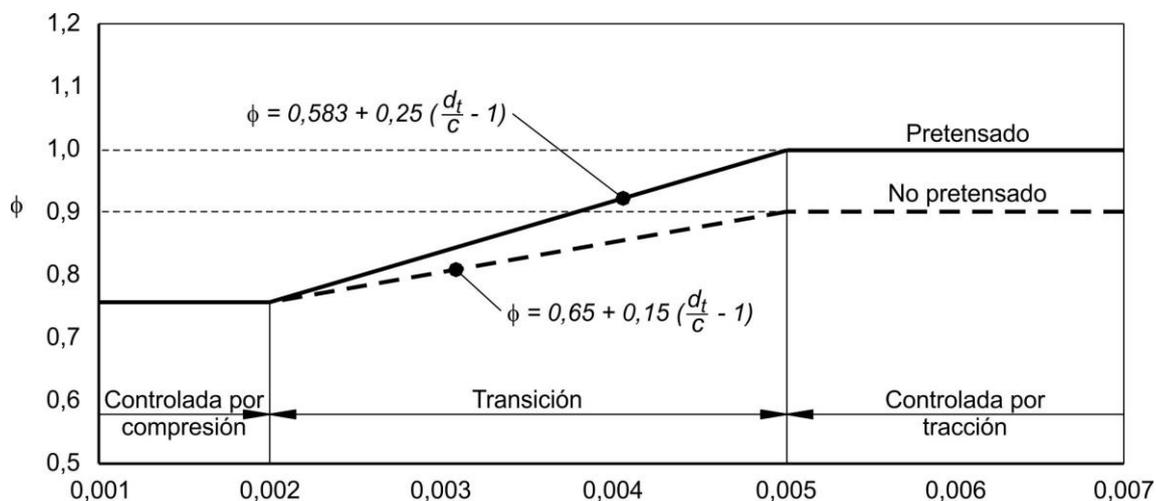
Al aplicar los factores de resistencia para secciones controladas por tracción y compresión, la tracción y compresión axial a considerar son las que provocan las fuerzas externas. No se incluyen los efectos de las fuerzas de pretensado.

En las ediciones y versiones interinas de las Especificaciones LRFD anteriores a 2005, los requisitos especificaban la magnitud del factor de resistencia para casos de carga axial o flexión, o ambas, en términos del tipo de carga. Para estos casos, el factor  $\phi$  ahora se determina en base a las condiciones de deformación en una sección transversal para la resistencia nominal. Los antecedentes y fundamentos de estos requisitos se encuentran en Mast (1992) y ACI 318-02.

Para las secciones controladas por compresión se utiliza un factor  $\phi$  menor que el utilizado para las secciones controladas por tracción. Esto se debe a que las secciones controladas por compresión tienen menos ductilidad, son más sensibles a las variaciones de la resistencia del hormigón y generalmente ocurren en elementos que soportan mayores áreas cargadas que los elementos con secciones controladas por la tracción.

Para las secciones sujetas a carga axial con flexión, las resistencias minoradas se determinan multiplicando tanto  $P_n$  como  $M_n$  por el único valor apropiado de  $\phi$ . Las secciones controladas por compresión y tracción se definen en el Artículo 5.7.2.1 como aquellas en las cuales la deformación específica neta por tracción en el acero más

traccionado para la resistencia nominal es menor o igual que el límite de deformación unitaria para secciones controladas por compresión, y mayor o igual que **0,005**, respectivamente. Para las secciones en las cuales la deformación específica neta por tracción  $\varepsilon_t$  en el acero más traccionado para la resistencia nominal está comprendida entre los límites arriba especificados, el valor de  $\phi$  se puede determinar mediante interpolación lineal, tal como se muestra en la Figura C 5.5.4.2.1-1. El concepto de deformación unitaria neta por tracción  $\varepsilon_t$  se discute en el Artículo C 5.7.2.1. Clasificar las secciones como controladas por tracción, de transición o controladas por compresión y adoptar una variación lineal del factor de resistencia en la zona de transición entre valores razonables para los dos extremos constituye un enfoque racional para determinar  $\phi$  y limitar la capacidad de las secciones sobreamadas.



**Figura C 5.5.4.2.2-1. Variación de  $\phi$  en función de la deformación unitaria neta por tracción  $\varepsilon_t$  y  $d_t/c$  para armadura  $f_y = 420$  MPa y para acero de pretensado**

El factor  $\phi = 0,80$  indicado para el hormigón de peso normal refleja la importancia de la zona de anclaje, la naturaleza frágil del modo de falla en compresión de las bielas en la zona de anclaje, y la dispersión relativamente importante de los resultados obtenidos en estudios experimentales de zonas de anclaje. El factor  $\phi = 0,65$  indicado para el hormigón liviano refleja su resistencia a la tracción habitualmente menor y se basa en los multiplicadores utilizados en ACI 318-89, Sección 11.2.1.2.

En Breen et al. (1994) se analiza el diseño de los anclajes intermedios, anclajes, diafragmas y anclajes múltiples en losa.

La sección transversal típica de una viga tipo cajón continua de hormigón muestra a menudo, tanto armaduras convencionales como ductos de postensado. Esta superestructura, sin embargo, se diseña primero para satisfacer el estado límite de servicio, determinando el número de cordones requerido para satisfacer los límites de esfuerzo admisibles. Luego, se verifica el estado límite de resistencia. Puede, o no, necesitarse acero dulce. Si se requiere acero dulce para satisfacer la resistencia, pero no para el estado límite de servicio, el elemento todavía se considera completamente pretensado para el propósito de determinar el factor de resistencia apropiado.

#### **C 5.5.4.2.2. Construcción por dovelas**

Ensayos realizados sobre un modelo a gran escala de un puente continuo de tres tramos de vigas cajón de dos células, construido utilizando dovelas prefabricadas con cables

internos totalmente adherentes y uniones de resina epoxi, mostraron que la fisuración se distribuye bien en toda la longitud de las dovelas. Ninguna de las uniones de resina epoxi se abrió en el momento de falla; además, la curva carga-deformación fue idéntica a la calculada para un modelo monolítico. En el momento de la falla la resistencia última total de los cables estaba desarrollada. El modelo poseía un importante grado de ductilidad y la deformación calculada estaba totalmente desarrollada en el momento de la falla. La concentración de la fisuración por flexión en las uniones y la falla definitiva sobrevinieron cuando una unión central se abrió de manera considerable y se produjo aplastamiento en la parte superior de la misma. El máximo  $\phi = 0,95$  se seleccionó en base a estos limitados datos de ensayo.

#### **C 5.5.4.2.3. Requisitos especiales para zonas sísmicas 2, 3 y 4 (A definir por INPRES)**

#### **C 5.5.4.3. Estabilidad (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.5.5. Estado límite correspondiente a evento extremo (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.6. CONSIDERACIONES DE DISEÑO**

#### **C 5.6.1. Requisitos generales**

Este Artículo refleja las normas AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (1996), AASHTO Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges (1989) y Ontario Highway Bridge Design Code (1991).

#### **C 5.6.2. Efectos de las deformaciones impuestas**

Para los tipos de estructuras habituales, la experiencia parece indicar que no es necesario evaluar la redistribución de las solicitaciones provocada por la fluencia lenta y la contracción.

#### **C 5.6.3. Modelo de bielas y tirantes**

##### **C 5.6.3.1. Requisitos generales**

Los modelos de bielas y tirantes pueden ser una herramienta conveniente para aproximar los recorridos de las cargas y solicitaciones en la estructura cuando la distribución no lineal de las deformaciones no permite aplicar los métodos convencionales basados en la resistencia de materiales. De hecho, estos modelos permiten visualizar los recorridos de las cargas y seleccionar las geometrías necesarias para implementarlos.

Los trabajos de Schlaich et al. (1987) y Collins and Mitchell (1991) contienen información más detallada sobre este método.

El diseño tradicional sección por sección se basa en la hipótesis de que la armadura requerida en una sección determinada depende exclusivamente de los valores independientes de las solicitaciones mayoradas en dicha sección,  $V_u$ ,  $M_u$  y  $T_u$ , y no considera la interacción mecánica entre estas solicitaciones como lo hacen los modelos de bielas y tirantes. Otra hipótesis del método tradicional es que la distribución del corte permanece uniforme y que las deformaciones longitudinales varían linealmente en la altura de la viga.

Estas hipótesis no son válidas para elementos tales como la viga de gran altura ilustrada en la Figura C 5.6.3.2-1. Las tensiones de corte en una sección inmediatamente a la

derecha de un apoyo estarán concentradas cerca de la cara inferior. El comportamiento de un componente como esta viga se puede predecir con mayor precisión si se estudia el flujo de fuerzas a través de la totalidad de la estructura. En lugar de determinar  $V_u$  y  $M_u$  en diferentes secciones del tramo, se debe establecer el flujo de tensiones de compresión que va desde las cargas  $P$  hasta los apoyos y la fuerza de tracción requerida que se debe desarrollar entre los apoyos.

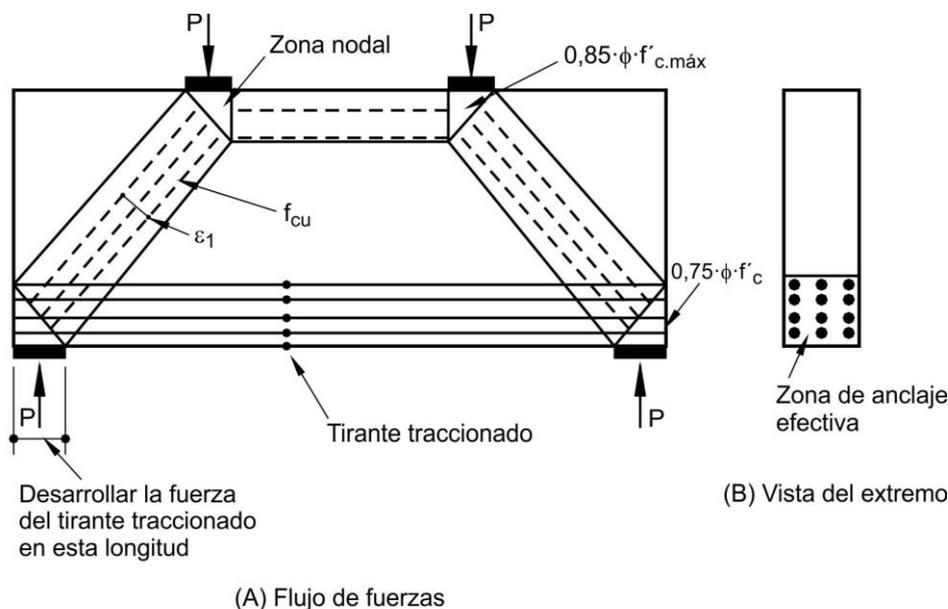
Para aplicaciones adicionales del modelo de bielas y tirantes ver los Artículos 5.10.9.4, 5.13.2.3 y 5.13.2.4.1.

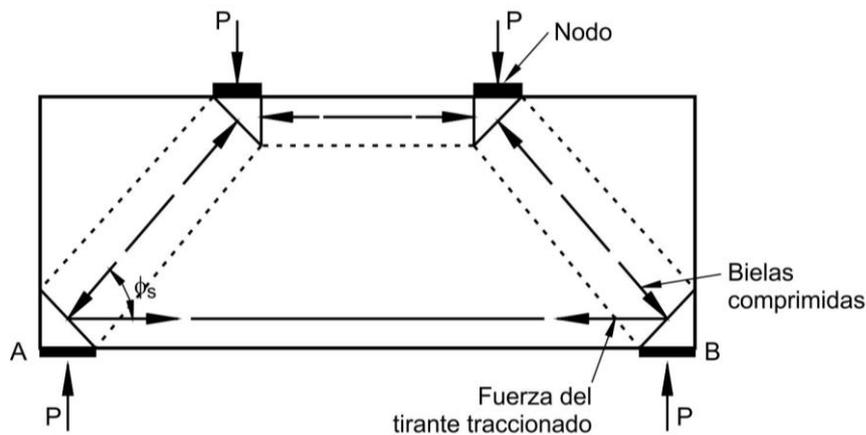
### C 5.6.3.2. Modelado de las estructuras

El hormigón armado fisurado soporta las cargas principalmente por medio de tensiones de compresión en el hormigón y tensiones de tracción en las armaduras. Una vez que se ha producido una fisuración considerable, las trayectorias de las tensiones principales de compresión tienden a ser rectas y por lo tanto se pueden modelar como bielas rectas comprimidas. Para modelar la armadura principal se utilizan tirantes traccionados.

En las Figuras C 5.6.3.2-1 y C 5.6.3.2-2 se ilustra un modelo de bielas y tirantes. Las zonas del hormigón que soportan tensiones de compresión unidireccional elevadas se representan mediante bielas comprimidas. Las regiones del hormigón que soportan tensiones multidireccionales, donde las bielas y tirantes se encuentran y forman las uniones del reticulado, se representan mediante zonas nodales.

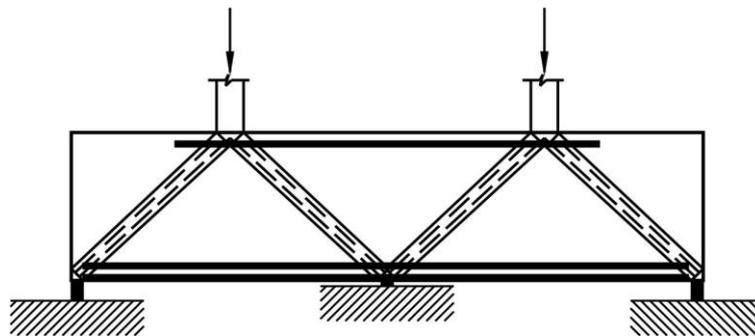
Debido a las importantes dimensiones transversales de las bielas y tirantes, las uniones no se consideran puntuales sino que se transforman en "zonas nodales" de dimensiones finitas. Establecer la geometría del reticulado generalmente implica un proceso de prueba y error en el cual se suponen ciertas dimensiones para los elementos, se establece la geometría del reticulado, se determinan los esfuerzos en los elementos y luego se verifican las dimensiones de los elementos.





(C) Modelo reticulado

**Figura C 5.6.3.2-1. Modelo de bielas y tirantes para una viga de gran altura**



**Figura C 5.6.3.2-2. Modelo de bielas y tirantes para una viga continua de gran altura**

### C 5.6.3.3. Dimensionamiento de las bielas comprimidas

#### C 5.6.3.3.1. Resistencia de una biela no armada (Este Artículo no tiene comentario)

#### C 5.6.3.3.2. Área efectiva de la sección transversal de una biela (Este Artículo no tiene comentario)

#### C 5.6.3.3.3. Tensión de compresión límite en una biela

Si el hormigón no está sujeto a deformaciones específicas por tracción principales mayores que aproximadamente **0,002** podrá resistir una compresión de  **$0,85 \cdot f'_c$** . Este será el límite para las regiones de las bielas que no son atravesadas por tirantes traccionados ni están unidas a los mismos. Las barras de armadura de un tirante traccionado están adheridas al hormigón que las rodea. Si las barras de armadura han de entrar en fluencia por tracción, las deformaciones por tracción impuestas al hormigón serán considerables. A medida que estas deformaciones por tracción aumentan  **$f_{cu}$**  disminuye.

La expresión para calcular  $\varepsilon_1$  se basa en la hipótesis de que la deformación específica por compresión  $\varepsilon_2$  en la dirección de la biela es igual a **0,002** y que la deformación específica por tracción en la dirección del tirante traccionado es igual a  $\varepsilon_s$ . A medida que disminuye el

ángulo entre la biela y el tirante,  $\varepsilon_1$  aumenta y por lo tanto disminuye  $f_{cu}$ . En el límite, no se permitirían tensiones de compresión en una biela que estuviera superpuesta con un tirante traccionado, es decir  $\alpha_s = 0$ , una situación que viola la condición de compatibilidad.

Para un tirante traccionado que consiste en barras de armadura,  $\varepsilon_s$  se puede tomar como la deformación específica por tracción debida a las cargas mayoradas en las barras de armadura. Para un tirante traccionado que consiste en acero de pretensado,  $\varepsilon_s$  se puede tomar como  $0,0$  hasta que se supera la tensión de precompresión del hormigón. Para tensiones mayores  $\varepsilon_s$  sería igual a  $(f_{ps} - f_{pe}) / E_p$ .

Si la deformación  $\varepsilon_s$  es variable en el ancho de la biela se puede utilizar el valor correspondiente al eje de la biela.

#### **C 5.6.3.3.4. Biela armada (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.6.3.4. Dimensionamiento de los tirantes traccionados**

##### **C 5.6.3.4.1. Resistencia de un tirante**

La intención del segundo término de la expresión para  $P_n$  es asegurar que el acero de pretensado no llegue a su punto de fluencia y, por lo tanto, en cierta medida mantiene una medida de control sobre la fisuración descontrolada. Sin embargo, reconoce que la tensión en los elementos de pretensado aumentará debido a la deformación que provocará la fisuración del hormigón. El aumento de tensión correspondiente a esta acción se limita arbitrariamente al mismo aumento de tensión que sufrirá el acero no pretensado. Si no hay acero no pretensado, para el segundo término de la expresión,  $f_y$  se puede tomar como **420 MPa**.

##### **C 5.6.3.4.2. Anclaje de un tirante (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.6.3.5. Dimensionamiento de las zonas nodales**

Los límites establecidos para las tensiones de compresión del hormigón en las zonas nodales se relacionan con el grado de confinamiento que se anticipa proporcionará el hormigón en compresión.

Las tensiones en las zonas nodales se pueden reducir aumentando:

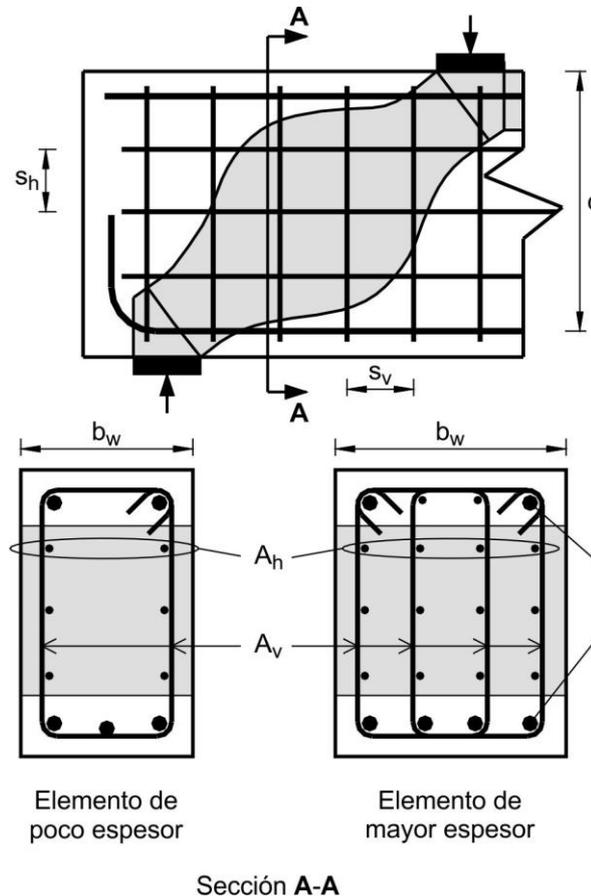
- El tamaño de las placas de apoyo,
- Las dimensiones de las bielas comprimidas, y
- Las dimensiones de los tirantes traccionados.

La reducción de los límites de tensión para nodos que anclan tirantes se basa en el efecto negativo de la deformación por tracción que provocan los tirantes. Si el tirante está formado por cables de postesado y no es necesario que la tensión en el hormigón sea mayor que  $f_{pc}$ , no se requerirá deformación por tracción en la zona nodal. Para este caso el límite de  $0,85 \cdot \phi \cdot f'_c$  es adecuado.

##### **C 5.6.3.6. Armadura para limitar la fisuración**

La intención de esta armadura es limitar el ancho de las fisuras y asegurar una ductilidad mínima en el elemento de manera que, en caso de ser necesario, sería posible una significativa redistribución de las tensiones internas.

La armadura horizontal total se puede calcular como **0,003** veces el área efectiva de la biela indicada por la parte sombreada de la sección transversal en la Figura C 5.6.3.6-1. En los elementos de menor espesor, esta armadura para limitar la fisuración consistirá en dos mallas de barras de armadura, una próxima a cada cara. En los elementos de mayor espesor, para lograr una disposición práctica se pueden requerir múltiples mallas de armadura distribuidas en el espesor.



**Figura C 5.6.3.6-1. Distribución de la armadura para limitar la fisuración en una biela comprimida**

## C 5.7. DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

### C 5.7.1. Hipótesis para los estados límite de servicio y fatiga

El pretensado se trata como parte de la resistencia, excepto en el caso de los anclajes y detalles similares, para los cuales el diseño depende totalmente de la fuerza en los cables y el Artículo 3.4.3 especifica un factor de carga. Las reacciones externas provocadas por las solicitaciones inducidas por el pretensado normalmente se consideran del lado de la Ecuación 1.3.2.1-1 correspondiente a las cargas. Esto constituye una dicotomía en términos de la filosofía de diseño. En ausencia de información más precisa, en este Reglamento el factor de carga para estas solicitaciones inducidas se debe tomar como el correspondiente a las cargas permanentes.

Algunos ejemplos de elementos para los cuales la hipótesis de variación lineal de las deformaciones puede no ser aplicable incluyen los elementos de gran altura, tales como las vigas, ménsulas y cartelas de gran altura.

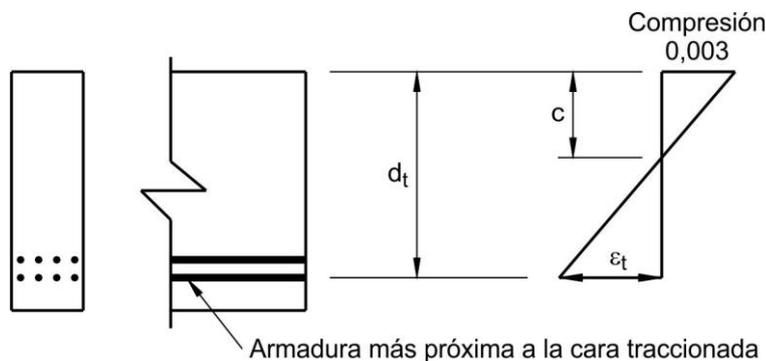
## C 5.7.2. Hipótesis para los estados límite de resistencia y evento extremo

### C 5.7.2.1. Requisitos generales

Se aplica el primer párrafo de C 5.7.1.

Investigaciones realizadas por Bae and Bayrak (2003) demuestran que, en el caso de las columnas de hormigón de alta resistencia bien confinadas, es posible que el recubrimiento se pierda cuando las máximas deformaciones específicas utilizables en la fibra extrema comprimida son muy bajas, incluso de apenas **0,0022**. La fuerte armadura de confinamiento provoca un plano de debilidad entre el núcleo de hormigón y el recubrimiento, lo que provoca elevadas tensiones de corte y la consiguiente pérdida anticipada del recubrimiento de hormigón.

Un elemento llega a su resistencia nominal a la flexión cuando la deformación en la fibra extrema comprimida llega al límite de deformación supuesto de **0,003**. La deformación neta por tracción  $\epsilon_t$  es la deformación neta por tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, sin incluir las deformaciones debidas al pretensado, la fluencia lenta, la contracción y la temperatura. La deformación neta por tracción en el acero más traccionado se determina a partir de una distribución lineal de la deformación para la resistencia nominal, como se ilustra en la Figura C 5.7.2.1-1, aplicando la similitud de triángulos.



**Figura C 5.7.2.1-1. Distribución de las deformaciones y deformación neta por tracción**

Cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado es lo suficientemente grande (mayor o igual que **0,005**), la sección se define como controlada por la tracción. En este caso se puede anticipar que habrá una amplia advertencia antes de la falla, con flechas excesivas y fisuración. Cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado es pequeña (menor o igual que el límite correspondiente a deformación controlada por la compresión), se puede anticipar una condición de falla frágil y poca advertencia previa a la misma. Generalmente los elementos solicitados a flexión son controlados por la tracción, mientras que en general los elementos solicitados a la compresión son controlados por la compresión. En algunas secciones, como por ejemplo aquellas con baja carga axial y grandes momentos flectores, la deformación neta por tracción en el acero más traccionado estará comprendida entre los límites indicados. Estas secciones están en una región de transición entre las secciones controladas por la compresión y la tracción. El Artículo 5.5.4.2.1 especifica los factores de resistencia

apropiados para las secciones controladas por la compresión y la tracción y también para casos intermedios en la zona de transición.

Antes que estos requisitos fueran desarrollados no se especificaba el límite para la deformación neta por tracción de los elementos solicitados a flexión, sino que ésta estaba implícita en el límite de armadura máxima que se especificaba como  $c/d_e \leq 0,42$ , que correspondía a una deformación neta por tracción en el baricentro de la armadura de tracción igual a **0,00414**. El límite de **0,005** para la deformación neta por tracción de las secciones controladas por la tracción se escogió para tener un único valor que se aplique a todos los tipos de acero (pretensado y no pretensado) permitidos por este Reglamento.

A menos que se requieran mayores cantidades de ductilidades que lo habitual, el límite de **0,005** resultará en el comportamiento dúctil de la mayoría de los diseños. Una condición en la cual se requiere un comportamiento más dúctil es en el diseño de elementos y pórticos continuos para redistribución de momentos. El Artículo 5.7.3.5 permite redistribuir los momentos negativos. Como la redistribución de momentos depende de la adecuada ductilidad de las regiones de las rótulas, la redistribución de momentos se limita a las secciones que tienen una deformación neta por tracción de al menos **0,0075**.

En el caso de las vigas con armadura de compresión, o vigas **T**, los efectos de la armadura de compresión y las alas se consideran automáticamente en el cálculo de la deformación neta por tracción  $\varepsilon_t$ .

Al usar las ecuaciones aproximadas para calcular la resistencia a la flexión especificadas en los Artículos 5.7.3.1 y 5.7.3.2, para obtener resultados precisos es importante asegurar que la armadura no pretensada tanto de compresión como de tracción esté en fluencia. En ediciones anteriores de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications el límite para la máxima armadura igual a  $c/d_e \leq 0,42$  aseguraba que el acero de tracción no pretensado iba a entrar en fluencia para la resistencia nominal, pero este límite se eliminó en las revisiones interinas realizadas en 2006. El límite actual de  $c/d_s \leq 0,60$  asegura que el acero de tracción no pretensado llegue o esté próximo a la fluencia, mientras que  $c \geq 3 \cdot d_s$  asegura que el acero de compresión no pretensado entrará en fluencia. Ignorar la armadura de compresión al calcular la resistencia a la flexión es una práctica conservadora. En casos en los cuales ya sea la armadura de tracción no pretensada o bien la armadura de compresión no pretensada no llegan a la tensión de fluencia, se logra mayor precisión si para determinar la resistencia a la flexión se usa un método basado en las condiciones de equilibrio y la compatibilidad de deformaciones.

La limitación referida a la armadura de tracción no se aplica al acero de pretensado que se utiliza como armadura de tracción. Las ecuaciones usadas para determinar la tensión en el acero de pretensado para la resistencia nominal ya consideran el efecto de la profundidad del eje neutro.

### **C 5.7.2.2. Distribución rectangular de tensiones**

En la práctica, en lugar de utilizar una distribución más exacta se puede utilizar la distribución rectangular de tensiones de compresión definida en el presente Artículo. Esta distribución rectangular no representa la distribución real de las tensiones en la zona comprimida en estado último, pero en muchos casos prácticos permite obtener esencialmente los mismos resultados que se obtienen en ensayos. Todas las ecuaciones de resistencia presentadas en el Artículo 5.7.3 se basan en el diagrama rectangular de tensiones.

El factor  $\beta_1$  se relaciona fundamentalmente con las secciones rectangulares. Sin embargo, experimentalmente se ha determinado que es una aproximación adecuada para secciones con alas en las cuales el eje neutro se encuentra en el alma.

Para las secciones que consisten en una viga más una losa compuesta de hormigón de diferentes resistencias, y cuando el diagrama de compresión incluye ambos tipos de hormigón, suponer que la resistencia de la viga compuesta es uniforme e igual a la menor de ambas resistencias es una práctica conservadora. Si fuera necesario estimar la

capacidad de flexión con mayor precisión se debe utilizar un método de análisis más riguroso. Weigel, Seguirant, Brice and Khaleghi (2003) y Seguirant, Brice and Khaleghi (2004) presentan ejemplos de estos métodos analíticos.

### C 5.7.3. Elementos solicitados a flexión

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

##### C 5.7.3.1.1. Elementos con cables adherentes

Las ecuaciones presentadas en este Artículo y las ecuaciones subsiguientes para calcular la resistencia a la flexión se basan en la hipótesis de que la distribución del acero es tal que es razonable considerar que toda la armadura de tracción está concentrada en la ubicación definida por  $d_s$  y que todo el acero de pretensado se puede considerar concentrado en la ubicación definida por  $d_p$ . Por lo tanto, si hay una cantidad significativa de elementos de pretensado del lado del eje neutro correspondiente a compresión, sería mejor utilizar un método que se base en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones como se indica en el Artículo 5.7.2.1.

Los trabajos de Naaman (1985), Loov (1988), Naaman (1989) y Naaman (1990-1992) contienen información adicional sobre el desarrollo de las Ecuaciones 5.7.3.1.1-1 y 5.7.3.1.2-1.

En la Tabla C 5.7.3.1.1-1 se definen los valores de  $f_{py}/f_{pu}$ . Se puede ver que los valores de  $k$  de la Ecuación 5.7.3.1.1-2 dependen exclusivamente del tipo de cables utilizados.

**Tabla C 5.7.3.1.1-1. Valores de  $k$**

Tipo de cable	$f_{py}/f_{pu}$	Valor de $k$
Cordón de baja relajación	0,90	0,28
Cordones aliviados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0,85	0,38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0,80	0,48

##### C 5.7.3.1.2. Elementos con cables no adherentes

Se puede obtener una primera aproximación de la tensión media en el acero de pretensado no adherente de la siguiente manera:

$$f_{ps} = f_{pe} + 103 \text{ MPa} \quad (\text{C 5.7.3.1.2-1})$$

Para resolver el valor de  $f_{ps}$  en la Ecuación 5.7.3.1.2-1 se requiere la ecuación de equilibrio de fuerzas en estado último. Por lo tanto, para llegar a una solución cerrada se deben resolver simultáneamente dos ecuaciones con dos incógnitas ( $f_{ps}$  y  $c$ ).

##### C 5.7.3.1.3. Elementos con cables adherentes y no adherentes (Este Artículo no tiene comentario)

### **C 5.7.3.1.3a. Análisis detallado (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.7.3.1.3b. Análisis simplificado (Este Artículo no tiene comentario)**

## **C 5.7.3.2. Resistencia a la flexión**

### **C 5.7.3.2.1. Resistencia minorada a la flexión**

Para el diseño se puede utilizar el momento en la cara del apoyo. Si hay chaflanes o esquinas redondeadas que forman un ángulo de **45°** o más respecto del eje de un elemento continuo o restringido y construidos de forma monolítica con el elemento y el apoyo, la cara del apoyo se debe considerar en una sección donde la altura combinada del elemento y el chaflán sea como mínimo **1,5** veces el espesor del elemento. Al determinar la resistencia nominal no se debe considerar que el chaflán aumenta la altura efectiva.

### **C 5.7.3.2.2. Secciones con alas**

En ediciones anteriores de las Especificaciones LRFD el factor  $\beta_1$  se aplicaba al término correspondiente al vuelo del ala en las Ecuaciones 5.7.3.2.2-1, 5.7.3.1.1-3 y 5.7.3.1.2-3. Esto no era coherente con la manera en que fue derivado originalmente el diagrama rectangular de tensiones equivalente tal como se aplica a las secciones con alas (Mattock, Kriz y Hognestad, 1961). En las ecuaciones de la edición 2012 de las Especificaciones LRFD, se ha eliminado el factor  $\beta_1$  del término correspondiente al vuelo del ala. Ver también los trabajos de Seguirant (2002), Girgis, Sun y Tadros (2002), Naaman (2002), Weigel, Seguirant, Brice y Khaleghi (2003), Baran, Schultz y French (2004), y Seguirant, Brice y Khaleghi (2004).

### **C 5.7.3.2.3. Secciones rectangulares (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.7.3.2.4. Otras secciones transversales (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.7.3.2.5. Enfoque basado en la compatibilidad de deformaciones (Este Artículo no tiene comentario)**

## **C 5.7.3.3. Límites para las armaduras**

### **C 5.7.3.3.1. Armadura máxima**

En las ediciones y versiones interinas de las Especificaciones LRFD anteriores a 2005, el Artículo 5.7.3.3.1 limitaba la cantidad de armadura de tracción a un valor máximo tal que la relación  $c/d_e$  no fuera mayor que **0,42**. Las secciones en las cuales  $c/d_e > 0,42$  se consideraban sobreamadas. No estaba permitido usar secciones sobreamadas en elementos no pretensados, mientras que sí estaba permitido usar secciones sobreamadas en elementos de hormigón pretensado o parcialmente pretensado “siempre que se demuestre mediante análisis y ensayos que con ellas se puede lograr ductilidad suficiente para la estructura”. No se daba ningún lineamiento respecto de cuál sería una “ductilidad suficiente” y no quedaba claro qué valor de  $\phi$  se debía utilizar para estos elementos sobreamados.

Los requisitos actuales eliminan este límite y unifican el diseño de los elementos controlados por la tracción y la compresión pretensados y no pretensados. Los antecedentes y la justificación detrás de estos requisitos se pueden consultar en Mast (1992). Cuando la deformación neta por tracción en el acero más traccionado es menor que **0,005**, a medida que aumenta la cantidad de armadura de tracción se reduce la resistencia minorada de las secciones pretensadas y no pretensadas de acuerdo con el

Artículo 5.5.4.2.1. Esta reducción compensa la ductilidad decreciente con una mayor sobrerresistencia. Solo agregar armadura de compresión junto con más armadura de tracción puede aumentar la resistencia minorada a la flexión de la sección.

#### **C 5.7.3.3.2. Armadura mínima**

Las disposiciones de armadura mínima tienen por objeto reducir la probabilidad de una falla frágil al proporcionar una capacidad a flexión mayor que el momento de fisuración. Ensayos de un gran número de elementos de hormigón levemente armados y pretensados en la Universidad de Illinois, demostraron que se pueden alcanzar importantes desplazamientos inelásticos, y ninguna de las vigas ensayadas falló sin grandes deformaciones de advertencia (Freyermuth and Alami, 1997). Si estos ensayos hubiesen sido ejecutados con control de carga, un número de muestras hubiesen fallado sin alerta alguna porque la resistencia última (incluyendo los efectos de endurecimiento por deformación) sería menor que la resistencia de fisuración. En base a esta observación, se debe utilizar la resistencia última en lugar de la resistencia nominal como medida real de respuesta frágil. Para elementos de hormigón ligeramente armados la relación entre la tensión de fluencia y la tensión última del acero ( $\gamma_3$ ) se aproxima suficientemente a la relación entre la resistencia nominal y última.

Las fuentes de variabilidad en el cálculo del momento y la resistencia de fisuración son apropiadamente mayoradas (Holombo and Tadros, 2009). Para dar cuenta de la mayor variabilidad el factor aplicado al módulo de rotura ( $\gamma_1$ ) es mayor que aquel aplicado a la cantidad de pretensado ( $\gamma_2$ ).

En la construcción con dovelas prefabricadas, la fisuración generalmente comienza en las juntas de las dovelas. Investigaciones en la Universidad de California, en San Diego, han demostrado que las fisuras por flexión ocurren adyacentes a la cara adherida con epoxi, donde la acumulación de finos reduce la resistencia a tracción (Megally et al., 2003). En base a esta observación, se justifica un factor reducido ( $\gamma_1$ ) de **1,2**.

#### **C 5.7.3.4. Limitación de la fisuración mediante distribución de la armadura**

Todos los elementos de hormigón armado están sujetos a fisuración bajo cualquier condición de cargas, incluidos los efectos térmicos y la restricción de las deformaciones, que produzca en la sección bruta tracciones mayores que la tensión de fisuración del hormigón. Las ubicaciones particularmente vulnerables a la fisuración incluyen aquellas donde hay cambios bruscos en la geometría de la sección y las zonas de los anclajes de postesado intermedios.

Los requisitos aquí especificados se utilizan para distribuir la armadura de tracción con el objetivo de limitar la fisuración por flexión en las vigas.

Por naturaleza el ancho de fisura presenta gran dispersión, aún en trabajos de laboratorio realizados en condiciones controladas, y se ve afectado por la contracción y otros efectos dependientes del tiempo. Se deben tomar medidas para detallar la armadura de manera de limitar la fisuración. Desde el punto de vista estético, se prefiere la presencia de muchas fisuras de poco ancho en lugar de unas pocas fisuras de gran abertura. El mejor control de la fisuración se logra cuando el acero de las armaduras está bien distribuido en la zona de hormigón sujeta a la máxima tracción. Disponiendo varias barras con una separación moderada se puede limitar mejor la fisuración que disponiendo una o dos barras de mayor diámetro y un área equivalente.

Numerosas investigaciones realizadas en laboratorio con barras de armadura conformadas confirman que el ancho de fisura en el estado límite de servicio es proporcional a la tensión en el acero. Sin embargo, se halló que las variables fundamentales relacionadas con el detallado de las armaduras eran el espesor del recubrimiento de hormigón y la separación de las armaduras.

Con la Ecuación 5.7.3.4-1 se espera obtener una distribución de las armaduras que limite la fisuración por flexión. La ecuación se basa en un modelo físico (Frosch, 2001) y no en el modelo estadístico que utilizaban las ediciones anteriores a la edición 2012 de las Especificaciones LRFD. La ecuación se ha escrito de una manera que enfatiza los detalles de las armaduras (por ejemplo, la máxima separación de las barras), no el ancho de fisura en sí. Además, se ha demostrado que para el caso de grandes recubrimientos de hormigón el modelo físico permite obtener una estimación más realista de los anchos de fisura que la que se obtenía aplicando la ecuación anterior (Destefano, 2003).

La Ecuación 5.7.3.4-1 con condición de exposición Clase 1 se basa en un ancho de fisura supuesto de **0,4 mm**. Aunque investigaciones previas indican que la correlación entre el ancho de fisura y la corrosión es insignificante o inexistente, las clases de exposición se definieron con el objetivo de ofrecer flexibilidad al aplicar estos requisitos para satisfacer los requisitos de la autoridad competente. Se podría pensar en la condición de exposición Clase 1 como un límite superior del ancho de fisura por motivos estéticos y de corrosión. Las áreas que la autoridad competente podría considerar como condición de exposición Clase 2 incluyen los tableros y las subestructuras de puentes expuestos al agua. El ancho de fisura es directamente proporcional al factor de exposición  $\gamma_e$  y, por lo tanto, si la autoridad competente desea un ancho de fisura alternativo, se puede ajustar el factor  $\gamma_e$  directamente. Por ejemplo, con un factor  $\gamma_e$  de **0,5** se obtendrá un ancho de fisura aproximado de **0,2 mm**.

Si los elementos están expuestos a ambientes agresivos o corrosivos, se puede proveer protección adicional más allá de la que se logra con la Ecuación 5.7.3.4-1 disminuyendo la permeabilidad del hormigón y/o impermeabilizando las superficies expuestas.

En las vigas cajón construidas por dovelas pueden aparecer fisuras provocadas por las tensiones debidas al almacenamiento y manipuleo de las dovelas prefabricadas o por las operaciones de desencofrado y retiro de los apoyos de los elementos colados in situ antes que el hormigón alcance la  $f'_c$  nominal.

El objetivo de incorporar el factor  $\beta_s$ , es decir, la relación geométrica entre el ancho de fisura en la cara traccionada y el ancho de fisura al nivel de la armadura, en la ecuación básica para controlar la fisuración es permitir su aplicación uniforme para elementos solicitados a flexión cualquiera sea su altura, desde las losas de poco espesor de una alcantarilla cajón hasta los cabezales de pilotes y las zapatas de gran altura. En lugar de la expresión aproximada indicada también se puede usar la definición teórica de  $\beta_s$ .

En las vigas **T** la armadura negativa para limitar la fisuración se debe distribuir tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- Una gran separación de la armadura en todo el ancho de ala efectivo puede provocar la formación de algunas fisuras de gran abertura en la losa, cerca del alma.
- Una pequeña separación cerca del alma deja desprotegidas a las regiones exteriores del alma

La limitación de **1/10** de la longitud del tramo es para impedir que las barras estén excesivamente separadas, mientras que la armadura adicional se requiere para proteger las porciones exteriores del ala.

Los requisitos sobre armadura superficial se basan en ACI 318-95. En los elementos flexionados relativamente altos, para limitar la fisuración del alma se debe colocar algo de armadura cerca de las caras verticales en la zona traccionada. Sin este acero adicional es posible que el ancho de las fisuras en el alma sea mucho mayor que el ancho de las fisuras al nivel de la armadura de tracción por flexión.

### **C 5.7.3.5. Redistribución de momentos**

En las ediciones y versiones interinas de las Especificaciones LRFD anteriores a 2005 el Artículo 5.7.3.5 especificaba el porcentaje de redistribución admisible en términos de la relación  $c/d_e$ . La edición actual especifica el porcentaje de redistribución admisible en términos de la deformación específica neta por tracción  $\epsilon_t$ . Los fundamentos en que se basan estos requisitos se pueden consultar en Mast (1992).

### **C 5.7.3.6. Deformaciones**

#### **C 5.7.3.6.1. Requisitos generales**

Para determinar con mayor precisión las flechas a largo plazo se deben utilizar los coeficientes de fluencia lenta y contracción citados en el Artículo 5.4.2.3. Estos coeficientes incluyen los efectos de las características de los agregados, la humedad en el sitio de emplazamiento de la estructura, el espesor relativo del elemento, la madurez en el momento de aplicación de las cargas, y la duración de las cargas.

#### **C 5.7.3.6.2. Flechas y contraflechas**

En el caso de estructuras como los puentes de hormigón construidos por dovelas, el cálculo de las contraflechas se debe basar en el módulo de elasticidad y la madurez del hormigón en el momento que se agrega o retira cada incremento de carga, tal como se especifica en los Artículos 5.4.2.3 y 5.14.2.3.6.

En el hormigón pretensado, la flecha a largo plazo generalmente se basa en datos específicos de cada mezcla, posiblemente en combinación con los procedimientos de cálculo del Artículo 5.4.2.3. Para calcular las flechas también se pueden utilizar otros métodos que consideren los diferentes tipos de cargas y las secciones a las cuales son aplicadas, tales como el método indicado en (PCI, 1992).

#### **C 5.7.3.6.3. Deformación axial (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.7.4. Elementos comprimidos**

#### **C 5.7.4.1. Requisitos generales**

Generalmente los elementos comprimidos solo se pretensan si estarán sometidos a elevados niveles de flexión o a grandes tensiones de hincado, como en el caso de los pilotes de hormigón pretensado.

#### **C 5.7.4.2. Límites para la armadura**

De acuerdo con los actuales códigos ACI, el área de armadura longitudinal para elementos comprimidos no compuestos, no pretensados, no debe ser menor que  $0,01 \cdot A_g$ . Debido a que el dimensionamiento de columnas está determinado fundamentalmente por la flexión, esta limitación no toma en cuenta la influencia de la resistencia a la compresión del hormigón. Para tomar en cuenta esta resistencia, en el Artículo 5.7.3.3.2 se ve que la armadura mínima en los elementos solicitados a flexión es proporcional a  $f'_c / f_y$ . Este enfoque también se refleja en el primer término de la Ecuación 5.7.4.2-3. Para los elementos totalmente pretensados, los códigos actuales especifican una tensión media de pretensado mínima igual a **1,5 MPa**. Aquí tampoco se considera la influencia de la resistencia a la compresión. Para estos requisitos se utilizó como base una resistencia a la

compresión de **34 MPa**, y para obtener la ecuación se usó un procedimiento en base a promedios ponderados.

En el caso de las columnas articuladas en sus fundaciones, como conexión entre la zapata y la columna algunas veces se ha utilizado un pequeño número de barras centrales.

Para las zonas de bajo riesgo sísmico (a definir por INPRES) se implementa la regla del área efectiva reducida y **1 por ciento** de armadura longitudinal, la cual se ha utilizado exitosamente en las Especificaciones Estándares desde 1957, pero se la modifica para tomar en cuenta el hecho de que la armadura mínima depende de la relación  $f'_c/f_y$ .

Para las columnas solicitadas por tensiones de compresión axial permanentes y elevadas en las cuales es probable que la fluencia lenta sea significativa, no se recomienda utilizar menos armadura longitudinal que la requerida por la Ecuación 5.7.4.2-3 debido a que existe la posibilidad de que se transfiera una cantidad significativa de carga del hormigón a las armaduras, tal como se discute en el informe del Comité ACI 105.

#### **C 5.7.4.3. Evaluación aproximada de los efectos de la esbeltez**

Estos procedimientos fueron desarrollados para columnas de hormigón armado, pero actualmente también se utilizan para columnas de hormigón pretensado.

Para los elementos en estructuras que sufren flechas laterales apreciables como resultado de combinaciones de cargas verticales o combinaciones de cargas verticales y laterales, las solicitaciones se deben determinar utilizando un análisis de segundo orden.

Para los elementos comprimidos de sección rectangular,  $r$  se puede tomar como **0,30** veces la dimensión total en la dirección en la cual se analiza la estabilidad. Para los elementos comprimidos de sección circular,  $r$  se puede tomar como **0,25** veces el diámetro.

#### **C 5.7.4.4. Resistencia minorada axial**

Los valores **0,85** y **0,80** que figuran en las Ecuaciones 5.7.4.4-2 y 5.7.4.4-3 imponen límites superiores a la resistencia utilizable de los elementos comprimidos con el objetivo de tomar en cuenta las excentricidades no intencionales.

En ausencia de flexión simultánea debida a cargas externas o la aplicación excéntrica de pretensado, la deformación específica última de un elemento comprimido es constante en toda la sección transversal. El pretensado provoca tensiones de compresión en el hormigón que reducen la resistencia de los elementos comprimidos frente a las cargas axiales aplicadas externamente. El término  $E_p \cdot \epsilon_{cu}$  toma en cuenta el hecho de que las columnas o pilotes también se acortan bajo cargas aplicadas externamente, lo que reduce el nivel de compresión debido al pretensado. Suponiendo una deformación específica última del hormigón en compresión  $\epsilon_{cu} = 0,003$  y un módulo de elasticidad del acero de pretensado  $E_p = 196500 \text{ MPa}$ , para esta reducción se obtiene un valor relativamente constante de **586 MPa**. Por lo tanto, es aceptable reducir el pretensado efectivo esta cantidad. Ignorar esta reducción es una práctica conservadora.

#### **C 5.7.4.5. Flexión biaxial**

Las Ecuaciones 5.7.3.2.1-1 y 5.7.4.4-1 relacionan las resistencias minoradas, indicadas en las Ecuaciones 5.7.4.5-1 y 5.7.4.5-2 con el subíndice  $r$  (por ejemplo  $M_{rx}$ ) con las resistencias nominales y los factores de resistencia. En consecuencia, aunque ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares incluían el factor de resistencia explícitamente en las ecuaciones correspondientes a las Ecuaciones 5.7.4.5-1 y 5.7.4.5-2, este Reglamento incluye el factor de resistencia implícitamente, utilizando resistencias minoradas en los denominadores.

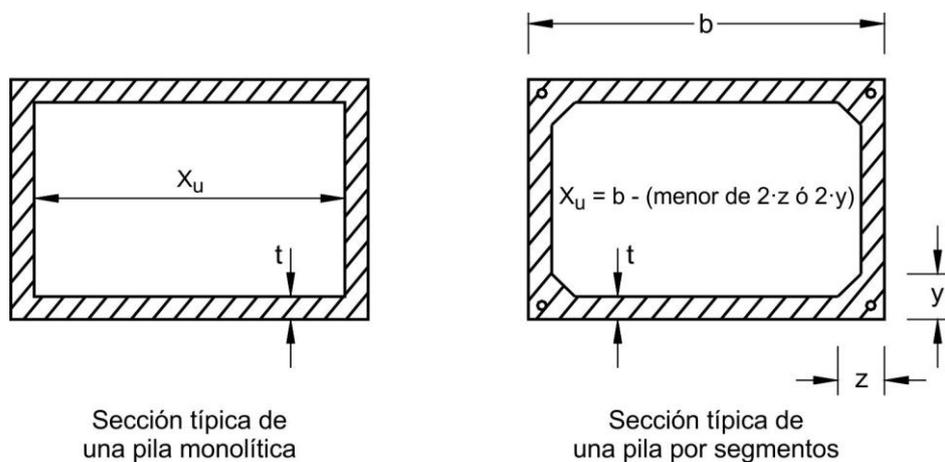
El procedimiento para calcular los correspondientes valores de  $M_{rx}$  y  $P_{rx}$  o  $M_{ry}$  y  $P_{ry}$  se puede consultar en la mayoría de los textos sobre diseño de hormigón armado.

**C 5.7.4.6. Zunchos en espiral y estribos cerrados (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.7.4.7. Elementos comprimidos de sección rectangular hueca**

**C 5.7.4.7.1. Relación de esbeltez de las paredes**

La definición del parámetro  $X_u$  se ilustra en la Figura C 5.7.4.7.1-1, tomada de Taylor et al. (1990).



**Figura C 5.7.4.7.1-1. Definición de  $X_u$**

El programa de ensayos, informado en el trabajo de Taylor et al. (1990), se limitó al caso simultáneo de carga axial y flexión uniaxial respecto del eje débil de la sección. Los resultados del estudio aún no han sido confirmados para el caso de flexión biaxial. Hasta que se realicen nuevos estudios, el Proyectista deberá investigar los efectos de la flexión biaxial sobre las secciones huecas.

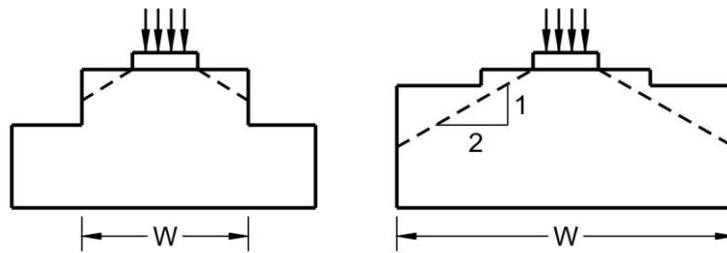
**C 5.7.4.7.2. Limitaciones para la aplicación del método del diagrama rectangular de tensiones (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.7.4.7.2a. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.7.4.7.2b. Método refinado para ajustar el límite de máxima deformación específica utilizable (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.7.4.7.2c. Método aproximado para ajustar la resistencia minorada (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.7.5. Aplastamiento**



W = ancho para calcular  $A_2$

**Figura C 5.7.5.1. Determinación de  $A_2$  para el caso de apoyos escalonados**

### **C 5.7.6. Elementos traccionados (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.7.6.1. Resistencia minorada a la tracción (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.7.6.2. Resistencia a la combinación de tracción y flexión (Este Artículo no tiene comentario)**

## **C 5.8. CORTE Y TORSIÓN**

### **C 5.8.1. Procedimientos de diseño**

#### **C 5.8.1.1. Regiones solicitadas a flexión**

El modelo por secciones es adecuado para diseñar las típicas vigas, losas y otras regiones de elementos para las cuales son válidas las hipótesis de la teoría tradicional de vigas. Esta teoría supone que la respuesta en una sección determinada depende exclusivamente de los valores calculados de las solicitaciones en la sección, es decir, momento, corte, carga axial y torsión, y no considera los detalles específicos acerca de cómo las solicitaciones fueron introducidas en el elemento. Aunque el modelo de bielas y tirantes se puede aplicar para las regiones solicitadas a flexión, resulta más adecuado y en general permite diseños menos conservadores para las regiones próximas a discontinuidades donde es necesario considerar más detalladamente el flujo real de las fuerzas.

#### **C 5.8.1.2. Regiones próximas a discontinuidades**

La respuesta de las regiones adyacentes a cambios abruptos de geometría de la sección transversal, aberturas, extremos rebajados, vigas de gran altura y ménsulas es afectada significativamente por la manera en que las cargas se introducen en la región y por las condiciones de apoyo.

#### **C 5.8.1.3. Regiones de interfaz (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.8.1.4. Losas y zapatas (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.8.1.5. Almas de puentes vigas curvas tipo cajón postensadas**

La flexión transversal del alma es función de las cargas verticales, del efecto restaurador del pretensado longitudinal, del efecto Resal, y de cualquier pretensado transversal.

Considerar solo el esfuerzo de corte global en el alma y la flexión regional transversal en el alma tenderá a subestimar la cantidad de armadura vertical requerida en las almas. Enfoques más rigurosos que consideran la interacción de estas fuerzas combinadas se presentan en Menn (1990) y Nutt (2008).

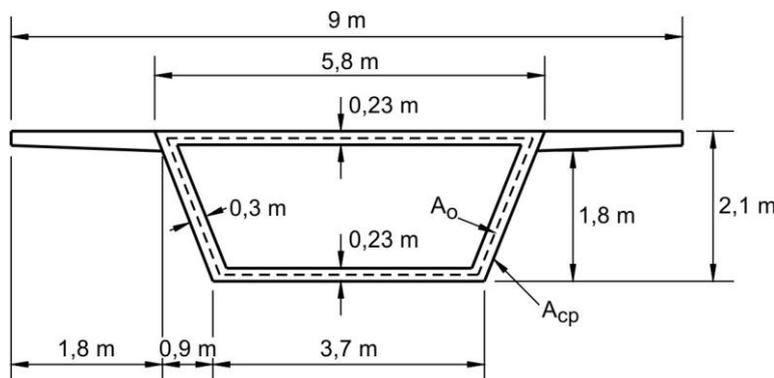
## C 5.8.2. Consideraciones generales

### C 5.8.2.1. Requisitos generales

Si el momento torsor mayorado es menor que un cuarto del momento de fisuración por torsión pura mayorado, éste provocará apenas una reducción muy pequeña de la capacidad de corte o la capacidad flexional. Por este motivo se permite despreciarlo.

No es necesario investigar la torsión en las secciones que se diseñan para las sobrecargas utilizando los métodos de análisis aproximados indicados en el Artículo 4.6.2.2.

El límite de la Ecuación 5.8.2.1-4 se añadió para evitar sobreestimar  $T_{cr}$  en el caso de las estructuras celulares. La Ecuación 5.8.2.1-4 se obtuvo considerando una sección maciza y suponiendo un tubo de pared delgada equivalente. Si se consideran los valores reales de  $b_v$  y  $A_{cp}$  la resistencia a la torsión puede ser mucho menor. La expresión resultante coincide con la ecuación dada en la edición actual del documento Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Bridges de AASHTO.



**Figura C 5.8.2.1-1. Esquema que muestra los datos usados en el ejemplo de cálculo de  $A_o$  incluido a continuación**

$$A_o = \frac{1}{2} (3,4 \text{ m} + 5,5 \text{ m}) (1,87 \text{ m}) = 8,32 \text{ m}^2$$

Alternativamente, el término  $A_o$  generalmente se puede tomar como el **85 por ciento** del área encerrada por el eje de la armadura transversal de torsión cerrada exterior, incluyendo el área de cualquier agujero que hubiera. La justificación para este reemplazo habitualmente conservador se puede consultar en el trabajo de Collins and Mitchell (1991). En el año 2004 se agregó un límite para la tensión principal en el eje neutro del alma. Esta verificación requiere modificar la demanda de corte para torsión (no la resistencia). Las Ecuaciones 5.8.2.1-6 y 5.8.2.1-7 se agregaron para aclarar cómo se modifica la demanda para torsión. Observar que  $V_u$  en las Ecuaciones 5.8.3.4.2-1, 5.8.3.4.2-2 y 5.8.3.4.2-3 para  $\varepsilon_x$ , y en la Ecuación 5.8.2.9-1 para  $v_u$ , no se modificaron para considerar la torsión.

En el caso de las secciones transversales macizas, tales como las secciones rectangulares o en "I", existe la posibilidad de que se produzca una redistribución considerable de las tensiones de corte. Para considerar esta redistribución favorable, en

estas secciones resulta seguro utilizar un enfoque no basado en el valor cuadrático medio para calcular la tensión de corte nominal, tal como se indica en la Ecuación 5.8.2.1-6. El  $0,9 \cdot p_h$  viene del **90 por ciento** del perímetro de la sección de hormigón descantillada. Esto es similar a multiplicar por **0,9** el brazo de palanca en los cálculos de flexión.

En las vigas cajón, el flujo de corte debido a torsión se suma al flujo de corte debido a flexión en una de las almas exteriores y se resta en la otra. En el alma determinante, el segundo término de la Ecuación 5.8.2.1-7 viene de integrar la distancia desde el baricentro de la sección hasta el centro del recorrido del flujo de corte alrededor de la circunferencia de la sección. Para transformar la tensión en una fuerza se multiplica por la altura del ala medida entre los recorridos del flujo de corte en las losas superior e inferior, que tiene un valor aproximadamente igual a  $d_s$ . Si el alma exterior es inclinada, esta distancia se debe dividir por el seno del ángulo que forma el alma respecto de la horizontal.

### **C 5.8.2.2. Modificaciones para hormigón liviano**

Típicamente la resistencia a la tracción y la capacidad de corte del hormigón liviano son algo menores que las de un hormigón de peso normal que tiene igual resistencia a la compresión.

### **C 5.8.2.3. Longitudes de transferencia y anclaje**

La tensión de pretensado reducida en la longitud de transferencia reduce  $V_p$ ,  $f_{pc}$  y  $f_{pe}$ . La longitud de transferencia afecta la fuerza de tracción que puede ser resistida por los cables en el borde interior del área de apoyo, como se describe en el Artículo 5.8.3.5.

### **C 5.8.2.4. Regiones que requieren armadura transversal**

En todas las regiones donde existe una probabilidad significativa de fisuración diagonal se requiere armadura transversal, la cual generalmente consiste en estribos.

### **C 5.8.2.5. Mínima armadura transversal**

Se requiere una cantidad mínima de armadura transversal para restringir el crecimiento de las fisuras diagonales y aumentar la ductilidad de la sección. A medida que aumenta la resistencia del hormigón se necesita más armadura transversal para controlar la fisuración. Se puede necesitar más armadura transversal para la flexión transversal del alma.

### **C 5.8.2.6. Tipos de armadura transversal**

Los estribos inclinados menos de **45°** respecto de la armadura longitudinal son difíciles de anclar efectivamente contra el deslizamiento y, por lo tanto, no están permitidos. Los cables de pretensado y estribos inclinados se deben orientar de manera que intercepten las potenciales fisuras diagonales formando un ángulo tan próximo a la normal como resulte práctico.

Para aumentar la capacidad de corte, la armadura transversal debe ser capaz de soportar deformaciones considerables antes de su falla. Las mallas de alambre soldadas pueden fallar antes de alcanzar la deformación requerida, particularmente si está fabricada con alambres pequeños y no se alivian las tensiones luego de su fabricación. Estas fallas pueden ocurrir en las intersecciones de los alambres o entre las mismas.

Para algunas vigas de puente de gran tamaño, los cables de pretensado perpendiculares al eje del elemento pueden ser una forma de armadura transversal efectiva. Debido a que los cables son cortos, se deben tomar precauciones para evitar pérdidas de pretensado excesivas provocadas por resbalamiento o acuñamiento de los anclajes. Los requisitos para la armadura transversal suponen que esta armadura es perpendicular al eje

longitudinal de los elementos prismáticos o vertical en el caso de los elementos no prismáticos o ahusados. Se añadieron requisitos para barras dobladas de manera que las disposiciones fueran consistentes con la norma AASHTO (2002).

### C 5.8.2.7. Máxima separación de la armadura transversal

Las secciones que soportan tensiones de corte elevadas requieren armaduras menos separadas para limitar la fisuración.

### C 5.8.2.8. Requisitos de diseño y detallado

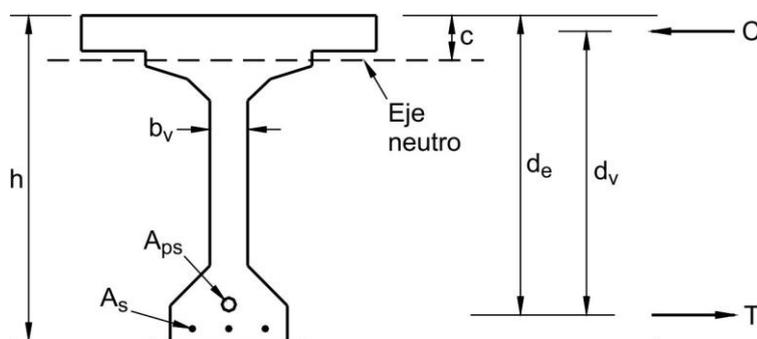
Para que sea efectiva, la armadura transversal se debe anclar en cada extremo de manera de minimizar el resbalamiento. En los elementos pretensados, la fatiga de las armaduras de malla de alambres no es un problema siempre y cuando la armadura especialmente fabricada se detalle de manera que solo haya uniones soldadas en las alas, donde las tensiones de corte no son importantes.

Algunos de los requisitos del Artículo 5.8.3 se basan en la hipótesis de que la deformación específica de la armadura transversal debe llegar a **0,002** para que pueda desarrollar su tensión de fluencia. En el caso de los cables de pretensado interesa la deformación adicional requerida para aumentar la tensión por encima de la tensión efectiva que provoca el pretensado. Limitar la tensión de fluencia de diseño de la armadura transversal no pretensada a **500 MPa** o a una tensión correspondiente a una deformación específica de **0,0035** permite limitar el ancho de las fisuras en estado límite de servicio. Para las armaduras que no tienen un punto de fluencia bien definido, la tensión de fluencia se determina para una deformación específica de **0,0035** en estado límite de resistencia. Investigaciones realizadas por Griezic (1994), Ma (2000) y Bruce (2003) indican que el comportamiento de los aceros de mayor resistencia utilizados como armadura de corte ha sido satisfactorio.

En comparación con el uso de barras de armadura atadas individualmente en obra, el uso de armaduras consistentes en alambres conformados de pequeño diámetro soldados permite un mejor control de la calidad y un mejor comportamiento de los elementos en servicio.

Las componentes inclinadas de compresión y tracción debidas a la flexión en la dirección del corte aplicado se pueden considerar del mismo modo que la componente de la fuerza de pretensado longitudinal,  $V_p$ .

### C 5.8.2.9. Tensión de corte en el hormigón



**Figura C 5.8.2.9-1. Ilustración de los términos  $b_v$  y  $d_v$**

Para los elementos solicitados a flexión, la distancia entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión se pueden determinar de la siguiente manera:

$$d_v = \frac{M_n}{A_s f_y + A_{ps} f_{ps}} \frac{1}{1000} \quad (\text{C 5.8.2.9-1})$$

En los elementos continuos cerca del punto de inflexión, si se utiliza la Ecuación C 5.8.2.9-1, ésta se debe evaluar en términos tanto de la armadura superior como de la armadura inferior. Observar que se especifican otras limitaciones para el valor de  $d_v$  a utilizar y que  $d_v$  es el valor en la sección en la cual se está investigando el corte.

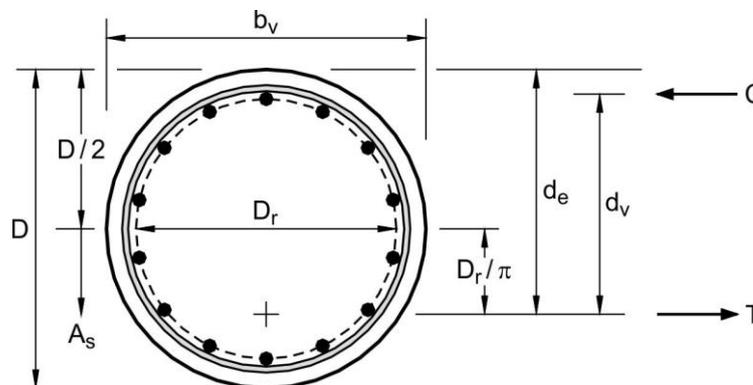
Las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares permitían tomar  $d$  como  $0,8 \cdot h$  para los elementos pretensados. El límite de  $0,72 \cdot h$  establecido para  $d_v$  es igual a  $0,9 \times 0,8 \cdot h$ .

Las vainas de pretensado actúan como discontinuidades y, por lo tanto, pueden reducir la resistencia al aplastamiento de las almas de hormigón. Para determinar qué nivel de la altura efectiva de la viga tiene el ancho mínimo y por consiguiente determinar  $b_v$ , es necesario reducir los anchos en los niveles que contienen una o más vainas de postesado. Así, para la sección ilustrada en la Figura C 5.8.2.9-1, la vaina de postesado ubicada en la posición indicada no reduciría  $b_v$  ya que no se encuentra a un nivel donde el ancho de la sección se aproxima al valor mínimo. Si el cable estuviera ubicado más arriba de manera que quedara en la parte angosta del alma, en este caso sí se deberá reducir el valor de  $b_v$ . Para los elementos circulares tales como las columnas de hormigón armado o los pilotes de hormigón pretensado,  $d_v$  se puede determinar utilizando la Ecuación C 5.8.2.9-1, siempre que  $M_n$  se calcule despreciando los efectos de la carga axial y que las áreas de armadura,  $A_s$  y  $A_{ps}$ , se tomen como la armadura en una mitad de la sección. Alternativamente,  $d_v$  se puede tomar como  $0,9 \cdot d_e$ , siendo:

$$d_e = \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi} \quad (\text{C 5.8.2.9-2})$$

donde:

- $D$  diámetro externo del elemento circular, en m.
- $D_r$  diámetro del círculo que atraviesa los centros de la armadura longitudinal, en m.



**Figura C 5.8.2.9-2. Ilustración de los términos  $b_v$ ,  $d_v$  y  $d_e$  para secciones circulares**

En los elementos circulares en general la armadura longitudinal está uniformemente distribuida alrededor del perímetro de la sección. Cuando el elemento se fisura, las mayores tensiones de corte típicamente ocurren cerca de la mitad de la profundidad de la sección. Esto también es válido cuando la sección no está fisurada. Es por este motivo que el ancho de alma efectivo se puede tomar como el diámetro de la sección.

### C 5.8.3. Modelo de diseño por secciones

#### C 5.8.3.1. Requisitos generales

De acuerdo con el enfoque de diseño por secciones, un elemento se investiga comparando la fuerza de corte mayorada con la resistencia minorada al corte en diferentes secciones. Generalmente esta verificación se realiza en los puntos correspondientes a un décimo de la longitud del tramo y en ubicaciones próximas a los apoyos.

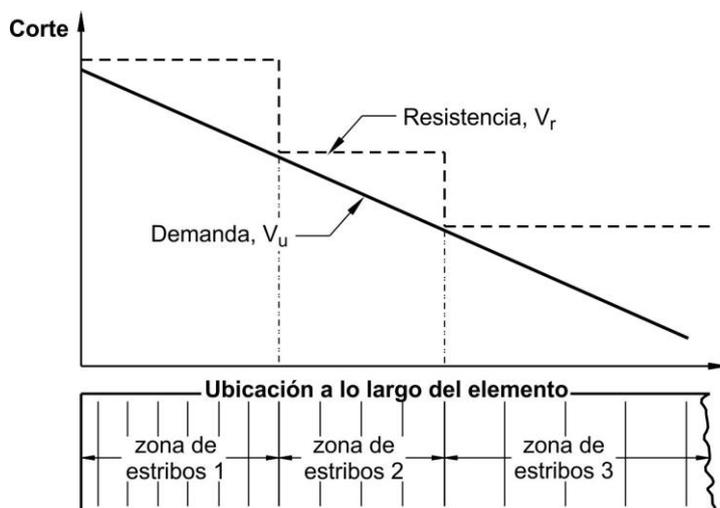
Los Artículos 5.10.11.3 y 5.10.11.4.1.3 contienen requisitos adicionales para Zonas Sísmicas 2, 3 y 4 (a definir por INPRES), mientras que los Artículos 5.8.1.2 y 5.8.3.2 contienen requisitos adicionales para las regiones extremas de los elementos.

Tanto un análisis no lineal por elementos finitos apropiado como un análisis por secciones detallado satisfarían los requisitos del presente Artículo. Collins and Mitchell (1991) presentan más información sobre procedimientos adecuados, además de un programa computacional que satisface estos requisitos. Rabbat and Collins (1978) presentan un enfoque posible para analizar corte biaxial y otras cargas complejas sobre elementos de hormigón; en Rabbat and Collins (1976) el lector encontrará una solución asistida por computador para este problema. Pauley and Priestley (1992) presentan una discusión sobre el efecto del corte biaxial en el diseño de uniones viga-columna de hormigón armado.

#### C 5.8.3.2. Secciones próximas a los apoyos

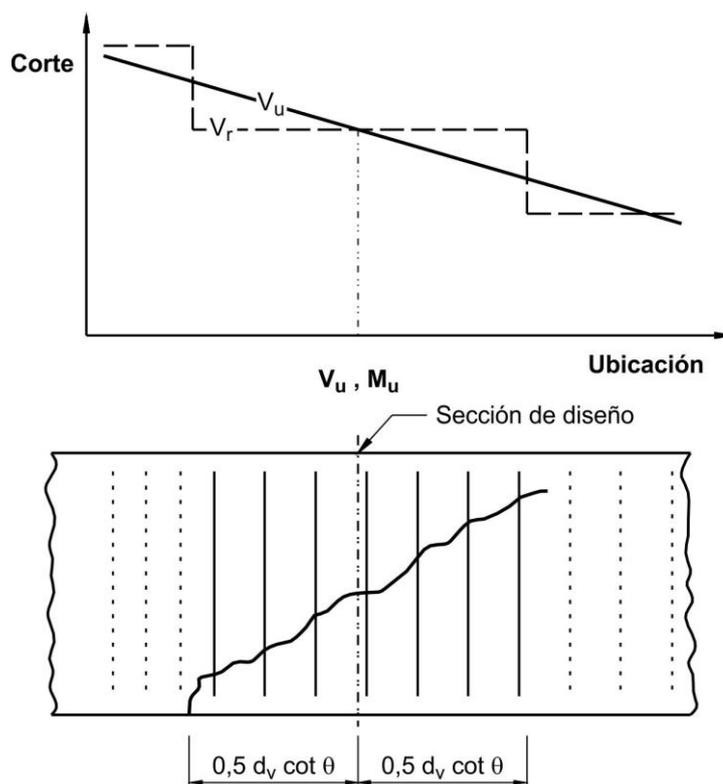
Las cargas próximas al apoyo se transfieren directamente al apoyo mediante acción de arco comprimido, sin provocar tensiones adicionales en los estribos.

El enfoque utilizado tradicionalmente para dimensionar la armadura transversal involucra determinar la separación requerida para los estribos en secciones discretas a lo largo del elemento. Luego los estribos se detallan de manera tal que esta separación no se supere en una longitud de viga que se extiende desde la sección de diseño considerada hasta la siguiente sección de diseño. En este tipo de enfoque, se supone que la demanda de corte y la resistencia provista son como se ilustra en la Figura C 5.8.3.2-1.



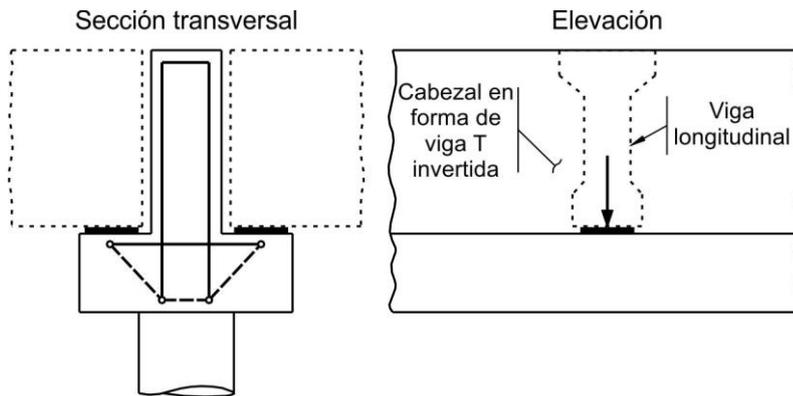
**Figura C 5.8.3.2-1. Diseño al corte tradicional**

Para los casos típicos en los cuales la carga aplicada actúa a la mitad de la profundidad del elemento o por encima de la misma, resulta más práctico adoptar el enfoque tradicional como se ilustra en la Figura C 5.8.3.2-1 o bien un enfoque más liberal pero aún así conservador como el que se ilustra en la Figura C 5.8.3.2-2. El enfoque representado en la Figura C 5.8.3.2-2 prolonga la separación requerida de los estribos una distancia igual a  $0,5 \cdot d_v \cdot \cot(\theta)$  hacia el apoyo.



**Figura C 5.8.3.2-2. Sección para el diseño simplificado en el caso de cargas aplicadas a la mitad de la profundidad del elemento o por encima de la misma**

La Figura C 5.8.3.2-3 muestra un caso en el cual una viga **T** invertida actúa como cabezal de un pilote y los elementos longitudinales son soportados por el ala de la **T**. En este caso, una parte significativa de la carga está aplicada por debajo de la mitad de la profundidad del elemento, por lo que sería más apropiado utilizar el enfoque tradicional de diseño al corte ilustrado en la Figura C 5.8.3.2-1.



**Figura C 5.8.3.2-3. Cabezal consistente en una viga T invertida**

El cabezal en forma de viga **T** ilustrado en la Figura C 5.8.3.2-3 actúa como un resalto horizontal tipo viga y se debe diseñar para los efectos localizados provocados por la carga concentrada aplicada al ala de la viga **T**. Los requisitos para el diseño de resaltos horizontales tipo viga se indican en el Artículo 5.13.2.5.

Si una viga está cargada en su parte superior y su extremo no se construye integralmente con el apoyo, todo el corte se canaliza hacia el apoyo del extremo. Si la viga es de alma delgada de modo tal que el corte en la viga es mayor que  $0,18 \cdot f'_c$  existe la posibilidad de que se produzca una falla local por compresión diagonal o una falla por corte horizontal a lo largo de la interfaz entre el alma y el ala inferior de la viga. Generalmente agregar más armadura transversal no puede prevenir este tipo de falla, por lo que se debe aumentar el tamaño de la sección o bien diseñar el extremo de la viga usando un modelo de bielas y tirantes.

### C 5.8.3.3. Resistencia nominal al corte

La resistencia al corte de un elemento de hormigón se puede dividir en una componente  $V_c$  que depende de las tensiones de tracción en el hormigón, una componente  $V_s$  que depende de las tensiones de tracción en la armadura transversal y una componente  $V_p$  que es la componente vertical de la fuerza de pretensado.

Las expresiones para calcular  $V_c$  y  $V_s$  se aplican tanto para secciones pretensadas como para secciones no pretensadas, dependiendo los términos  $\beta$  y  $\theta$  de las cargas aplicadas y las propiedades de la sección.

La intención del límite superior de  $V_n$ , dado por la Ecuación 5.8.3.3-2, es asegurar que el hormigón del alma de la viga no sufra aplastamiento antes de la fluencia de las armaduras transversales.

Si  $\alpha = 90$  grados, la Ecuación 5.8.3.3-4 se reduce a:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s} 1000 \quad (\text{C 5.8.3.3-1})$$

Por lo tanto, el ángulo  $\theta$  también se toma como el ángulo entre una biela y el eje longitudinal de un elemento.

$V_p$  es parte de  $V_{cw}$  por el método del Artículo 5.8.3.4.3 y, por lo tanto, en la Ecuación 5.8.3.3-1  $V_p$  se debe tomar igual a cero.

Se añadieron requisitos para barras dobladas de manera que las disposiciones fueran consistentes con la norma AASHTO (2002).

#### **C 5.8.3.4. Procedimiento para determinar la resistencia al corte**

Se indican tres métodos complementarios para evaluar la resistencia al corte. El Método 1, especificado en el Artículo 5.8.3.4.1, solo es aplicable para secciones no pretensadas. El Método 2, descrito en el Artículo 5.8.3.4.2, es aplicable para todos los elementos pretensados y no pretensados, con o sin armadura de corte, con o sin carga axial. El Método 3, especificado en el Artículo 5.8.3.4.3, es aplicable tanto para secciones pretensadas como no pretensadas en las cuales no hay carga neta de tracción axial y se provee al menos armadura de corte mínima. De otro modo, los efectos de la carga axial se pueden tomar en cuenta mediante ajustes al nivel de tensión de precompresión efectiva,  $f_{pc}$ . En las regiones en las cuales se superpone la aplicabilidad de los dos últimos métodos, por lo general el Método 3 llevará a requerir una cantidad de armadura ligeramente mayor, especialmente en las regiones de momento negativo y cerca de los puntos de inflexión. Si con el Método 3 se obtienen resultados no satisfactorios está permitido utilizar el Método 2.

##### **C 5.8.3.4.1. Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas**

Con  $\beta = 2,0$  y  $\theta = 45$  grados, las expresiones para calcular la resistencia al corte se vuelven virtualmente idénticas a las utilizadas tradicionalmente para evaluar la resistencia al corte. Sin embargo, algunos experimentos recientes realizados a gran escala (Shioya et al., 1989) indican que estas expresiones tradicionales pueden ser seriamente no conservadoras para los elementos de grandes dimensiones que no contienen armadura transversal.

##### **C 5.8.3.4.2. Procedimiento general**

La resistencia al corte de un elemento se puede determinar realizando un análisis por secciones detallado que satisfaga los requisitos del Artículo 5.8.3.1. Este análisis (ver Figura C 5.8.3.4.2-1) mostraría que las tensiones de corte no son uniformes en la altura del alma y que la dirección de las tensiones principales de compresión varían en la altura de la viga. El procedimiento más directo indicado en el presente Artículo supone que las tensiones de corte del hormigón se distribuyen uniformemente en un área cuyo ancho es igual a  $b_v$  y cuya altura es igual a  $d_v$ , que la dirección de las tensiones principales de compresión (definidas por el ángulo  $\theta$  e indicadas como  $D$ ) permanecen constantes en  $d_v$ , y que la resistencia al corte de la sección se puede determinar considerando las condiciones de tensión biaxial solamente en una ubicación del alma. Ver la Figura C 5.8.3.4.2-2.

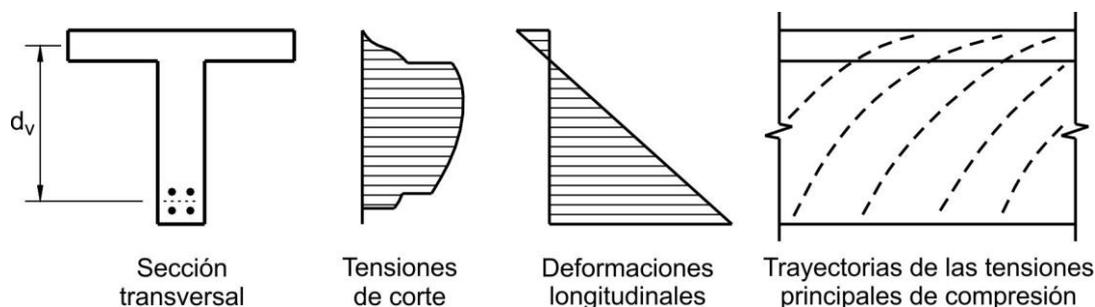
Este procedimiento de diseño (Collins et al., 1994) se derivó a partir de la Teoría Modificada del Campo de Compresiones (MCFT por sus siglas en inglés, Vecchio and Collins, 1996), un modelo conductista exhaustivo para calcular la respuesta del hormigón fisurado diagonalmente sujeto a corte en el plano y tensiones normales. Antes de las revisiones interinas de 2008 de la norma AASHTO, el procedimiento general para el diseño al corte era iterativo y para evaluar  $\beta$  y  $\theta$  se requería el uso de tablas. Con las revisiones de 2008, este procedimiento de diseño se modificó de manera que ya no es iterativo y se introdujeron ecuaciones algebraicas para la evaluación de  $\beta$  y  $\theta$ . Estas ecuaciones son funcionalmente equivalentes a las utilizadas por el código de diseño canadiense (A23.2-M04, 2004) y se determinó que son adecuadas para su inclusión en las Especificaciones AASHTO LRFD (Hawkins et al., 2006, 2007).

La deformación específica longitudinal,  $\varepsilon_s$ , se puede determinar mediante el procedimiento ilustrado en la Figura C 5.8.3.4.2-3. La sección real se representa por medio de una sección ideal que consiste en un ala traccionada por flexión, un ala comprimida por flexión, y un alma. El área del ala comprimida se toma como el área del elemento del lado comprimido por flexión, es decir, el área total menos el área del ala traccionada según lo definido por  $A_c$ . Una vez que en el alma se forman fisuras diagonales, la fuerza de corte aplicada al hormigón del alma,  $V_u - V_p$ , será soportada fundamentalmente por tensiones de compresión diagonales en el hormigón del alma.

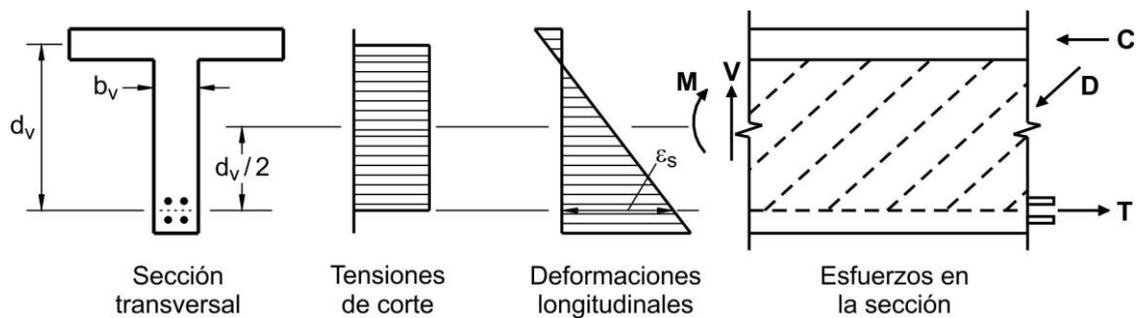
Estas tensiones de compresión diagonales provocarán una fuerza de compresión longitudinal en el hormigón del alma igual a  $(V_u - V_p) \cdot \cot \theta$ . La condición de equilibrio requiere que esta fuerza de compresión longitudinal en el alma sea equilibrada por fuerzas de tracción en las dos alas, con la mitad de la fuerza, es decir  $0,5 \cdot (V_u - V_p) \cdot \cot \theta$ , tomada por cada ala. Por motivos de simplicidad,  $0,5 \cdot \cot \theta$  se puede tomar igual a  $2,0$ , con lo que la demanda longitudinal debida al corte en la armadura de tracción longitudinal se convierte en  $(V_u - V_p)$  sin una pérdida de precisión significativa. Una vez calculadas las fuerzas axiales requeridas en las dos alas, las deformaciones axiales específicas resultantes,  $\varepsilon_t$  y  $\varepsilon_c$ , se pueden calcular en base a la relación entre la fuerza axial y la deformación axial ilustrada en la Figura C 5.8.3.4.2-3.

Para los elementos pretensados,  $f_{po}$  se puede tomar como la tensión en los cordones cuando se coloca el hormigón alrededor de los mismos, es decir aproximadamente igual a la tensión de tesado. Para los elementos postesados, en forma conservadora,  $f_{po}$  se puede tomar como la tensión promedio en los cables cuando se completa el postesado.

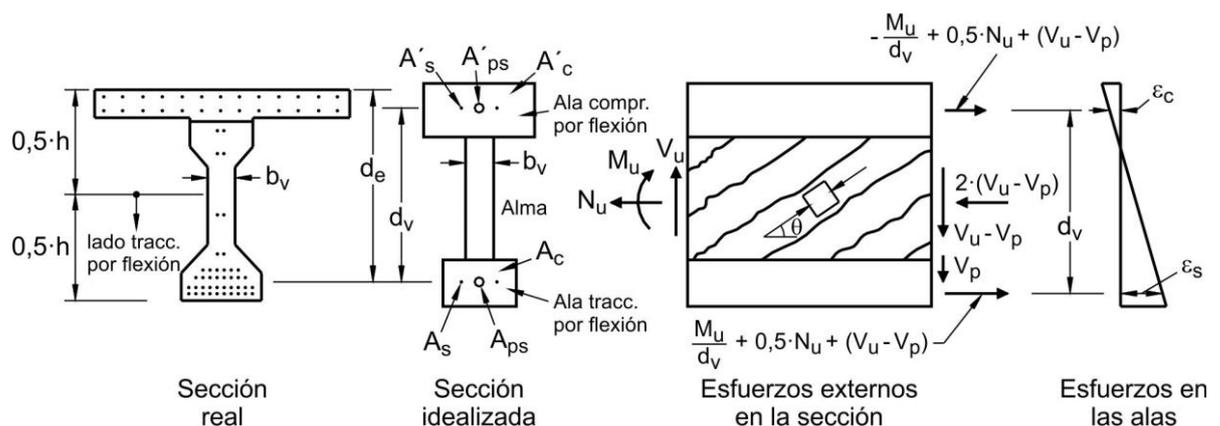
Las relaciones para evaluar  $\beta$  y  $\theta$  en las Ecuaciones 5.8.3.4.2-1 y 5.8.3.4.2-2 se basan en calcular las tensiones que se pueden transferir a través del hormigón fisurado diagonalmente. A medida que las fisuras se ensanchan, la tensión que se puede transmitir disminuye. En los elementos que contienen al menos la cantidad mínima de armadura transversal, se supone que las fisuras diagonales tendrán una separación de alrededor de  $0,3 \text{ m}$ . En los elementos sin armadura transversal, se supone que la separación de las fisuras inclinadas un ángulo de  $\theta$  grados con respecto de la armadura longitudinal será de  $s_x / \sin \theta$ , tal como se ilustra en la Figura 5.8.3.4.2-3. En consecuencia, se supone que los elementos de mayor altura con mayores valores de  $s_x$  tienen fisuras más separadas y, por lo tanto, no pueden transmitir tensiones de corte tan elevadas. La capacidad de las superficies de las fisuras para transmitir tensiones de corte es afectada por el tamaño de los agregados del hormigón. Los elementos construidos con hormigones de menor tamaño máximo de agregado tendrán un mayor valor de  $s_{xe}$  y por lo tanto, si no hay armadura transversal, tendrán menor resistencia al corte.



**Figura C 5.8.3.4.2-1. Análisis seccional detallado para determinar la resistencia al corte de acuerdo con el Artículo 5.8.3.1.**



**Figura C 5.8.3.4.2-2. Procedimiento más directo para determinar la resistencia al corte de acuerdo con el Artículo 5.8.3.4.2**

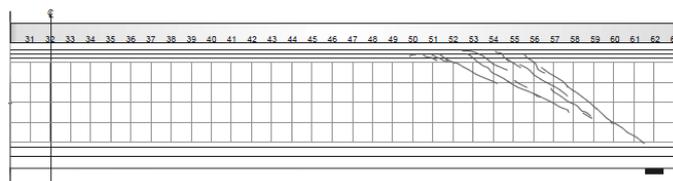


**Figura C 5.8.3.4.2-3. Procedimiento de cálculo más preciso para determinar  $\epsilon_s$**

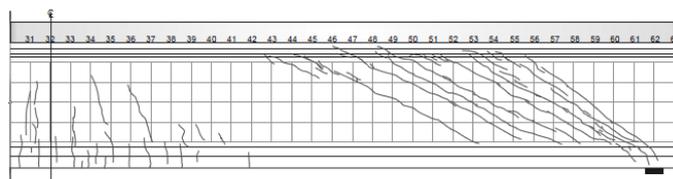
### C 5.8.3.4.3. Procedimiento simplificado para secciones pretensadas y no pretensadas

El Artículo 5.8.3.4.3 se basa en las recomendaciones del Informe NCHRP 549 (Hawkins et al., 2005). Los conceptos de este Artículo son compatibles con los conceptos para evaluación de la resistencia al corte de los elementos de hormigón pretensado del Reglamento CIRSOC 201-05 y las Especificaciones Estándares AASHTO para Puentes Carreteros (2002). Sin embargo, dichos conceptos se han modificado de manera que este Artículo se aplica tanto a secciones pretensadas como a secciones no pretensadas.

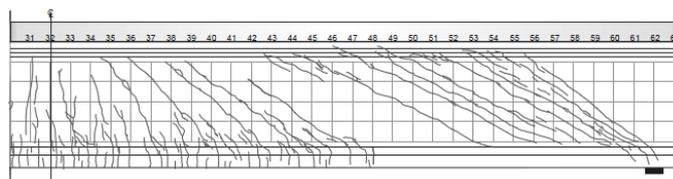
La resistencia nominal al corte  $V_n$  es la sumatoria de las resistencias al corte  $V_c$  y  $V_s$  provistas por el hormigón y la armadura de corte, respectivamente. Tanto  $V_c$  como  $V_s$  dependen del tipo de fisuración inclinada que ocurra en la sección considerada. Existen dos tipos de fisuración inclinada: fisuración por flexión y corte y fisuración por corte en el alma. Las resistencias asociadas son  $V_{ci}$  y  $V_{cw}$ , respectivamente. La Figura C 5.8.3.4.3-1 muestra el desarrollo de ambos tipos de fisuración al aplicar una carga uniforme creciente a una viga en I de **1,6 m**. Informe NCHRP XX2 (Hawkins et al., 2005).



(a) Carga 1



(b) Carga 2



(c) Carga 3

**Figura C 5.8.3.4.3-1. Desarrollo de fisuración por corte en una viga en I uniformemente cargada con cargas crecientes; Carga 1 < Carga 2 < Carga 3**

La fisuración por corte en el alma comienza en un punto interior del alma del elemento antes que en la región considerada las alas se fisuren por flexión. En la Figura C 5.8.3.4.3-1, con la carga 1 se ha desarrollado fisuración por corte en el alma del elemento adyacente al apoyo del extremo. La fisuración por flexión y corte comienza por la fisuración por flexión. La fisuración por flexión aumenta las tensiones de corte en el hormigón por encima de las fisuras por flexión. En la Figura C 5.8.3.4.3-1, las cargas 2 y 3 desarrollaron fisuras por flexión en la región central de la viga y, a medida que aumentó la carga y las fisuras por flexión se extendieron hacia el apoyo del extremo, las fisuras por flexión se convirtieron en fisuras inclinadas.

En las secciones con armadura de corte mayor o igual que la requerida por el Artículo 5.8.2.5, el corte que toma el hormigón puede caer por debajo de  $V_c$  poco después que se produce la fisuración inclinada, por lo que la armadura de corte puede entrar en fluencia local. Sin embargo, las secciones continúan resistiendo cortes crecientes hasta que las resistencias que provee el hormigón llegan nuevamente a  $V_c$ . En consecuencia,  $V_{ci}$  y  $V_{cw}$  son medidas de la resistencia que puede proveer el hormigón al llegar a la resistencia nominal al corte de la sección, y no son directamente iguales a los cortes al llegar a la fisuración inclinada.

El ángulo  $\theta$  de la fisura inclinada –y por consiguiente el ángulo de la tensión de compresión diagonal– es menor en el caso de una fisura por corte en el alma que en el de una fisura por flexión y corte. Por lo tanto, para una sección determinada, el valor de  $V_s$  asociado con la fisuración por corte en el alma es mayor que el asociado con la fisuración por flexión y corte.

$V_{ci}$  es la sumatoria del corte ( $V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$ ) requerido para provocar fisuración por flexión en la sección considerada, más el aumento de corte necesario para convertir la fisura por flexión en una fisura por corte. En el caso de una viga no compuesta, la totalidad de la sección transversal resiste todos los cortes aplicados por las cargas permanentes y las

sobrecargas,  $I_c$  es igual al momento de inercia de la sección bruta y  $V_d$  es igual al corte por cargas permanentes nominales que actúa en la sección. En este caso la Ecuación 5.8.3.4.3-1 se puede utilizar directamente.

En el caso de una viga compuesta, parte de la carga permanente es resistida solamente por una parte de la sección final. Cuando la sección bruta final de hormigón se obtiene una sola adición de hormigón sobre la sección inicial (construcción en dos etapas), se puede usar directamente la Ecuación 5.8.3.4.3-1. En la Ecuación 5.8.3.4.3-2 se utilizan propiedades apropiadas de la sección para calcular  $f_d$  y en la Ecuación 5.8.3.4.3-1 se separa el corte debido a la carga permanente  $V_d$  del corte debido a otras cargas  $V_i$ .  $V_d$  es la fuerza de corte total debida a las cargas permanentes no mayoradas que actúan en la parte de la sección que soporta las cargas permanentes que actúan antes de la acción compuesta más la carga permanente superpuesta no mayorada que actúa en el elemento compuesto. El término  $V_i$  se puede tomar como  $(V_u - V_d)$  y  $M_{max}$  se puede tomar como  $(M_u - M_d)$ , donde  $V_u$  y  $M_u$  son el corte y el momento mayorados en la sección considerada debidos a las cargas totales mayoradas y  $M_d$  es el momento debido a la carga permanente no mayorada en la misma sección.

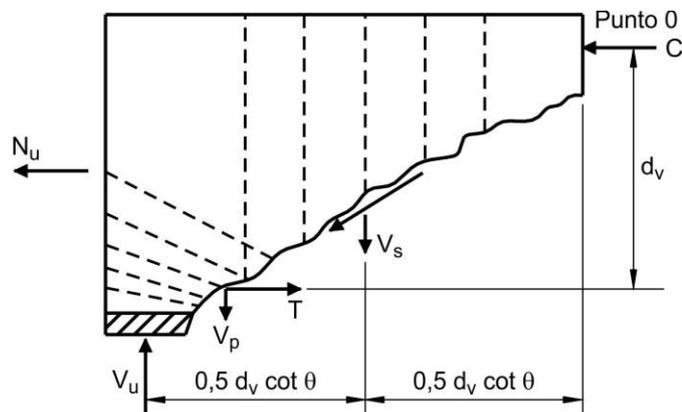
Cuando la sección bruta final se desarrolla con más de una adición de hormigón sobre la sección inicial (construcción en múltiples etapas), para calcular  $M_{cr}$  es necesario determinar cómo se acumularon las tensiones de flexión en la fibra extrema. Para cada etapa del historial del elemento, los incrementos de la tensión de flexión en la fibra extrema de la sección considerada debidos a las cargas no mayoradas que actúan en dicha sección se calculan utilizando las propiedades de la sección en esa etapa.  $V_d$ ,  $V_i$  y  $M_{max}$  se calculan igual que para las construcciones en dos etapas.

Para evaluar  $M_{cre}$  con la Ecuación 5.8.3.4.3-2 se utiliza un módulo resistente ligeramente menor a fin de tomar en cuenta los efectos de la contracción diferencial entre la losa y la viga, y los efectos de los gradientes térmicos que se pueden producir en la altura de la viga.

### C 5.8.3.5. Armadura longitudinal

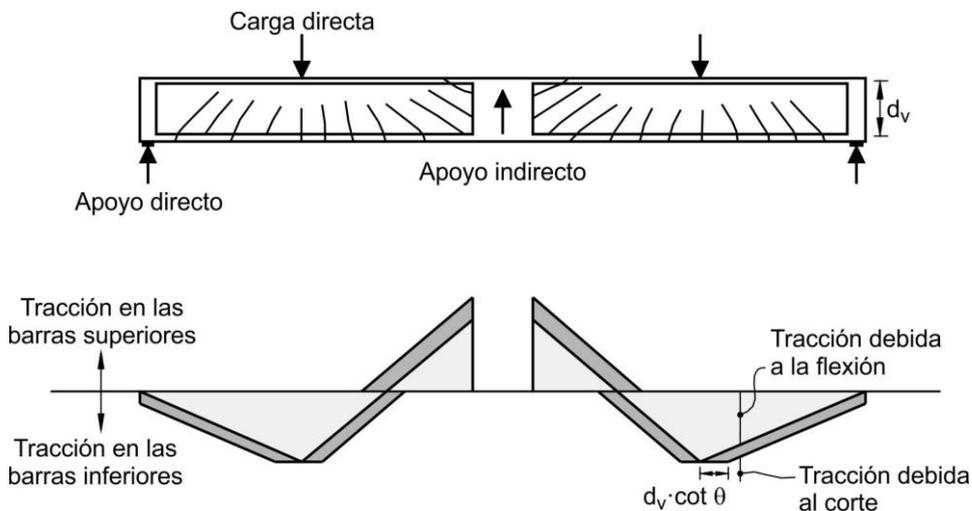
El corte provoca tracción en la armadura longitudinal. Para un corte dado, esta tracción aumenta a medida que  $\theta$  disminuye y a medida que  $V_c$  aumenta. La tracción que la flexión provoca en la armadura longitudinal se puede visualizar con ayuda de un diagrama de cuerpo libre como el ilustrado en la Figura C 5.8.3.5-1.

Tomando momentos respecto del Punto 0 de la Figura C 5.8.3.5-1, suponiendo que la fuerza de trabazón de los agregados en la fisura, la cual contribuye a  $V_c$ , tiene momento despreciable respecto del Punto 0, y despreciando la pequeña diferencia entre las ubicaciones de  $V_u$  y  $V_p$ , se obtiene el requisito para determinar la fuerza de tracción que el corte provoca en la armadura longitudinal.



**Figura C 5.8.3.5-1. Fuerzas debidas al momento y al corte supuestas en el modelo de resistencia**

En las ubicaciones de máximo momento la fuerza de corte cambia de signo y por lo tanto varía la inclinación de las tensiones de compresión diagonal. En los apoyos directos, entre ellos los extremos de las vigas simplemente apoyadas y/o los cabezales articulados con las columnas, y en los puntos en los cuales hay cargas aplicadas directamente a la cara superior o inferior del elemento, este cambio de inclinación está asociado con una distribución de tensiones de compresión en forma de abanico que irradia a partir de la carga puntual o apoyo directo como se ilustra en la Figura C 5.8.3.5-2. Esta distribución en abanico de las tensiones diagonales reduce la tracción que provoca el corte en la armadura longitudinal, es decir, el ángulo  $\theta$  crece. La tracción en la armadura no es mayor que la tracción debida exclusivamente al máximo momento. Por lo tanto, los requisitos de armadura longitudinal se pueden satisfacer prolongando la armadura de flexión en una distancia igual a  $d_v \cdot \cot \theta$  o la especificada en el Artículo 5.11, cualquiera sea la que resulte mayor.



**Figura C 5.8.3.5-2. Variación de la fuerza en la armadura longitudinal cerca de las ubicaciones de máximo momento**

Para determinar la fuerza de tracción que debe resistir la armadura en el borde interior del área de apoyo se pueden utilizar los valores de  $V_u$ ,  $V_s$ ,  $V_p$  y  $\theta$  calculados para la sección ubicada una distancia  $d_v$  a partir de la cara del apoyo. Para calcular la resistencia a la tracción de la armadura longitudinal se puede suponer que la resistencia varía linealmente en la longitud de anclaje del Artículo 5.11.2.1.1 o que la resistencia varía en forma bilineal en la longitud de transferencia y anclaje del Artículo 5.11.4.2.

**C 5.8.3.6. Secciones solicitadas a combinaciones de corte y torsión**

**C 5.8.3.6.1. Armadura transversal**

Las tensiones de corte provocadas por la torsión y el corte se sumarán a un lado de la sección y se restarán al otro. La armadura transversal se diseña para el lado en el cual los efectos son aditivos.

En general las cargas que provocan la mayor torsión no coinciden con las cargas que provocan el mayor corte. Aunque algunas veces resulta conveniente diseñar para la

combinación de mayor torsión y mayor corte, solo es necesario diseñar para el corte más elevado y la torsión simultánea, y para la torsión más elevada y el corte simultáneo.

#### **C 5.8.3.6.2. Resistencia a la torsión (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.8.3.6.3. Armadura longitudinal**

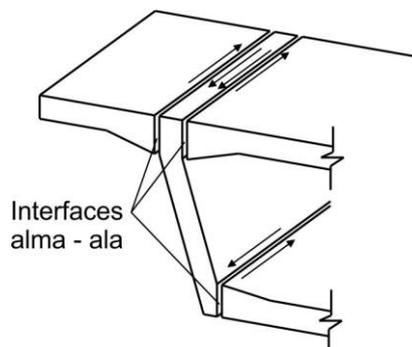
Para tomar en cuenta el hecho de que en uno de los lados de la sección las tensiones por torsión y por corte se oponen, la tensión equivalente utilizada en la expresión de diseño se toma como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las tensiones del alma calculadas individualmente.

#### **C 5.8.4. Transferencia de corte en las interfaces – Corte por fricción**

##### **C 5.8.4.1. Requisitos generales**

El desplazamiento por corte a lo largo del plano de la interfaz puede ser resistido por cohesión, trabazón de los agregados y fricción por corte desarrollada por la fuerza en la armadura que atraviesa el plano de la interfaz. La rugosidad del plano de corte provoca que la interfaz se separe en una dirección perpendicular al plano de la interfaz. Esta separación induce tracción en la armadura, la cual es equilibrada por las tensiones de compresión en las superficies de la interfaz.

En las vigas tipo cajón se debe proveer armadura de transferencia de corte adecuada perpendicular a los planos verticales de las interfaces alma/ala para transferir las fuerzas longitudinales de las alas en el estado límite de resistencia. La fuerza de diseño mayorada para la armadura de la interfaz se calcula de manera de tomar en cuenta la fuerza de corte en la interfaz,  $\Delta F$ , como se muestra en la Figura C 5.8.4.1-1, además de cualquier efecto de corte localizado que los anclajes de la fuerza de pretensado provoquen en la sección.



**Figura C 5.8.4.1-1. Transferencia de corte longitudinal entre las alas y las almas de los puentes viga tipo cajón**

Cualquier armadura que atraviesa la interfaz está sujeta a la misma deformación que la armadura diseñada para la interfaz. La falta de anclaje de cualquier armadura que atraviesa la interfaz podría provocar la fractura localizada del hormigón que la rodea.

Cuando al proyectar una viga o losa la armadura de corte requerida en la interfaz es mayor que el área requerida para satisfacer los requisitos de armadura vertical (transversal) será necesario proveer armadura adicional de manera de satisfacer los requisitos de corte en la interfaz. Solo es necesario que la armadura adicional para el corte en la interfaz se prolongue hacia el interior de la viga una profundidad suficiente para desarrollar la tensión

de fluencia de diseño de la armadura, no en la profundidad total de la viga como se requiere en el caso de la armadura de corte vertical.

La carga total debe incluir todas las cargas compuestas y no compuestas.

Para el estado límite correspondiente a evento extremo  $\phi$  se puede tomar como **1,0**.

Los modelos de fricción por corte puro suponen que la resistencia al corte en la interfaz es directamente proporcional a la fuerza de apriete normal ( $A_{vf}f_y + P_c$ ), a través de un coeficiente de fricción ( $\mu$ ). La Ecuación 5.8.4.1-3 es un modelo de fricción por corte modificado que toma en cuenta la contribución de la cohesión y/o de la trabazón de los agregados (evidente en los datos experimentales) según la naturaleza de la interfaz considerada dada por el primer término. Por motivos de simplicidad, en este Artículo el término “factor de cohesión” se utiliza para referirse a los efectos de la cohesión y/o la trabazón de los agregados de manera tal que la Ecuación 5.8.4.1-3 es análoga a la expresión correspondiente a la resistencia al corte vertical ( $V_c + V_s$ ).

La Ecuación 5.8.4.1-4 limita  $V_{ni}$  para evitar el aplastamiento o la rotura de los agregados a lo largo del plano de corte.

Con un valor de  $K_1$  apropiado, las Ecuaciones 5.8.4.1-3 y 5.8.4.1-4 alcanzan para establecer un límite inferior para los datos experimentales disponibles; sin embargo, la Ecuación 5.8.4.1-5 es necesaria debido a la escasez de datos experimentales disponibles más allá de los valores de  $K_2$  limitantes que se proporcionan en el Artículo 5.8.4.3.

Las ecuaciones para la resistencia al corte en la interfaz (Ecuaciones 5.8.4.1-3, 5.8.4.1-4 y 5.8.4.1-5) se basan en datos experimentales para hormigón de peso normal no monolítico con resistencias comprendidas entre **17,5 MPa** y **114 MPa**; hormigón de peso normal monolítico con resistencias comprendidas entre **24 MPa** y **124 MPa**; hormigón de agregados livianos y arena con resistencias de **15 MPa** a **41 MPa**; y hormigón de agregados livianos con resistencias de **30 MPa** a **36 MPa**.

Estos requisitos no cubren el diseño de secciones compuestas utilizando paneles de tablero prefabricados que abarquen toda la altura. Para estos sistemas las especificaciones de diseño se deben establecer conjuntamente con el Propietario o coordinar con el mismo.

En la Ecuación 5.8.4.1-3  $A_{vf}$  es la armadura de corte en la interfaz dentro del área  $A_{cv}$  de la interfaz. En el caso de una interfaz de viga/losa, el área de la armadura de corte en la interfaz por  $m$  de longitud de la viga se calcula reemplazando  $A_{cv}$  en la Ecuación 5.8.4.1-3 por  $1,0 \cdot b_{vi}$  y la carga  $P_c$  correspondiente al mismo  $m$  lineal de longitud de la viga.

Para considerar el uso de paneles de tablero perdidos o cualquier otro detalle de la interfaz, el Proyectista deberá determinar el ancho de la interfaz,  $b_{vi}$ , que efectivamente actúa resistiendo el corte en la interfaz.

Se supone que la armadura en la interfaz está sometida a su tensión de fluencia de diseño,  $f_y$ . Sin embargo, el límite de **420 MPa** establecido para el valor de  $f_y$  utilizado para determinar la resistencia al corte en la interfaz se debe a que las resistencias al corte en la interfaz calculadas usando valores más elevados han sobrestimado la resistencia determinada experimentalmente en un número limitado de ensayos realizados sobre probetas previamente fisuradas.

Despreciar  $P_c$  resulta ser conservador si se trata de una fuerza de compresión; sin embargo, si se la incluye, el valor de  $P_c$  se deberá calcular como la fuerza que actúa sobre el área,  $A_{cv}$ . Si  $P_c$  es una fuerza de tracción, es necesario colocar armadura adicional para resistir la fuerza neta de tracción como se especifica en el Artículo 5.8.4.2.

#### **C 5.8.4.2. Cálculo de la fuerza de corte mayorada en la interfaz, $V_{ui}$ , para puentes de vigas/losa**

A continuación se muestra un enfoque para calcular el corte en la interfaz en un puente de vigas/losa basado en un diagrama de cuerpo libre. En los puentes de vigas de hormigón armado u hormigón pretensado con una losa hormigonada in situ, a lo largo de la interfaz entre las vigas y la losa se desarrollan fuerzas de corte horizontales. Anteriormente, para determinar la fuerza de corte de diseño en la interfaz se utilizaba el enfoque clásico de la resistencia de los materiales, el cual se basa en el comportamiento elástico de la sección. A modo de alternativa al enfoque clásico de la resistencia de los materiales, usando la notación aquí indicada y el diagrama de cuerpo libre ilustrado en la Figura C 5.8.4.2-1 se puede derivar una aproximación razonable de la fuerza de corte mayorada en la interfaz en estado límite de resistencia o evento extremo tanto para comportamiento elástico como para comportamiento inelástico y para secciones fisuradas o no fisuradas de la siguiente manera:

$M_{u2}$  máximo momento mayorado en la sección **2**

$V_1$  corte vertical mayorado en la sección **1** simultáneo con  $M_{u2}$

$M_1$  momento mayorado en la sección **1** simultáneo con  $M_{u2}$

$\Delta\ell$  segmento de viga de longitud unitaria

$C_1$  fuerza de compresión sobre el plano de corte asociada con  $M_1$

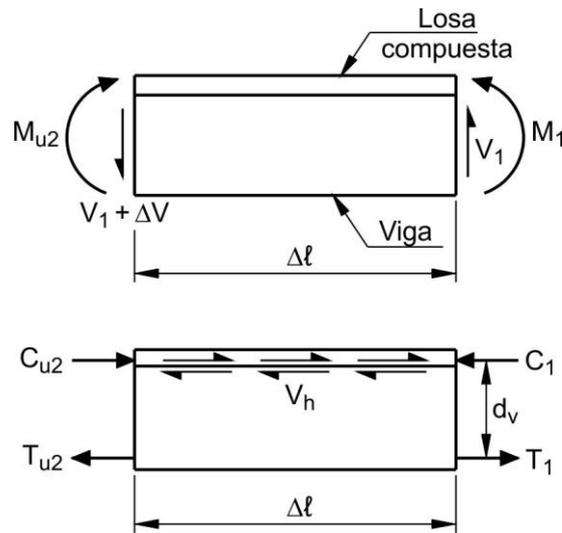
$C_{u2}$  fuerza de compresión sobre el plano de corte asociada con  $M_{u2}$

$$M_{u2} = M_1 + V_1 \Delta\ell \quad (\text{C 5.8.4.2-1})$$

$$C_{u2} = \frac{M_{u2}}{d_v} \quad (\text{C 5.8.4.2-2})$$

$$C_{u2} = \frac{M_1}{d_v} + \frac{V_1 \Delta\ell}{d_v} \quad (\text{C 5.8.4.2-3})$$

$$C_1 = \frac{M_1}{d_v} \quad (\text{C 5.8.4.2-4})$$



**Figura C 5.8.4.2-1. Diagramas de cuerpo libre**

$$V_h = C_{u2} - C_1 \quad (\text{C 5.8.4.2-5})$$

$$V_h = \frac{V_1 \Delta \ell}{d_v} \quad (\text{C 5.8.4.2-6})$$

De manera tal que para un segmento de longitud unitaria:

$$V_{hi} = \frac{V_1}{d_v} \quad (\text{C 5.8.4.2-7})$$

donde:

$V_{hi}$  fuerza de corte mayorada en la interfaz por unidad de longitud, en kN/m.

La variación de  $V_1$  en la longitud de cualquier segmento de viga refleja el flujo de corte plasmado en el enfoque clásico de la resistencia. Para simplificar el diseño,  $V_1$  se puede tomar conservadoramente como  $V_{u1}$  (ya que no es probable que  $V_{u1}$ , el máximo corte vertical mayorado en la sección 1, actúe simultáneamente con el momento mayorado en la sección 2); además, la altura,  $d_v$ , se puede tomar como 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.

Para los propósitos del diseño, la tensión de corte mayorada en la interfaz de la Ecuación 5.8.4.2-1 se convierte en una fuerza de corte resultante en la interfaz que se calcula mediante la Ecuación 5.8.4.2-1 actuando sobre un área,  $A_{cv}$ , dentro de la cual se deberá ubicar el área de armadura calculada,  $A_{vf}$ . Luego el área de armadura resultante,  $A_{vf}$ , define el área de armadura de interfaz requerida por metro de viga para su comparación directa con los requisitos de armadura de corte vertical.

### C 5.8.4.3. Factores de cohesión y fricción

Los valores presentados constituyen un límite inferior para el considerable conjunto de datos experimentales disponibles en la literatura (Loov and Patnaik, 1994; Patnaik, 1999; Mattock, 2001; Slapkus and Kahn, 2004). Además, la redundancia inherente de los puentes de vigas/losa distingue este sistema de otras interfaces estructurales.

(b) Los valores presentados se aplican estrictamente al hormigón monolítico. Estos valores no se aplican en situaciones en las cuales se anticipa que se podría producir una fisura en el Estado Límite de Servicio.

Los factores aquí presentados constituyen un límite inferior para el conjunto de datos experimentales disponibles en la literatura (Hotbeck, Ibrahim and Mattock, 1969; Mattock, Li and Wang, 1976; Mitchell and Kahn, 2001).

(c) Los datos experimentales disponibles demuestran que, combinado con los factores de resistencia del Artículo 5.5.4.2, sólo se necesita un factor de modificación para tomar en cuenta tanto el hormigón de agregados livianos como el hormigón de agregados livianos y arena. Esto es diferente a lo que ocurría en ediciones anteriores de las especificaciones, donde se distinguía entre el hormigón de agregados livianos y el hormigón de agregados livianos y arena.

Debido a la ausencia de datos existentes, aplicar los factores de cohesión y fricción indicados para el hormigón liviano no monolítico al hormigón liviano monolítico se acepta como una práctica conservadora.

(d) Excepto para las losas hormigonadas in situ sobre vigas a las cuales se les ha introducido una rugosidad, para las superficies a las cuales se les ha introducido una rugosidad determinada se han adoptado restricciones más estrictas, incluso cuando los datos de ensayos disponibles no indican que estas restricciones más estrictas son necesarias. Esto se ha hecho para tomar en cuenta la variabilidad de la geometría, las cargas y la falta de redundancia en las demás interfaces.

(g) Debido a que la efectividad de la cohesión y la trabazón de los agregados a lo largo de la interfaz de una fisura vertical no son confiables, para las ménsulas, cartelas y resaltos horizontales la componente de cohesión de la Ecuación 5.8.4.1-3 se ha fijado igual a **0,0**.

#### **C 5.8.4.4. Área mínima de armadura de corte en la interfaz**

Para una interfaz viga/losa, el área mínima de armadura de corte en la interfaz por **m** de longitud de viga se calcula reemplazando **A<sub>cv</sub>** en la Ecuación 5.8.4.4-1 por **1,0·b<sub>vi</sub>**.

Las ediciones anteriores de la norma AASHTO LRFD 2012 y de las Especificaciones Estándares AASHTO requerían un área mínima de armadura en función del área total de la interfaz, de manera similar a la Ecuación 5.8.4.4-1, independientemente de la necesidad de movilizar la resistencia de la totalidad del área de la interfaz para resistir el corte mayorado aplicado en la interfaz. Los requisitos adicionales sobre área mínima de armadura, los cuales solo se aplican a las interfaces vigas/losa, se introdujeron en 2006. La intención de estos requisitos fue eliminar la necesidad de colocar armadura de corte adicional en las interfaces simplemente debido al uso de vigas con un ala superior más ancha en lugar de una más angosta.

El requisito adicional establece un límite superior para el área de la armadura de corte requerida en la interfaz que se basa en la demanda de corte en la interfaz, no en el área de la interfaz como lo estipula la Ecuación 5.8.4.4-1. Este tratamiento es similar a los requisitos de armadura mínima para capacidad flexional, los cuales requieren un factor de sobrerresistencia adicional mínimo de **1,33** más allá de la demanda mayorada.

Con respecto a las interfaces vigas/losa, la intención es que la parte de la armadura requerida para resistir el corte vertical que se prolonga hacia el interior de la losa también sirva como armadura para el corte en la interfaz.

#### **C 5.8.5. Tensiones principales en las almas de los puentes de hormigón contruidos por dovelas**

Esta verificación de las tensiones principales se introdujo para asegurar que las almas de los puentes de hormigón contruidos por dovelas sean adecuadas para resistir el corte longitudinal y la torsión.

#### **C 5.8.6. Corte y torsión para puentes de vigas tipo cajón contruidos por dovelas**

##### **C 5.8.6.1. Requisitos generales**

Para otras construcciones que no sean vigas tipo cajón contruidas por dovelas, en lugar de los requisitos del Artículo 5.8.6 se podrán aplicar los requisitos del Artículo 5.8.3.

Las regiones de discontinuidad en las cuales no se aplica la hipótesis de las secciones planas de la teoría de la flexión incluyen las regiones adyacentes a cambios bruscos en la sección transversal, aberturas, regiones en las cuales se aplican o desvían grandes cargas concentradas, reacciones o fuerzas de postesado, diafragmas, vigas de gran altura, cartelas o uniones.

Los efectos del uso de hormigones con  $\sqrt{f'_c} > 8,3$  sobre los límites de tensión admisibles aún no se conocen en profundidad.

##### **C 5.8.6.2. Cargas**

El diseño de los puentes de hormigón pretensado contruidos por dovelas para corte y torsión se basa en las condiciones en estado límite de resistencia porque es poca la información disponible acerca de la distribución real del corte en estado límite de servicio. Esta sollicitación solo se debe sumar en el análisis de la viga cajón y no se debe transferir a la subestructura. Algunos proyectistas prefieren sumar esta componente de corte de la fuerza de pretensado primaria del lado de la ecuación correspondiente a la resistencia. En el caso de los elementos sollicitados a una combinación de corte y torsión, los momentos torsores producen fuerzas de corte en diferentes elementos de la estructura que, según la dirección de la torsión, pueden aumentar o disminuir la fuerza de corte en el elemento debida al corte vertical. Cuando sea necesario considerar los efectos de los momentos torsores, al determinar la fuerza de corte de diseño que actúa sobre un elemento específico, las fuerzas de corte por torsión se deben sumar a las fuerzas de corte vertical. También se debe investigar la posibilidad de que el momento torsor invierta su dirección.

##### **C 5.8.6.3. Regiones que requieren considerar los efectos torsionales (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.8.6.4. Armadura de torsión**

Al determinar la cantidad de armadura longitudinal requerida, el efecto beneficioso del pretensado longitudinal se toma en cuenta considerándolo equivalente a un área de armadura de acero con una tensión de fluencia igual a la fuerza de pretensado efectiva.

#### **C 5.8.6.5. Resistencia nominal al corte**

Luego de verificar la expresión para  $V_c$  contra una gran variedad de datos de ensayos se ha determinado que es una expresión conservadora.

La Ecuación 5.8.6.5-4 se basa en suponer un modelo de reticulado con diagonales a **45 grados**.

La Ecuación 5.8.6.5-5 solo se utiliza para establecer dimensiones apropiadas para la sección de hormigón.

#### **C 5.8.6.6. Detalles de la armadura (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.9. PRETENSADO**

#### **C 5.9.1. Consideraciones generales de diseño**

##### **C 5.9.1.1. Requisitos generales**

Los antecedentes incluidos en este Artículo se basan en ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares y en las normas ACI 343, ACI 318 y Ontario Highway Bridge Design Code.

Generalmente los cables de pretensado son barras o cordones de acero de alta resistencia, pero también se podrían utilizar otros materiales que satisfagan los requisitos de resistencia y ductilidad, siempre que cumplan con la intención del Artículo 5.4.1.

Una teoría unificada de las estructuras de hormigón reconoce al hormigón armado convencional y al hormigón con pretensado total como casos límite que abarcan los niveles de precompresión que van desde cero hasta el necesario para satisfacer el estado límite de Servicio **III** especificado en la Tabla 5.9.4.2.2-1. Hasta el año 2011, el AASHTO LRFD Bridge Design Specifications identificaba casos intermedios entre estos dos extremos, como el hormigón parcialmente pretensado incluyendo:

- Un elemento de hormigón diseñado con una combinación de armaduras pretensadas y no pretensadas que actúan juntas para resistir las solicitaciones en común en el estado límite de resistencia, y
- Un elemento de hormigón pretensado diseñado para fisurarse por tracción bajo la combinación del pretensado efectivo y de la carga total de servicio en el estado límite de Servicio **III**, mientras se satisfacen los requisitos para los estados límite de fatiga.

##### **C 5.9.1.2. Resistencias especificadas del hormigón (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.9.1.3. Pandeo (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.9.1.4. Propiedades de las secciones**

Adherencia significa que el mortero dentro de la vaina ha alcanzado su resistencia especificada.

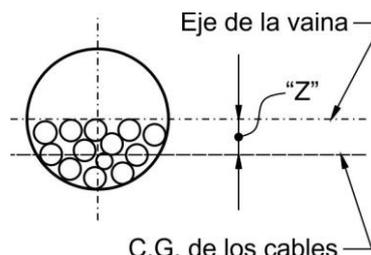
### C 5.9.1.5. Limitación de la fisuración (Este Artículo no tiene comentario)

### C 5.9.1.6. Cables curvos o con puntos de quiebre

Se debe suponer que en las áreas de momento negativo los cables formados por cordones de trayectoria curva verticalmente están ubicados en el fondo de la vaina, mientras que en las áreas de momento positivo se encuentran en la parte superior de la vaina. En la Figura C 5.9.1.6-1 se ilustra la ubicación del centro de gravedad del cable con respecto al eje de la vaina para momento negativo.

Tamaño de la vaina [m]	Z [m]
$\leq 3 \cdot DE$	0,013
$> 3 \cdot DE$ a $4 \cdot DE$	0,019
más de $4 \cdot DE$	0,025

DE = diámetro externo



**Figura C 5.9.1.6-1. Posición del cable dentro de la vaina**

### C 5.9.2. Tensiones debidas a deformaciones impuestas

El trabajo de Leonhardt (1964) contiene más información sobre este tema.

### C 5.9.3. Límites para la tensión en los cables de pretensado

En el caso del postesado, se puede permitir el valor admisible a corto plazo de  $0,90 \cdot f_{py}$  para períodos de tiempo breves previos al acañamiento para contrarrestar las pérdidas por acañamiento y fricción, siempre que no se superen los demás valores indicados en la Tabla 5.9.3-1.

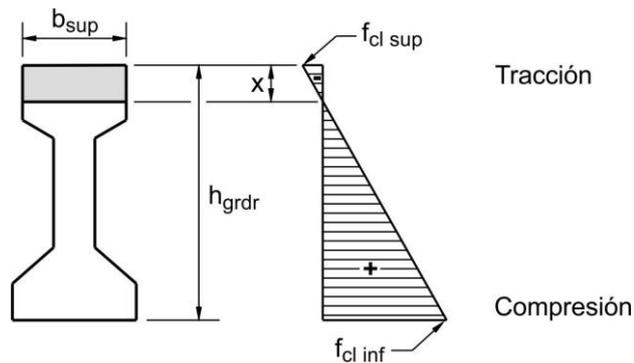
### C 5.9.4. Límites para la tensión en el hormigón

#### C 5.9.4.1. Para tensiones temporarias antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

##### C 5.9.4.1.1. Tensiones de compresión (Este Artículo no tiene comentario)

##### C 5.9.4.1.2. Tensiones de tracción

Si se provee armadura adherente para poder utilizar la mayor tensión límite de tracción permitida en áreas con armadura adherente, primero será necesario calcular la fuerza de tracción. El primer paso para calcular la fuerza de tracción,  $T$ , consiste en determinar la profundidad de la zona traccionada utilizando las tensiones en las fibras extremas en la ubicación considerada,  $f_{ci-sup}$  y  $f_{ci-inf}$ . Luego se define un área en la cual se supone actúa la tensión de tracción media. La fuerza de tracción se calcula como el producto entre la tensión de tracción media y el área calculada, tal como se ilustra a continuación. El área de armadura requerida,  $A_s$ , se calcula dividiendo la fuerza de tracción por la tensión admisible de la armadura.



$$T = \frac{f_{ci\_sup}}{2} b_{sup} \times 1000$$

$$A_s = \frac{T}{1000 f_s}$$

donde:  $f_s = 0,5 f_y \leq 206 \text{ MPa}$

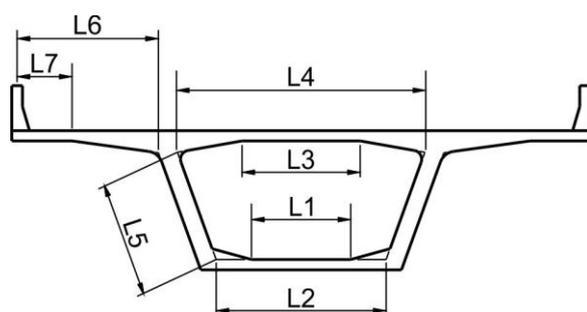
**Figura C 5.9.4.1.2-1. Cálculo de la fuerza de tracción y el área de armadura requerida**

#### **C 5.9.4.2. Para tensiones en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados**

##### **C 5.9.4.2.1. Tensiones de compresión**

A diferencia de las vigas rectangulares macizas en base a las cuales se desarrollaron los códigos de diseño para el hormigón, se anticipa que el hormigón no confinado en los lados comprimidos de las vigas cajón sufrirá fluencia lenta hasta llegar a la falla a una tensión muy por debajo de la resistencia nominal del hormigón. Este comportamiento es similar al comportamiento del hormigón en columnas de pared delgada. El factor de reducción,  $\phi_w$ , originalmente se desarrolló para tomar en cuenta la reducción de la deformación utilizable del hormigón de las columnas de pared delgada en estado límite de resistencia. El uso de  $\phi_w$  para reducir el límite de tensión correspondiente a las vigas cajón en estado límite no es correcto desde el punto de vista teórico. Sin embargo, debido a la falta de información acerca del comportamiento del hormigón en el estado límite de servicio, el uso de  $\phi_w$  permite considerar el comportamiento de los elementos delgados de manera racional.

La aplicación del Artículo 5.7.4.7.2 a los elementos con alas y de espesor variable requiere del juicio profesional. En la Figura C 5.9.4.2.1-1 se ilustra cómo considerar longitudes adecuadas para diferentes elementos. Para las longitudes de espesor constante se debe utilizar el espesor de pared asociado con dichas longitudes. Para las longitudes de espesor variable, por ejemplo  $L_4$ , se podría utilizar un espesor promedio. Para los elementos con múltiples longitudes, como por ejemplo el ala superior ilustrada, se debe utilizar la mayor relación. Se debe considerar el efecto beneficioso del apoyo en puntales. No se muestran los factores de longitud efectiva. En la Figura C 5.9.4.2.1-1 se supone que el borde libre del voladizo es soportado por el parapeto.



**Figura C 5.9.4.2.1-1. Longitudes sugeridas a considerar**

### **C 5.9.4.2.2. Tensiones de tracción**

Las condiciones de corrosión severa incluyen la exposición a sales anticongelantes, agua o sales marinas y productos químicos transportados por el aire en zonas altamente industrializadas.

Ver el cálculo del área de armadura adherente requerida en la Figura C 5.9.4.1.2-1.

### **C 5.9.5. Pérdidas de pretensado**

#### **C 5.9.5.1. Pérdida de pretensado total**

Para las construcciones por dovelas, construcciones de hormigón liviano, construcciones pretensadas y puentes en los cuales se desea realizar una evaluación más precisa de las pérdidas de pretensado, el cálculo de las pérdidas de pretensado se debe realizar de acuerdo con un método avalado por datos de ensayos comprobados. Ver las referencias citadas en el Artículo C 5.4.2.3.2.

Se deben considerar datos obtenidos de ensayos de control de los materiales a utilizar, métodos de curado, condiciones ambientales de servicio y detalles estructurales pertinentes.

Para estimar con precisión la pérdida de pretensado total es necesario reconocer que las pérdidas dependientes del tiempo debidas a la fluencia lenta y la relajación también dependen la una de la otra. Sin embargo, durante la etapa de diseño pocas veces se requiere un gran refinamiento y algunas veces ni siquiera es posible realizar un análisis preciso, ya que muchos de los factores determinantes aún no se conocen o no están bajo el control del Proyectista.

Las pérdidas por acuñamiento de los anclajes, fricción y acortamiento elástico son instantáneas, mientras que las pérdidas por fluencia lenta, contracción y relajación dependen del tiempo.

Este Artículo se revisó en base a los resultados de nuevas investigaciones analíticas. La presencia de una cantidad importante de armadura no pretensada, como ocurre por ejemplo en el caso del hormigón parcialmente pretensado, afecta la redistribución de las tensiones a lo largo de la sección debido a la fluencia lenta del hormigón con el paso del tiempo, y generalmente esto lleva a menores pérdidas de pretensado del acero de pretensado y mayores pérdidas de la tensión de precompresión del hormigón.

En los accesorios para tesado y dispositivos de anclaje se han medido pérdidas de dos a seis por ciento de la fuerza calculada como la presión aplicada al pisón por su área calibrada (Roberts, 1993). La pérdida varía dependiendo del tipo de pisón y del anclaje. Se recomienda utilizar un valor de diseño inicial de tres por ciento.

La ampliación del alcance de los requisitos a **103 MPa** se basa en el trabajo de Tadros (2003), el cual solo incluyó hormigón de peso normal. Por lo tanto, la ampliación a **103 MPa** solo es válida para elementos construidos de hormigón de peso normal.

## C 5.9.5.2. Pérdidas instantáneas

### C 5.9.5.2.1. Acuñaamiento de los anclajes

La pérdida por acuñaamiento de los anclajes es provocada por el movimiento del cable antes del asiento de las cuñas o el dispositivo de agarre del anclaje. La magnitud del acuñaamiento mínimo depende del sistema de pretensado utilizado. Esta pérdida ocurre antes de la transferencia y es responsable de la mayor parte de la diferencia entre la tensión de tesado y la tensión en el momento de la transferencia. Un valor habitual para el acuñaamiento de los anclajes es de **9,5 mm**, aunque para algunos dispositivos de anclaje, como los utilizados para cables formados por barras, es más adecuado utilizar valores tan bajos como **1,6 mm**.

Para los anclajes de cordones tipo cuña, el acuñaamiento puede variar de **3,2 a 9,5 mm**, dependiendo del tipo de equipos utilizado. Para los cables cortos es preferible que el asiento de los anclajes sea pequeño y se debe utilizar asentamiento de potencia. En los cables largos el efecto del acuñaamiento de los anclajes sobre las fuerzas en los cables es despreciable. El valor de acuñaamiento de los anclajes igual a **6,4 mm** que muchas veces se supone en el cálculo de los alargamientos es un valor adecuado pero aún así aproximado.

Debido a la fricción, la pérdida debida al acuñaamiento de los anclajes puede afectar solo una parte del elemento pretensado.

Las pérdidas por acortamiento elástico también se pueden calcular de acuerdo con el Artículo 5.9.5.2.3 o de acuerdo con otros lineamientos publicados (PCI 1975; Zia et al., 1979). Las pérdidas por acortamiento elástico de los cables externos se pueden calcular como si se tratara de cables internos.

### C 5.9.5.2.2. Fricción

#### C 5.9.5.2.2a. Construcciones pretesadas (Este Artículo no tiene comentario)

#### C 5.9.5.2.2b. Construcciones postesadas

Si hay grandes discrepancias entre los alargamientos medidos y los alargamientos calculados será necesario realizar ensayos de fricción in situ.

Los **0,04 radianes** de la Ecuación 5.9.5.2.2b-2 representan una variación angular no intencional. Esta variación angular puede variar dependiendo de las tolerancias específicas de cada obra y de la colocación de la tubería de desviación, por lo cual no es necesario aplicarla en todos los casos si el ángulo de desviación es conocido o si se lo controla estrictamente, como en el caso de las vainas continuas que atraviesan los desviadores a través de orificios longitudinales acampanados independientes. No es necesario considerar la variación angular no intencional para el cálculo de las pérdidas debidas al movimiento de los asientos.

Para los elementos esbeltos el valor de **x** se puede tomar como la proyección del cable sobre el eje longitudinal del elemento. Para los cables de **12 cordones** se puede utilizar un coeficiente de fricción de **0,25**. Para los cables y vainas de mayor tamaño se puede utilizar un coeficiente menor. El Artículo C 5.14.2.3.7 contiene una discusión adicional sobre los coeficientes de fricción y de fricción por desviación de la vaina de pretensado.

$\alpha_v$  y  $\alpha_h$  se pueden tomar como la sumatoria de los valores absolutos de las variaciones angulares en la longitud, **x**, de la proyección del cable en los planos vertical y horizontal, respectivamente.

Como primera aproximación,  $\alpha$  se puede tomar como la suma escalar de  $\alpha_v$  y  $\alpha_h$ .

Si los desarrollos del cable en elevación y planta son parabólicos o circulares,  $\alpha$  se puede calcular como:

$$\alpha = \sqrt{\alpha_v^2 + \alpha_h^2} \quad (\text{C 5.9.5.2b-1})$$

Si los desarrollos del cable en elevación y planta son curvas generalizadas, el cable se puede dividir en pequeños intervalos para luego aplicar la expresión anterior a cada intervalo de manera que:

$$\alpha = \sum \Delta\alpha = \sum \sqrt{\Delta\alpha_v^2 + \Delta\alpha_h^2} \quad (\text{C 5.9.5.2b-2})$$

A modo de aproximación, el cable se puede reemplazar por una serie de cuerdas que conectan puntos nodales. Las variaciones angulares,  $\Delta\alpha_v$  y  $\Delta\alpha_h$ , de cada cuerda se pueden obtener a partir de la pendiente en su desarrollo en planta y elevación.

Ensayos in situ realizados sobre los cables externos de un viaducto construido por dovelas en San Antonio, Texas, indican que la pérdida de pretensado en los desviadores es mayor que la que se estimaría con el coeficiente de fricción habitual ( $\mu = 0,25$ ).

Esta pérdida adicional parece deberse, en parte, a las tolerancias permitidas en la colocación de las tuberías de desviación. Una pequeña falta de alineación de las tuberías puede provocar un aumento significativo de las variaciones angulares de los cables en los puntos de desviación. Este efecto se toma en cuenta sumando una variación angular no intencional de **0,04 radianes** a la variación angular teórica, en base a la longitud de un desviador típico de **0,9 m** y una tolerancia de colocación de  $\pm 9,5 \text{ mm}$ . El valor **0,04** se debe sumar al valor teórico en cada desviador. Este valor puede variar dependiendo de las tolerancias de colocación de las tuberías.

Las mediciones realizadas también indican que la fricción en los desviadores es mayor durante las operaciones de tesado que durante las operaciones de asiento.

En el trabajo de Podolny (1986) el lector encontrará un desarrollo general de la teoría de las pérdidas por fricción para puentes con almas inclinadas y para puentes horizontalmente curvos.

### C 5.9.5.2.3. Acortamiento elástico

#### C 5.9.5.2.3a. Elementos pretesados

Las variaciones de la tensión en el acero de pretensado debidas a las deformaciones elásticas de la sección ocurren en todas las etapas de carga. Una práctica conservadora utilizada históricamente consiste en tomar en cuenta este efecto implícitamente al calcular las pérdidas elásticas por acortamiento y fluencia lenta considerando solo la fuerza de pretensado presente después de la transferencia.

La variación de la tensión en el acero de pretensado debida a las deformaciones elásticas de la sección se pueden determinar para cualquier carga aplicada. La variación resultante puede ser una pérdida, en el momento de la transferencia, o una ganancia, en el momento de aplicar las cargas superpuestas. Si se desea realizar un análisis más detallado se puede utilizar la Ecuación 5.9.5.2.3a-1 en cada sección a lo largo de la viga, para las diferentes condiciones de carga.

Al calcular  $f_{cgp}$  usando las propiedades de la sección bruta (o neta), puede ser necesario realizar un cálculo separado para cada deformación elástica diferente a incluir. Para los efectos combinados del pretensado inicial más el peso del elemento se utiliza una estimación inicial de la tensión de pretensado después de la transferencia. Se puede suponer una tensión de pretensado igual al **90 por ciento** de la tensión de pretensado inicial antes de la transferencia y luego iterar el análisis hasta lograr una precisión

aceptable. Si se desea evitar totalmente las iteraciones, para la sección inicial se puede utilizar la Ecuación C 5.9.5.2.3a-1. Si se desea incluir una ganancia elástica debida a la aplicación del peso del tablero, la variación de la fuerza de pretensado se puede calcular directamente. Esto también es válido para todas las demás ganancias elásticas, con las consideraciones apropiadas para las secciones compuestas.

Al calcular las tensiones en el hormigón usando las propiedades de la sección transformada, los efectos de las pérdidas y ganancias debidas a las deformaciones elásticas se toman en cuenta implícitamente y  $\Delta f_{pES}$  no se debe incluir en la fuerza de pretensado aplicada a la sección transformada en el momento de la transferencia. No obstante, la tensión de pretensado efectiva en los cordones se puede determinar restando las pérdidas (elásticas y dependientes del tiempo) de la tensión de tesado. En otras palabras, cuando se utilizan las propiedades de la sección transformada, el cordón de pretensado y el hormigón se tratan conjuntamente como una sección compuesta en la cual tanto el hormigón como el cordón de pretensado están igualmente deformados en compresión por una fuerza de pretensado concebida como una carga externa ficticia aplicada al nivel de los cordones. Para determinar la tensión efectiva en los cordones de pretensado (despreciando las pérdidas dependientes del tiempo por motivos de simplicidad) se debe incluir la sumatoria de los valores de  $\Delta f_{pES}$  considerados. Por el contrario, un análisis con las propiedades de la sección bruta (o neta) implica utilizar la tensión efectiva en los cordones en cualquier etapa de carga dada para determinar la fuerza de pretensado y las tensiones resultantes en el hormigón.

En los elementos pretensados la pérdida por acortamiento elástico se puede determinar utilizando la siguiente expresión alternativa:

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_m^2 A_g) - e_m M_g A_g \frac{1}{1000}}{A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}} \quad (C 5.9.5.2.3a-1)$$

donde:

- $A_{ps}$  área del acero de pretensado, en m<sup>2</sup>.
- $A_g$  área bruta de la sección, en m<sup>2</sup>.
- $E_{ci}$  módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia, en MPa.
- $E_p$  módulo de elasticidad de los cables de pretensado, en MPa.
- $e_m$  excentricidad promedio en la mitad del tramo, en m.
- $f_{pbt}$  tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia, en MPa.
- $I_g$  momento de inercia de la sección bruta de hormigón, en m<sup>4</sup>.
- $M_g$  momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento, en kN·m.

### C 5.9.5.2.3b. Elementos postesados

En los elementos postesados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede determinar utilizando la siguiente expresión alternativa:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2 N} \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_m^2 A_g) - e_m M_g A_g \frac{1}{1000}}{A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}} \quad (\text{C 5.9.5.2.3b-1})$$

donde:

- $A_{ps}$  área del acero de pretensado, en m<sup>2</sup>.
- $A_g$  área bruta de la sección m<sup>2</sup>.
- $E_{ci}$  módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia, en MPa.
- $E_p$  módulo de elasticidad de los cables de pretensado, en MPa.
- $e_m$  excentricidad promedio en la mitad del tramo, en m.
- $f_{pbt}$  tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia como se especifica en la Tabla 5.9.3-1, en MPa.
- $I_g$  momento de inercia de la sección bruta de hormigón, en m<sup>4</sup>.
- $M_g$  momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento, en kN·m.
- $N$  número de cables de pretensado idénticos.
- $f_{pj}$  tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado, en MPa.

Para las estructuras postesadas con cables adherentes,  $\Delta f_{pES}$  se puede calcular 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,  $\Delta f_{pES}$  se puede calcular utilizando la excentricidad del acero de pretensado promediada sobre la longitud del elemento.

Para los sistemas de losa, el valor de  $\Delta f_{pES}$  se puede tomar como el **25 por ciento** del valor obtenido de la Ecuación C 5.9.5.2.3b-1.

Para las construcciones postesadas, las pérdidas  $\Delta f_{pES}$  se pueden reducir por debajo del valor calculado mediante la Ecuación C 5.9.5.2.3b-1 aplicando procedimientos de tesado adecuados, tales como tesado por etapas y retesado.

Si se utilizan cables con dos diferentes números de cordones por cable,  $N$  se puede calcular como:

$$N = N_1 + N_2 \frac{A_{sp2}}{A_{sp1}} \quad (\text{C 5.9.5.2.3b-2})$$

donde:

- $N_1$  número de cables en el grupo mayor.
- $N_2$  número de cables en el grupo menor.
- $A_{sp1}$  área transversal de un cable en el grupo mayor  $\text{m}^2$ .
- $A_{sp2}$  área transversal de un cable en el grupo menor  $\text{m}^2$ .

### C 5.9.5.2.3c. Combinación de pretesado y postesado

Ver el trabajo de Castrodale and White (2004) para obtener información sobre el cálculo de los efectos posteriores al postesado sobre el acortamiento elástico de los cables de pretensado previamente tesados.

### C 5.9.5.3. Estimación aproximada de las pérdidas dependientes del tiempo

Para determinar las pérdidas totales, las pérdidas o ganancias debidas a las deformaciones elásticas en el momento de la transferencia o aplicación de las cargas se deben sumar a las pérdidas dependientes del tiempo. Sin embargo, si en el análisis de tensiones se utilizan las propiedades de la sección transformada, estas pérdidas (o ganancias) elásticas se deben tomar igual a cero.

Las estimaciones aproximadas de las pérdidas dependientes del tiempo dadas por la Ecuación 5.9.5.3-1 se aplican solamente para secciones con tableros compuestos. Las pérdidas de la Ecuación 5.9.5.3-1 se derivaron como aproximaciones de los términos del método refinado para una amplia variedad de vigas **I** y vigas **T** invertida estándar de hormigón prefabricado pretensado. Se supuso que los elementos son utilizados plenamente, es decir que el nivel de pretensado es tal que la tensión de tracción en el hormigón bajo la totalidad de las cargas de servicio es cercana al límite máximo. Al desarrollar el método aproximado también se supuso que los momentos debidos a las sobrecargas producen alrededor de un tercio de los momentos totales debidos a las cargas, una suposición razonable para las vigas **I** y **T** invertida de construcción compuesta y conservadora para los cajones no compuestos y losas alivianadas. Se realizó una calibración usando los resultados de ensayos a escala real y los del método refinado, como resultado de lo cual se determinó que los resultados del método aproximado eran conservadores (Al-Omaishi, 2001; Tadros, 2003). El método aproximado no se debe utilizar para elementos de geometría inusual, por ejemplo si la relación **V/S** difiere mucho de **0,09 m**, si los niveles de pretensado son inusuales o si las etapas constructivas no son las habituales. El primer término de la Ecuación 5.9.5.3-1 corresponde a las pérdidas por fluencia lenta, el segundo a las pérdidas por contracción y el tercero a las pérdidas por relajación.

En el comentario del Artículo 5.9.5.4.2 el lector encontrará un método alternativo para predecir la pérdida por relajación.

### C 5.9.5.4. Estimaciones refinadas de las pérdidas dependientes del tiempo

#### C 5.9.5.4.1. Requisitos generales

Ver “Castrodale and White, 2004” para obtener información sobre el cálculo de la interacción de los efectos de fluencia lenta para pretensado aplicado en diferentes momentos.

Estimando las pérdidas provocadas por cada uno de los efectos dependientes del tiempo, tales como fluencia lenta, contracción o relajación, se puede obtener una mejor estimación de las pérdidas totales en comparación con los valores obtenidos con el Artículo 5.9.5.3. Las pérdidas individuales se basan en una investigación publicada en “Tadros, 2003”, destinada a ampliar la aplicabilidad de las disposiciones del presente Reglamento a hormigones de alta resistencia.

Adicionalmente el nuevo enfoque da cuenta de la interacción entre los elementos de hormigón prefabricado y colado in situ, de un miembro compuesto, y de la variabilidad en las propiedades del hormigón por la fluencia lenta y contracción, mediante la vinculación de las fórmulas de pérdidas con las fórmulas de predicción de fluencia lenta y contracción del Artículo 5.4.2.3.

#### **C 5.9.5.4.2. Pérdidas: Momento de transferencia de tensión al momento de colocación del tablero**

##### **C 5.9.5.4.2a. Contracción de la viga de hormigón (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.9.5.4.2b. Fluencia lenta de la viga de hormigón (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.9.5.4.2c. Relajación de los cordones de pretensado**

Las Ecuaciones 5.9.5.4.2c-1 y 5.9.5.4.3c-1 están dadas para las pérdidas por relajación y corresponden únicamente para rangos normales de temperatura. Las pérdidas por relajación se incrementan con el aumento de temperatura.

Una ecuación más precisa para predecir la pérdida por relajación entre la transferencia y la colocación del tablero está dada en “Tadros et al., 2003”:

$$\Delta f_{pR1} = \left[ \frac{f_{pt}}{K'_L} \frac{\log(24 t)}{\log(24 t_i)} \left( \frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0,55 \right) \right] \left[ 1 - \frac{3 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})}{f_{pt}} \right] K_{id} \quad (\text{C 5.9.5.4.2c-1})$$

Donde  $K'_L$  es un factor que representa el tipo de acero, igual a **45** para aceros de baja relajación y **10** para aceros relevados de tensiones,  $t$  es el tiempo en días entre el tesado del cordón y la colocación del tablero. El término en el primer corchete es la relajación intrínseca sin tener en cuenta para el cordón el acortamiento del hormigón debido a la fluencia lenta y la contracción. El segundo término entre corchetes representa la reducción de la relajación por la fluencia lenta y contracción del hormigón. El factor  $K_{id}$  representa la restricción, generada por la armadura adherente, en la pieza de hormigón. Este es el mismo factor utilizado en los fenómenos de fluencia lenta y contracción para el cálculo de la pérdida de pretensado. La ecuación dada en el Artículo 5.9.5.4.2c es una aproximación de la fórmula indicada arriba suponiendo los siguientes valores típicos:

$$t_i = 0,75 \text{ días}$$

$$t = 120 \text{ días}$$

$$\left[ 1 - \frac{3(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})}{f_{pt}} \right] = 0,67$$

$$K_{id} = 0,8$$

#### **C 5.9.5.4.3. Pérdidas: Momento de colocación del tablero al tiempo final**

**C 5.9.5.4.3a. Contracción de la viga de hormigón (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.9.5.4.3b. Fluencia lenta de la viga de hormigón (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.9.5.4.3c. Relajación de los cordones de pretensado**

Las investigaciones indican que aproximadamente la mitad de las pérdidas, debido a la relajación, se produce antes de la colocación del tablero; por lo tanto, las pérdidas después de la colocación del tablero son iguales a las pérdidas previas.

**C 5.9.5.4.3d. Contracción del tablero de hormigón (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.9.5.4.4. Vigas prefabricadas pretesadas sin un acabado compuesto (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.9.5.4.5. Vigas postesadas monolíticas (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.9.5.5. Pérdidas para el cálculo de las flechas (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.10. DETALLES DE ARMADO**

**C 5.10.1. Recubrimiento de hormigón (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.10.2. Ganchos y doblado de la armadura**

**C 5.10.2.1. Ganchos normales**

Estos requisitos son compatibles con los requisitos del ACI 318, CIRSOC 201-05, y del CRSÍ's Manual of Standard Practice "Manual de Práctica Estándar del Instituto de Hormigón Armado".

**C 5.10.2.2. Ganchos sismorresistentes (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.10.2.3. Diámetro mínimo del mandril de doblado (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.10.3. Separación de la armadura**

**C 5.10.3.1. Mínima separación de la armadura**

**C 5.10.3.1.1. Hormigón colado in situ (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.10.3.1.2. Hormigón prefabricado (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.10.3.1.3. Múltiples capas de armadura (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.10.3.1.4. Empalmes (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.10.3.1.5. Paquetes de barras**

Los paquetes de barras se deben atar a los estribos cerrados, mallas de alambres, o sujetas de alguna otra manera con el fin de garantizar que los mismos permanezcan en sus ubicaciones relativas, independientemente de su inclinación.

**C 5.10.3.2. Máxima separación de las barras de armadura (Este Artículo no tiene comentario)**

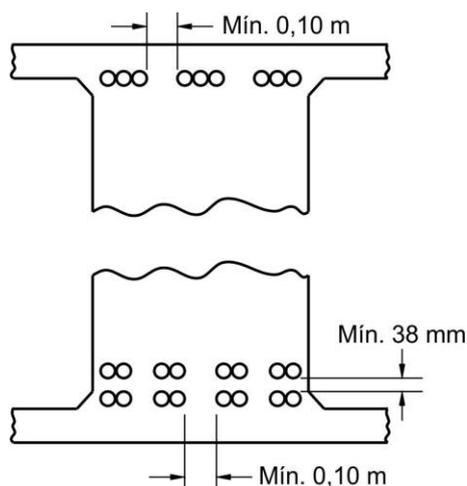
**C 5.10.3.3. Mínima separación de los cables de pretensado y vainas**

**C 5.10.3.3.1. Cordones de pretensado**

La intención del requisito de mantener la separación libre dentro de la zona de transferencia es asegurar que la separación entre los cordones sea suficiente para transferir adecuadamente su fuerza de pretensado al hormigón que los rodea y para reducir la concentración de tensiones alrededor de los cordones en los extremos de los elementos de pretensado en el momento de soltarlos.

Con el objetivo de facilitar la colocación y compactación del hormigón, algunas jurisdicciones limitan la separación libre entre cordones de pretensado a un mínimo de dos veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso.

**C 5.10.3.3.2. Vainas de postesado, en vigas, rectas en el plano horizontal**



**Figura C 5.10.3.3.2-1. Ejemplos de disposiciones aceptables para vainas rectas (no curvas) en el plano horizontal**

**C 5.10.3.3.3. Vainas de postesado, en vigas, curvas en el plano horizontal (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.10.3.4. Máxima separación de los cables de pretensado y vainas en losas**

El requisito que establece que la máxima separación de las vainas de postesado transversal en las losas de tablero es igual a **4,0** veces la altura de la losa es un requisito nuevo y refleja la práctica habitual. La altura compuesta se refiere a la altura de la losa con sobrecapas adherentes.

#### **C 5.10.3.5. Dispositivos de acoplamiento en los cables de postesado**

Experiencias recogidas en Europa indican que la fuerza de pretensado disminuye localmente en la región de un dispositivo de acoplamiento. Se cree que esto se debe, en parte, al incremento de fluencia lenta generada por las elevadas tensiones de compresión en la sección reducida de hormigón que provoca el acoplamiento de los cables. No se ha observado fisuración en puentes en los cuales el número de cables acoplados en una sección estaba limitado al **50 por ciento** del número total de cables.

#### **C 5.10.4. Confinamiento de los cables**

##### **C 5.10.4.1. Requisitos generales**

Este Artículo se basa fundamentalmente en las recomendaciones de “Breen and Kashima (1991)”.

##### **C 5.10.4.2. Efectos por la desviación involuntaria de las vainas en las losas**

Las horquillas se proveen para impedir la delaminación de la losa a lo largo del plano de las vainas de postesado.

##### **C 5.10.4.3. Efectos de los cables curvos**

Los cables curvos inducen fuerzas de desviación que son radiales respecto del cable en el plano de curvatura del cable. Los cables curvos formados por múltiples cordones o alambres también inducen fuerzas fuera del plano que son perpendiculares al plano de curvatura del cable.

En las vigas curvas se puede proveer resistencia a las fuerzas en el plano aumentando el recubrimiento de hormigón sobre la vaina, agregando armadura de confinamiento en forma de estribos cerrados o combinando ambas medidas.

No es la intención del presente Artículo alentar el uso de cables curvos alrededor de las esquinas entrantes o de vacíos. Siempre que sea posible, se debe evitar este tipo de detalle.

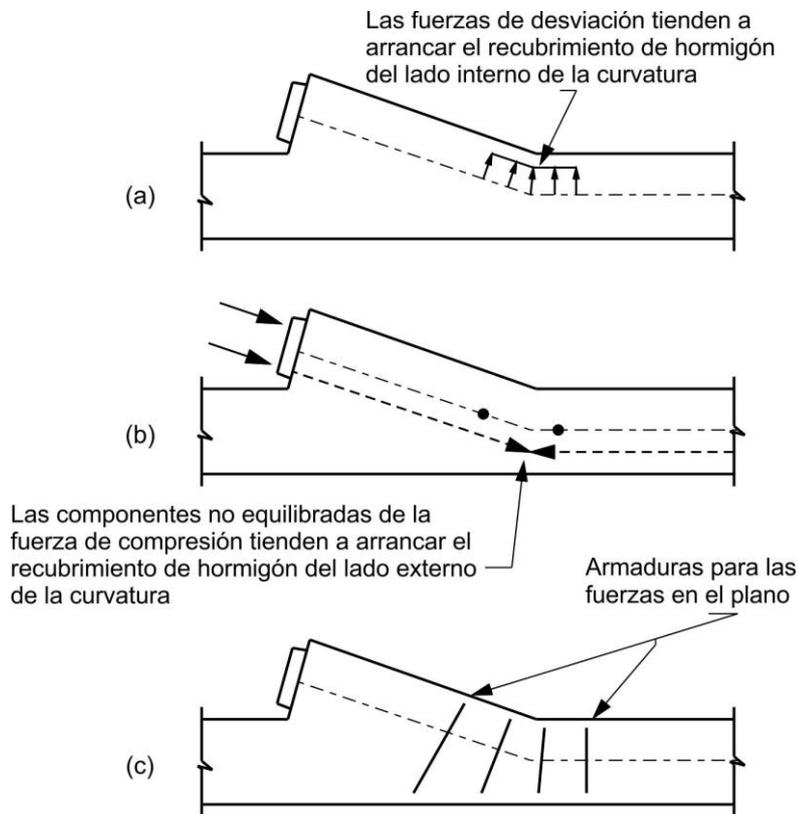
##### **C 5.10.4.3.1. Diseño para las solicitaciones en el plano**

###### **C 5.10.4.3.1a. Solicitaciones en el plano**

Las fuerzas en el plano ocurren, por ejemplo, en los tacos para anclaje o almas curvas, tal como se ilustra en las Figuras C 5.10.4.3.1a-1 y C 5.10.4.3.1a-2. Si no se dispone armadura adecuada, las fuerzas de desviación del cable pueden desprender el recubrimiento de hormigón del lado interior de la curva del cable, o bien las fuerzas de compresión no equilibradas pueden empujar y desprender el hormigón del lado externo de la curva. El hormigón puede resistir pequeñas tensiones radiales de tracción.

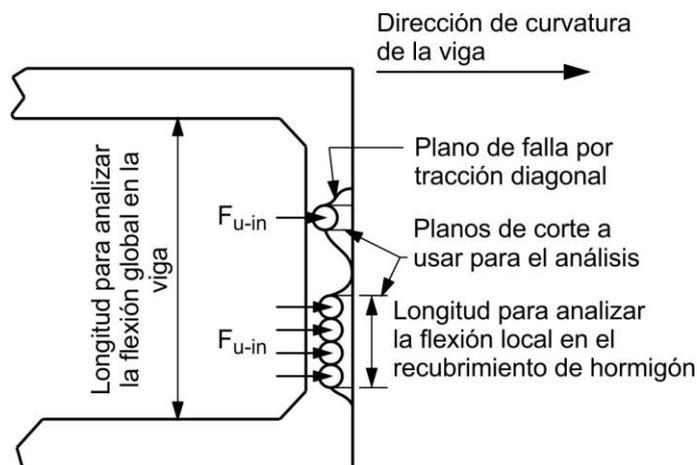
El factor de carga de **1,2** tomado del Artículo 3.4.3 y aplicado a la máxima fuerza del gato de tensionamiento da por resultado una carga nominal de alrededor de **96 por ciento** de la resistencia última nominal del cable. Este valor es compatible con la máxima fuerza del

gato de tensionamiento que se puede alcanzar, la cual está limitada por el factor de eficiencia del anclaje.



**Figura C 5.10.4.3.1a-1. Fuerzas en el plano en un taco para anclaje**

La componente radial de la tensión longitudinal en el alma del hormigón se debe restar debido a la compresión en el alma de forma cilíndrica.



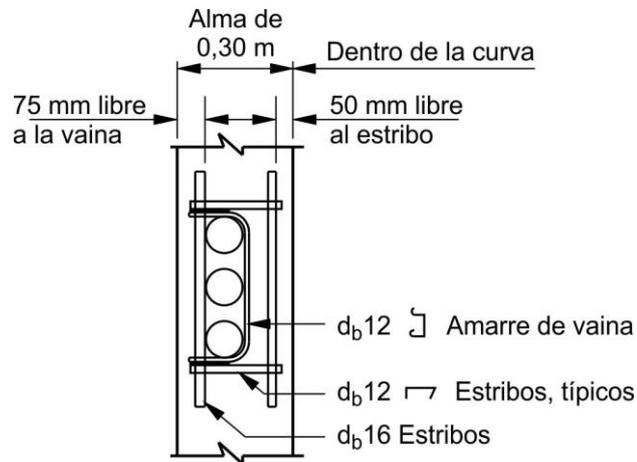
**Figura C 5.10.4.3.1a-2. Solicitaciones en el plano en vigas curvas provocadas por cables curvos en el plano horizontal**

### C 5.10.4.3.1b. Resistencia al corte contra el arrancamiento

Los dos planos de corte por el cual la Ecuación 5.10.4.3.1b-3 permite determinar el valor de  $V_n$ , son como se indica en la Figura 5.10.4.3.1b-1, para uno y múltiples cables.

Cuando un grupo de vainas, apilado o puesto de lado, se localiza uno junto al otro en un alma única, se deben considerar todos los planos posibles de falla a corte y tracción para determinar  $d_{eff}$ .

En la Figura C 5.10.4.3.1b-1 se muestra en detalle un estribo abierto genérico y un amarre de vainas. Se deben utilizar barras de armadura de pequeño diámetro para mejorar el anclaje de las mismas. No se han reportado fallas de almas cuando se ha utilizado este detalle.

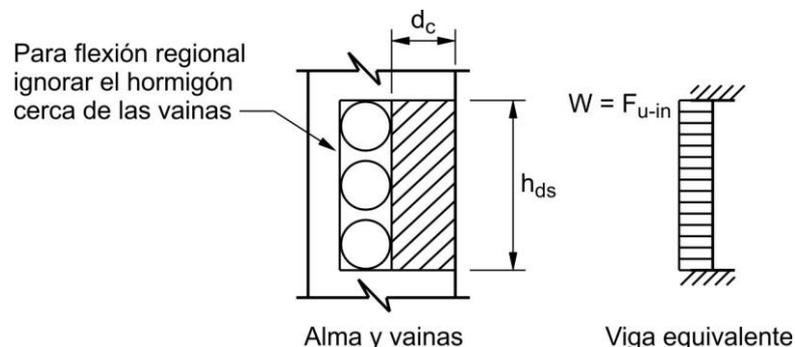


**Figura C 5.10.4.3.1b-1. Detalle de estribo abierto típico y amarre de vainas**

### C 5.10.4.3.1c. Fisuración del recubrimiento de hormigón

La Figura C 5.10.4.3.1c-1 ilustra el concepto de un recubrimiento de hormigón de una viga sin armar, objeto de investigación por fisuración. La experiencia ha mostrado que un arreglo vertical de más de tres vainas puede resultar en fisuración del recubrimiento de hormigón. Cuando se requiere más de tres vainas, se recomienda que se proporcione por lo menos **40 mm** de separación entre la vaina superior y la inferior de los dos arreglos.

El factor de resistencia se basa en el comportamiento satisfactorio de puentes vigas tipo cajón postensadas curvas, en el Estado de California.



**Figura C 5.10.4.3.1c-1. Recubrimiento de hormigón de una viga hipotética sin armar**

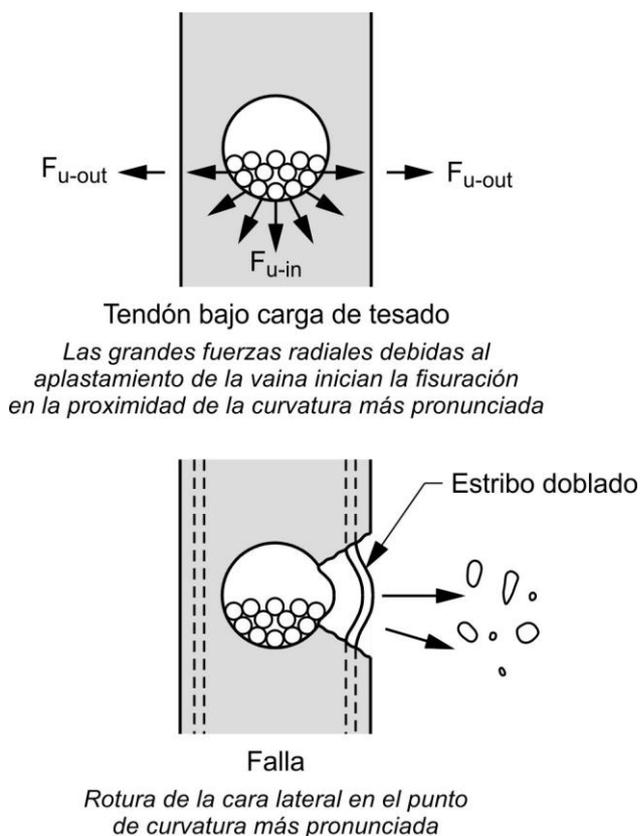
#### C 5.10.4.3.1d. Flexión regional

Cuando se determinen los esfuerzos de tracción con el propósito de evaluar el potencial de fisuración del recubrimiento de hormigón, como se especifica en el Artículo 5.10.4.3.1c, el efecto de la flexión regional se combinará con la flexión del recubrimiento local de hormigón de la viga. Se recomienda que el efecto de los estribos en la resistencia a la flexión sea ignorada, y que las vainas se consideren como huecos en la sección transversal de las almas.

La acción de cuña de los cordones dentro de la vaina, debido a la curvatura vertical del cable, puede agravar a que el cable se retire como consecuencia de la curvatura horizontal del cable, como se describe en los Artículos 5.10.4.3.1b y 5.10.4.3.1c.

#### C 5.10.4.3.2. Solicitaciones fuera del plano

Las fuerzas fuera del plano, en cables de postesado formados por múltiples cordones, se deben a la distribución de los cordones o alambres dentro de la vaina, como se ilustra en la Figura C 5.10.4.3.2-1. El hormigón puede resistir pequeñas fuerzas fuera del plano mediante corte, pero la manera más efectiva de resistir las fuerzas fuera del plano es disponiendo armadura de zunchos en espiral. En puentes curvos horizontalmente, las fuerzas fuera del plano generadas por la curvatura vertical de los cables se deben adicionar a las fuerzas en el plano como resultado de la curvatura horizontal de los cables.



**Figura C 5.10.4.3.2-1. Efectos de las fuerzas fuera del plano**

#### C 5.10.5. Apoyo de los cables externos (Este Artículo no tiene comentario)

## **C 5.10.6. Armadura transversal para elementos solicitados a compresión**

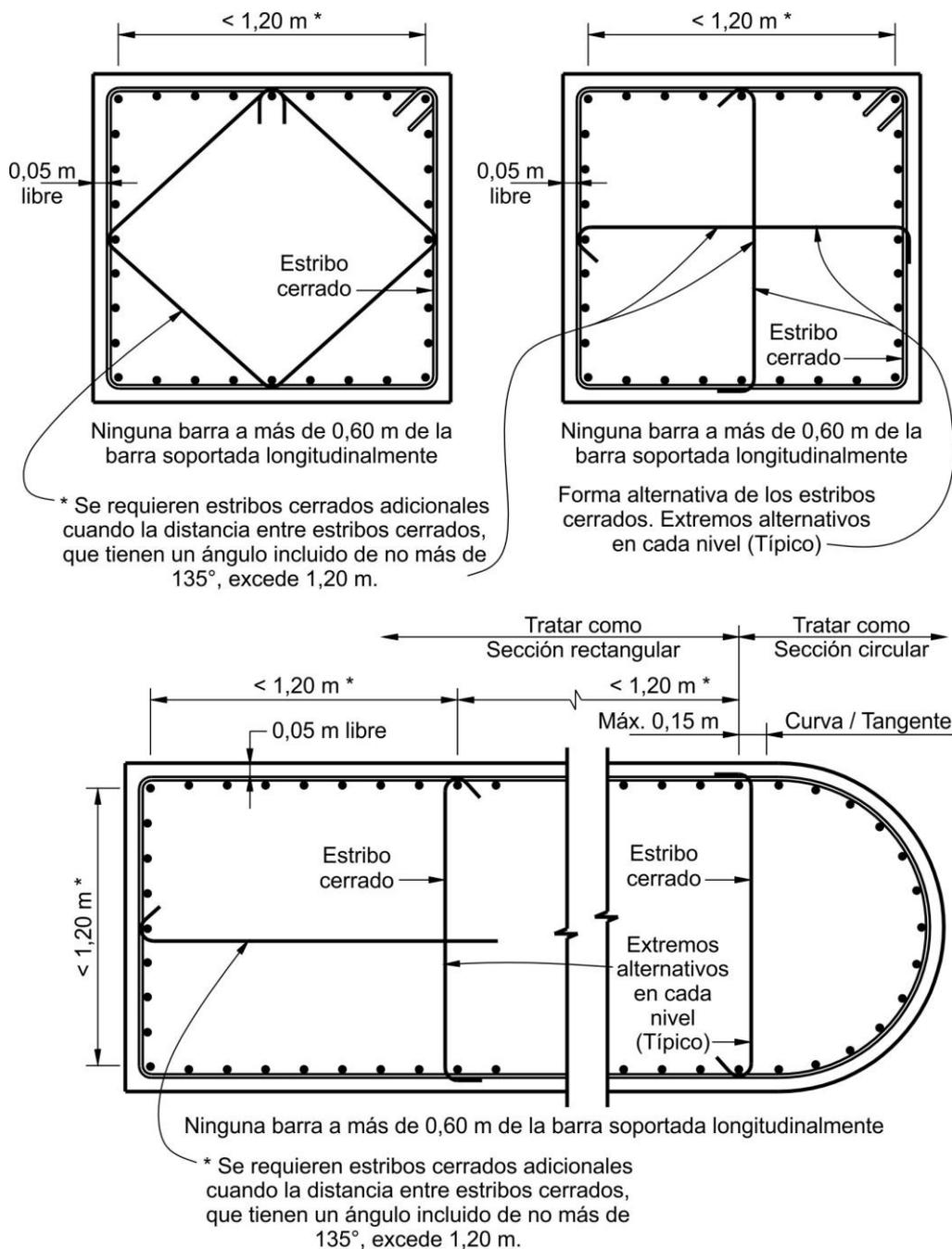
### **C 5.10.6.1. Requisitos generales**

El Artículo 5.10.11.2 es aplicable a la Zona Sísmica 1 (a definir por INPRES), pero no contiene requisitos adicionales referentes a la armadura transversal de los elementos comprimidos.

### **C 5.10.6.2. Zunchos (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.10.6.3. Estribos cerrados**

La Figura C 5.10.6.3-1 ilustra la colocación de los estribos cerrados de restricción en elementos comprimidos que no están diseñados por articulación plástica.



**Figura C 5.10.6.3-1. Armado aceptable de los estribos cerrados**

Las columnas ubicadas en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4 se diseñan por articulación plástica. Las zonas de formación de rótulas plásticas se definen en el Artículo 5.10.11.4.1.3. En los Artículos 5.10.11.3 y 5.10.11.4.1 se especifican requisitos adicionales para la armadura transversal de puentes ubicados en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4. La articulación plástica también se puede emplear como estrategia de diseño para otros eventos extremos, tal como la colisión de embarcaciones. (A definir por INPRES)

**C 5.10.7. Armadura transversal para elementos solicitados a flexión (Este Artículo no tiene comentario)**

### C 5.10.8. Armadura de contracción y temperatura

La ecuación comparable en CIRSOC 201-05 fue escrita para losas, con la armadura distribuida por igual en ambas superficies de las losas.

Los requisitos de este Artículo se basan en las normas ACI 318 y 207.2R. El coeficiente en la Ecuación 5.10.8-1 es el producto entre **0,0018** y **420 MPa**, y por lo tanto su unidad es [MPa].

La Ecuación 5.10.8-1 está escrita para mostrar que la armadura requerida total,  $A_s = 0,0018 \cdot b \cdot h$ , está uniformemente distribuida alrededor del perímetro del elemento. Esto proporciona un planteamiento más uniforme en elementos de cualquier tamaño. Por ejemplo, una sección de muro de **9,00 m** de altura y **0,30 m** de espesor requiere **0,00026 m<sup>2</sup>/m** en cada cara y en cada dirección; un elemento de **1,20 m × 1,20 m** requiere **0,00054 m<sup>2</sup>/m** en cada cara y en cada dirección; y una zapata de **1,50 m × 6,00 m** requiere **0,0011 m<sup>2</sup>/m** en cada cara y en cada dirección. Para una sección circular o de otra forma la expresión se convierte en:

$$A_s \geq \frac{0,756 A_g}{\text{Perímetro} \cdot f_y} \quad (\text{C 5.10.8-1})$$

Una tensión de pretensado permanente de **0,756 MPa** equivale a la resistencia del acero especificada en la Ecuación 5.10.8-1 en el estado límite de resistencia. La tensión de pretensado de **0,756 MPa** no se debe sumar a la requerida para los estados límite de resistencia o servicio. Esto representa un requisito mínimo para el control de fisuración por contracción y temperatura.

Al determinar el área de la armadura de contracción y temperatura, se debe tener en cuenta la separación de las juntas de alivio.

No es necesario considerar que las superficies de las paredes interiores de las vigas cajón están expuestas a variaciones diarias de temperatura.

El Artículo 12.14.5.8 contiene requisitos adicionales para estructuras enterradas de tres lados.

### C 5.10.9. Zonas de anclaje de postensado

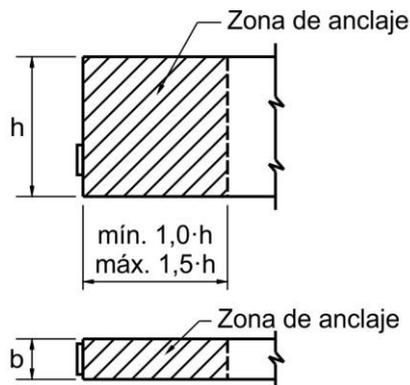
#### C 5.10.9.1. Requisitos generales

Con ligeras modificaciones, los requisitos del Artículo 5.10.9 también se pueden aplicar para el diseño de las armaduras debajo de apoyos de alta capacidad de carga.

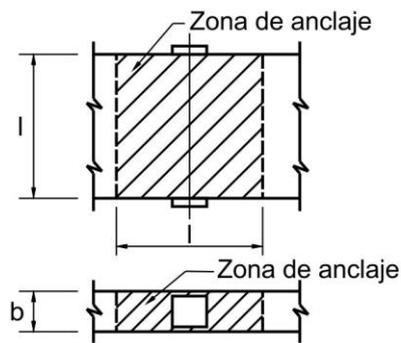
Geoméricamente la zona de anclaje se define como el volumen de hormigón a través del cual la fuerza concentrada de pretensado, en el dispositivo de anclaje, se distribuye transversalmente hasta llegar a una distribución de tensiones más lineal en toda la sección transversal a una determinada distancia del dispositivo de anclaje.

Dentro de la zona de anclaje, la hipótesis que las secciones planas permanecen planas no es válida.

Las dimensiones de la zona de anclaje se basan en el principio de St. Venant. Los requisitos para elementos cuya longitud es menor que una de sus dimensiones transversales fueron incluidos a fin de cubrir casos tales como el pretensado transversal de un tablero de puente, como se ilustra en la Figura C 5.10.9.1-1.



a) Si la dimensión transversal de la sección transversal o separación centro a centro entre tendones son menores que la longitud



b) Si la dimensión transversal de la sección transversal o separación centro a centro entre tendones son mayores que la longitud

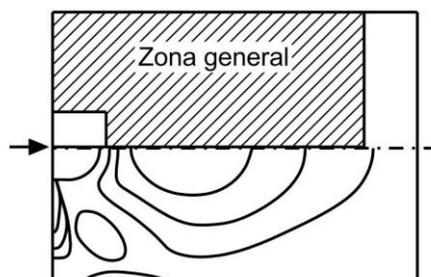
**Figura C 5.10.9.1-1. Geometría de las zonas de anclaje**

## C 5.10.9.2. Zona general y zona local

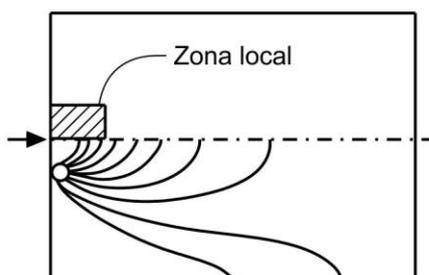
### C 5.10.9.2.1. Requisitos generales

En los anclajes intermedios pueden existir grandes tensiones de tracción detrás del anclaje. Estas tensiones de tracción son el resultado de la compatibilidad de deformaciones delante y detrás del anclaje.

La Figura C 5.10.9.2.1-1 ilustra la distinción entre la zona local y la zona general. La región sometida a tensiones de tracción debidas a la transferencia de la fuerza del cable hacia la estructura constituye la zona general (Figura C 5.10.9.2.1-1.a). La región sometida a elevadas tensiones de compresión, inmediatamente delante del dispositivo de anclaje, es la zona local (Figura C 5.10.9.2.1-1.b).



a) Tensiones principales de tracción y la zona general



b) Tensiones principales de compresión y la zona local

**Figura C 5.10.9.2.1-1. Zona general y zona local**

#### **C 5.10.9.2.2. Zona general**

En muchos casos es posible tratar la zona general y la zona local de forma separada, pero en el caso de las zonas de anclaje pequeñas, como por ejemplo las correspondientes a los anclajes en losas, las solicitaciones en las zonas locales (tales como las elevadas tensiones de apoyo y confinamiento), y las solicitaciones en las zonas generales (tales como las tensiones de tracción debidas a la transferencia de la fuerza del cable) pueden ocurrir en la misma región.

#### **C 5.10.9.2.3. Zona local**

La zona local se define ya sea como el prisma rectangular, o, en el caso de anclajes circulares u ovalados, como el prisma rectangular equivalente del hormigón circundante e inmediatamente por delante del dispositivo de anclaje y de cualquier armadura de confinamiento integral. Las dimensiones de la zona local se definen en el Artículo 5.10.9.7.1.

La zona local debe resistir las elevadas tensiones locales introducidas por el dispositivo de anclaje y transferirlas al resto de la zona de anclaje. La resistencia de la zona local se ve más afectada por las características del dispositivo de anclaje y su armadura de confinamiento que por la geometría o las cargas de la estructura.

#### **C 5.10.9.2.4. Responsabilidades**

El "Engineer of Record" tiene la responsabilidad de indicar la ubicación de los cables individuales y los dispositivos de anclaje. Si el Proyectista inicialmente opta por indicar exclusivamente la fuerza total y excentricidad de los cables, aún será suya la responsabilidad de aprobar la disposición específica de los cables y anclajes presentada por un especialista en postesado o por el Contratista. El Ingeniero es responsable por el diseño de la armadura de la zona general necesaria para la disposición aprobada del cable y del dispositivo de anclaje.

El uso de dispositivos de anclaje especiales no releva al “Engineer of Record” de su responsabilidad de revisar el diseño y los planos de obra correspondientes a la zona de anclaje a fin de garantizar que satisfagan las especificaciones del Proveedor de los dispositivos de anclajes.

El Proveedor de los dispositivos de anclaje debe entregar al “Engineer of Record” y al Contratista la información referida a todos los requisitos necesarios para el correcto comportamiento de la zona local. La armadura de confinamiento necesaria para la zona local debe ser especificada por el Proveedor.

### **C 5.10.9.3. Diseño de la zona general**

#### **C 5.10.9.3.1. Métodos de diseño**

Los métodos de diseño mencionados en este Artículo no impiden el uso de otros procedimientos reconocidos y verificados. En muchas aplicaciones de anclajes en las cuales hay regiones de hormigón importantes o masivas alrededor de los anclajes y en las cuales los elementos son esencialmente rectangulares sin desviaciones sustanciales del recorrido del flujo de las fuerzas, se pueden utilizar los procedimientos aproximados del Artículo 5.10.9.6. Sin embargo, en el postesado de secciones delgadas, secciones con alas, y secciones de geometría irregular o en secciones en las cuales los cables tienen una curvatura apreciable, puede ser necesario aplicar los procedimientos más generales de los Artículos 5.10.9.4 y 5.10.9.5.

Las diferentes combinaciones de fuerzas de anclaje afectan significativamente las tensiones en la zona general. Por lo tanto, es importante considerar no sólo la etapa final de una secuencia de tesado, en la cual se tesan todos los cables, sino también las etapas intermedias de tesado.

El requisito referido a los efectos espaciales se incluyó para alertar al Proyectista acerca de las solicitaciones perpendiculares al plano principal del elemento, tales como las fuerzas de desgarramiento en la dirección de menor espesor de las almas o losas. Por ejemplo, en los elementos de sección transversal rectangular delgada, existen fuerzas de desgarramiento no sólo en el plano mayor del elemento sino también en el plano perpendicular al mismo. En muchos casos estas solicitaciones se pueden determinar en forma independiente para cada dirección, pero algunas aplicaciones requieren un análisis tridimensional completo, por ejemplo los diafragmas para el anclaje de los cables exteriores.

#### **C 5.10.9.3.2. Principios de diseño**

El correcto detallado de las armaduras y una mano de obra de alta calidad son requisitos fundamentales para lograr un comportamiento satisfactorio de las zonas de anclaje. Los tamaños y detalles de las zonas de anclaje deben respetar la necesidad de tolerancias para doblado, fabricación y colocación de las armaduras; el tamaño de los agregados; y la necesidad de una correcta colocación y compactación del hormigón.

La interfase entre el hormigón confinado de la zona local y el hormigón habitualmente no confinado de la zona general es crítica. Los requisitos de este Artículo definen la ubicación en la cual se deben analizar las tensiones del hormigón.

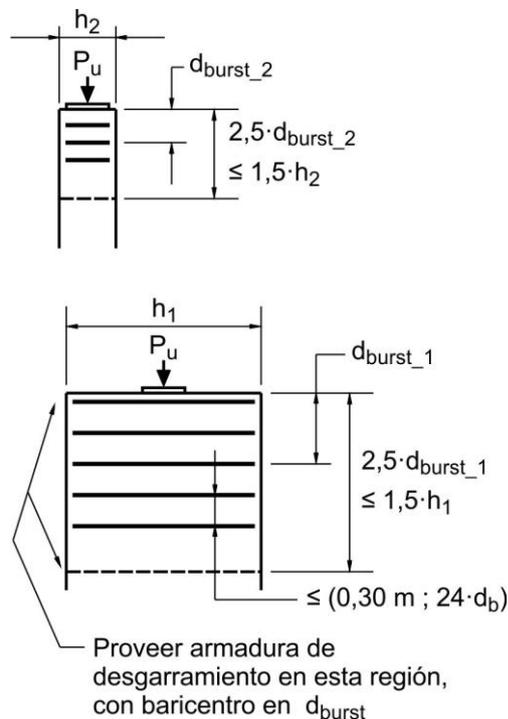
La fuerza de desgarramiento es la fuerza de tracción en la zona de anclaje que actúa delante del dispositivo de anclaje y de manera transversal al eje del cable. Las fuerzas de desgarramiento son provocadas por la difusión lateral de las fuerzas de pretensado concentradas en el anclaje.

Los lineamientos para la disposición de la armadura de desgarramiento llevan al Proyectista a adoptar distribuciones de armadura que reflejan la distribución elástica de tensiones. Resultados experimentales muestran que esto permite lograr un comportamiento satisfactorio en estado límite de servicio, ya que limita la magnitud y

apertura de las fisuras, y también en estado límite de resistencia, ya que limita la redistribución de fuerzas requerida en la zona de anclaje (Sanders, 1990). Una distribución uniforme de la armadura de desgarramiento con su baricentro ubicado en  $d_{burst}$ , tal como se ilustra en la Figura C 5.10.9.3.2-1, se puede considerar aceptable.

Las fuerzas de tracción en los bordes son fuerzas de tracción en la zona de anclaje que actúan paralelas y próximas al borde transversal y a los bordes longitudinales del elemento. El borde transversal es la superficie cargada por los anclajes. La fuerza de tracción que actúa a lo largo del borde transversal se conoce como fuerza de descantillado. La fuerza de tracción que actúa a lo largo del borde longitudinal se conoce como fuerza de tracción en el borde longitudinal.

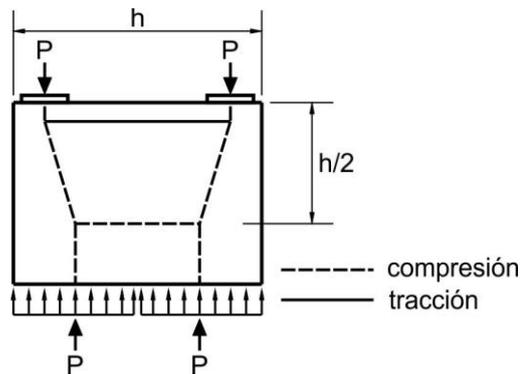
Para anclajes más separados se pueden utilizar modelos de bielas y tirantes.



**Figura C 5.10.9.3.2-1. Disposición de la armadura de desgarramiento**

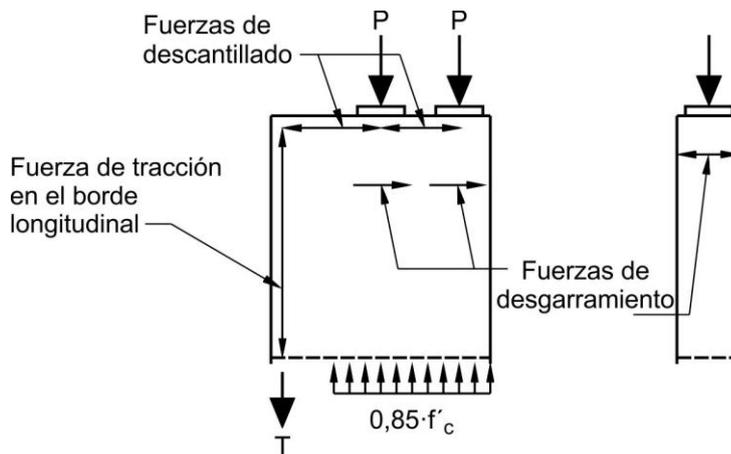
Se inducen fuerzas de descantillado en las zonas de anclaje con carga concéntrica, zonas de anclaje con carga excéntrica, y zonas de anclaje para múltiples anclajes. Se inducen fuerzas de tracción en los bordes longitudinales cuando la resultante de las fuerzas de anclaje provoca carga excéntrica en la zona de anclaje.

En el caso de múltiples anclajes, las fuerzas de descantillado son necesarias para mantener la condición de equilibrio, y es fundamental disponer armadura adecuada para lograr la capacidad de carga última de la zona de anclaje, como se ilustra en la Figura C 5.10.9.3.2-1. Estas fuerzas de tracción son similares a las fuerzas de tracción que existen entre zapatas individuales que soportan tabiques profundos. En la mayoría de los casos, la mínima armadura de descantillado aquí especificada será determinante.



**Figura C 5.10.9.3.2. Recorrido de las fuerzas para el caso de múltiples anclajes**

La Figura C 5.10.9.3.2-3 ilustra la ubicación de las fuerzas de tracción en los bordes.



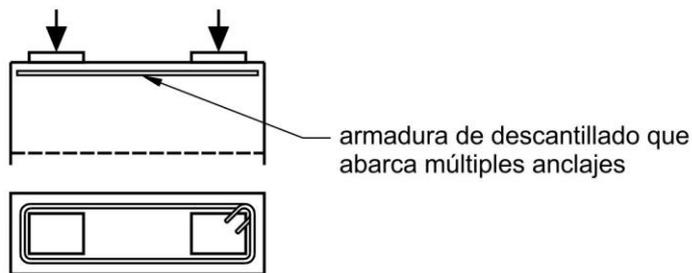
**Figura C 5.10.9.3.2-3. Fuerzas de tracción en los bordes**

La mínima fuerza de descantillado, a utilizar en el diseño, es igual al **2 por ciento** de la fuerza de postesado total. Este valor es menor que el **4 por ciento** propuesto por Guyon (1953) y refleja tanto resultados analíticos como experimentales que prueban que los valores indicados por Guyon para las fuerzas de descantillado son bastante conservadores y que en estudios experimentales rara vez se ha observado fisuración por descantillado (Base et al., 1966; Beeby, 1983).

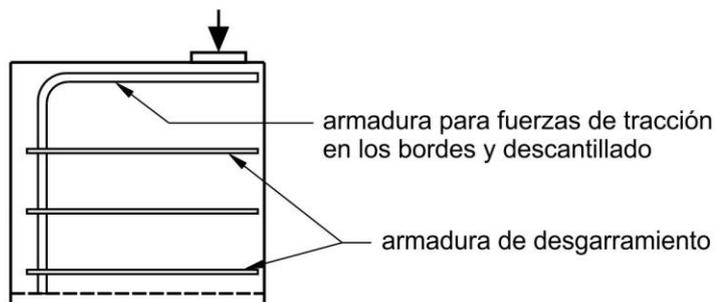
La Figura C 5.10.9.3.2-4 ilustra los requisitos de armadura para las zonas de anclaje.



a) Mínima armadura de descantillado



b) Armadura de descantillado entre múltiples anclajes



c) Armadura de tracción en los bordes en zonas de anclaje con carga excéntrica

**Figura C 5.10.9.3.2-4. Disposición de la armadura en las zonas de anclaje**

### **C 5.10.9.3.3. Dispositivos de anclaje especiales (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.10.9.3.4. Anclajes intermedios**

#### **C 5.10.9.3.4a. Requisitos generales**

Los anclajes intermedios generalmente se utilizan en las construcciones por dovelas. Ubicar los tacos para anclaje en la esquina entre el ala y las almas reduce significativamente las solicitaciones locales en los anclajes intermedios. Las solicitaciones locales también se pueden reducir aumentando el ancho del taco de anclaje para que coincida con el ancho total del ala o la altura total del alma a la cual se fija el taco de anclaje.

Para espesores del ala comprendidos entre **0,12** y **0,25 m**, se recomienda un límite superior de **12 cordones, Grado 1860 MPa**, de **12,7 mm** de diámetro para los cables anclados en tacos para anclaje soportados exclusivamente por el ala. La fuerza de anclaje del cable se debe distribuir cuidadosamente al ala mediante armadura.

#### **C 5.10.9.3.4b. Amarres posteriores (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.10.9.3.4c. Armadura para tacos y nervios para anclaje**

Esta armadura generalmente se provee en forma de estribos cerrados o estribos abiertos, los cuales encierran al anclaje y lo conectan efectivamente al alma y ala adyacentes.

#### **C 5.10.9.3.5. Diafragmas**

Los diafragmas que anclan cables de postesado se pueden diseñar siguiendo los lineamientos generales de Schlaich et al. (1987), Breen and Kashima (1991), y Wollman (1992). Un típico diafragma que ancla cables de postesado generalmente se comporta como una viga de gran altura soportada en tres lados, por las alas superior e inferior y el alma. La magnitud de la fuerza de tracción por flexión que actúa sobre la cara del diafragma opuesta al anclaje se puede determinar usando modelos de bielas y tirantes o análisis elásticos. Los métodos aproximados, tales como el del prisma simétrico, sugerido por Guyon (1953), no son aplicables.

Para determinar esta armadura se utilizan los métodos más generales de los Artículos 5.10.9.4 ó 5.10.9.5.

#### **C 5.10.9.3.6. Múltiples anclajes en losas**

La armadura para resistir la fuerza de desgarramiento se dispone en la dirección de la altura de la losa y perpendicular al eje del cable de acuerdo con el Artículo 5.10.9.3.2.

La armadura para resistir las fuerzas de tracción en los bordes se dispone en el plano de la losa y perpendicular al eje del cable.

El uso de horquillas provee mejor confinamiento para la región de borde que el uso de barras rectas.

#### **C 5.10.9.3.7. Bloques desviadores**

Los bloques desviadores constituyen regiones perturbadas de la estructura, y se pueden diseñar usando un modelo de bielas y tirantes. Ensayos realizados sobre modelos a escala han permitido obtener importante información acerca del comportamiento de las regiones de los bloques desviadores. Los lineamientos de diseños y detallados son presentados en Beaupre et al. (1988).

### **C 5.10.9.4. Aplicación del modelo de bielas y tirantes al diseño de la zona general**

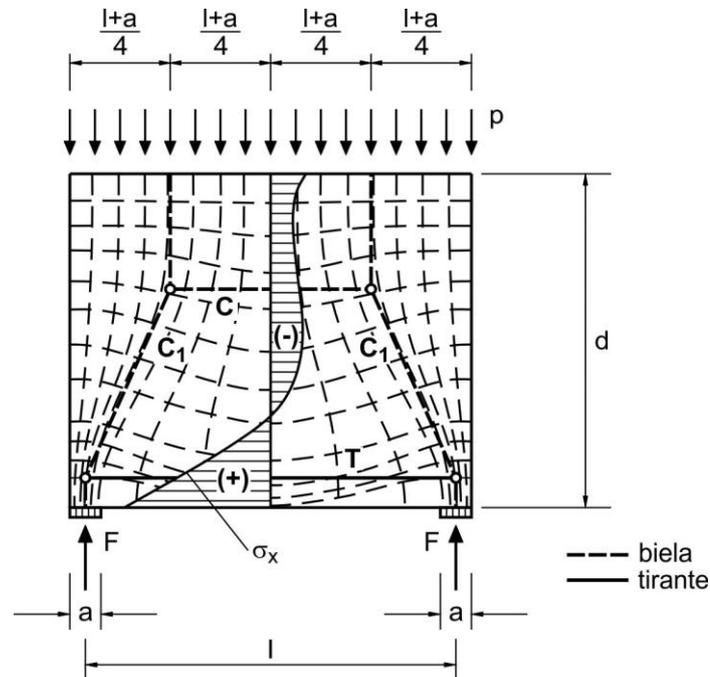
#### **C 5.10.9.4.1. Requisitos generales**

Se puede obtener una estimación conservadora de la resistencia de una estructura o elemento de hormigón aplicando el teorema del límite inferior de la teoría de plasticidad de las estructuras. Si el sistema posee suficiente ductilidad, los modelos de bielas y tirantes satisfacen las condiciones para la aplicación del teorema mencionado. La Figura C 5.10.9.4.1-1 ilustra el campo de tensiones elástico lineal junto con un modelo de bielas y tirantes para el caso de una zona de anclaje con dos anclajes excéntricos (Schlaich et al., 1987).

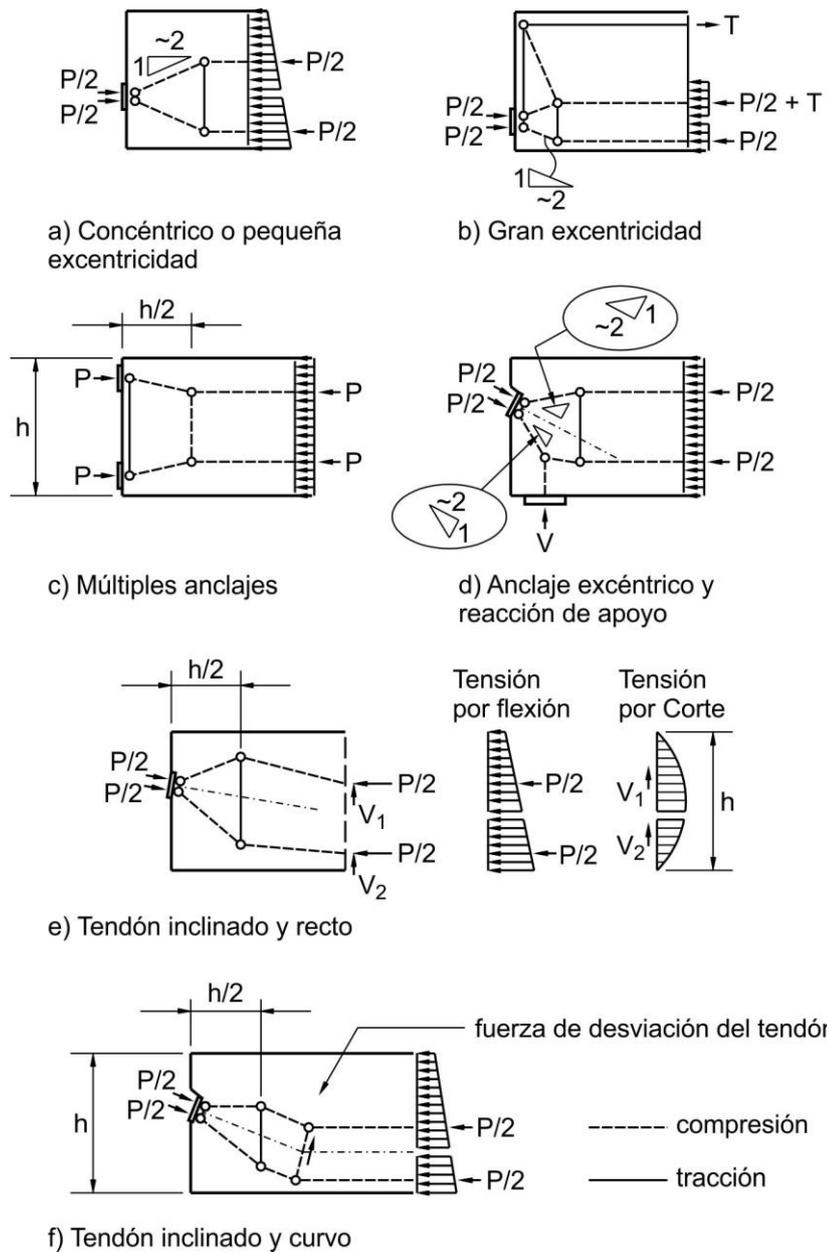
Debido a la limitada ductilidad del hormigón, se deberán seleccionar modelos de bielas y tirantes que no difieran mucho de la solución elástica en términos de la distribución de tensiones. Este procedimiento reducirá las redistribuciones de tensiones requeridas en la zona de anclaje y asegurará que haya armadura en las zonas donde es más probable que

se produzca fisuración. En la Figura C 5.10.9.4.1-2 se ilustran modelos de bielas y tirantes para las zonas de anclaje que consideran algunos casos de carga típicos.

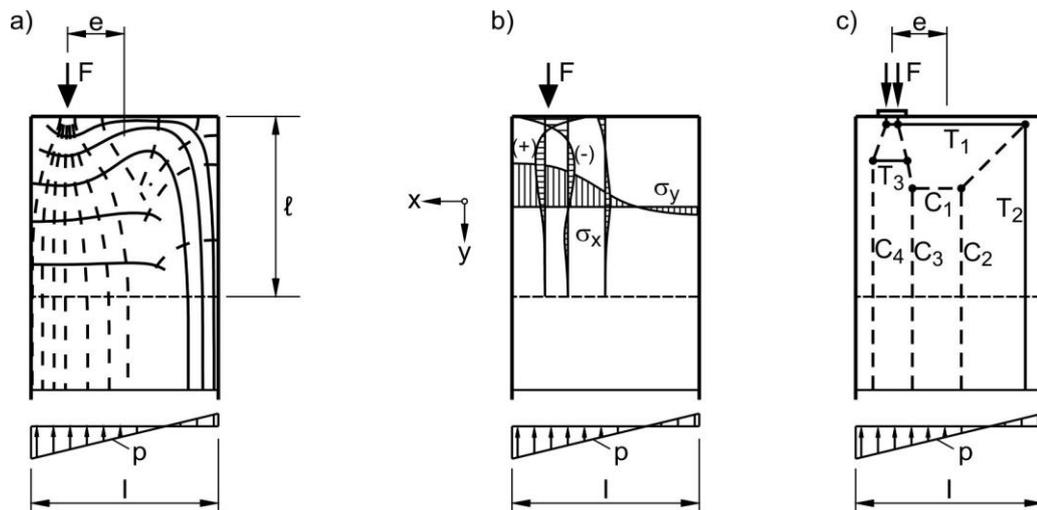
La Figura C 5.10.9.4.1-3 ilustra el modelo de bielas y tirantes para las regiones exteriores de las zonas de anclaje generales con anclajes cargados excéntricamente. La zona de anclaje local se transforma en un nodo del modelo de bielas y tirantes, y se debe determinar si el nodo es adecuado por medio de un análisis o ensayos a escala real.



**Figura C 5.10.9.4.1-1. Campo de tensiones principales, y superpuesto con el modelo de bielas y tirantes**



**Figura C 5.10.9.4.1-2. Modelos de bielas y tirantes para algunas zonas de anclaje**

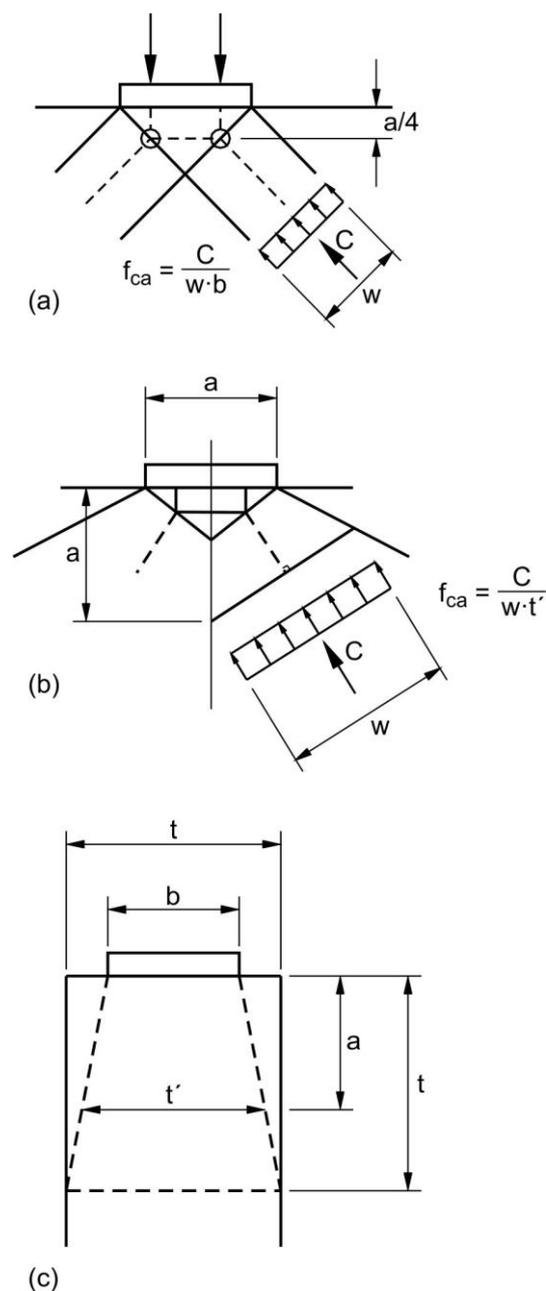


**Figura C 5.10.9.4.1-3. Modelo de bielas y tirantes para las regiones exteriores de la zona general**

#### C 5.10.9.4.2. Nodos

Los nodos son elementos críticos de los modelos de bielas y tirantes. La totalidad de la zona local constituye el nodo o grupo de nodos más crítico para las zonas de anclaje. El Artículo 5.10.9.7 asegura que la zona local es adecuada limitando la presión de apoyo debajo del dispositivo de anclaje. Alternativamente, esta limitación se puede superar si se demuestra que el dispositivo de anclaje es adecuado realizando el ensayo de aceptación indicado en el Artículo 10.3.2.3 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Los nodos correspondientes a las zonas locales para el desarrollo de un modelo de bielas y tirantes se pueden seleccionar a una profundidad de  $a/4$  delante de la placa de anclaje, como se ilustra en la Figura C 5.10.9.4.2-1.



**Figura C 5.10.9.4.2-1. Secciones críticas para nodos y bielas comprimidas**

### C 5.10.9.4.3. Bielas

Para los modelos de bielas y tirantes basados en la distribución elástica de tensiones, la resistencia nominal del hormigón especificada en el Artículo 5.10.9.3.1 resulta adecuada. Sin embargo, si el modelo de bielas y tirantes se aparta considerablemente de la distribución elástica de tensiones, se requieren grandes deformaciones plásticas y la resistencia utilizable del hormigón también se deberá reducir si el hormigón se fisura debido a otras sollicitaciones.

Habitualmente, la geometría del nodo de una zona local y, en consecuencia, de la interfase entre una biela y la zona local, es determinada por el tamaño de la placa de apoyo y el modelo de bielas y tirantes seleccionado, como se ilustra en la Figura C 5.10.9.4.2-1(a). En base al ensayo de aceptación del Artículo 10.3.2.3 de la norma

AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, las tensiones en los dispositivos de anclaje especiales se deben investigar a una distancia mayor del nodo, suponiendo que el ancho de la biela aumenta con la distancia a partir de la zona local, como se ilustra en la Figura C 5.10.9.4.2-1(b) (Burdet 1990).

En la Figura C 5.10.9.4.2-1(c) se ilustra la determinación de la dimensión de la biela en la dirección del espesor del elemento.

#### **C 5.10.9.4.4. Tirantes**

Debido a que la resistencia del hormigón solicitado a tracción no es confiable, resulta prudente despreciarla totalmente.

Al seleccionar un modelo de bielas y tirantes, sólo se deben considerar disposiciones de armadura que resulten prácticas. La disposición de la armadura, especificada en los planos, debe concordar con el modelo de bielas y tirantes seleccionado.

#### **C 5.10.9.5. Análisis elástico de tensiones**

Se ha determinado que el análisis elástico de las zonas de anclaje es aceptable y útil, aún cuando el desarrollo de fisuras en la zona de anclaje pueda provocar redistribución de las tensiones (Burdet, 1990).

Los resultados de un análisis elástico lineal se pueden ajustar suavizando las máximas tensiones locales de manera de reflejar el comportamiento no lineal del hormigón a tensiones más elevadas.

La ubicación y magnitud de la fuerza de desgarramiento se debe obtener integrando las tensiones de desgarramiento por tracción a lo largo de la trayectoria del cable. Este procedimiento permite obtener una estimación conservadora de la armadura requerida en la zona de anclaje. Una disposición de la armadura que se aparta de la distribución elástica de tensiones, es decir, una distribución uniforme de la armadura de desgarramiento, es aceptable siempre y cuando el baricentro de la armadura de desgarramiento coincida con la ubicación de la fuerza de desgarramiento.

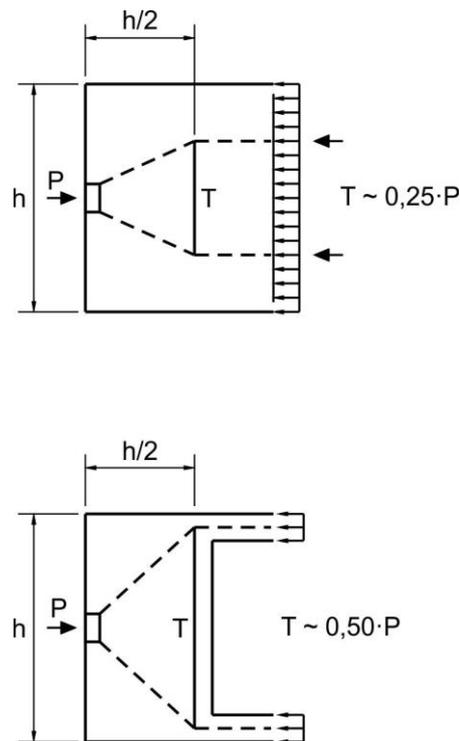
#### **C 5.10.9.6. Análisis y diseño de tensiones aproximadas**

##### **C 5.10.9.6.1. Límites de aplicación**

Las expresiones aquí especificadas se basan en el análisis de elementos que tienen una sección transversal rectangular y una zona de anclaje cuya longitud es como mínimo igual a la mayor dimensión de dicha sección transversal. Para las secciones transversales cuya geometría difiere significativamente de la rectangular, por ejemplo las vigas de sección **I** con alas anchas, no se deben utilizar las ecuaciones aproximadas.

Las discontinuidades, tales como las aberturas en el alma, perturban el flujo de fuerzas y pueden provocar en la zona de anclaje mayores tensiones de compresión, fuerzas de desgarramiento o fuerzas de tracción en los bordes. La Figura C 5.10.9.6.1-1 compara las fuerzas de desgarramiento para un elemento de sección transversal rectangular continua y un elemento de sección transversal rectangular no continua. Las ecuaciones aproximadas se pueden aplicar a las vigas estándares de sección **I** con bloques de extremo, siempre que la dimensión longitudinal del bloque de extremo sea como mínimo igual a una altura de viga y que la transición entre el bloque y la viga sea gradual.

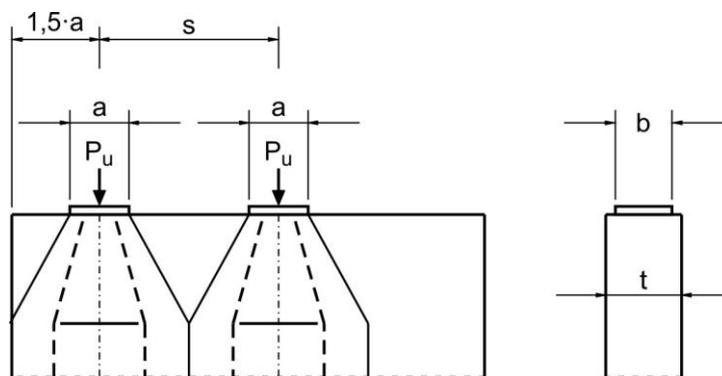
Los dispositivos de anclaje se pueden considerar poco separados si su separación entre centros no es mayor que **1,5** veces el ancho de los dispositivos de anclaje en la dirección considerada.



**Figura C 5.10.9.6.1-1. Efecto de las discontinuidades en la zona de anclaje**

Las ecuaciones aproximadas para calcular las tensiones de compresión en el hormigón se basan en la hipótesis de que la fuerza de anclaje se difunde en todas direcciones. El requisito sobre distancia mínima a los bordes satisface esta hipótesis y se ilustra en la Figura C 5.10.9.6.1-2. Las ecuaciones aproximadas para calcular las fuerzas de desgarramiento se basan en análisis por elementos finitos para un único anclaje actuando en una sección transversal rectangular.

Con la Ecuación 5.10.9.6.3-1 se obtienen resultados conservadores para la armadura de desgarramiento, aún si los anclajes no están poco separados, pero la resultante de la fuerza de desgarramiento está más próxima al anclaje que lo que indica la Ecuación 5.10.9.6.3-2.

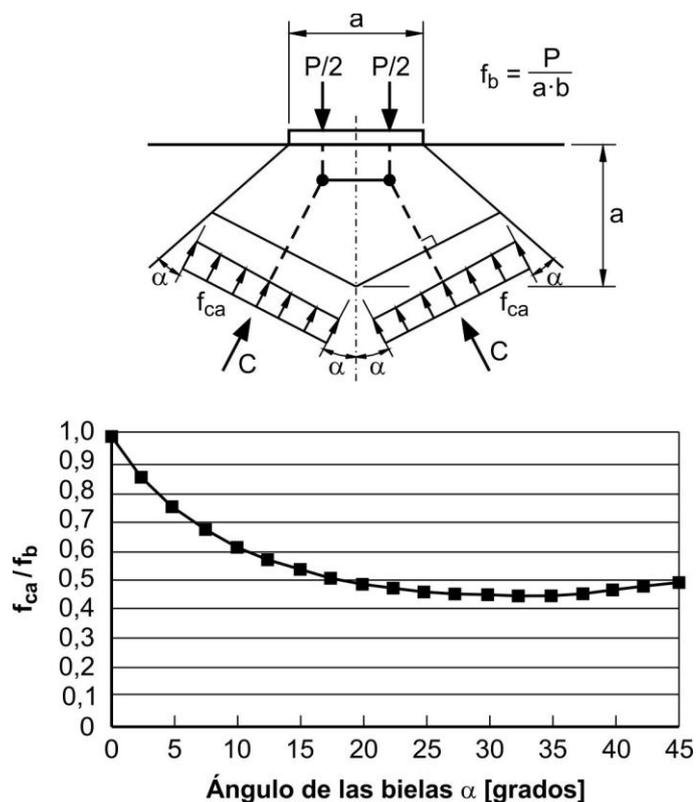


**Figura C 5.10.9.6.1-2. Distancias a los bordes y simbología**

### C 5.10.9.6.2. Tensiones de compresión

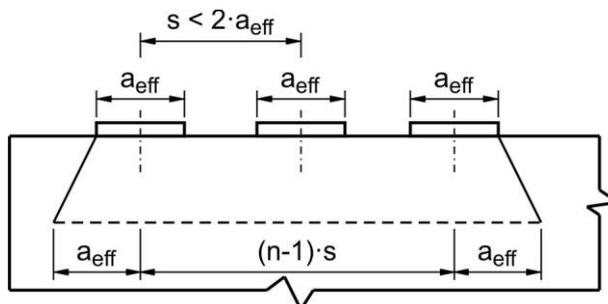
No es necesario realizar esta verificación de las tensiones de compresión para los dispositivos de anclaje básicos que satisfacen el Artículo 5.10.9.7.2.

Las Ecuaciones 5.10.9.6.2-1 y 5.10.9.6.2-2 se basan en un modelo de bielas y tirantes para un solo anclaje con las tensiones del hormigón determinadas como se indica en la Figura C 5.10.9.6.2-1 (Burdet, 1990), siendo iguales el ancho de la placa de anclaje,  $b$ , y el espesor del elemento,  $t$ . La Ecuación 5.10.9.6.2-1 ha sido modificada para incluir casos en los cuales  $b < t$ .

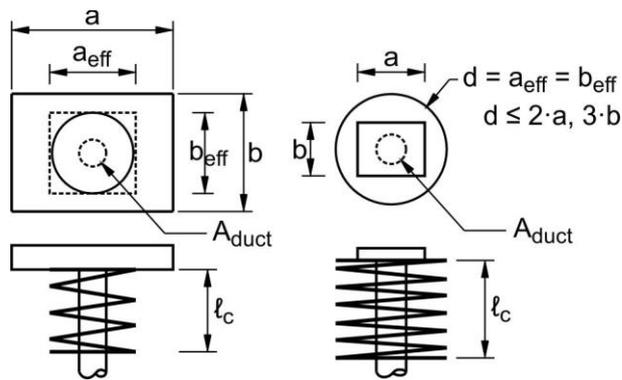


**Figura C 5.10.9.6.2-1. Zona local e interfase de las bielas**

Para múltiples anclajes separados una distancia menor que  $2 \cdot a_{eff}$ , es necesario aplicar un factor de corrección,  $\kappa$ . Este factor se basa en una distribución de tensiones supuesta a una distancia igual a un ancho de placa de anclaje delante del dispositivo de anclaje, como se indica en la Figura C 5.10.9.6.2-2.



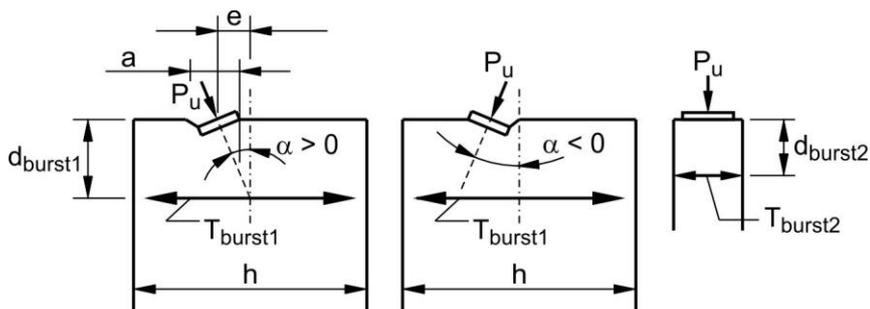
**Figura C 5.10.9.6.2-2. Múltiples anclajes poco separados**



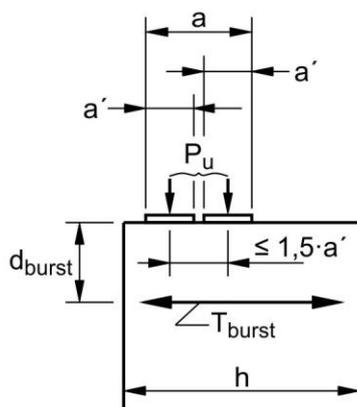
**Figura C 5.10.9.6.2-3. Área de apoyo efectiva**

**C 5.10.9.6.3. Fuerzas de desgarramiento por tracción**

Las Ecuaciones 5.10.9.6.3-1 y 5.10.9.6.3-2 se basan en los resultados de análisis elásticos lineales de tensiones (Burdet, 1990). La Figura C 5.10.9.6.3-1 ilustra la simbología utilizada en las ecuaciones.



a) Tendones inclinados

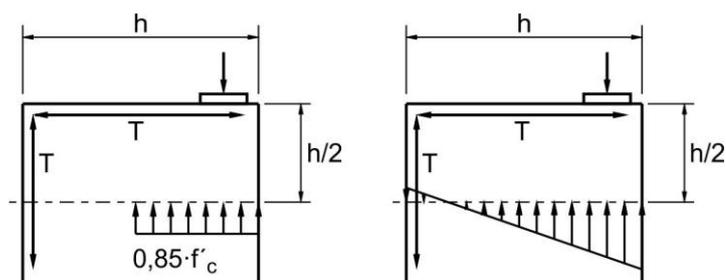


b) Dispositivos de anclaje poco separados

**Figura C 5.10.9.6.3-1. Simbología utilizada en las Ecuaciones 5.10.9.6.3-1 y 5.10.9.6.3-2**

**C 5.10.9.6.4. Fuerzas de tracción en los bordes**

Si el baricentro de todos los cables está ubicado fuera del núcleo central de la sección, se inducen tanto fuerzas de descantillado como fuerzas de tracción en los bordes longitudinales. En la Figura C 5.10.9.6.4-1 se ilustra la determinación de las fuerzas de tracción en los bordes para el caso de anclajes excéntricos. Cualquier tipo de análisis para viga sometida a flexión y carga axial es aceptable. Como en el caso de múltiples anclajes, esta armadura es fundamental para el equilibrio de la zona de anclaje. Es importante considerar las secuencias de tesado que podrían provocar cargas excéntricas temporarias en la zona de anclaje.



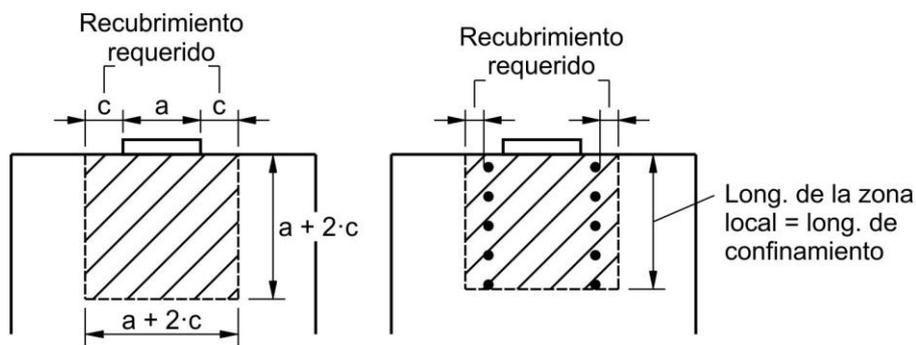
**Figura C 5.10.9.6.4-1. Determinación de las fuerzas de tracción en los bordes para anclajes excéntricos**

### C 5.10.9.7. Diseño de las zonas locales

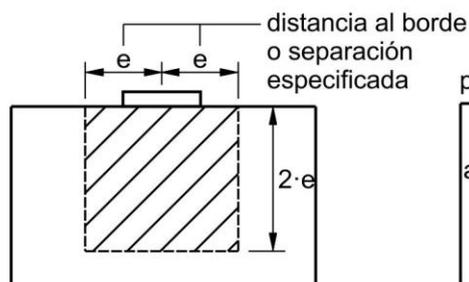
#### C 5.10.9.7.1. Dimensiones de la zona local

El objetivo de los requisitos de este Artículo es asegurar una adecuada resistencia del hormigón en la zona local. No deben ser considerados como lineamientos para el diseño de los dispositivos y accesorios de anclaje en sí.

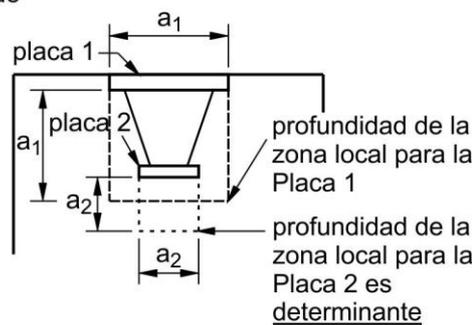
La zona local es la región altamente solicitada inmediatamente alrededor del dispositivo de anclaje. Resulta conveniente definir esta región en términos geométricos antes que en términos de nivel de tensión. En la Figura C 5.10.9.7.1-1 se ilustra la zona local.



a) Recomendaciones del fabricante no disponibles



b) Recomendaciones del Fabricante disponibles



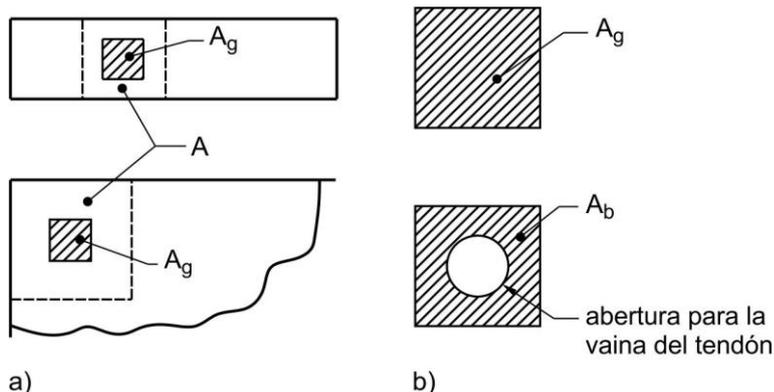
c) Long. de la zona local para múltiples superficies de apoyo

**Figura C 5.10.9.7.1-1. Geometría de la zona local**

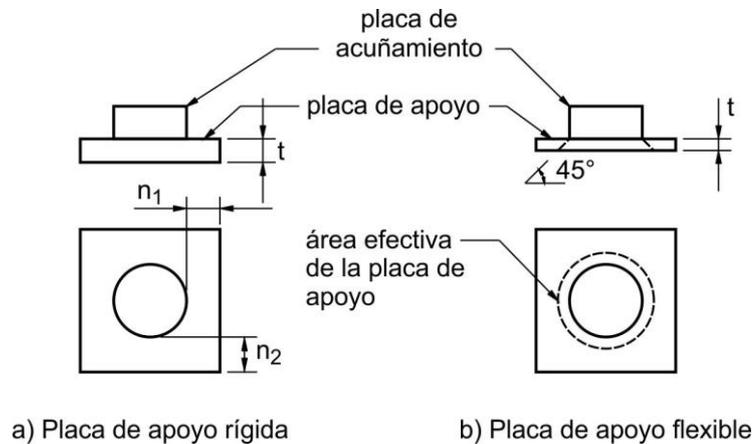
En el caso de anclajes poco separados también se debe considerar una zona local agrandada que abarque todos los anclajes individuales.

### C 5.10.9.7.2. Resistencia del apoyo

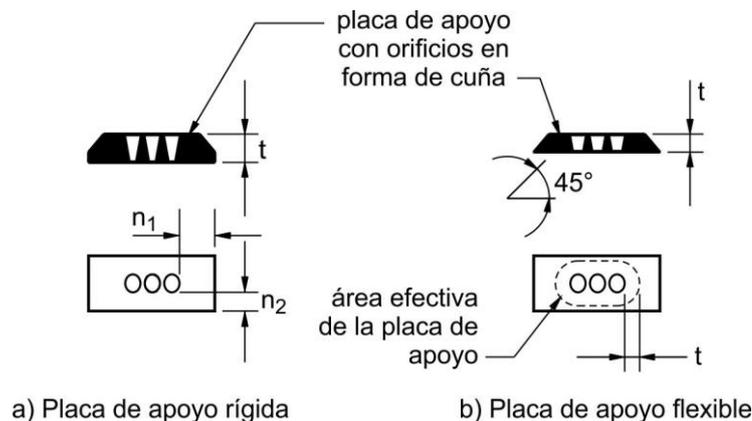
Este Reglamento presenta límites de presión de apoyo para los dispositivos de anclaje, denominados dispositivos de anclaje normales, que no han de ser ensayados de acuerdo con el ensayo de aceptación del Artículo 10.3.2.3 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. Alternativamente, si un sistema de anclaje aprueba el ensayo de aceptación, estos límites se pueden superar. Las Figuras C 5.10.9.7.2-1, C 5.10.9.7.2-2, y C 5.10.9.7.2-3 ilustran los requisitos del Artículo 5.10.9.7.2 (Roberts, 1990).



**Figura C 5.10.9.7.2-1. Área de la superficie de apoyo de hormigón para la Ecuación 5.10.9.7.2-2**



**Figura C 5.10.9.7.2-2. Área efectiva de la placa de apoyo para dispositivos de anclaje con placa de acuñamiento separada**



**Figura C 5.10.9.7.2-3. Área efectiva de la placa de apoyo para dispositivos de anclaje sin placa de acuñamiento separada**

Se puede calcular una superficie de apoyo efectiva mayor suponiendo un área efectiva y verificando los nuevos valores de  $f_b$  y  $n/t$ .

### C 5.10.9.7.3. Dispositivos de anclaje especiales

La mayoría de los dispositivos de anclaje caen dentro de esta categoría y deben pasar el ensayo de aceptación del Artículo 10.3.2.3 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. Sin embargo, muchos de los sistemas de anclaje actualmente disponibles en Estados Unidos han pasado ensayos de aceptación equivalentes. Los resultados de estos ensayos se pueden considerar aceptables si el procedimiento de ensayo es similar en términos generales al especificado en el Artículo 10.3.2.3 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Además de cualquier armadura de confinamiento requerida, en el ensayo de aceptación para dispositivos de anclaje especiales, el Artículo 10.3.2.3.4 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications permite utilizar armadura superficial suplementaria. También se debe disponer armadura equivalente en la propia estructura. Para este requisito de armadura se pueden considerar otras armaduras de la zona general ubicadas dentro de la parte de la zona de anclaje correspondiente.

### C 5.10.10. Zonas de anclaje de pretensado

#### C 5.10.10.1. Resistencia al hendimiento

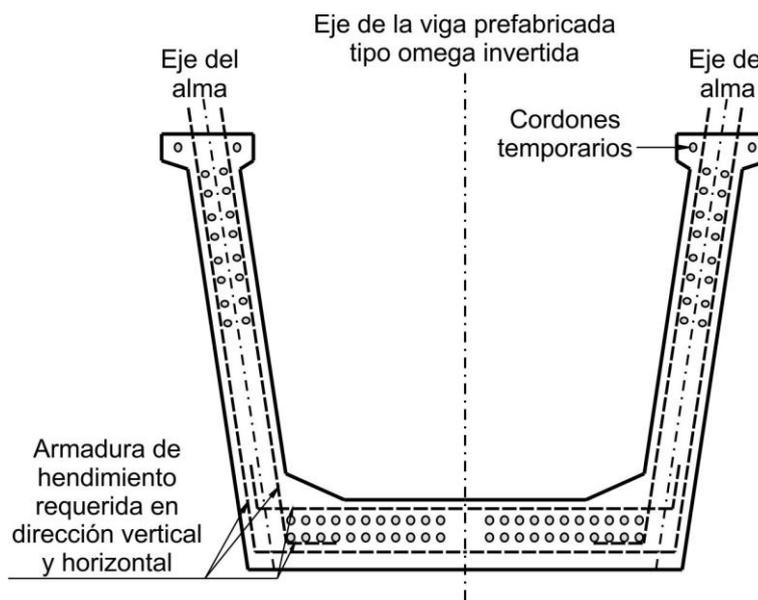
El propósito fundamental de haber elegido para este requisito una tensión límite del acero de **140 MPa** es limitar la fisuración.

La resistencia al hendimiento es de primordial importancia en las partes relativamente delgadas de los elementos pretensados que son altos o anchos, tales como las almas de las vigas de sección I y las almas y alas de las vigas cajón y vigas tipo omega invertida. El acero de pretensado que está bien distribuido en tales partes reducirá las fuerzas de hendimiento, mientras que el acero que se agrupa o concentra en los dos extremos de un elemento requerirá incrementar la resistencia al hendimiento.

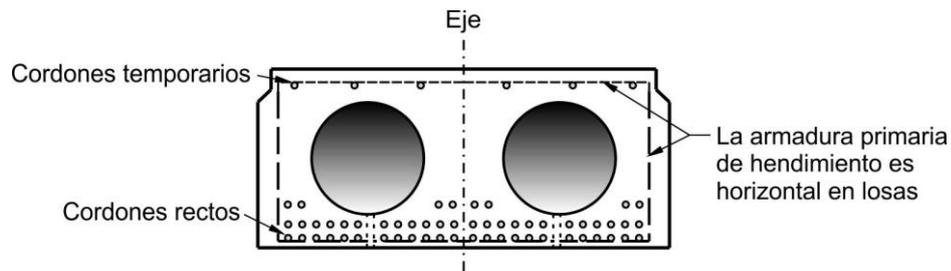
Para los elementos de la losa pretensada, el ancho del elemento es mayor que la altura. Una zona de tracción se forma entonces en la dirección horizontal perpendicular al eje del elemento.

Para vigas tipo omega invertida y vigas cajón, los cordones de pretensado están ubicados en el ala inferior y en las almas. Las zonas de tracción se forman entonces en ambas direcciones, vertical y horizontal, en las almas y en las alas. Se requiere armadura en ambas direcciones para resistir las fuerzas de hendimiento.

La experiencia ha demostrado que las disposiciones de este Artículo controlan por lo general satisfactoriamente la formación de fisuras en las zonas extremas de los elementos pretensados; sin embargo, bajo ciertas condiciones puede ser necesario más armadura que lo requerido por este Artículo. Las Figuras C 5.10.10.1-1 y C 5.10.10.1-2 muestran ejemplos de armado de hendimiento en vigas tipo omega invertida y en losas huecas.



**Figura C 5.10.10.1-1. Viga tipo omega invertida prefabricada**



**Figura C 5.10.10.1-2. Losa hueca prefabricada**

**C 5.10.10.2. Armadura de confinamiento (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.10.11. Requisitos para el diseño sismorresistente (A definir por INPRES)**

**C 5.10.12. Armadura para elementos comprimidos de sección rectangular hueca (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.10.12.1. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.10.12.2. Separación de las armaduras (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.10.12.3. Estribos cerrados (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.10.12.4. Empalmes (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.10.12.5. Estribos cerrados de esquina (Este Artículo no tiene comentario)**

## **C 5.11. ANCLAJE Y EMPALME DE LAS ARMADURAS**

**C 5.11.1. Requisitos generales**

**C 5.11.1.1. Requisitos básicos**

La mayoría de los requisitos de este Artículo se basan en el Reglamento CIRSOC 201-2005 y su comentario.

**C 5.11.1.2. Armadura de flexión**

**C 5.11.1.2.1. Requisitos generales**

Como máximo, en una sección se pueden interrumpir barras alternadas.

Ediciones anteriores del Standard Specifications, exigían que la armadura de flexión no terminara en una zona traccionada a menos que se satisficiera una de las siguientes condiciones:

- El esfuerzo de corte mayorado en la sección en la cual se interrumpe la armadura no debía ser mayor que  $\frac{2}{3}$  de la resistencia minorada al corte, incluyendo la resistencia al corte proporcionada por la armadura de corte.
- A lo largo de cada barra o alambre que se interrumpe se debía disponer un área de estribo que exceda el valor del área requerida por corte y torsión, en una longitud

no menor a  $3/4$  de la altura útil del elemento medida a partir del punto de finalización de la armadura. El área excedente de estribos,  $A_v$ , debía ser igual o mayor que  $0,40 \cdot b_w \cdot s / f_{yt}$ . La separación,  $s$ , no debía ser mayor que  $0,125 \cdot d / \beta_b$ , siendo  $\beta_b$  el cociente entre el área de la armadura interrumpida y el área total de la armadura traccionada de la sección.

- La armadura que se continuaba en el elemento, constituida por barras con  $d_b \leq 32$  mm o alambres con  $d_b \leq 16$  mm, debían tener en la sección donde se termina la barra o alambre cortado, un área igual al doble del área requerida por flexión, y al mismo tiempo el esfuerzo de corte mayorado no debía superar las  $3/4$  partes de la resistencia minorada al corte.

En la actualidad estos requisitos son suplementados por los requisitos del Artículo 5.8, los cuales toman en cuenta la necesidad de proveer armadura longitudinal para reaccionar a la componente horizontal de las diagonales inclinadas comprimidas que contribuyen a la resistencia al corte.

Los anclajes suplementarios pueden ser en forma de ganchos o soldaduras a barras de anclaje.

#### C 5.11.1.2.2. Armadura de momento positivo

Ediciones anteriores del Standard Specifications requerían que en los apoyos extremos y en los puntos de inflexión, la armadura de tracción para momento positivo se limitara a un diámetro tal que la longitud de anclaje,  $\ell_d$ , determinada para la tensión de fluencia especificada  $f_y$ , de acuerdo con el Artículo 5.11.2.1, satisficiera la Ecuación C 5.11.1.2.2-1:

$$\ell_d \leq \frac{M_n}{V_u} + \ell_a \quad (\text{C 5.11.1.2.2-1})$$

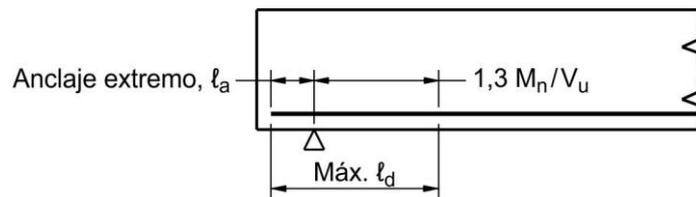
donde:

- $M_n$  momento resistente nominal, suponiendo que toda la armadura de la sección está solicitada a la tensión de fluencia especificada  $f_y$ , en kN·m.
- $V_u$  esfuerzo de corte mayorado en la sección, en kN.
- $\ell_a$  longitud embebida más allá del centro de un apoyo o punto de inflexión; se toma como el mayor valor entre la altura útil del elemento y  $12 \cdot d_b$ , en m.

No es necesario satisfacer la Ecuación C 5.11.1.2.2-1 en el caso de las armaduras que terminan más allá del eje de los apoyos extremos y tienen un gancho normal o un anclaje mecánico como mínimo equivalente a un gancho normal.

El valor de  $M_n/V_u$  de la Ecuación C 5.11.1.2.2-1 se debía incrementar en **30 por ciento** para armaduras cuyos extremos estaban ubicados en áreas en las cuales una reacción aplicaba una compresión transversal a la cara de la viga considerada.

En la Figura C 5.11.1.2.2-1 se ilustra el significado del requisito del **30 por ciento**.



**Nota:** El factor **1,3** sólo se puede utilizar si la reacción confina los extremos de la armadura.

**Figura C 5.11.1.2.2-1. Confinamiento de los extremos**

En la actualidad estos requisitos son suplementados por los requisitos del Artículo 5.8, los cuales toman en cuenta la necesidad de proveer armadura longitudinal para reaccionar a la componente horizontal de las diagonales inclinadas comprimidas que contribuyen a la resistencia al corte.

Armaduras con tensiones de fluencia especificada superiores a **500 MPa** pueden requerir mayores prolongaciones que la especificada por este Artículo.

#### **C 5.11.1.2.3. Armadura de momento negativo (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.11.1.2.4. Uniones resistentes al momento**

La publicación ACI Detailing Manual contiene detalles para desarrollar la continuidad de las armaduras a través de las uniones.

A partir de este escrito (Otoño de 1997) se están llevando a cabo numerosas investigaciones sobre uniones resistentes al momento, especialmente en relación con su comportamiento sísmico (a definir por INPRES). Se recomienda consultar los resultados de estas investigaciones apenas estén disponibles.

#### **C 5.11.2. Anclaje de las armaduras**

Si bien la tensión de fluencia especificada de la armadura utilizada en el diseño no debe exceder de **500 MPa**, los ensayos han demostrado que se necesita una longitud de anclaje mayor con una armadura conforme a la norma ASTM A1035/A1035M para lograr una ductilidad comparable a la conseguida con armadura conforme a la norma AASHTO M 31. Ensayos límite han demostrado una falta de ductilidad en los empalmes traccionados de la armadura conforme con la norma ASTM A1035 en comparación con el comportamiento de los empalmes con armadura conforme a la norma AASHTO M 31, cuando la longitud de empalme se calcula utilizando la máxima tensión de fluencia de diseño de **500 MPa**. Sin embargo, cuando la longitud de empalme de la armadura conforme a la norma ASTM A1035/A1035M se determina utilizando su tensión de fluencia mínimo especificado de **690 MPa**, se alcanza más ductilidad. En consecuencia, se propone utilizar **690 MPa** hasta que investigaciones adicionales indiquen un valor alternativo.

#### **C 5.11.2.1. Barras conformadas y alambre conformado en tracción (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.11.2.1.1. Longitud de anclaje en tracción (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.11.2.1.2. Factores de modificación que aumentan $\ell_d$ (Este Artículo no tiene comentario)**

C 5.11.2.1.3. Factores de modificación que reducen  $\ell_d$  (Este Artículo no tiene comentario)

C 5.11.2.2. Barras conformadas en compresión (Este Artículo no tiene comentario)

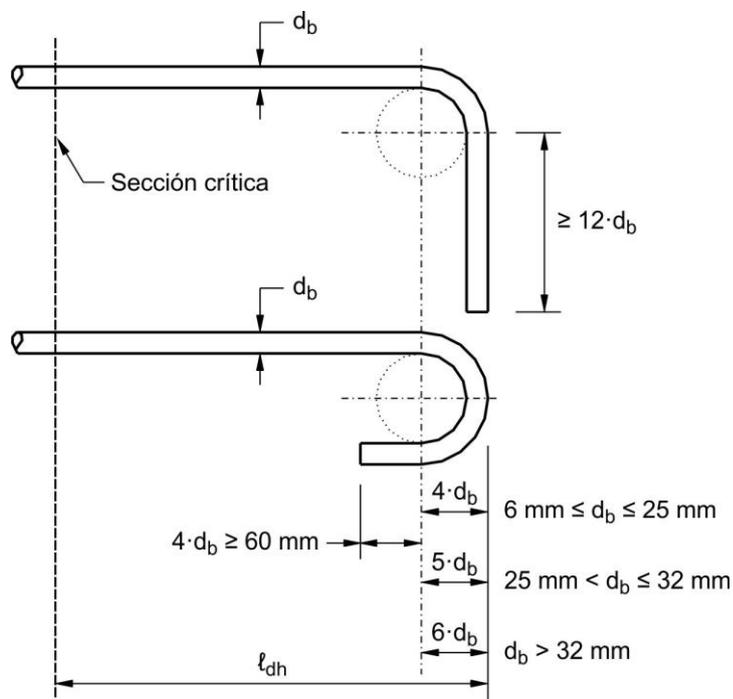
C 5.11.2.2.1. Longitud de anclaje en compresión (Este Artículo no tiene comentario)

C 5.11.2.2.2. Factores de modificación (Este Artículo no tiene comentario)

C 5.11.2.3. Paquetes de barras (Este Artículo no tiene comentario)

C 5.11.2.4. Ganchos normales en tracción

C 5.11.2.4.1. Longitud básica de anclaje de un gancho



**Figura C 5.11.2.4-1. Detalle de los ganchos en las barras y alambres para efectivizar el anclaje de la armadura**

C 5.11.2.4.2. Factores de modificación

Ensayos recientes indican que la longitud de anclaje de las barras terminadas en gancho se debe incrementar **20 por ciento** para tomar en cuenta la reducción de la adherencia que se produce si las armaduras están recubiertas con resina epoxi. La modificación propuesta fue adoptada por el Comité ACI 318 en la edición 1992 de la norma Building Code Requirements for Reinforced Concrete (Hamad et al., 1990).

C 5.11.2.4.3. Estribos para las barras terminadas en gancho (Este Artículo no tiene comentario)

C 5.11.2.5. Malla soldada de alambre (Este Artículo no tiene comentario)

**C 5.11.2.5.1. Malla de alambre conformado (Este Artículo no tiene comentario)**

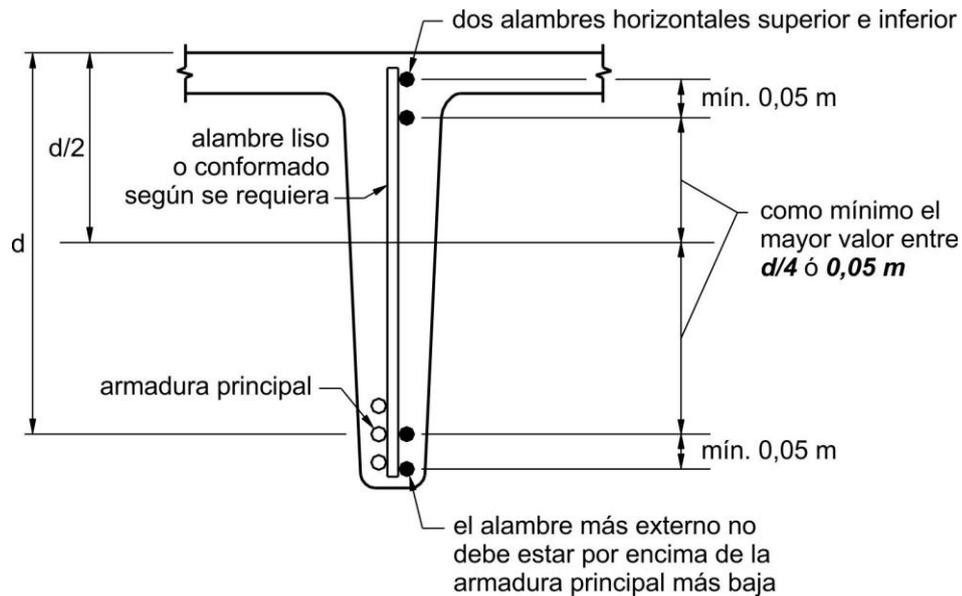
**C 5.11.2.5.2. Malla de alambre liso (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.11.2.6. Armadura de corte**

**C 5.11.2.6.1. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.11.2.6.2. Anclaje de las armaduras conformadas (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.11.2.6.3. Anclaje de las armaduras de malla de alambre**



**Figura C 5.11.2.6.3-1. Anclaje de la armadura de corte compuesta por un estribo de una rama realizado con malla de acero soldada.**

**C 5.11.2.6.4. Estribos cerrados (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.11.3. Anclaje mediante anclajes mecánicos**

No se han desarrollado detalles normalizados para este tipo de dispositivos.

**C 5.11.4. Anclaje de los cordones de pretensado**

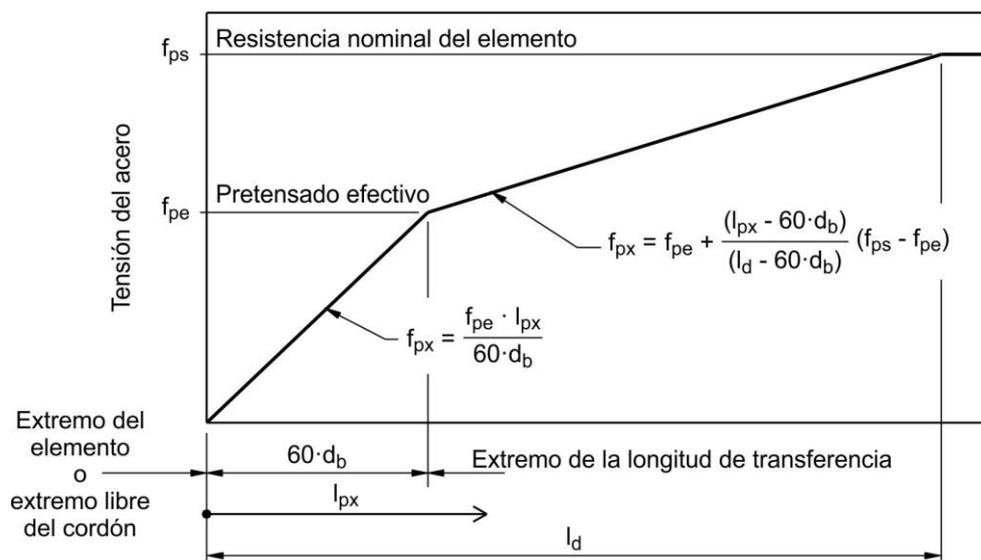
**C 5.11.4.1. Requisitos generales**

Entre el extremo de la longitud de transferencia y la longitud de anclaje, la tensión en el cordón crece desde la tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas hasta alcanzar la tensión en el cordón correspondiente a la resistencia nominal del elemento.

**C 5.11.4.2. Cordones adherentes**

En Octubre de 1988 un memorando de la FHWA impuso la aplicación de un factor de amplificación igual a **1,6** en la Ecuación 5.11.4.2-1 del Reglamento. La expresión modificada es conservadora por naturaleza, pero refleja adecuadamente las características correspondientes al caso más desfavorable de los cordones enviados antes de 1997. Para eliminar la necesidad de aplicar este factor, la Ecuación 5.11.4.2-1 se ha modificado incorporando el factor  $\kappa$ .

La correlación entre la tensión en el acero y la distancia sobre el cual el cordón se adhiere al hormigón se puede representar teóricamente mediante la relación indicada en la Figura C 5.11.4.2-1. Esta variación teórica de la tensión del cordón puede ser utilizada para el análisis de las secciones dentro de la longitud de transferencia y la longitud de anclaje en el extremo de los elementos pretensados.



**Figura C 5.11.4.2-1. Relación teórica entre la tensión del acero y la distancia desde el extremo libre del cordón.**

### C 5.11.4.3. Cordones parcialmente desadheridos

Ensayos realizados por el Departamento de Transporte del Estado de Florida (Shahawy, Robinson, and Batchelor, 1993; Shahawy and Batchelor, 1991) indican que la resistencia de anclaje de los cordones es uno de los factores que más contribuye a la resistencia al corte de las zonas de los extremos de las vigas de hormigón pretensado. El límite recomendado de **25 por ciento** de cordones desadheridos se obtuvo en base a dichos ensayos. Se halló que la capacidad de corte era inadecuada, en vigas ensayadas a escala real, si el **40 por ciento** de los cordones estaban desadheridos.

Algunos estados han tenido éxito con porcentajes más elevados de cordones parcialmente desadheridos. Siempre se deben considerar las prácticas que resultaron exitosas en el pasado, pero la resistencia al corte en la región se debe investigar cuidadosamente considerando en forma debida la reducción de la fuerza horizontal disponible al considerar el diagrama de cuerpo libre de la Figura C 5.8.3.5-1 y todas las demás determinaciones de capacidad de corte según cualquiera de los requisitos de este Capítulo.

En diferentes instituciones se han realizado investigaciones que confirman el hecho de que los cordones de pretensado que están parcialmente desadheridos tienen una mayor longitud de anclaje.

## **C 5.11.5. Empalme de las barras de armadura**

### **C 5.11.5.1. Detalles de armado (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.11.5.2. Requisitos generales**

#### **C 5.11.5.2.1. Empalmes por yuxtaposición**

Esta relación,  $k$ , se puede determinar del análisis de momento-curvatura de la columna utilizando programas computacionales apropiados. Por simplicidad, un valor de  $k = 0,5$  se puede utilizar conservadoramente para la mayoría de las aplicaciones.

La longitud de desarrollo de la armadura longitudinal de la columna en pilotes excavados proviene del "WSDOT-TRAC Report WA-RD 417.1 – Noncontact Lap Splices in Bridge Column-Shaft Connections".

#### **C 5.11.5.2.2. Conexiones mecánicas**

El criterio de tensión versus deslizamiento fue desarrollado por el Departamento de Transporte del Estado de California.

Los tipos de conectores mecánicos que se utilizan en la actualidad incluyen los conectores tipo camisa roscada, los conectores tipo camisa metálica y relleno, y los conectores tipo camisa estampada en frío, muchos de los cuales son dispositivos propietarios o patentados que se pueden adquirir en el mercado. Si se han de utilizar conectores propietarios o patentados la documentación técnica debe incluir un procedimiento para su ensayo y aprobación.

El ACI 439.3R (1991) contiene información básica sobre diferentes tipos de dispositivos mecánicos patentados de conexión.

#### **C 5.11.5.2.3. Empalmes soldados**

Se eliminó el requisito que limitaba los empalmes totalmente soldados exclusivamente al caso de barras soldadas por contacto a tope que especificaban las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares. Se desconoce el propósito de este requisito, pero es posible que haya sido una consecuencia indirecta de las preocupaciones sobre la fatiga de otros tipos de empalmes soldados. Se debe observar que este Artículo exige que todas las soldaduras utilizadas para empalmar barras de armadura satisfagan la edición vigente del AWS Code, y que este Reglamento limita los empalmes soldados por yuxtaposición a barras  $d_b \geq 20$  y menores.

### **C 5.11.5.3. Empalme de la armadura solicitada a tracción**

La longitud de anclaje en tracción,  $\ell_d$ , utilizada como base para calcular las longitudes de empalme debe incluir todos los factores de modificación especificados en el Artículo 5.11.2.

#### **C 5.11.5.3.1. Empalmes por yuxtaposición solicitados a tracción (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.11.5.3.2. Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a tracción**

Para el cálculo de los esfuerzos de tracción anclados en cada sección, la tensión de la armadura empalmada se puede considerar como la resistencia especificada del empalme. La tensión de la armadura que no se empalma se puede considerar como  $f_y$  veces la

relación entre la menor longitud de anclaje real y la longitud de anclaje,  $l_d$ , requerida para desarrollar la tensión de fluencia especificada  $f_y$ .

#### **C 5.11.5.4. Empalmes en tirantes traccionados**

Se supone que un tirante traccionado tiene:

- Una fuerza de tracción axial suficiente para generar tracción en toda la sección transversal, y
- Un nivel de tensión en la armadura tal que todas las barras son plenamente efectivas.

Son ejemplos de elementos que se pueden clasificar como tirantes traccionados los tensores en los arcos, las péndolas que transmiten la carga a una estructura de soporte superior, y los elementos principales de tracción en un reticulado.

#### **C 5.11.5.5. Empalmes en las barras solicitadas a compresión**

##### **C 5.11.5.5.1. Empalmes por yuxtaposición solicitados a compresión**

El área efectiva de los estribos cerrados es el área de las ramas perpendiculares al espesor del elemento, vista en corte transversal.

##### **C 5.11.5.5.2. Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a compresión (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.11.5.5.3. Empalmes por contacto a tope (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.11.6. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.11.6.1. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres conformados solicitados a tracción (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.11.6.2. Empalmes de las mallas de acero soldadas de alambres lisos solicitados a tracción (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.12. DURABILIDAD**

##### **C 5.12.1. Requisitos generales**

Las consideraciones de diseño que tienen por objetivo lograr mayor durabilidad incluyen la calidad del hormigón, el uso de recubrimientos protectores, el mínimo recubrimiento de hormigón, la distribución y el diámetro de las armaduras, los detalles de armado y los anchos de fisura. En el Informe del ACI Committee Report 222 (ACI 1987) y en el trabajo de Posten et al. (1987) se puede encontrar más lineamientos sobre este tema.

El principal objetivo de este Reglamento, en relación con la durabilidad, es prevenir la corrosión del acero de las armaduras. La norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications contiene requisitos sobre incorporación de aire en el hormigón y algunos procedimientos constructivos especiales para el hormigón expuesto a aguas salobres o

sulfatadas. En caso que las condiciones locales sean inusuales, la documentación técnica debe aumentar los requisitos para proveer durabilidad.

Los factores críticos que contribuyen a la durabilidad de las estructuras de hormigón son:

- El adecuado recubrimiento de hormigón sobre las armaduras,
- El uso de combinaciones cemento-agregados no reactivas,
- Una buena compactación del hormigón,
- Un adecuado contenido de cemento,
- Una baja relación agua-cemento, y
- Un buen curado, preferentemente con agua.

Generalmente se recomienda incorporar aire cuando, debido a la ubicación y condiciones de exposición del sitio de emplazamiento, se anticipan **20** o más ciclos de congelamiento y deshielo por año. Los tableros y barandas son los elementos más vulnerables, mientras que la acción de los ciclos de congelamiento y deshielo rara vez dañan las zapatas y otros elementos enterrados.

Los suelos o aguas sulfatados, a veces llamado álcali, contienen elevados niveles de sulfatos de sodio, potasio, calcio, o magnesio. El agua salada, la presencia de más de **0,1 por ciento** de sulfatos solubles en agua en el suelo, o más de **150 ppm** de sulfatos en el agua justifican el uso de los procedimientos constructivos especiales requeridos por la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. Estos requisitos incluyen evitar construir juntas entre los niveles de aguas bajas y el nivel superior de la acción del oleaje. Para contenidos de sulfato superiores a **0,2 por ciento** en suelo ó **1500 ppm** en agua, se justifica el uso de hormigones especiales. El ACI 201 o el Concrete Manual (1981) contienen más información sobre este tema.

#### **C 5.12.2. Agregados reactivos – Reacción álcali-sílice (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.12.3. Recubrimiento de hormigón**

El factor de modificación del recubrimiento de hormigón que se utiliza en combinación con la Tabla 5.12.3-1 reconoce la menor permeabilidad asociada con una menor relación agua-cemento.

El recubrimiento mínimo es necesario para lograr durabilidad e impedir el hendimiento que provocan las tensiones de adherencia, además de permitir una tolerancia para la colocación.

#### **C 5.12.4. Recubrimientos protectores**

La sección correspondiente a materiales de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications contiene especificaciones para determinar si un recubrimiento epoxi es aceptable.

#### **C 5.12.5. Protección de los cables de pretensado**

En ciertos casos, como por ejemplo la unión de elementos prefabricados longitudinales mediante postesado transversal, la integridad de la estructura no depende de la resistencia por adherencia de los cables, sino que depende del confinamiento logrado por los elementos que proveen el pretensado. Es más fácil inspeccionar y reemplazar los cables no adherentes, uno por uno, en caso de ser necesario.

Se ha logrado proteger exitosamente los cables externos ubicados en tubos metálicos o de polietileno utilizando mortero de cemento. También se ha logrado una protección exitosa utilizando grasas densas u otros medios anticorrosivos en casos en los cuales se prevé un futuro reemplazo. Las regiones de anclaje de los cables se deben proteger mediante encapsulado u otros medios adecuados. Este es un tema crítico para los cables no adherentes, ya que cualquier falla del anclaje puede liberar todo el cable.

## **C 5.13. SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

### **C 5.13.1. Losas de tablero (Este Artículo no tiene comentario)**

### **C 5.13.2. Diafragmas, vigas de gran altura, ménsulas cortas y vigas con resaltes horizontales**

#### **C 5.13.2.1. Requisitos generales**

Si la altura de un elemento estructural es grande en relación con su longitud de tramo se puede utilizar la definición de elemento de gran altura indicada en el Artículo 5.2.

Como se observa en el Comentario del Artículo 5.6.3, el método de diseño por secciones no es válido para algunos elementos de gran altura; por lo tanto, estos elementos se deben diseñar mediante un modelo de bielas y tirantes.

En el Artículo 11.8 del Reglamento CIRSOC 201-05, se puede encontrar otra teoría reconocida para el diseño de estos elementos.

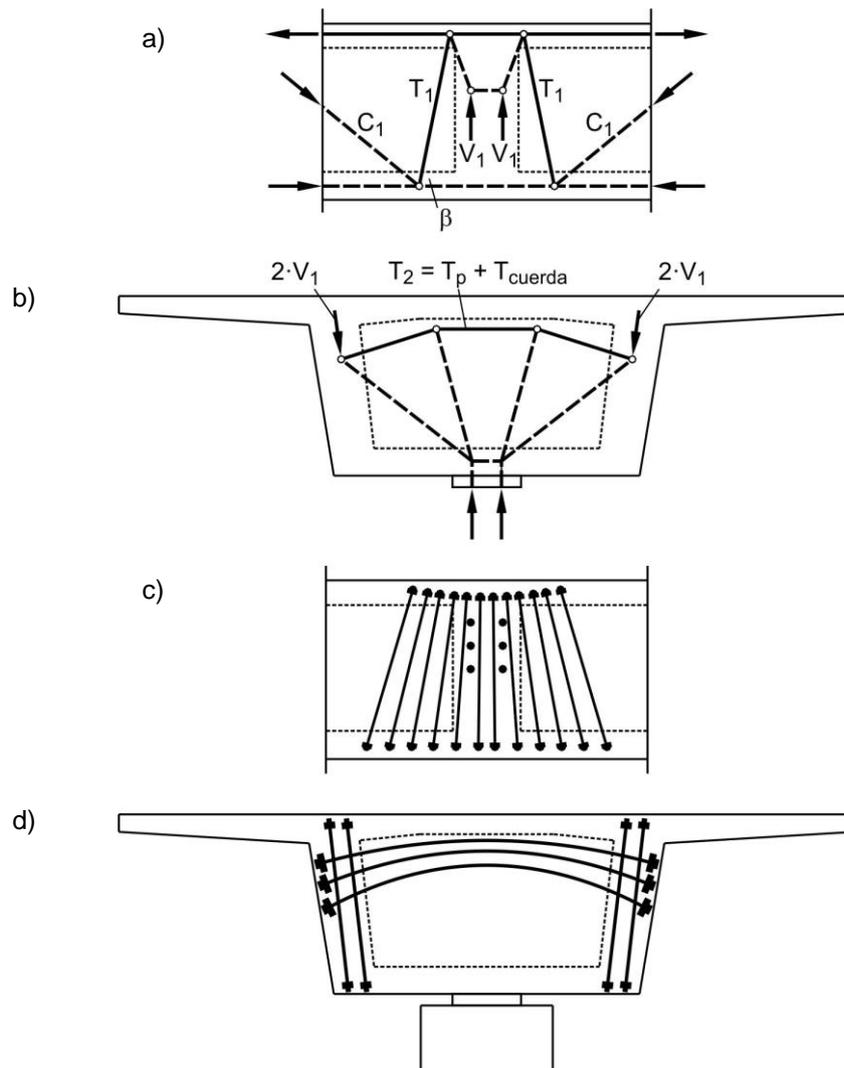
#### **C 5.13.2.2. Diafragmas**

En ciertos tipos de construcciones, los diafragmas extremos se pueden reemplazar por una viga de borde o una faja de losa de mayor resistencia diseñada para actuar como pórtico vertical con los extremos de las vigas. Estos tipos son las vigas **I** y doble **T** de baja altura. Estos pórticos se deben diseñar para las cargas de ruedas.

Los diafragmas deben ser esencialmente macizos, excepto en donde se requieran aberturas para acceso y paso de tuberías e instalaciones de servicio.

En los puentes curvos, la necesidad de disponer diafragmas y la separación entre los mismos dependen del radio de curvatura y de las dimensiones de las almas y alas. Algunas referencias han encontrado que los diafragmas interiores contribuyen muy poco al comportamiento global de los puentes vigas tipo cajón de hormigón.

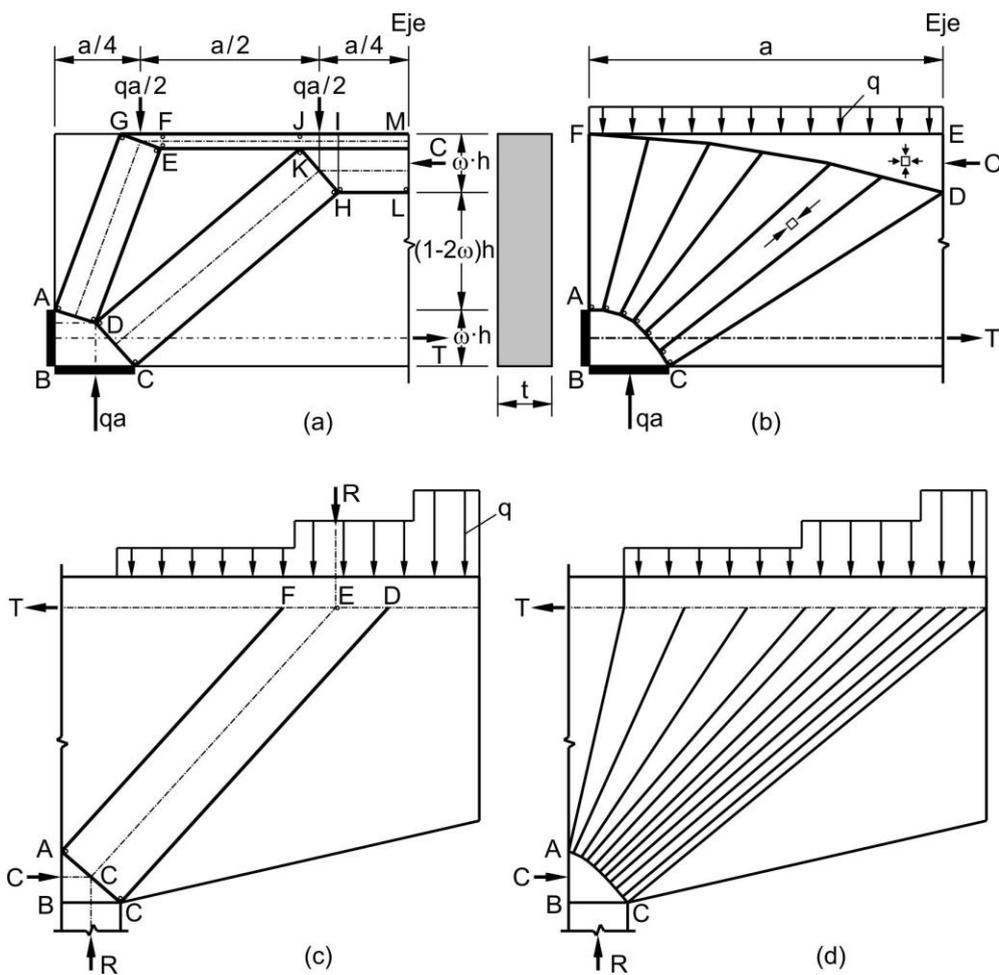
La Figura C 5.13.2.2-1 ilustra la aplicación del modelo de bielas y tirantes para analizar las fuerzas en un diafragma interior pretensado de un puente tipo viga cajón.



**Figura C 5.13.2.2-1. Diafragma de un puente tipo viga cajón: a) Regiones perturbadas y modelo del alma cerca del diafragma; b) Diafragma y modelo; c) y d) Pretensado del alma y del diafragma (Schlaich et al., 1987)**

### C 5.13.2.3. Detalles de armado para las vigas de gran altura

La Figura C 5.13.2.3-1 ilustra una aplicación del modelo de bielas y tirantes para el análisis de vigas de gran altura.

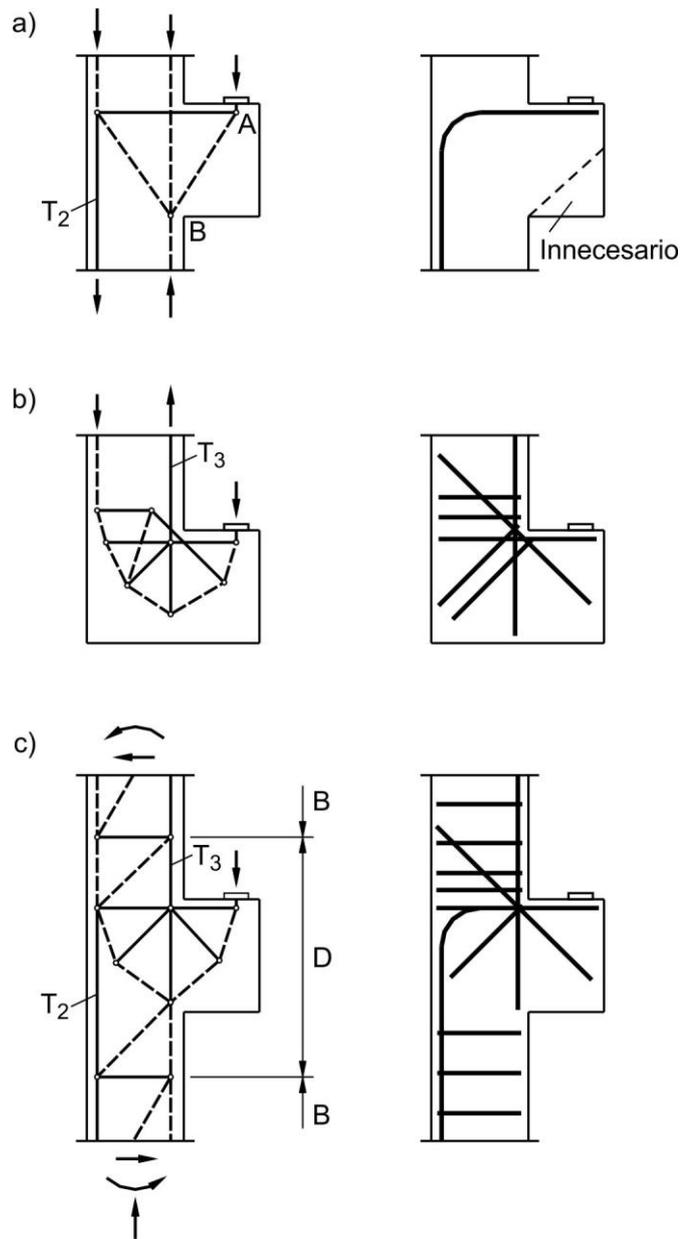


**Figura C 5.13.2.3-1. Comportamiento en abanico: a) Modelo de bielas y tirantes para una viga de gran altura cargada uniformemente; b) Campo de tensiones en forma de abanico; c) Sistema de bielas y tirantes para una única carga equivalente  $R$  que reemplaza la carga distribuida  $q$ ; d) Abanico continuo desarrollado a partir de una biela discreta.**

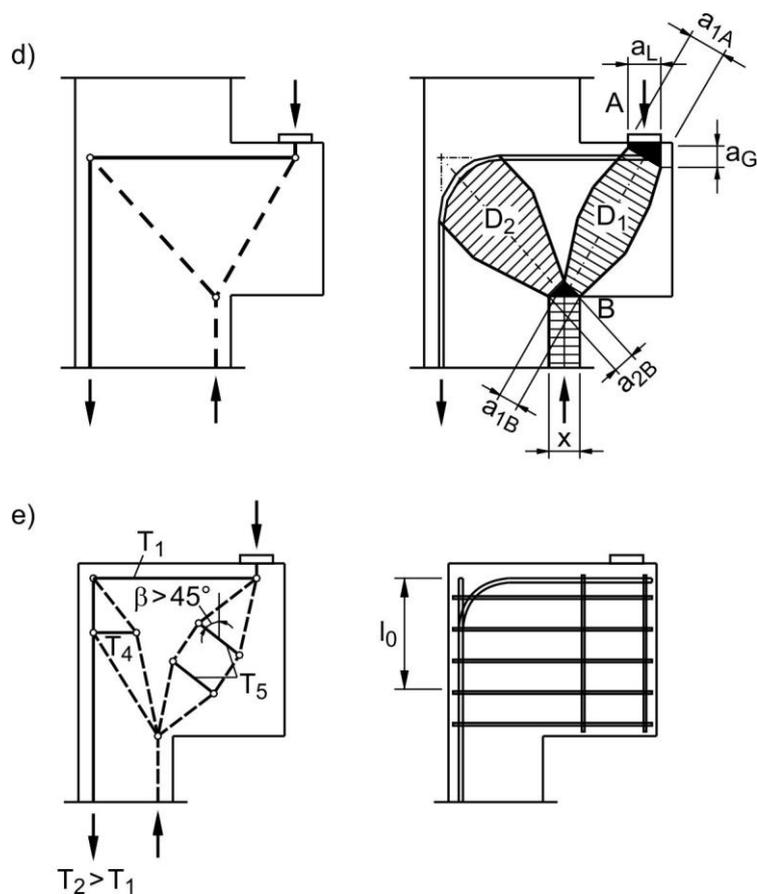
#### C 5.13.2.4. Ménsulas cortas

##### C 5.13.2.4.1. Requisitos generales

La Figura C 5.13.2.4.1-1 ilustra la aplicación de modelos de bielas y tirantes para el análisis de ménsulas cortas.



**Figura C 5.13.2.4.1-1. Diferentes condiciones de apoyo que conducen a diferentes modelos de bielas y tirantes y diferentes disposiciones de armadura en ménsulas cortas y vigas con resaltes horizontales (Schlaich et al., 1987)**



**Figura C 5.13.2.4.1-1 (Cont.). Diferentes condiciones de apoyo que conducen a diferentes modelos de bielas y tirantes y diferentes disposiciones de armadura en ménsulas cortas y vigas con resaltos horizontales (Schlaich et al., 1987)**

Los anclajes para desarrollar la armadura pueden incluir:

- Una soldadura estructural a una barra transversal como mínimo de igual diámetro,
- Doblar las barras principales hacia abajo de manera de formar un bucle continuo, o
- Algún otro medio de anclaje efectivo.

#### **C 5.13.2.4.2. Alternativas al modelo de bielas y tirantes (Este Artículo no tiene comentario)**

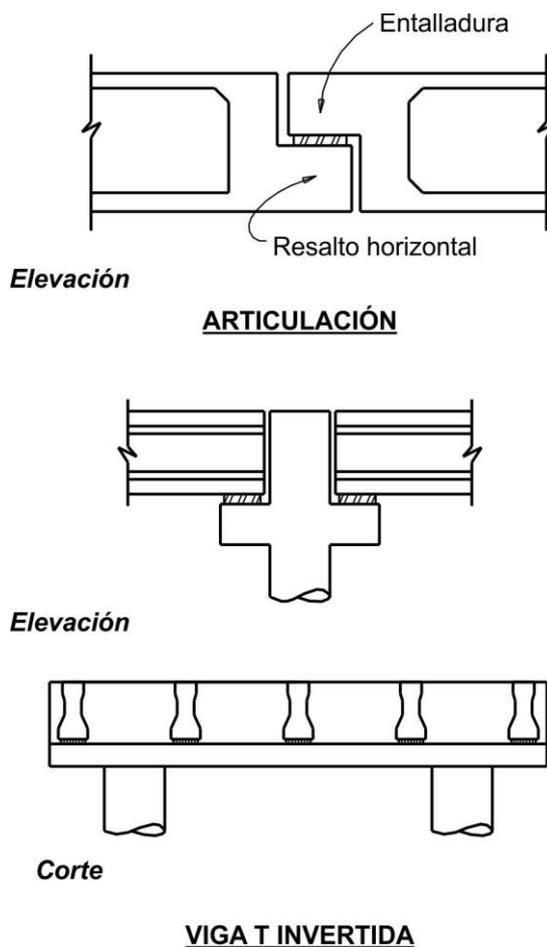
#### **C 5.13.2.5. Vigas con resaltos horizontales**

##### **C 5.13.2.5.1. Requisitos generales**

Las vigas con resaltos horizontales se diferencian de las ménsulas cortas en que su ancho a lo largo de la cara del elemento de apoyo es mayor que ( $W + 5 \cdot a_f$ ), como se ilustra en la Figura 5.13.2.5.3-1. Además, los resaltos horizontales están unidos al elemento que los

soporta principalmente por medio de tirantes traccionados, mientras que las ménsulas utilizan una biela comprimida que penetra directamente hacia el interior del elemento que las soporta. En general, las vigas con resaltos horizontales son continuas entre los puntos de aplicación de las fuerzas de apoyo. Las entalladuras se deben considerar como resaltos horizontales invertidos.

Los ejemplos de vigas con resaltos horizontales incluyen las articulaciones dentro de los tramos y los cabezales en forma de viga **T** invertida, como se ilustra en la Figura C 5.13.2.5.1-1.



**Figura C 5.13.2.5.1-1. Ejemplos de vigas con resaltos horizontales**

**C 5.13.2.5.2. Diseño al corte (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.13.2.5.3. Diseño para flexión y fuerza horizontal (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.13.2.5.4. Diseño al punzonado**

En la Figura 5.13.2.5.4-1 se ilustra el área de hormigón que resiste el punzonado para cada una de las cargas concentradas. El área de la pirámide truncada se aproxima como el promedio del perímetro de la placa de apoyo y el perímetro a la altura  $d$ , suponiendo pendientes de **45°**. Si las pirámides se superponen será necesario investigar las áreas combinadas.

**C 5.13.2.5.5. Diseño de la armadura de suspensión (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.13.2.5.6. Diseño para los apoyos (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.13.3. Zapatas**

**C 5.13.3.1. Requisitos generales**

Aunque los requisitos del Artículo 5.13.3 se aplican a las zapatas aisladas que soportan una única columna o tabique, la mayor parte de los requisitos son en general aplicables a las zapatas combinadas y plateas que soportan varias columnas y/o tabiques.

**C 5.13.3.2. Cargas y reacciones**

La hipótesis de que la ubicación real de los pilotes puede no coincidir con la ubicación programada reconoce las variables constructivas que suelen encontrarse, y es consistente con las tolerancias permitidas por la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. Se puede suponer que las desviaciones serán menores si la documentación técnica exige el empleo de equipos especiales, como por ejemplo plantillas, para lograr un hincado de precisión.

Para los pilotes de sección no circular, como “diámetro” se debe utilizar la mayor de las dimensiones de la sección transversal.

**C 5.13.3.3. Factores de resistencia (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.13.3.4. Momento en las zapatas**

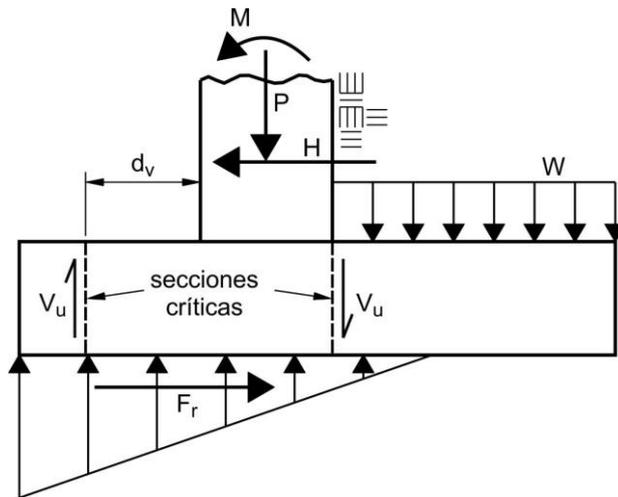
Se puede determinar el momento en cualquier sección de una zapata haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata y calculando el momento de las fuerzas que actúan a un lado de dicho plano vertical.

**C 5.13.3.5. Distribución de la armadura de momento (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.13.3.6. Corte en losas y zapatas**

**C 5.13.3.6.1. Secciones críticas para corte**

En el caso general de un muro de sostenimiento en voladizo, en el cual la carga descendente sobre el talón es mayor que la reacción ascendente del suelo debajo del talón, la sección crítica para corte se toma en la cara posterior del muro, como se ilustra en la Figura C 5.13.3.6.1-1, donde  $d_v$  es la altura efectiva para corte.



**Figura C 5.13.3.6.1-1. Ejemplo de secciones críticas para corte en zapatas**

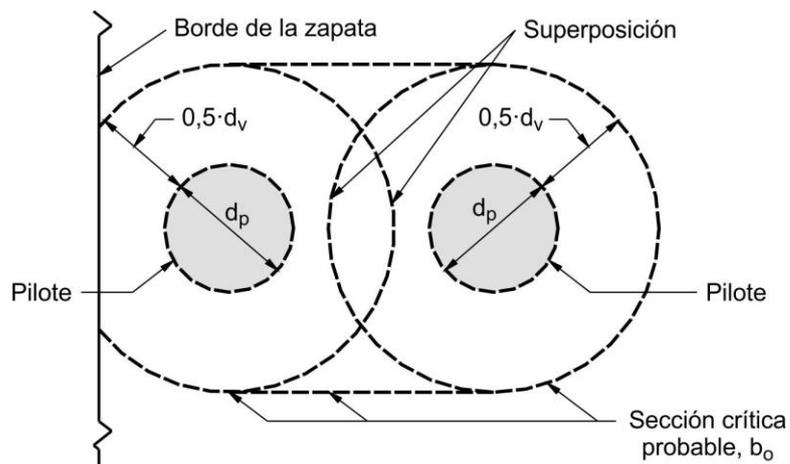
Si un acartelamiento tiene una relación altura-longitud mayor o igual que **1:1** tomando la altura en la dirección de la fuerza de corte analizada, este acartelamiento puede ser considerado como un cambio abrupto de sección, y la sección de diseño se puede tomar a una distancia  $d_v$  sobre la longitud, tomando  $d_v$  como la altura de corte efectiva más allá del acartelamiento.

Si un pilote de gran diámetro está sujeto a momentos flectores significativos, la carga en la sección crítica se puede ajustar considerando a los efectos teóricos a la reacción del pilote sobre la zapata como la distribución de tensiones resultante de la carga axial y el momento.

**C 5.13.3.6.2. Comportamiento en una dirección (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.13.3.6.3. Comportamiento en dos direcciones**

Se ha conservado la expresión tradicional para cálculo de la resistencia al punzonado. Si los perímetros de corte de las cargas individuales se superponen o se proyectan más allá del borde del elemento, el perímetro crítico  $b_o$  se debe tomar como aquella porción de la menor envolvente del perímetro de corte individual que realmente resistirá el corte crítico para el grupo considerado. En la Figura C 5.13.3.6.3-1 se ilustra una situación de este tipo.



**Figura C 5.13.3.6.3-1. Sección crítica modificada para corte con perímetros críticos que se superponen**

**C 5.13.3.7. Anclaje de la armadura (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.13.3.8. Transferencia de solicitaciones en la base de la columna (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.13.4. Pilotes de hormigón**

**C 5.13.4.1. Requisitos generales**

Se supone que el material directamente debajo de una zapata soportada por pilotes no soporta ninguna parte de las cargas aplicadas.

Las ubicaciones en las cuales no existe apoyo lateral incluyen cualquier parte de un pilote ubicada por encima del nivel de socavación o futura excavación anticipada, así como las partes que se extienden por encima del nivel del terreno.

**C 5.13.4.2. Empalmes**

La norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications contiene requisitos que indican dejar pequeñas prolongaciones en la parte superior de los pilotes de hormigón. Esto permite correcciones in situ en caso de circunstancias imprevistas, tales como la rotura de cabezales o un hincado más allá de la cota especificada.

**C 5.13.4.3. Pilotes prefabricados de hormigón armado**

**C 5.13.4.3.1. Dimensiones de los pilotes**

Se recomienda utilizar chaflanes de conexión de **25 mm**, aunque se han utilizado exitosamente chaflanes más pequeños. Se deben tener en cuenta las experiencias locales.

**C 5.13.4.3.2. Armadura (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.13.4.4. Pilotes prefabricados de hormigón pretensado**

**C 5.13.4.4.1. Dimensiones de los pilotes (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.13.4.4.2. Calidad del hormigón (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.13.4.4.3. Armadura**

El objetivo de la compresión de **5 MPa** es evitar la fisuración durante el manipuleo y la instalación de los pilotes. Si el Propietario lo autoriza, se puede utilizar una compresión menor.

Para los pilotes de sección no circular, como "diámetro" se debe utilizar la menor de las dimensiones de la sección transversal.

**C 5.13.4.5. Pilotes hormigonados in situ**

Los pilotes hormigonados in situ incluyen los pilotes hormigonados en camisas metálicas hincadas perdidas y los pilotes hormigonados en orificios excavados no revestidos.

En general se debe evitar construir pilotes en orificios excavados en el caso de suelos colapsables, si hay grandes piedras o si se anticipa que habrá un nivel freático no controlable. Los métodos constructivos especiales requeridos en estos casos aumentan tanto el costo como la probabilidad de defectos en los pilotes.

Para las camisas, la documentación técnica debe indicar espesores “mínimos”. Este espesor mínimo debe ser el necesario para las armaduras del pilote o para la resistencia requerida para las condiciones normales de hincado: por ejemplo, mínimo **3,4 mm** para camisas para pilotes de **0,36 m** hincadas sin mandril. La norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications requiere que el Contratista provea camisas de mayor espesor, si fuera necesario, para permitir su elección del equipo de hincado.

#### **C 5.13.4.5.1. Dimensiones de los pilotes (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.13.4.5.2. Armadura (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.13.4.6. Requisitos sísmicos (A definir por INPRES)**

### **C 5.14. REQUISITOS SEGÚN LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL**

#### **C 5.14.1. Vigas**

##### **C 5.14.1.1. Requisitos generales**

Estos requisitos suplementan los correspondientes requisitos indicados en otros Artículos de este Reglamento.

Este Artículo se aplica a elementos lineales, ya sea que cubran total o parcialmente una longitud de tramo o que sean longitudinales o transversales. En el Artículo 5.14.2 se trata la construcción por dovelas. Existe una gran variedad de sistemas posibles para las superestructuras de hormigón, algunos de los cuales pueden pertenecer a cualquiera de las categorías. Los puentes con tableros prefabricados, los cuales utilizan las secciones de las vigas con los tableros integrales, son tratados en el Artículo 5.14.4.3.

Los elementos que soportan sobrecargas de forma directa, es decir, los elementos incorporados del tablero, se deben diseñar para los requisitos aplicables del Capítulo 9 y con particular referencia a los requisitos sobre dimensiones mínimas y la manera de unir los elementos a fin de lograr un tablero continuo.

##### **C 5.14.1.2. Vigas prefabricadas**

###### **C 5.14.1.2.1. Condiciones anteriores a la puesta en servicio**

La norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications establece que es responsabilidad del Contratista proveer dispositivos y métodos adecuados para el almacenamiento, manipuleo, montaje y arriostamiento temporario seguro de los elementos prefabricados.

###### **C 5.14.1.2.2. Dimensiones extremas**

La dimensión mínima de **0,05 m** se relaciona con los tipos de vigas bulb-T y doble T sobre el cual se utilizan tableros hormigonados in situ. Los espesores de alma de **0,13 y 0,17 m** han sido utilizados exitosamente por contratistas con experiencia en trabajos con bajas tolerancias. El límite de **0,13 m** estipulado para el espesor del ala inferior normalmente se relaciona con secciones tipo cajón.

Los límites de tamaño y peso de las cargas admisibles para el transporte carretero están en proceso de continua revisión. Antes de diseñar elementos de grandes dimensiones se debe realizar una investigación para garantizar que posteriormente sean transportables. Las investigaciones pueden incluir el manejo en la ruta o las partes topográficas de la ruta con problemas conocidos de distancia en vertical u horizontal. En las especificaciones técnicas se debe alertar al contratista de las cargas y las complicaciones en los permisos, así como la posibilidad en la necesidad de escolta para el cumplimiento de la ley. Si las vigas prefabricadas superan los pesos o dimensiones establecidos en las restricciones locales para el acarreo, se pueden utilizar empalmes realizados en obra conforme a los requisitos especificados en el Artículo 5.14.1.3.2.

#### **C 5.14.1.2.3. Dispositivos de izaje**

La norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications permite que el Contratista elija el tipo de dispositivos de izaje a utilizar para los elementos prefabricados, siempre que el Contratista acepte la responsabilidad por su comportamiento. Los anclajes para los dispositivos de izaje generalmente consisten en bucles de cordón de pretensado o barras de acero dulce con sus extremos embebidos en el hormigón, o bien dispositivos de anclaje roscados que se cuelan en el hormigón.

#### **C 5.14.1.2.4. Diseño de los detalles**

La norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications incluye requisitos generales referentes a la preparación y revisión de los planos de obra, pero la documentación técnica debe indicar específicamente cuándo son requeridos.

#### **C 5.14.1.2.5. Resistencia del hormigón**

Este Artículo reconoce el comportamiento de los hormigones de curado lento, tales como aquellos que contienen cenizas volantes. No es habitual que un puente se abra al tránsito antes que los elementos prefabricados tengan **90 días** de edad. Ahora el Proyectista puede aprovechar esta circunstancia, siempre que el incremento de la resistencia se verifique mediante ensayos realizados sobre la mezcla de hormigón utilizada.

#### **C 5.14.1.3. Empalme de vigas prefabricadas**

##### **C 5.14.1.3.1. Requisitos generales**

Los puentes que consisten de dovelas de vigas prefabricadas empalmadas se han construido en una variedad de lugares por muchas razones diferentes. Una extensa base de datos de proyectos de puentes de vigas empalmadas se ha recopilado y está presente en el apéndice de "Castrodale and White (2004)".

El empalme de dovelas de viga se realiza generalmente en el lugar, pero se puede realizar antes del montaje. La estructura final puede ser un tramo simple o una unidad de tramo continuo.

En ediciones previas al AASHTO LRFD 2012, los puentes de vigas prefabricadas empalmadas eran considerados como un caso especial de ambos, vigas prefabricadas convencionales y construcción por dovelas. Sin embargo, es más apropiado para clasificar este tipo de estructura como un puente convencional con requisitos adicionales en los lugares de empalme que se basan en disposiciones desarrolladas para construcción por dovelas. La sección transversal de los puentes que utilizan dovelas de vigas prefabricadas generalmente comprende de varias vigas con un tablero compuesto.

Los puentes de vigas prefabricadas empalmadas se pueden distinguir de lo que se conoce como “construcción por dovelas”, indicados en otra parte de este Reglamento, por varias características que suelen incluir:

- Las longitudes de algunas o todas las dovelas en un puente son una fracción significativa de la longitud del tramo en lugar de tener un número de dovelas en cada tramo. En algunos casos, la dovela puede ser la longitud del tramo completo.
- El diseño de las juntas entre las dovelas de la viga en el estado límite de servicio no suele regir el diseño de toda la longitud del puente, ya sea para la construcción o para la estructura terminada.
- Las juntas de cierre hormigonadas in situ se utilizan generalmente para unir las dovelas de viga en lugar de juntas conjugadas.
- La sección transversal del puente se compone de varias vigas individuales con un tablero compuesto de hormigón colado in situ en lugar de prefabricar todo el ancho y espesor de la superestructura como una sola pieza. En algunos casos, el tablero se puede dividir en piezas que se proyectan integralmente con cada viga. Un puente de este tipo se completa mediante la conexión de las vigas a través de las juntas longitudinales.
- Se utilizan las secciones de viga, tales como bulb-T o cajones trapezoidales abiertos por arriba, en lugar de cajones cerrados de tipo celular con alas de ancho monolítico.

Se requieren vainas provisionales para construcción por dovelas (Artículo 5.14.2.3.8a) para prever un posible ajuste de la fuerza de pretensado durante la construcción. No se dan requisitos similares para puentes de vigas prefabricadas empalmadas debido a la redundancia proporcionada por un mayor número de almas y cables, y porque las pérdidas de fricción son normalmente inferiores debido a un menor número de ubicaciones de juntas.

El método constructivo y cualquier apoyo temporario requerido son de suma importancia en el diseño de puentes de vigas prefabricadas empalmadas. Tales consideraciones a menudo gobiernan las condiciones finales en cuanto a la selección de dimensiones de la sección y de la armadura pasiva y/o de la armadura de pretensado.

Puentes vigas-tablero son a menudo empalmados porque el peso significativo de la sección transversal, compuesta de tablero y viga, puede exceder los límites habituales para la manipulación y el transporte.

#### **C 5.14.1.3.2. Juntas entre dovelas**

##### **C 5.14.1.3.2a. Requisitos generales**

Este Artículo codifica las mejores prácticas actuales, que permite una considerable libertad al Proyectista de formular nuevos sistemas estructurales. La gran mayoría de las juntas de construcción en el tramo han sido post-tensadas. Convencionalmente las juntas armadas se han utilizado en un número limitado de puentes.

Las juntas de cierre hormigonadas in situ se utilizan normalmente en la construcción de vigas empalmadas. Los mamparos mecanizados se han utilizado con éxito para emular juntas conjugadas con epoxi para vigas empalmadas. El pretensado, la carga permanente, y los efectos de la fluencia lenta pueden generar la rotación de las caras de las juntas

conjugadas con epoxi antes del empalme. Los procedimientos para el empalme de dovelas de viga que superen esta rotación para cerrar la junta conjugada se debe indicar en las especificaciones técnicas.

#### **C 5.14.1.3.2b. Detalle de juntas de cierre**

Cuando se proporcionan diafragmas en lugares de juntas de cierre, los proyectistas deben considerar la ampliación de la junta de cierre en la viga exterior más allá de la cara exterior de la viga. La extensión de la junta de cierre más allá de la cara de la viga exterior también proporciona un mejor desarrollo de la armadura del diafragma para puentes sujetos a eventos extremos.

La intención del requisito sobre el ancho de la junta es para permitir la compactación adecuada del hormigón en la junta de cierre hormigonada in situ. En algunos casos, las juntas más estrechas han sido utilizadas con éxito. La consolidación del hormigón en una junta de cierre se mejora cuando la junta está contenida dentro de un diafragma. Una junta de cierre más amplia puede ser utilizada para proporcionar más espacio para dar cabida a las tolerancias ante la posible falta de alineación de las vainas dentro de las dovelas de la viga y la desalineación en el montaje de las dovelas de la viga.

El ala inferior cerca de un apoyo interior actúa casi como una columna, de allí el requisito de un acero de confinamiento.

La norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specification requiere juntas verticales para ser encajadas. Sin embargo, se espera la debida atención a la preparación de juntas rugosas para garantizar la unión entre las dovelas, proporcionando una mejor resistencia al corte que las llaves de corte.

#### **C 5.14.1.3.2c. Detalle de juntas conjugadas**

Una o más llaves grandes de corte se pueden utilizar con vigas empalmadas en lugar de múltiples llaves de corte de pequeña amplitud, indicadas en el Artículo 5.14.2.4.2. Se deben utilizar las dimensiones de las llaves de corte especificadas en el Artículo 5.14.2.4.2.

#### **C 5.14.1.3.2d. Diseño de juntas (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.14.1.3.3. Diseño de vigas construidas por dovelas**

Las dovelas de vigas prefabricadas empalmadas serán preferentemente pretensadas para carga permanente y todas las cargas de construcción aplicables para satisfacer los límites de tensión temporales en el hormigón.

Las cargas temporales de construcción deben ser consideradas si dichas cargas pueden contribuir a esfuerzos críticos en las dovelas de viga en una etapa intermedia de construcción, tales como cuando se coloca la losa del tablero cuando se ha aplicado solamente una parte del pretensado total. Las cargas temporales de construcción se especifican en AASHTO Guide Design Specifications for Bridge Temporary Works.

Debido a que las cargas gravitatorias inducen compresión en el ala inferior de las vigas en lugares de apoyo, la componente de la fuerza vertical de las tensiones de flexión inclinadas en una dovela de viga acartelada generalmente actúa para reducir el corte aplicado. Su efecto puede ser representado de la misma manera que la componente vertical de la fuerza de pretensado longitudinal,  $V_p$ . Sin embargo, la reducción de la fuerza de corte vertical de este efecto es generalmente despreciado.

#### **C 5.14.1.3.4. Postensado**

Cuando se aplique algunos o todos los postensados después de que se coloca el tablero de hormigón, se puede requerir un menor número de cables de postesado y una resistencia inferior de hormigón en la junta de cierre. Sin embargo, la sustitución del tablero, si es necesario, es difícil de acomodar con esta secuencia de construcción. Si todo el postensado se aplica antes de colocar el tablero de hormigón, se puede requerir un mayor número de cables de postesado y una mayor resistencia del hormigón en la junta de cierre. Sin embargo, en este caso, el tablero puede ser reemplazado si es necesario. Ver “Castrodale and White (2004)”.

Ver el Artículo 5.10.3.5 para requisitos del acoplador de postensado.

Si los cables terminan en la parte superior de la viga, se requieren blockouts y pourbacks en la losa del tablero para el acceso a los cables y los anclajes. Aunque esta disposición se ha utilizado, es preferible anclar todos los cables en los extremos de las vigas. Minimizar o eliminar los blockouts de la losa del tablero mediante la colocación de los anclajes en los extremos de las vigas reduce la potencial filtración de agua y la corrosión en los anclajes de los cables de postensado.

Esta disposición es garantizar que las vainas aún no protegidas por el hormigón no se utilizarán para postensado activo.

Ver el Artículo 5.14.2.3.10e para las disposiciones de sobrecapas en el tablero.

#### **C 5.14.1.4. Puentes compuestos de vigas prefabricadas de un solo tramo que se hacen continuas**

##### **C 5.14.1.4.1. Requisitos generales**

Este tipo de puente se construye generalmente con una losa de tablero compuesto. Sin embargo, con un diseño adecuado y detallado, los elementos prefabricados utilizados sin un tablero compuesto pueden también hacerse continuos para cargas aplicadas después de establecer la continuidad. Los detalles de este tipo de construcción se discuten en Miller et al. (2004).

El Proyectista puede elegir diseñar un puente de múltiples tramos como una serie de tramos simples con el detalle de hacerlo continuo con diafragmas de continuidad, eliminando las juntas de expansión en la losa del tablero. Este enfoque ha sido utilizado con éxito en varias partes de los Estados Unidos de Norteamérica.

Cuando se utiliza este método, el Proyectista debe considerar la adición de armadura en el tablero junto a los apoyos interiores para controlar la fisuración que puede ocurrir por la acción continua de la estructura.

Las conexiones en momento positivo mejora la integridad estructural de un puente, aumentando su capacidad para resistir cargas de eventos extremos y no anticipados. Estas conexiones también controlan la fisuración que puede ocurrir en el diafragma de continuidad. Por lo tanto, se recomienda que las conexiones en momento positivo se proporcionen en todos los puentes que se detallen como continuos para la sobrecarga.

##### **C 5.14.1.4.2. Momentos restringidos**

Las deformaciones que se producen después de que se establece la continuidad a partir de los efectos dependientes del tiempo tales como la fluencia lenta, contracción y variación de temperatura generan los momentos de restricción o momentos restringidos.

Los momentos restringidos se calculan en los apoyos interiores de los puentes continuos pero afectan los momentos de diseño en todos los lugares del puente. Los estudios muestran que los momentos restringidos pueden ser positivos o negativos. La magnitud y dirección de los momentos dependen de la edad de la viga en el momento que se establece la continuidad, las propiedades de la viga y losa de hormigón, y de la geometría del puente y de la viga. (Mirmiran et al., 2001). Los datos indican que la continuidad se forma con posterioridad, el menor de los valores previstos constituirá el momento de

restricción positivo. Puesto que los momentos positivos de restricción no son deseables, parece ser beneficioso esperar siempre que sea posible el hormigonado de las vigas y del tablero para establecer la continuidad.

Varios métodos han sido publicados para el cálculo de los momentos de restricción (Mirmiran et al., 2001). Si bien estos métodos pueden ser útiles en la estimación de los momentos de restricción, los Proyectistas deben tener en cuenta que estos métodos pueden sobrestimar los momentos de restricción, tanto positivos como negativos. Las estructuras existentes no muestran el peligro que sería de esperar de los momentos calculados por algunos métodos de análisis.

La mayoría de los métodos de análisis indican que la contracción diferencial entre la viga y el tablero atenúa la formación de momento positivo. Los datos de varios proyectos (Miller et al., 2004; Russell et al., 2003) no muestran los efectos de la contracción diferencial. Por lo tanto, es cuestionable si los momentos negativos debido a la contracción diferencial constituyen una medida de predicción del análisis. Dado que no se han reportado observaciones de campo de importantes dificultades del momento negativo, los momentos negativos generados por la contracción diferencial son a menudo ignorados del diseño.

Los momentos estimados de restricción son muy dependientes de las propiedades reales del material y los programas de proyectos y los momentos calculados de restricción nunca se pueden desarrollar. Por lo tanto, un momento de diseño crítico no se debe reducir a un momento de restricción en el caso de que el momento de restricción no se desarrolle.

#### C 5.14.1.4.3. Propiedades del material

El desarrollo de los momentos de restricción es altamente dependiente de las propiedades de la viga y del tablero de hormigón respecto a la fluencia lenta y contracción. Dado que estas propiedades pueden variar ampliamente, las propiedades medidas se deben utilizar cuando esté disponible para obtener el análisis más preciso. Sin embargo, estas propiedades son raramente disponibles durante el diseño. Por lo tanto, las especificaciones del Artículo 5.4.2.3 se pueden utilizar para estimar estas propiedades.

Debido a que la armadura longitudinal en la losa del tablero restringe la contracción del tablero de hormigón, la contracción aparente es menor que la contracción libre del tablero de hormigón. Este efecto puede ser estimado utilizando una deformación efectiva de contracción del hormigón,  $\varepsilon_{\text{efectivo}}$ , que puede tomarse como:

$$\varepsilon_{\text{efectivo}} = \varepsilon_{sh} \left( \frac{A_c}{A_{tr}} \right) \quad (\text{C 5.14.1.4.3-1})$$

donde:

$\varepsilon_{sh}$  deformación no restringida de contracción para el tablero de hormigón, en m/m.

$A_c$  área bruta de la losa del tablero de hormigón, en m<sup>2</sup>.

$A_{tr}$  área de la losa del tablero de hormigón con la armadura longitudinal transformada del tablero [ $A_c + A_s (n-1)$ ], en m<sup>2</sup>.

$A_s$  área total de la armadura longitudinal del tablero, en m<sup>2</sup>.

$n$  relación de módulos entre el hormigón del tablero y la armadura ( $E_s / E_c$  tablero)

$E_c$  tablero módulo de elasticidad del tablero de hormigón, en MPa.

La Ecuación C 5.14.1.4.3-1 se basa en mecánica simple (Abdalla et al., 1993). Si la cantidad de armadura longitudinal varía a lo largo de la longitud de la losa, se puede utilizar el área promedio de la armadura longitudinal para calcular el área transformada.

#### **C 5.14.1.4.4. Edad de la viga cuando se establece la continuidad**

Estudios analíticos muestran que la edad de la viga prefabricada cuando se establece la continuidad es un factor importante en el desarrollo de momentos de restricción (Mirmiran et al., 2001). Según el análisis, el establecimiento de la continuidad cuando las vigas son jóvenes provoca momentos positivos más grandes para el desarrollo. Por lo tanto, si no se especifica la edad mínima de la viga para la continuidad, se debe utilizar la edad más temprana razonable. Los resultados de los estudios de práctica (Miller et al., 2004) muestran una amplia variación en las edades de viga a la que se establece la continuidad. Una edad de **7 días**, se informó de ser un mínimo realista. Sin embargo, el uso de **7 días** como la edad de las vigas cuando se establece la continuidad resulta en un elevado momento de restricción positiva. Por lo tanto, se recomienda una edad mínima especificada de viga en la continuidad de al menos **28 días**.

Si las vigas son de **90 días** o más cuando se establece la continuidad, lo dispuesto en el Artículo 5.4.2.3 predice que aproximadamente el **60 por ciento** de la fluencia lenta y el **70 por ciento** de la contracción en las vigas, lo que podría generar momentos positivos, ya ha ocurrido antes de establecer la continuidad. El Propietario puede permitir el uso de  $k_{td}$  en la Ecuación 5.4.2.3.2-5 fijada en **0,7** para determinar el tiempo en el que la continuidad puede ser establecida y, por lo tanto, utilizar las disposiciones de **90 días** de este Artículo. Dado que la mayoría de la fluencia lenta y contracción en la viga ya ha ocurrido antes de establecer la continuidad, el desarrollo potencial de los momentos positivos que dependen del tiempo es limitado. La contracción diferencial entre el tablero y las vigas, en la medida en el cual ocurre realmente (ver el Artículo C 5.14.1.4.2) también tendería a limitar el desarrollo del momento positivo.

Incluso si las vigas son de **90 días** de edad o más cuando se establece la continuidad, un momento positivo se puede desarrollar en la conexión y se puede producir algunas fisuras. La investigación (Miller et al., 2004) ha demostrado que si la conexión está diseñada con una capacidad de  $1,2 \cdot M_{cr}$ , la conexión puede tolerar esta fisuración sin pérdida apreciable de continuidad.

Esta disposición proporciona un enfoque simplificado para el diseño de puentes de vigas prefabricadas hechas continuas que elimina la necesidad de evaluar los momentos de restricción. En ciertos casos se permiten métodos de diseño donde los momentos de restricción no se evalúan cuando se establece la continuidad con vigas mayores de una determinada edad. Estos métodos de diseño se han utilizado durante muchos años con un buen éxito. Sin embargo, un Propietario puede requerir el cálculo de los momentos de restricción para todas las edades de la viga.

#### **C 5.14.1.4.5. Grado de continuidad en los diversos estados límite**

Una junta totalmente efectiva en un diafragma de continuidad es una junta que es capaz de transferir el momento total entre tramos, permitiendo que el comportamiento de la estructura sea como una estructura continua.

En algunos casos, especialmente cuando se establece la continuidad a una edad temprana de la viga, la contraflecha en las vigas continuas generada por la fluencia lenta puede fisurar la parte inferior del diafragma de continuidad (Mirmiran et al., 2001). Los análisis y ensayos indican que tal fisuración puede hacer que la estructura actúe como una serie de tramos simplemente apoyados al resistir una cierta parte de las cargas permanentes o sobrecargas aplicadas después de que se estableció la continuidad, sin

embargo, esta condición sólo ocurre cuando la fisuración es severa y la conexión en momento positivo está cerca de la falla (Miller et al., 2004). Si esto ocurre, las conexiones en el diafragma de continuidad son parcialmente efectivas.

Teóricamente, la parte de las cargas permanentes o sobrecargas necesarias para cerrar las fisuras se aplicaría a un tramo simplemente apoyado, dejando de lado la continuidad. El resto de la carga se aplicaría entonces al tramo continuo, suponiendo plena continuidad. Sin embargo, en los casos en que la parte de la sobrecarga necesaria para cerrar la fisura es menos del **50 por ciento** de la sobrecarga, la parte colocada de la carga en tramos simples y la colocación del resto sobre el puente continuo resulta sólo en un pequeño cambio en el total de tensiones sobre las secciones críticas debido a todas las cargas. Los ensayos han demostrado que las conexiones pueden tolerar alguna fisuración en el momento positivo y permanecer continua (Miller et al., 2004). Por lo tanto, si las condiciones de la primer viñeta se satisfacen, es razonable diseñar el elemento como continua para toda la carga colocada en la estructura después de que se estableció la continuidad.

El segundo punto deriva de los requisitos del Artículo 5.14.1.4.4 donde los momentos de restricción pueden ser despreciados si se establece la continuidad cuando la edad de la viga prefabricada es de al menos **90 días**. Sin momento positivo, las fisuras potenciales en el diafragma de continuidad no se formarían y la conexión sería plenamente efectiva.

Las juntas de construcción parcialmente efectivas están diseñadas mediante la aplicación de la parte de las cargas permanentes y sobrecargas aplicados después que se establece la continuidad para un tramo simple (despreciando la continuidad). Sólo se aplica la parte de las cargas requeridas para cerrar las supuestas fisuras. El resto de las cargas permanentes y sobrecargas se aplicaría entonces a los tramos continuos. La carga requerida para cerrar la fisura puede ser tomada como la carga que pone en tensión nula la parte inferior del diafragma de continuidad. Este análisis puede ser evitado si las especificaciones técnicas requieren que la edad de la viga en la continuidad sea de al menos **90 días**.

#### **C 5.14.1.4.6. Estado límite de servicio**

Las tensiones de tracción, bajo cargas en el estado límite de servicio, pueden ocurrir en la parte superior de la viga cerca de los apoyos interiores. Esta región de la viga no es una zona de tracción precomprimida, así que no hay un límite de tensión de tracción aplicable en la Tabla 5.9.4.2.2-1. Además, la zona de tracción está cerca del extremo de la viga, por lo que la adición o desadherencia de cordones de pretensado tiene poco efecto en la reducción de las tensiones de tracción. Por lo tanto, los límites especificados para las tensiones temporarias, antes de las pérdidas, se han utilizado para tratar esta condición, con la modificación de utilizar la resistencia especificada del hormigón. Esta disposición proporciona un cierto alivio para las tensiones potencialmente altas de tracción que se pueden desarrollar en los extremos de las vigas debido a momentos negativos con cargas de servicio.

Esta opción permite que la parte superior de la viga en el apoyo interior sea diseñada como un elemento de hormigón armado utilizando el estado límite de resistencia en lugar de un elemento de hormigón pretensado en el estado límite de servicio.

La losa del tablero no es un elemento pretensado. Por lo tanto, no se aplican los límites de tensión de tracción. Ha sido habitual aplicar los límites de tensión de compresión a la losa del tablero.

#### **C 5.14.1.4.7. Estado límite de resistencia**

El diafragma de continuidad no es un hormigón pretensado por lo que no se aplican los límites de tensión para el estado límite de servicio. Por lo tanto, las conexiones en este caso son diseñadas utilizando los requisitos para elementos de hormigón armado.

#### C 5.14.1.4.8. Conexiones en momento negativo

Investigación del PCA (Kaar et al., 1961) y años de experiencia muestran que la armadura en una losa de tablero mixto puede ser dimensionada para resistir los momentos negativos de diseño en un puente continuo.

Ensayos limitados sobre modelos continuos y elementos estructurales a escala real indican que, a menos que la armadura esté anclada en una zona de compresión, la eficacia se vuelve cuestionable en el estado límite de resistencia (Priestly, 1993). La terminación de la armadura longitudinal de la losa del tablero se escalona para minimizar la potencial fisuración del tablero mediante la distribución local de las solicitaciones.

Una conexión en momento negativo entre vigas prefabricadas con el diafragma de continuidad normalmente no se dimensiona, debido a que la armadura de la losa del tablero es generalmente dimensionada para resistir los momentos negativos de diseño. Sin embargo, la investigación (Ma et al., 1998) sugiere que las conexiones mecánicas entre las partes superiores de las vigas también se pueden usar para las conexiones en momento negativo, especialmente cuando se establece la continuidad antes de la colocación de la losa del tablero. Si una losa de tablero mixto no se utiliza en el puente, se requiere una conexión en momento negativo entre vigas para obtener la continuidad. Los empalmes mecánicos de armadura se han utilizado con éxito para proporcionar una conexión en el momento negativo entre puentes viga tipo cajón que no tienen una losa de tablero compuesto.

#### C 5.14.1.4.9. Conexiones en momento positivo

##### C 5.14.1.4.9a. Requisitos generales

Las conexiones en momento positivo mejora la integridad estructural de un puente, aumentando su capacidad para resistir cargas de evento extremo y no anticipadas. Por lo tanto, se recomienda que las conexiones en momento positivo se proporcionen en todos los puentes que se detallan como continuos para sobrecarga.

Las conexiones tanto sea con barras como con cordones prolongados embebidos han sido utilizadas con éxito para proporcionar resistencia al momento positivo. Los resultados del ensayo (Miller et al., 2004) indican que las conexiones utilizando los dos tipos de armadura funcionan de manera similar en ambas cargas, estáticas y de fatiga, y con ambas tienen una resistencia adecuada para resistir los momentos aplicados.

Estudios analíticos (Mirmiran et al., 2001) sugieren que se necesita una cantidad mínima de armadura, que corresponde a una capacidad de  $0,6 \cdot M_{cr}$  para desarrollar una resistencia adecuada a los momentos positivos de restricción. Estos mismos estudios muestran que una conexión en momento positivo con una capacidad superior a  $1,2 \cdot M_{cr}$  ofrece sólo una pequeña mejora en el comportamiento de continuidad sobre una conexión con una capacidad de  $1,2 \cdot M_{cr}$ . Por lo tanto, se recomienda que la capacidad de la conexión en momento positivo no exceda  $1,2 \cdot M_{cr}$ . Si el momento positivo calculado supera  $1,2 \cdot M_{cr}$ , la sección debe ser modificada o se deben tomar medidas para reducir el momento positivo.

El momento de fisuración  $M_{cr}$  es el momento que genera fisuras en el diafragma de continuidad. Dado que el diafragma de continuidad no es una sección de hormigón pretensado, se utiliza la ecuación para calcular el momento de fisuración para una sección armada. El diafragma es generalmente hormigonado con el tablero de hormigón, por lo que las propiedades de la sección se calculan utilizando las propiedades del hormigón uniforme, por lo que el ancho del tablero no se transforma.

El Artículo 5.7.3.3.2 especifica una capacidad mínima para todas las secciones solicitadas a flexión. Esto es para prevenir el colapso repentino con la formación de la primer fisura. Sin embargo, la conexión en momento positivo que se discute aquí no está destinada a resistir las sobrecargas aplicadas. Incluso si la conexión en momento positivo fuera a fallar

completamente, el sistema puede, en el peor de los casos, convertirse en una serie de tramos simples. Por lo tanto, no se aplica el requisito de armadura mínima del Artículo 5.7.3.3.2. Permitir conexiones en momento positivo con bajas cantidades de armadura aliviará la congestión en los diafragmas de continuidad.

#### **C 5.14.1.4.9b. Conexión en momento positivo utilizando armadura de acero dulce**

La conexión en momento positivo está diseñada para utilizar la tensión de fluencia de la armadura. Por lo tanto, la conexión debe ser detallada para proporcionar pleno anclaje de la armadura. Si la armadura no puede ser detallada para el pleno anclaje, la conexión puede ser diseñada utilizando una tensión reducida en la armadura.

Las fisuras potenciales son más propensas a formarse en el borde interior de la superficie de apoyo de la viga prefabricada y en la ubicación de la terminación de la desadherencia. Puesto que la fisuración dentro de la longitud de anclaje reduce la eficacia del anclaje, la armadura debe ser detallada para evitar esta condición. Se recomienda que la armadura sea anclada más allá de la ubicación en la que una fisura que irradia desde el borde interior del apoyo pueda cruzar la armadura.

La terminación de la armadura de momento positivo es escalonada para reducir la posibilidad de fisuración en los extremos de las barras.

#### **C 5.14.1.4.9c. Conexión en momento positivo utilizando cordones de pretensado**

Los cordones que son desadheridos o protegidos en el extremo del elemento no pueden ser utilizados como armadura para la conexión en momento positivo. No hay requisitos para el anclaje de los cordones en la viga debido a que los cordones van continuamente a través de la viga prefabricada.

Las Ecuaciones 5.14.1.4.9c-1 y 5.14.1.4.9c-2 se desarrollaron para cordones de **12,7 mm** según Salmons et al. (1980). Estos son para cordones de pretensado extendidos desde el extremo de la viga y con ganchos de **90 grados**. Otras ecuaciones también están disponibles para estimar la tensión en los cordones doblados (Noppakunwijai et al., 2002).

#### **C 5.14.1.4.9d. Detalles de conexión en momento positivo**

Los ensayos (Miller et al., 2004) sugieren que los patrones de armadura que tienen asimetría significativa puede resultar en tensiones de barras desiguales que pueden ser perjudiciales para el comportamiento de la conexión en momento positivo.

Con algunas formas de vigas, puede no ser posible instalar barras con ganchos predoblados sin que las ramas de los ganchos interfieran con el encofrado. En tales casos, una barra recta puede estar embebida y luego doblarla después de que se fabrique la viga. Tal doblado se realiza generalmente sin calentamiento y la curva debe ser lisa con un diámetro de curvatura mínimo conforme a los requisitos de la Tabla 5.10.2.3-1. Si el Ingeniero permite que la armadura se doble después de que se fabricó la viga, las especificaciones técnicas deben indicar que el campo de doblado es permitido y deben establecer los requisitos para tal doblado. Dado que los requisitos en relación al campo de doblado pueden variar, las preferencias del Propietario deben ser consideradas.

Las barras de la horquilla (una barra con un doblado a **180 grados** con ambas ramas ancladas en la viga prefabricada) se han utilizado para las conexiones en momento positivo para eliminar la necesidad de doblar la armadura posterior a la fabricación y reducir la congestión en el diafragma de continuidad.

#### **C 5.14.1.4.10. Diafragmas continuos**

Se permite el uso del aumento de la resistencia del hormigón debido a que el diafragma continuo de hormigón entre los extremos de la viga está confinado por las vigas y por el

diafragma de continuidad que se extiende más allá de las vigas. Se recomienda que esta disposición se aplique únicamente a las condiciones en que la parte del diafragma de continuidad que está en compresión esté confinada entre los extremos de las vigas prefabricadas.

El ancho del diafragma de continuidad debe ser lo suficientemente amplio como para proporcionar el empotramiento requerido para el anclaje de la armadura de momento positivo en el diafragma. Una barra de anclaje, con un diámetro igual o mayor que el diámetro de la armadura de momento positivo, puede ser colocada en la esquina con un gancho de **90 grados** o en el interior del bucle de una barra con gancho de **180 grados** para mejorar la eficacia del anclaje de la armadura.

Varias secuencias de construcción se han utilizado con éxito para la construcción de puentes con vigas prefabricadas hechas continuas. Al determinar la secuencia de la construcción, el Ingeniero debe considerar el efecto de la rotación de la viga y la restricción a medida que se coloca el hormigón de la losa del tablero.

Los resultados del ensayo (Miller et al., 2004) han demostrado que las vigas prefabricadas empotradas **0,15 m** en los diafragmas continuos mejora el comportamiento de las conexiones en momento positivo. Las tensiones observadas en la armadura de momento positivo en el diafragma de continuidad se redujeron en comparación con las conexiones sin empotramiento de viga.

La conexión entre vigas prefabricadas con el diafragma de continuidad se puede mejorar haciendo pasar armadura horizontal a través de agujeros en la viga prefabricada o fijando la armadura a la viga por medio de conectores embebidos. Los resultados del ensayo (Miller et al., 2004; Salmons, 1980) muestran que dicha armadura rigidiza la conexión. El uso de tales conexiones mecánicas requiere que el extremo de la viga sea empotrada en el diafragma de continuidad. Ensayos de diafragmas de continuidad sin conexiones mecánicas entre la viga y el diafragma muestran que la falla de la conexión se produce por el arrancamiento del extremo de la viga del diafragma con todos los daños que ocurren en el diafragma. Ensayos de conexiones con barras horizontales muestran que las fisuras pueden formarse en el extremo de la viga prefabricada por fuera del diafragma de continuidad si la conexión está sujeta a un momento positivo significativo. Tal fisuración en la parte del extremo de la viga puede no ser deseable.

Un método, tal como el dado en el Artículo 5.6.3, se puede utilizar para diseñar un diafragma de continuidad para estas condiciones.

#### **C 5.14.1.5. Vigas tipo cajón y vigas T hormigonadas in situ**

##### **C 5.14.1.5.1. Espesor de las alas y las almas**

###### **C 5.14.1.5.1a. Ala superior (Este Artículo no tiene comentario)**

###### **C 5.14.1.5.1b. Ala inferior (Este Artículo no tiene comentario)**

###### **C 5.14.1.5.1c. Alma**

Para poder colocar y compactar el hormigón adecuadamente, se requiere un espesor de alma mínimo de **0,20 m** en el caso de almas sin vainas de pretensado; **0,30 m** para almas que sólo tienen vainas longitudinales o verticales; y **0,38 m** para almas con vainas tanto longitudinales como verticales. Para las vigas de más de aproximadamente **2,40 m** de altura, estas dimensiones se deben incrementar para compensar la mayor dificultad en la colocación del hormigón.

##### **C 5.14.1.5.2. Armadura**

**C 5.14.1.5.2a. Armadura de la losa de tablero en vigas T y tipo cajón hormigonadas in situ (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.14.1.5.2b. Armadura de la losa inferior en vigas tipo cajón hormigonadas in situ**

Este requisito se aplica a secciones tipo cajón tanto de hormigón armado como de hormigón pretensado.

**C 5.14.2. Construcción por dovelas**

**C 5.14.2.1. Requisitos generales**

Para la construcción por dovelas generalmente se utilizan superestructuras de secciones tipo cajón de una o múltiples celdas. La construcción por dovelas incluye las construcciones en las cuales se utilizan los métodos de los voladizos libres, tramo por tramo o lanzamiento por tramos utilizando ya sea dovelas de hormigón prefabricado u hormigonados in situ, conectados entre sí para obtener ya sea tramos simples o tramos continuos.

Las secciones tipo viga utilizadas en puentes pueden también ser construidas aplicando las técnicas de construcción por dovelas. Dichos puentes, que en este Reglamento se los refiere como puentes de vigas prefabricadas empalmadas, son considerados como caso especial de los puentes de hormigón convencional. El diseño de estos puentes está especificado en el Artículo 5.14.1.3.

Las longitudes de tramo de los puentes considerados por este Reglamento son de hasta **240 m**. Los puentes atirantados no están específicamente cubiertos en este Artículo, aunque muchos de los requisitos especificados también son aplicables a los mismos.

Pocas veces se ha utilizado hormigón de bajo peso unitario para la construcción de puentes por dovelas. El uso de agregados de bajo peso unitario representa una importante complicación tanto para las especificaciones de diseño como para las especificaciones de construcción. En vista de esta complicación y tomando en cuenta ciertas dudas respecto de los beneficios económicos que se logran con los agregados de bajo peso unitario, el uso de este tipo de agregados en los puentes construidos por dovelas no está explícitamente cubierto.

El método constructivo y cualquier apoyo temporario son de vital importancia para el diseño de los puentes de hormigón construidos por dovelas. Son consideraciones de este tipo las que determinan las condiciones finales en la selección de las dimensiones de las secciones y armaduras y/o pretensado.

Para los puentes construidos por dovelas, los diseños en general deben permitirle al Contratista cierta libertad en la elección de los métodos constructivos. Para asegurar que las características y detalles de diseño a utilizar sean compatibles con el método constructivo propuesto, es fundamental exigirle al Contratista que prepare sus planos de obra y cálculos en base al método constructivo que ha elegido, y que presente estos documentos al Ingeniero antes de iniciar los trabajos para su revisión y aprobación.

**C 5.14.2.2. Análisis de los puentes construidos por dovelas**

**C 5.14.2.2.1. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.14.2.2.2. Análisis correspondiente a la etapa constructiva (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.14.2.2.3. Análisis del sistema estructural definitivo**

Se han publicado resultados de análisis correspondientes a una superestructura de hormigón construida por dovelas con coeficientes de fluencia lenta de **1, 2 y 3**, analizada tanto con el modelo de fluencia lenta de ACI 209 como del CEB-FIP (AASHTO, 1989). Las tensiones finales permanecieron esencialmente iguales para coeficiente de fluencia lenta igual a **1, 2 y 3** al utilizar los requisitos sobre fluencia lenta de ACI 209. Aunque los análisis realizados con el modelo de fluencia lenta de CEB-FIP evidenciaron mayor variación en las tensiones finales, el rango de tensiones fue pequeño aún para una gran variación de los coeficientes de fluencia. El modelo de fluencia lenta elegido, ACI 209 o CEB-FIP, afecta más a los valores de la tensión final que los coeficientes de fluencia lenta. Sin embargo, es dudoso que el rango total de tensiones reflejado en los seis análisis descritos tenga importancia práctica en relación con el comportamiento de la estructura.

Debido a que el coeficiente de fluencia lenta será conocido o se determinará con un grado de precisión razonable de acuerdo con los requisitos de este Reglamento, un análisis que utiliza un único valor del coeficiente de fluencia lenta se considera satisfactorio, y en general se considera innecesario utilizar valores más altos y más bajos para este coeficiente. No es la intención implicar que no es necesario determinar los valores del coeficiente de fluencia lenta con precisión, ya que estos valores sí afectan fuertemente las pérdidas de pretensado, flechas y acortamiento axial de la estructura.

Si los elementos se unen mediante cables no adherentes, es posible que las uniones no armadas se abran en los estados límites de resistencia o cerca de los estados límites de resistencia. El Proyectista debe revisar las consecuencias estructurales de esta abertura en las juntas.

### **C 5.14.2.3. Diseño**

#### **C 5.14.2.3.1. Cargas (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.14.2.3.2. Cargas constructivas**

Las cargas constructivas comprenden todas las cargas que surgen del sistema de obras temporarias y/o equipos de montaje especial que el Proyectista anticipa se utilizarán de acuerdo con la secuencia y el cronograma constructivo supuestos.

En los puentes construidos por dovelas frecuentemente las cargas y condiciones constructivas supuestas determinan las dimensiones de las secciones y los requisitos de armadura y/o pretensado. Es importante que el Proyectista indique estas condiciones supuestas en las especificaciones técnicas.

No es la intención de estos requisitos limitar al Contratista en cuanto a los medios a utilizar para la construcción. Los controles son fundamentales para impedir que la estructura se dañe durante la construcción y para garantizar que la estructura final sea adecuada. También es fundamental que los oferentes puedan determinar si sus equipos y los métodos constructivos propuestos se pueden emplear sin necesidad de modificar el diseño o los equipos.

La documentación técnica debe exigir la aprobación del Ingeniero ante cualquier modificación de las cargas o condiciones de montaje supuestas.

Utilizando grúa pórtico para el lanzamiento de los tramos, barras de alineación diagonal, torre de gateado o contrapesos externos, es posible imponer cargas constructivas en extremos opuestos de un voladizo. Para permitir el ajuste o corrección de las desviaciones también se ha procedido a enfriar un voladizo con agua. Cualquier desviación de los voladizos interiores se debe corregir en ambos extremos antes de construir los cierres. El pórtico que conecta los extremos de los voladizos en el hormigonado de cierre se debe detallar de manera de impedir rotaciones diferenciales entre voladizos hasta que la última conexión estructural se haya completado. La magnitud de las fuerzas de cierre no debe inducir en la estructura tensiones mayores que las indicadas en la Tabla 5.14.2.3.3-1.

La carga **DIFF** permite posibles variaciones del peso de la sección transversal provocadas por irregularidades en la construcción.

Para el caso de un izaje muy gradual de las dovelas, si la carga involucra pequeños efectos dinámicos, la carga dinámica **IE** se puede tomar igual al **10 por ciento** del peso izado.

La siguiente información se basa en algunas experiencias del pasado y debe ser considerada como extremadamente preliminar. El peso de la grúa pórtico para el lanzamiento de los tramos para la construcción por dovelas hormigonadas in situ de un típico puente de dos carriles con segmentos de **4,50 a 4,90 m** se puede estimar entre **710 y 800 kN**. El peso de la grúa pórtico para el lanzamiento de los tramos para secciones tipo cajón de dos celdas de mayor ancho puede ser de hasta aproximadamente **1250 kN**. Para obtener un valor de diseño correspondiente al peso de la grúa pórtico para el lanzamiento de los tramos, se recomienda consultar a contratistas que tengan experiencia en este tipo de construcciones.

#### **C 5.14.2.3.3. Combinaciones de cargas constructivas en el estado límite de servicio**

Las tensiones indicadas en la Tabla 5.14.2.3.3-1 limitan las tensiones provocadas por las cargas constructivas a valores menores que el módulo de rotura del hormigón para las estructuras con cables internos y uniones Tipo A. Por lo tanto, las tensiones provocadas por las cargas constructivas no deben generar fisuración.

#### **C 5.14.2.3.4. Combinaciones de cargas constructivas en los estados límite de resistencia**

##### **C 5.14.2.3.4a. Superestructuras**

Las Ecuaciones 5.14.2.3.4a-1 y 5.14.2.3.4a-2 son verificadoras de resistencia para solamente condiciones accidentales, y no intentan ser un criterio de resistencia alternativa en lugar de las verificaciones de las tensiones en servicio indicadas en la Tabla 5.14.2.3.3-1.

##### **C 5.14.2.3.4b. Subestructuras**

Las subestructuras para las superestructuras postesadas construidas por dovelas deben ser revisadas por las demandas en la etapa constructiva utilizando las bases de diseño para el estado límite de resistencia consistente con el diseño de hormigón armado. Las superestructuras construidas por dovelas armadas convencionalmente, tales como arcos, deben ser revisadas de forma similar. Un factor de carga reducido puede ser apropiado para las cargas **CLL** y **WE** si el equipo de construcción está bien definido durante el diseño.

#### **C 5.14.2.3.5. Efectos térmicos durante la construcción**

Los requisitos del Artículo 3.12 se basan en variaciones anuales de la temperatura, y se deben ajustar para la duración real de la construcción de la superestructura así como para las condiciones locales.

En general no se considera necesario realizar un análisis transversal para los efectos de la temperatura diferencial dentro y fuera de las secciones de viga tipo cajón. Sin embargo, es posible que sea necesario realizar un análisis de este tipo en el caso de puentes relativamente de poco espesor con almas gruesas. En este caso, se recomienda utilizar un diferencial de temperatura de **±6,0°C**.

#### C 5.14.2.3.6. Contracción y fluencia lenta

Se han publicado gran cantidad de programas computacionales y procedimientos analíticos que permiten determinar los efectos de la fluencia lenta y la contracción en los puentes de hormigón contruidos por dovelas.

Las deformaciones por fluencia lenta y pérdidas de pretensado que ocurren luego del cierre de la estructura provocan una redistribución de las solicitaciones.

Para las cargas permanentes, el comportamiento de los puentes contruidos por dovelas luego de su cierre se puede aproximar utilizando un módulo de elasticidad efectivo,  $E_{eff}$ , que se puede calcular como:

$$E_{eff} = \frac{E_c}{\psi(t, t_i) + 1} \quad (C 5.14.2.3.6-1)$$

donde:

$\psi(t, t_i)$  coeficiente de fluencia lenta.

El informe del Comité ACI 209, "Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures" (ACI, 1982) presenta una serie de ecuaciones para evaluar los efectos dependientes del tiempo de la fluencia lenta y la contracción. En el documento CEB-FIP Model Code (CEB, 1990) se presenta un procedimiento basado en valores gráficos para los parámetros de fluencia lenta y contracción. En el Apéndice, de la primer edición de la norma "AASHTO Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges" (AASHTO, 1989; Ketchum, 1986), se comparan los efectos de la aplicación de los requisitos de ACI y CEB.

Bryant and Vadhanavikkit (1987) sugieren que las predicciones del ACI 209 subestiman las deformaciones, por fluencia lenta y contracción, para los elementos de grandes dimensiones usados en los puentes contruidos por dovelas. Las predicciones de la fluencia lenta del ACI 209 corresponden consistentemente a alrededor del **65 por ciento** de los resultados experimentales obtenidos en estos ensayos. El informe sugiere modificar las ecuaciones del ACI 209 en base al tamaño o espesor de los elementos.

#### C 5.14.2.3.7. Pérdidas de pretensado

Los coeficientes de fricción y desviación indicados en el Artículo 5.9.5.2.2 para vainas galvanizadas fueron desarrollados para puentes convencionales tipo viga cajón hormigonados in situ, en base a ensayos realizados in situ de cables con diferentes diámetros y longitudes. Los valores son razonablemente precisos para cables compuestos por **12 cordones** de **12,7 mm** de diámetro en vainas de metal galvanizado de **67 mm** de diámetro. Ensayos realizados y otras experiencias indican que con mayores diámetros de cables y vainas estos valores resultan conservadores. Sin embargo, la experiencia con los puentes de hormigón contruidos por dovelas hasta la fecha con frecuencia indica que hay mayores pérdidas por fricción y desviación debido al movimiento de las vainas durante la colocación del hormigón y a la falta de alineación en las uniones entre dovelas. Por este motivo, en los proyectos de envergadura se recomienda realizar ensayos de fricción in situ en una etapa temprana de la construcción a fin de obtener una base para modificar los valores de las pérdidas por fricción y desviación de las vainas de pretensado. No es posible recomendar valores razonables para los coeficientes de fricción y desviación que permitan tomar en cuenta los problemas de desviación severa de las vainas. Como una manera de compensar las elevadas pérdidas por fricción o desviación o por los cables

postesados provisionarios, así como otras contingencias imprevistas, se requieren vainas adicionales de acuerdo con el Artículo 5.14.2.3.8.

#### **C 5.14.2.3.8. Vainas y anclajes de postesado provisionarios**

##### **C 5.14.2.3.8a. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.14.2.3.8b. Puentes con vainas internas**

El exceso de capacidad se puede proveer utilizando vainas sobredimensionadas y accesorios de anclaje sobredimensionados en las ubicaciones de anclaje seleccionadas. El objetivo de inyectar lechada en las vainas no utilizadas es impedir que quede agua atrapada dentro de las mismas.

##### **C 5.14.2.3.8c. Previsión de ajustes para cargas permanentes o flechas futuras**

Esto considera la futura adición de cables de postesado internos no adherentes tendidos con trayectoria curva desde la parte superior del diafragma en los pilares hasta la intersección del alma y el ala en la mitad del tramo. Los cables de tramos adyacentes se deben solapar en caras opuestas del diafragma para proveer capacidad de momento negativo. El **10 por ciento** de la fuerza de postesado de momento positivo y momento negativo es un valor arbitrario pero razonable. Es posible prever mayores cantidades de acero de postesado, si fuera necesario, para soportar cargas permanentes adicionales específicas apropiadas para la estructura.

##### **C 5.14.2.3.9. Presentación del plano**

Los planos integrados que utilizan el sistema adoptado deben ser definidos para una escala y calidad requerida para confirmar la eliminación de interferencias por todos los elementos embebidos en el hormigón.

Las áreas congestionadas de estructuras postensadas de hormigón pueden ser fácilmente identificadas en los planos integrados utilizando un sistema adoptado de postesado. Tales áreas deben incluir, pero no están necesariamente limitados a, las zonas de anclaje, las áreas que contienen los elementos embebidos para el sistema adoptado de postesado, y áreas donde las vainas de postesado se desvían tanto en la dirección vertical como transversal. En estructuras curvas, es posible que haya conflictos entre las almas y los cables externos. Se debe realizar una verificación para identificar los conflictos entre los futuros cables de postesado y los cables permanentes, y para proporcionar en los detalles de diseño el necesario espacio libre para dar cabida al gateado de postesado.

##### **C 5.14.2.3.10. Dimensiones y detalles de las secciones transversales tipo viga cajón**

##### **C 5.14.2.3.10a. Espesor mínimo de las alas**

Se prefiere un espesor de ala superior de **0,23 m** en el área de los anclajes para los cables de postesado transversal. Se recomienda que el espesor mínimo de ala sea de **0,20 m**.

##### **C 5.14.2.3.10b. Espesor mínimo de las almas (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.14.2.3.10c. Longitud en voladizo del ala superior (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.14.2.3.10d. Dimensiones globales de la sección transversal**

Con **4 carriles** de sobrecarga y utilizando los factores de reducción aplicables, la flecha por sobrecarga del modelo del "Puente Corpus Christi" fue de aproximadamente  **$L/3200$**  en el tramo principal. El límite de  **$L/1000$**  se eligió arbitrariamente de manera de proporcionar algún lineamiento respecto de las máximas flechas por sobrecarga que se anticipan para puentes de hormigón construidos por dovelas con secciones transversales en forma de viga cajón de dimensiones normales.

Utilizando una altura de viga y una separación de almas determinadas de acuerdo con los siguientes rangos de dimensiones, en general se obtendrán flechas satisfactorias:

- Viga de altura constante

$$1/5 > d_o/L > 1/30$$

óptimo:  **$1/18$**  a  **$1/20$**

donde:

**$d_o$**  altura de la viga, en m.

**$L$**  longitud de tramo entre apoyos, en m.

En el caso de las vigas lanzadas por tramos, la altura de la viga preferentemente deberá estar comprendida entre los siguientes límites:

Para  **$L = 30 \text{ m}$** ,  **$1/15 < d_o/L < 1/12$**

Para  **$L = 60 \text{ m}$** ,  **$1/13,5 < d_o/L < 1/11,5$**

Para  **$L = 90 \text{ m}$** ,  **$1/12 < d_o/L < 1/11$**

- Viga de altura variable con acartelamientos rectos en el pilar:

$$1/16 > d_o/L > 1/20 ; \text{ óptimo: } 1/18$$

en el centro del tramo:  **$1/22 < d_o/L > 1/28$**  ; óptimo:  **$1/24$**

Se requerirá un diafragma en el punto en el cual el ala inferior cambia de dirección.

- Viga de altura variable con acartelamientos circulares o parabólicos en el pilar:

$$1/16 > d_o/L > 1/20 ; \text{ óptimo: } 1/18$$

en el centro del tramo:  **$1/30 > d_o/L > 1/50$**

Relación entre la altura y el ancho:

Si  **$d_o/b \geq 1/6$**  , preferentemente se debe utilizar un cajón de una sola celda.

Si  **$d_o/b < 1/6$**  , preferentemente se debe utilizar un cajón de dos celdas.

donde:

**b** ancho del ala superior.

Si en un cajón de una sola celda la relación entre la altura y el ancho supera los límites especificados será necesario realizar un análisis más riguroso, y es posible que se requieran vigas de borde longitudinales en el extremo del voladizo para distribuir las cargas que actúan en los voladizos. En tal caso se debe realizar un análisis del “shear lag”. La distribución transversal de las cargas no aumenta sustancialmente cuando se utilizan tres o más células.

#### **C 5.14.2.3.10e. Sobrecapas**

Se recomienda utilizar sobrecapas en lugar de agregar hormigón en forma monolítica, ya que la sobrecapa agregará protección en las uniones críticas entre dovelas. Generalmente la delaminación de las sobrecapas se debe a prácticas de colocación deficientes o a la incorrecta selección de los materiales, y por lo tanto este problema se puede resolver. No se recomienda obtener el recubrimiento adicional de hormigón simplemente aumentando los recubrimientos calculados. Este tipo de recubrimiento adicional no protegerá las juntas entre dovelas, siendo el área donde es más probable que el agua se filtre hasta llegar a los cables de pretensado y armaduras.

Cuando se utilizan sobrecapas se debe prestar particular atención a los detalles a fin de asegurar que se obtengan en obra las alturas de baranda calculadas. Todas las barandas ubicadas junto a las áreas del tablero en las cuales se ha de colocar una sobrecapa se deben detallar a partir de la parte superior de la sobrecapa.

La necesidad de retirar y reemplazar una sobrecapa se puede determinar midiendo la penetración de cloruros en la misma. Utilizar hormigón de alta performance es una forma efectiva de minimizar la penetración de cloruros en el hormigón.

Los puentes ubicados en otros tipos de ambientes corrosivos, como por ejemplo los puentes en áreas costeras sobre aguas marinas, se deben evaluar para determinar si será necesario disponer protección adicional.

#### **C 5.14.2.3.11. Diseño sismorresistente (A definir por INPRES)**

#### **C 5.14.2.4. Tipos de puentes construidos por dovelas**

##### **C 5.14.2.4.1. Requisitos generales**

Los puentes de hormigón por dovelas prefabricadas normalmente se instalan mediante voladizos equilibrados, usando reticulados de montaje o por colocación progresiva.

Los puentes montados por voladizos equilibrados o por colocación progresiva generalmente utilizan cables internos. Los puentes construidos con reticulados de montaje pueden utilizar cables internos, cables externos, o una combinación de ambos. Debido a consideraciones relacionadas con el peso de las dovelas, las longitudes de tramo para los puentes tipo viga cajón por dovelas prefabricadas rara vez son mayores que **120 m**, excepto en el caso de los puentes atirantados.

##### **C 5.14.2.4.2. Detalles para las construcciones con dovelas prefabricadas**

La intención de este requisito es limitar la magnitud de las flechas durante la etapa constructiva e impedir que se produzcan flechas erráticas y fluencia lenta.

Los conectores de corte de pequeña amplitud en las almas son menos susceptibles a los daños durante la etapa constructiva, daños que provocan pérdida del control de la

geometría, que los grandes conectores de un único elemento. Los conectores de corte en las alas superior e inferior son menos susceptibles a este tipo de daños.

La junta conjugada es necesaria para asegurar el control de la geometría cuando se reensamblan las dovelas.

El epoxi en ambas caras funciona como lubricante durante la colocación de las dovelas, impide el ingreso de agua, constituye un sello para impedir intercambios durante la inyección, y provee algo de resistencia a la tracción en la junta.

Al adoptar la revisión del año 2003, de la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, se eliminó el uso de juntas secas (identificadas como Tipo **B** en ediciones previas de dicha norma) debido a la naturaleza crítica de la armadura de postesado y a la necesidad de contar con un sistema de protección de múltiples capas. La falla atribuible a la corrosión de algunas armaduras postesadas en el estado de Florida y Europa impulsó la revisión de la efectividad de los sistemas de protección de múltiples capas que se utilizaban anteriormente. La revisión más rigurosa fue la realizada por la "British Concrete Society"; sus recomendaciones se pueden consultar en el informe titulado "Durable Post-Tensioned Concrete Bridge". Este informe europeo codifica la necesidad de contar con un sistema de protección de tres niveles y sugiere detalles para lograr los resultados requeridos. También discute mejores materiales y métodos para las vainas y su inyección. Como resultado de este informe europeo y de otros estudios realizados por el Dr. John Breen de la Universidad de Texas, Austin, los sistemas de protección de múltiples niveles para postesado han sido universalmente aceptados.

La norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications requiere esta tensión temporaria para asegurar la plena adherencia y lograr un espesor de epoxi constante. Las variaciones podrían provocar una acumulación sistemática de errores geométricos. Durante el período de curado inicial se deben evitar las grandes variaciones de tensión en las juntas con epoxi.

#### **C 5.14.2.4.3. Detalles para las construcciones con dovelas hormigonadas in situ**

La norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications requiere que las juntas verticales tengan conectores. Sin embargo, se anticipa que cuidando de lograr una buena rugosidad durante la preparación de las juntas se asegurará la adherencia entre las dovelas, logrando una mejor resistencia al corte que la que se puede lograr usando conectores.

#### **C 5.14.2.4.4. Construcción por voladizos**

Durante el montaje se puede proveer estabilidad mediante conexiones columna/superestructura resistentes al momento, apuntalamientos, o una viga de lanzamiento. Las cargas a considerar incluyen los equipos de construcción, los encofrados, los materiales almacenados o acopiados, y la carga del viento.

La velocidad de **90 km/h** corresponde al factor de carga **0,30** de la Tabla 3.4.1-1.

Debido al "shear lag", la fuerza en los cables requiere una "longitud de inducción" antes de poder suponer que es efectiva en la totalidad de la sección.

Para la construcción por voladizos libres, las longitudes de las dovelas generalmente están comprendidas entre **3,0** y **5,5 m**. Las longitudes pueden variar dependiendo del método constructivo utilizado, la longitud de tramo y la ubicación de las dovelas dentro del tramo.

El peso de la grúa pórtico de lanzamiento para un típico puente de **12 m** de ancho de dos carriles con dovelas de **4,5** a **5,0 m** se puede estimar entre **700** y **800 kN**. El peso de la grúa pórtico de lanzamiento para secciones tipo cajón de dos células de mayor ancho puede ser de hasta **1250 kN**. En el caso de las dovelas de mayor altura y mayor peso, la longitud de las dovelas se ajusta para controlar su peso. Para obtener un valor de diseño correspondiente al peso de la grúa pórtico de lanzamiento, se recomienda consultar a contratistas que tengan experiencia en este tipo de construcciones.

#### C 5.14.2.4.5. Construcción tramo por tramo

La construcción tramo por tramo se define como una construcción en la cual las dovelas, ya sea prefabricadas u hormigonadas in situ, se ensamblan u hormigonan en encofrados que soportan un tramo completo entre pilas permanentes. Los encofrados se retiran luego del postesado para hacer que el tramo sea capaz de soportar su peso propio y cualquier carga constructiva. Una vez que se colocan los tramos adyacentes se puede utilizar un tesado adicional para desarrollar continuidad sobre las pilas.

#### C 5.14.2.4.6. Construcciones lanzadas por tramos

##### C 5.14.2.4.6a. Requisitos generales

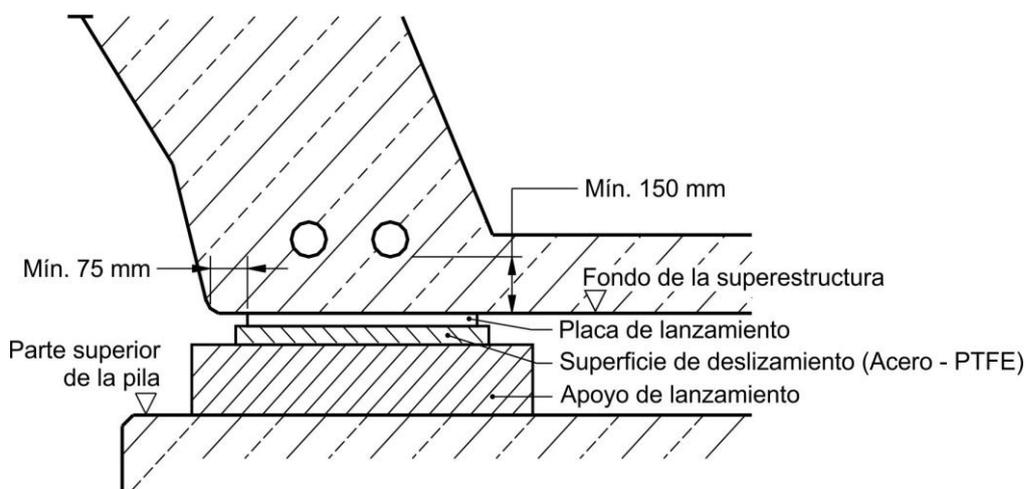
Las vigas lanzadas por tramos están sujetas a momentos reversibles durante el lanzamiento. Para reducir las tensiones durante el lanzamiento se pueden utilizar pilas temporarias y/o una nariz de lanzamiento.

Estos coeficientes de fricción sólo son aplicables para los apoyos que emplean una combinación de Teflón virgen y acero inoxidable con una rugosidad menor que  $2,5 \times 10^{-3}$  mm.

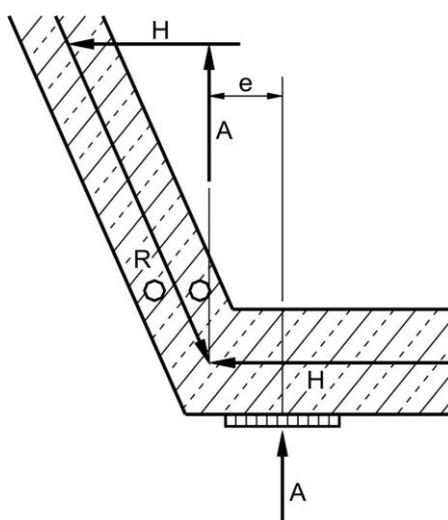
##### C 5.14.2.4.6b. Solicitaciones debidas a las tolerancias constructivas (Este Artículo no tiene comentario)

##### C 5.14.2.4.6c. Detalles de diseño

En la Figura C 5.14.2.4.6c-1 se ilustran los límites dimensionales para la colocación de los apoyos de lanzamiento. En la Figura C 5.14.2.4.6c-2 se ilustra la excentricidad entre el punto donde se intersecan los ejes del alma y la losa inferior y el eje del apoyo.



**Figura C 5.14.2.4.6c-1. Ubicación de las placas de lanzamiento**



**Figura C 5.14.2.4.6c-2. Reacción excéntrica en las placas de lanzamiento**

Durante el lanzamiento las tensiones en cada sección transversal cambian de tracción a compresión. Estas tensiones de tracción durante el lanzamiento son compensadas por los cables rectos. Los cables rectos se tesan a una edad temprana del hormigón (por ejemplo, **3 días**).

Los apoyos de lanzamiento inclinados, a diferencia de los apoyos horizontales permanentes, crean fuerzas en los gatos de lanzamiento y en la parte superior de las pilas.

**C 5.14.2.4.6d. Diseño de los equipos constructivos (Este Artículo no tiene comentario)**

**C 5.14.2.5. Uso de métodos constructivos alternativos**

Los ingenieros y consultores especializados en puentes tienen opiniones divididas acerca de permitir o no métodos constructivos alternativos. Los departamentos de transporte de algunos estados de Norteamérica no permiten ninguna variación respecto de los detalles y métodos constructivos ilustrados en los planos y especificados en la documentación técnica. Otros estados le otorgan al Contratista gran libertad para presentar métodos constructivos alternativos. A continuación se presenta un ejemplo de este último enfoque, tomado textualmente de la documentación técnica de un proyecto reciente para la construcción de un puente en California.

*“PROPUESTAS ALTERNATIVAS – Los puentes de vigas cajón continuas hormigonadas in situ pretensadas se han diseñado de modo que deben ser totalmente soportados durante la construcción. A excepción de lo aquí dispuesto, estos puentes se deberán construir sobre encofrados y de acuerdo con los requisitos de la Sección 51, “Estructuras de Hormigón”, del Standard Specifications.*

*El Contratista puede presentar propuestas para estos puentes que modifiquen las hipótesis del diseño original para apoyo de las cargas permanentes o los requisitos de la Sección 51, “Estructuras de Hormigón”, del Standard Specifications. Estas propuestas estarán sujetas a los siguientes requisitos y limitaciones.*

*Una vez completada, la estructura deberá tener capacidad para soportar o resistir cargas como mínimo iguales a las utilizadas en el diseño del puente indicado en los planos. Si fuera necesario, se exigirá el refuerzo de la superestructura y la*

subestructura para que provean dicha capacidad y para que soporten las cargas constructivas durante todas las etapas de la construcción.

Todas las modificaciones propuestas se deberán diseñar de acuerdo con las especificaciones para el diseño de puentes actualmente vigentes en el Departamento.

Se podrán proponer modificaciones para la altura de las vigas y losas de tablero, para la altura y longitud del voladizo, para la altura de la estructura, para el número de vigas y para la cantidad y ubicación de las armaduras o la fuerza de pretensado. Se podrá aumentar la resistencia del hormigón utilizado, pero la resistencia usada para el diseño o análisis no deberá ser mayor que 40 MPa.

También se podrán proponer modificaciones en los requisitos correspondientes a "Hormigón Pretensado" de estos requisitos especiales que se relacionan con la mínima fuerza de pretensado que se debe proveer mediante cables de trayectoria curva que abarquen la totalidad de la longitud.

No estará permitida ninguna modificación en cuanto al ancho del puente. No se podrán eliminar las conexiones fijas en las partes superiores e inferiores de las columnas indicadas en los planos.

Antes de completar las obras se deberán relajar los cables de pretensado temporarios, si se los utiliza, y cualquier vaina temporaria se deberá inyectar con lechada. Los cables temporarios se deberán retirar o bien embeber totalmente en lechada antes de completar las obras.

El Contratista será responsable de determinar la flecha durante la construcción y de obtener el perfil final indicado en los planos. El Contratista le deberá proporcionar al Ingeniero diagramas que ilustren el perfil de tablero previsto para cada etapa constructiva y para todas las partes del puente terminado. Cualquier medida correctiva necesaria para corregir las desviaciones respecto de la flecha prevista será responsabilidad del Contratista.

El Contratista le deberá proveer al Ingeniero planos completos y cálculos revisados correspondientes a todas las modificaciones propuestas, incluyendo la revisión de los requisitos de flecha y encofrados, de acuerdo con los requisitos de la Sección 5-1.02, "Planos", del Standard Specifications. Los cálculos deberán demostrar que se satisfacen todos los requisitos. Estos planos y cálculos deberán ser firmados por un Ingeniero matriculado y habilitado como Ingeniero Civil en el Estado de California.

Los planos de obra y cálculos se deberán entregar con antelación suficiente para permitir su revisión por parte del Ingeniero y su corrección por parte del Contratista, sin que se demoren las obras. Esta antelación deberá ser proporcional a la complejidad de la obra, pero en ningún caso podrá ser menor que 8 semanas.

El Contratista deberá reembolsarle al Estado el costo del estudio de la propuesta. El Departamento podrá deducir dicho costo de cualquier saldo pendiente para con el Contratista.

El Ingeniero será el único responsable por evaluar la aceptabilidad de cualquier propuesta, y podrá no autorizar cualquier propuesta que a su criterio no produzca una estructura que sea como mínimo equivalente a la estructura originalmente diseñada en todos sus aspectos.

Cualquier material adicional requerido o costo adicional resultante de la adopción de tales propuestas se considerará para la conveniencia del Contratista, y no se harán pagos adicionales por los mismos."

#### **C 5.14.2.6. Subestructuras de los puentes construidos por dovelas**

##### **C 5.14.2.6.1. Requisitos generales**

Las subestructuras no construidas por dovelas son abordadas en los Capítulos 10 y 11, y en el Artículo 5.14.2.3.4b.

#### **C 5.14.2.6.2. Combinaciones de cargas durante la construcción (Este Artículo no tiene comentario)**

#### **C 5.14.2.6.3. Armadura longitudinal de las pilas construidas con segmentos prefabricados de sección rectangular hueca**

La armadura longitudinal mínima de las pilas construidas con segmentos prefabricados de sección rectangular hueca se basa en el Artículo 5.10.8 sobre armadura de contracción y temperatura. Este requisito refleja el comportamiento satisfactorio de varias pilas construidas por segmentos entre 1982 y 1995, con cuantías de armadura longitudinal comprendidas entre **0,0014** y **0,0028**. En las pilas construidas con segmentos prefabricados las barras longitudinales discontinuas no soportan cargas significativas. La armadura de tracción de estas pilas es provista por los cables de postesado.

#### **C 5.14.3. Arcos**

##### **C 5.14.3.1. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.14.3.2. Nervaduras de los arcos**

La estabilidad puede estar gobernada por la estabilidad bajo cargas de larga duración con un módulo de elasticidad reducido. En esta condición, generalmente habrá poco momento flector en la nervadura, el módulo de elasticidad adecuado será el módulo tangente a largo plazo, y el momento de inercia adecuado será el de la sección transformada. Bajo condiciones de carga temporaria, el módulo de elasticidad adecuado será el módulo tangente a corto plazo y el momento de inercia apropiado será el correspondiente a la sección fisurada, incluyendo los efectos de la carga axial mayorada.

El valor indicado se puede utilizar en los cálculos de estabilidad, ya que la dispersión de la relación entre el módulo de elasticidad pronosticado y el módulo de elasticidad real es mayor que la diferencia entre el módulo tangente y el módulo secante para los rangos de tensiones habituales.

El módulo a largo plazo se puede hallar dividiendo el módulo a corto plazo por el coeficiente de fluencia lenta.

Bajo ciertas condiciones, el momento de inercia se puede tomar como la sumatoria del momento de inercia del tablero y de las nervaduras del arco en el punto correspondiente a **1/4** del tramo. Para predecir la carga de pandeo en el plano se puede utilizar un análisis mediante grandes deformaciones. Los momentos de segundo orden se pueden estimar de manera preliminar sumando a los momentos de primer orden el producto entre el empuje y la flecha vertical de la nervadura del arco en la sección analizada.

La norma ACI 207.2R73, Manual of Concrete Practice, discute la separación de las juntas y la armadura de temperatura en los muros de enjuta.

El drenaje del relleno del muro de enjuta es importante para garantizar la durabilidad del hormigón de la nervadura y de los muros de enjuta, y para controlar el peso unitario del relleno. Los detalles del drenaje deben evitar que el agua drenada escurra por las nervaduras.

#### **C 5.14.4. Superestructuras de losas**

##### **C 5.14.4.1. Superestructuras de losas macizas hormigonadas in situ**

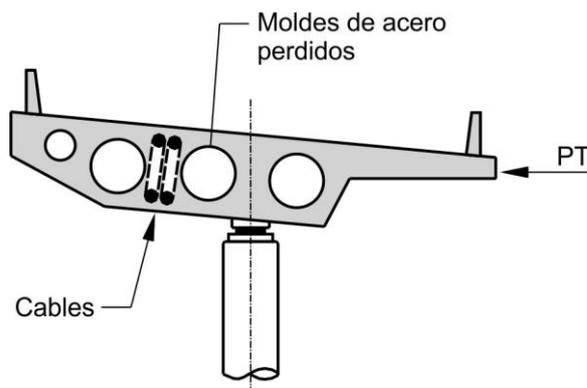
En este tipo sencillo de superestructura de puente, la losa de tablero también funciona como elemento principal portante. La losa de hormigón, que puede ser maciza, aligerada o nervurada, se apoya directamente en las subestructuras.

Los requisitos se basan en el comportamiento de las estructuras, con tramos relativamente pequeños, construidas hasta la fecha. Cualquier variación respecto de las prácticas exitosas del pasado, en relación con el uso de unidades de mayor tamaño que pudieran ser factibles tanto estructural como económicamente dentro del marco de este Reglamento, se deberá revisar cuidadosamente.

#### **C 5.14.4.2. Superestructuras de losas aligeradas hormigonadas in situ**

##### **C 5.14.4.2.1. Dimensiones de la sección transversal**

En la Figura C 5.14.4.2.1-1 se ilustra la sección transversal de un típico sistema alternativo de tablero de hormigón con vacíos redondeados, en el cual **PT** indica postesado.



**Figura C 5.14.4.2.1-1. Sección transversal de un típico sistema de tablero aligerado**

Las dimensiones indicadas en este Artículo para la separación y tamaño de los vacíos se basan en experiencias pasadas, y se anticipa que con ellas se obtendrán resultados seguros. Estos valores se pueden considerar como valores de diseño preliminares.

##### **C 5.14.4.2.2. Mínimo número de apoyos**

La elevada rigidez torsional de los tableros de hormigón aligerados y la estabilidad propia de las estructuras continuas curvas en el plano horizontal permiten utilizar un único apoyo en las pilas internas. Se requiere un mínimo de dos apoyos en los estribos para asegurar la estabilidad torsional en las zonas extremas. Si no se puede satisfacer el requisito sobre rotación torsional, en algunas pilas internas se pueden utilizar pares de apoyos.

##### **C 5.14.4.2.3. Secciones macizas en los extremos**

La idea es permitir la distribución de las fuerzas concentradas de postesado y de apoyo a las secciones aligeradas. Para los tableros relativamente anchos, analizar las secciones macizas como si se tratara de vigas constituye una aproximación aceptable. Para los tableros de gran altura y poco ancho, se aconseja utilizar un análisis tridimensional o un modelo de bielas y tirantes.

##### **C 5.14.4.2.4. Requisitos generales de diseño**

Los tableros continuos aligerados se deben postesar longitudinalmente. A menos que en este Artículo se especifique lo contrario o que sea necesaria por razones constructivas, si

se utiliza postesado longitudinal no es necesario colocar armadura longitudinal global adicional. La preferencia por el postesado longitudinal de los tableros continuos refleja la limitada cantidad de experiencia disponible en Norteamérica en relación con este tipo de sistema.

La experiencia indica que debido a una combinación de momento flector transversal, contracción del hormigón alrededor del encofrado de acero para los vacíos y el efecto de Poisson, si se emplean encofrados metálicos, se tiende a desarrollar elevadas tensiones transversales de tracción en la parte superior del tablero, generando excesiva fisuración en el eje del vacío. La mínima tensión de pretensado transversal especificada para contrarrestar esta tracción representa un valor conservador. La intención de la armadura transversal de temperatura en la parte inferior de los tableros aligerados es también controlar las fisuras generadas por los momentos positivos transversales debidos al postesado.

La viga transversal maciza oculta sobre una pila interna puede ser postesada.

#### **C 5.14.4.2.5. Zonas comprimidas en áreas de momento negativo**

Ensayos recientes realizados sobre estructuras continuas postesadas de dos tramos indican que la primera falla ocurre en las zonas comprimidas inferiores adyacentes al apoyo en la pila interna. Se cree que la falla es provocada por una combinación de corte y compresión en aquellos puntos del ala inferior. Este fenómeno aún no se comprende totalmente, y tampoco se han desarrollado requisitos de diseño específicos. En este momento, la mejor alternativa consiste en tratar al cordón inferior como una columna, con una cuantía de armadura de **1 por ciento** y con estribos cerrados de columna como se especifica en el Artículo 5.10.6.

#### **C 5.14.4.2.6. Drenaje de los vacíos**

En estos sistemas de tablero ocasionalmente se pueden formar fisuras lo suficientemente grandes como para permitir que ingrese agua en los vacíos. La acumulación de agua aumenta las cargas gravitatorias y puede provocar daños estructurales si se congela.

#### **C 5.14.4.3. Puentes con tableros de elementos prefabricados**

##### **C 5.14.4.3.1. Requisitos generales**

Las unidades prefabricadas pueden ser de sección maciza, aligerada, tipo cajón, **T** y doble **T**.

Se han observado casos en los cuales la fluencia lenta y contracción diferenciales debidas a diferentes edades, mezclas de hormigón, condiciones ambientales, y condiciones de apoyo han provocado solicitaciones internas que son difíciles de predecir durante la etapa de diseño. Estas solicitaciones frecuentemente se alivian mediante la separación de las juntas, ocasionando problemas de mantenimiento y afectando de manera adversa el comportamiento estructural.

Las secciones estándares tipo losa aligerada y tipo viga cajón de hormigón pretensado, de acuerdo con AASHTO-PCI, muchas veces empleadas para construir tableros de puentes prefabricados, se han utilizado exitosamente durante muchos años en puentes con y sin sobrecapas de hormigón estructural. Las losas pretensadas estándares con sobrecapa de hormigón tienen **0,09 m**, **0,10 m** y **0,12 m** de hormigón sobre los vacíos de **0,20 m**, **0,25 m** y **0,30 m** de diámetro, respectivamente. Todas las vigas cajón estándares, incluyendo tanto las secciones de **0,90 m** de ancho como las de **1,20 m** de ancho, se detallan con **0,14 m** de hormigón sobre los vacíos rectangulares con esquinas achaflanadas.

#### **C 5.14.4.3.2. Uniones con transferencia de corte**

Muchos puentes presentan señales de falla en las uniones cuando la transferencia de cargas entre los elementos depende exclusivamente de los conectores de corte, ya que el mortero está sujeto a una fisuración considerable. Se debe investigar el comportamiento a largo plazo de los conectores en las juntas para verificar su fisuración y separación.

#### **C 5.14.4.3.3. Uniones con transferencia de corte y flexión**

##### **C 5.14.4.3.3a. Requisitos generales**

La intención de estas uniones es proveerle al tablero continuidad y permitir que se comporte de forma monolítica.

##### **C 5.14.4.3.3b. Diseño**

Desde el punto de vista del modelado, estos sistemas de tablero de hormigón prefabricado no difieren de los tableros hormigonados in situ de igual geometría.

##### **C 5.14.4.3.3c. Postesado**

Al tesar tableros angostos se deben minimizar las pérdidas por acuanamiento de los anclajes. Preferentemente las vainas deben ser rectas y estar inyectadas con lechada. Se sabe que la fuerza de postesado se difunde con un ángulo de **45°** o más, y alcanza una distribución uniforme en una distancia corta a partir del anclaje de los cables. También se sabe que la economía del pretensado mejora al aumentar la separación de las vainas. Por estos motivos, no es necesario que la separación de las vainas sea menor que aproximadamente **1,20 m** o el ancho del elemento que alberga los anclajes, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

##### **C 5.14.4.3.3d. Juntas de construcción longitudinales**

Este Artículo se refiere a los sistemas de tableros compuestos enteramente de vigas prefabricadas de secciones tipo cajón, **T** y doble **T**, dispuestas de lado a lado y, preferiblemente, unidas por un postesado transversal. Los cables del postesado transversal deben estar ubicados en el eje del conector.

Se puede esperar, y especificar para la construcción, el acabado pulido del mortero y del hormigón en la proximidad de la junta.

##### **C 5.14.4.3.3e. Junta de cierre hormigonada in situ (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.14.4.3.3f. Sobrecapa estructural**

La sobrecapa compuesta se debe considerar como un elemento estructural, y se la debe diseñar y detallar como tal.

#### **C 5.14.5. Requisitos adicionales para alcantarillas**

##### **C 5.14.5.1. Requisitos generales (Este Artículo no tiene comentario)**

##### **C 5.14.5.2. Diseño a flexión (Este Artículo no tiene comentario)**





## **BIBLIOGRAFÍA**

En esta versión 2019 del Reglamento CIRSOC 802, se ha incluido la bibliografía original del AASHTO LRFD 2012.

### **BIBLIOGRAFÍA, CAPITULO 5**

AASHTO. 1989. Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, First Edition, GSCB-1. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 1999. Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, Second Edition, GSCB-2. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2007.

AASHTO. 2002. Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition, HB-17. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, 31st Edition, HM-31. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

Abdalla, O. A., J. A. Ramirez, and R. H. Lee. 1993. Strand Debonding in Pretensioned Beams—Precast Prestressed Concrete Bridge Girders with Debonded Strands—Continuity Issues, FHWA/INDOT/JHRP-92-94. Joint Highway Research Project, Indiana Department of Transportation/Purdue University, West Lafayette, IN, June 1993.

ACI. 1989. Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary. American Concrete Institute 318R-89. American Concrete Institute, Detroit, MI.

ACI. 1994. Detailing Manual. Publication SP-66. American Concrete Institute, Detroit, MI.

ACI. 1999. Building Code Requirements for Structural Concrete. 318-99 and Commentary. 318R-99. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI. 2002. Building Code 318-02. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 201. 1992. Durability of Concrete. ACI SP-131. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 207. 1973. Manual of Concrete Practice. ACI 207.2R73, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 209. 1982. Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures. ACI 209R-82. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 215. 1992. Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading. ACI 215R-92. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI. Reapproved in 1997.

ACI Committee 222. 1987. Corrosion of Metals in Concrete. ACI 222R-85. American Concrete Institute, Detroit, MI.

ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08), ACI, Farmington Hills, MI, 2008.

ACI Committee 350. 1989. Environmental Engineering Concrete Structures. ACI 350R-89. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, p. 24.

ACI Committee 363. 1992. State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete. ACI 363R-92. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI Committee 439. 1991. Mechanical Connections of Reinforcing Bars. ACI 439.3R. Vol. 88, No. 2, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 222–239.

Al-Omaishi, N. 2001. Prestress Losses in High Strength Pretensioned Concrete Bridge Girders. Ph.D. dissertation, University of Nebraska-Lincoln, December 2001.

Amorn, W., J. Bowers, A. Girgis, and M. K. Tadros. "Fatigue of Deformed Welded-Wire Reinforcement," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 52, No. 1, pp. 106–120.

Anderson, A. R. 1973. "Stretched-Out AASHTO-PCI Beams Types III and IV for Longer Span Highway Bridges," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 18, No. 5, September–October 1973.

ASCE. 1999. "A Direct Solution for Elastic Prestress Loss in Pretensioned Concrete Girders," Practice Periodical on Structural Design and Construction. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, November 1999.

Bae, S., and O. Bayrak, 2003. "Stress Block Parameters for High Strength Concrete Members," ACI Structural Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 100, No. 5, September–October 2003, pp. 626–636.

Bakhoun, M. M., O. Buyukozturk, and S. M. Beattie. 1989. "Structural Performance of Joints on Precast Concrete Segmental Bridges." MIT Research Report No. R89-26. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, November 1989.

Baran, E., A. E. Schultz, and C. E. French. 2005. "Analysis of the Flexural Strength of Prestressed Concrete Flanged Sections," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 50, No. 1, January–February 2005, pp. 74–93.

Base, G. D., J. B. Reed, A. W. Beeby, and H. P. J. Taylor. 1966. An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams, Research Report No. 18. Cement and Concrete Association, London, England, December 1966, p. 44.

Bayrak, O. 1999. "Seismic Performance of Rectilinearly Confined High-Strength Concrete Columns." Ph.D. dissertation, University of Toronto, Ontario, Canada, pp. 80–187.

- Bazant, Z. P., and F. H. Wittman, eds. 1982. *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- Beaupre, R. J., L. C. Powell, J. E. Breen, and M. E. Kreger. 1988. "Deviation Saddle Behavior and Design for Externally Post-Tensioned Bridges," Research Report 365-2. Center for Transportation Research, July 1988.
- Beeby, A. W. 1983. "Cracking, Cover and Corrosion of Reinforcement," *Concrete International: Design and Construction*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 5, No. 2, February 1983, pp. 34–40.
- Bentz, E. C. and M. P. Collins. 2006. "Development of the 2004 CSA A23.3 Shear Provisions for Reinforced Concrete," *Canadian Journal of Civil Engineering*. NRC Research Press, Ottawa, ON, Canada, Vol. 33, No. 5, May 2006, pp. 521–534.
- Bentz, E. C., F. J. Vecchio, and M. P. Collins. 2006. "The Simplified MCFT for Calculating the Shear Strength of Reinforced Concrete Elements," *ACI Structural Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 103, No. 4, July–August 2006, pp. 614–624.
- Breen, J. E., O. Burdet, C. Roberts, D. Sanders, and G. Wollmann. 1994. *Anchorage Zone Reinforcement for Post-Tensioned Concrete Girders*, NCHRP Report 356. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- Breen, J. E., and S. Kashima. 1991. "Verification of Load Distribution and Strength of Segmental Post-Tensioned Concrete Bridges," *Engineering Structures*. Vol. 13, No. 2.
- Bruce, R. N., H. G. Russell, and J. J. Roller. 2003. *Fatigue and Shear Behavior of HPC Bulb-Tee Girders*, FHWA/LA 03/382. Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge, LA. Interim report.
- Bryant, Anthony A., and Chavatit Vadhanavikkit. 1987. "Creep Shrinkage-Size, and Age at Loading Effects," *ACI Material Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, March–April 1987.
- Burdet, O. L. 1990. "Analysis and Design of Anchorage Zones in Post-Tensioned Concrete Bridges." Ph.D. diss. University of Texas, Austin, TX, May 1990.
- Castrodale, R. W., and C. D. White. 2004. "Extending Span Ranges of Precast, Prestressed Concrete Girders," NCHRP Report 517. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- CEB. 1990. *CEB-FIP Model Code for Concrete Structures*. Comite Euro-International de Beton. Available from Lewis Brooks, 2 Blagdon Road, New Malden, Surrey, KT3 4AD, England.
- Collins, M. P., and D. Mitchell. 1991. *Prestressed Concrete Structures*. Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ.
- Collins, M. P, D. Mitchell, P. E. Adebar, and F. J. Vecchio. 1996. "A General Shear Design Method," *ACI Structural Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 93, No. 1, pp. 36–45.
- CRSI. *Manual of Standard Practice*. Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 60195.

CSA. 2004. Design of Concrete Structures, CSA A23.3-04. Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.

DeCassio, R. D., and C. P. Siess. 1960. "Behavior and Strength in Shear of Beams and Frames without Web Reinforcement," ACI Proceedings. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 56, February 1960.

Destefano, R. J., J. Evans, M. K. Tadros, and C. Sun. 2003. "Flexural Crack Control in Concrete Bridge Structures." PCI Convention, October 19, 2003.

FHWA. 1998. A New Development Length Equation for Pretensioned Strands in Bridge Beams and Piles, FHWA-RD-98-116. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, December 1998.

FHWA. 2006. Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures, Part 1—Bridges, FHWA-HRT-06-032. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington DC.

Frantz G. C., and J. E. Breen. 1980. "Design Proposal for Side Face Crack Control Reinforcement for Large Reinforced Concrete Beams." Concrete International: Design and Construction, Vol. 2, No. 10, October 1980, pp. 29–34.

Frosch, R. J. 2001. "Flexural Crack Control in Reinforced Concrete," Design and Construction Practices to Mitigate Cracking, SP-204. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 135–154.

Fung, G., R. F. LeBeau, E. D., Klein, J. Belvedere, and A. G. Goldschmidt. 1971. Field Investigation of Bridge Damage in the San Fernando Earthquake. Bridge Department, Division of Highways, California Department of Transportation, Sacramento, CA.

Gergely, P., and L. A. Lutz. 1968. "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members." In Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete, SP-20. American Concrete Institute, Detroit, MI, pp. 87–117.

Ghali, A., and R. Favre. 1968. Concrete Structures, Stresses, and Deformations. Chapman Hall: London, England, Appendix A.

Girgis, A., C. Sun, and M. K. Tadros. 2002. "Flexural Strength of Continuous Bridge Girders—Avoiding the Penalty in the AASHTO LRFD Specifications," Open Forum: Problems and Solutions, PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 47, No. 4, July–August 2002, pp. 138–141.

Griezic, A., W. D. Cook, and D. Mitchell. 1994. "Tests to Determine Performance of Deformed Welded Wire Fabric Stirrups," ACI Structural Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 91, No. 2, March–April 1994, pp. 211–220.

Guyon, Y. 1953. Prestressed Concrete. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

Halvorsen, G. T. 1987. "Code Requirements for Crack Control." In Proc. of the Lewis H. Tuthill International Symposium on Concrete and Concrete Construction. SP104-15. 84-AB. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

Hamad, B. S., J. O. Jirsa, and N. I. D'Abreu. 1990. Effect of Epoxy Coating on Bond and Anchorage of Reinforcement in Concrete Structures, Research Project 1181-1F. Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, TX, December 1990, p. 242.

Hawkins, N. M., and D. A. Kuchma. 2006. Simplified Shear Design of Structural Concrete Members, NCHRP Report 549. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC. Available online at: [http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp\\_w78.pdf](http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_w78.pdf).

Hawkins, N. M., and D. A. Kuchma. 2007. Application of LRFD Bridge Design Specifications to High-Strength Structural Concrete: Shear Provisions, NCHRP Report 579, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC. Available online at: [http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp\\_rpt\\_579.pdf](http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_579.pdf).

Hawkins, N. M., D. A. Kuchma, R. F. Mast, M. L. Marsh, and K. H. Reineck. 2005. Simplified Shear Design of Structural Concrete Members, NCHRP Report XX1. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Hawkins, N. M., D. A. Kuchma, H. G. Russell, G. J. Klein, and N. S. Anderson. 2006. Application of the LRFD Bridge Design Specifications to High-Strength Structural Concrete: Shear Provisions, NCHRP Report XX2. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Highway Engineering Division. 1991. Ontario Highway Bridge Design Code. Highway Engineering Division, Ministry of Transportation and Communications, Toronto, ON.

Hofbeck, J. A., I. O. Ibrahim, and A. H. Mattock. 1969. "Shear Transfer in Reinforced Concrete," ACI Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 66, No. 2, February 1969, pp. 119–128.

Hognestad, E. 1991. "Design Considerations for Service Life," Concrete International: Design and Construction. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 13, No. 3, March 1991, pp. 57–60.

Holombo, Jay et al. LRFD Minimum Flexural Reinforcement Requirements, NCHRP Web-Only Document 149. Transportation Research Board, 2009.

Huo, X. S., N. Al-Omaishi, and M. K. Tadros. 2001. "Creep, Shrinkage, and Modulus of Elasticity of High Performance Concrete," ACI Materials Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 98, No. 6, November–December 2001, pp. 440–449.

Ibrahim, H. H. H., and J. G. MacGregor. 1996. "Tests of Eccentrically Loaded High-Strength Concrete Columns," ACI Structural Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 93, No. 5, September–October 1996, pp. 585–594.

Jirsa, J. O. 1979. "Applicability to Bridges of Experimental Seismic Test Results Performed on Subassemblages of Buildings." In Proc. of a Workshop on the Earthquake Resistance of Highway Bridges. Applied Technology Council, Berkeley, CA, January 1979.

Jongpitaksseel, N., J. Bowers, W. Amornrattanepong, and M. K. Tadros. 2004. Development of Fatigue Limit Formula for Deformed Welded Wire Reinforcement (WWR), 2004 Concrete Bridge Conference Paper #79. National Concrete Bridge Council, Charlotte, NC.

Kaar, P. H. 1966. "High-Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges," *Journal PCA Research and Development Laboratories*. Portland Cement Association, Skokie, IL, Vol. 8, No. 2, May 1966, pp. 2–12. Reprinted as Development Department Bulletin D106.

Kaar, P. H., L. B. Kriz, and E. Hognestad. 1961. "Precast-Prestressed Concrete Bridges, 6. Test of Half-Scale Highway Bridge Continuous over Two Spans," *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*. Vol. 3, No. 3, Sept. 1961, pp. 30–70. Also reprinted as PCA Bulletin, D51.

Ketchum, M. A. 1986. *Redistribution of Stresses in Segmentally Erected Prestressed Concrete Bridges*, Report No. UCB/SESM-86/07. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA, May 1986.

Khan, A. A., W. D. Cook, and D. Mitchell. 1996. "Tensile Strength of Low, Medium, and High-Strength Concretes at Early Ages," *ACI Materials Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 93, No. 5, September–October 1996, pp. 487–493.

Kordina, K., and V. Weber. 1984. "Einfluss der Ausbildung unbewehrter Pressfugen auf die Tragfähigkeit von schräger Druckstreben in den Stegen von Segmentbauteilen." In *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. Heft 350, Berlin, Germany.

Koseki, K., and J. E. Breen. 1983. *Exploratory Study of Shear Strength of Joints for Precast Segmental Bridges*, Research Report 258-1. Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, TX, September 1983.

Lehman, D. et al. 2001. "Repair of Severely Damaged Bridge Columns," *ACI Structural Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 98, No. 2, March 2001, pp. 233–242.

Leonhardt, F. 1964. *Prestressed Concrete, Design, and Construction*. Wilhelm Ernest and Sohn: Berlin.

Leonhardt, F. 1987. "Cracks and Crack Control in Concrete Structures." In *IABSE Proceedings*. P109/87, International Association for Bridge and Structural Engineers, Zurich, Switzerland, pp. 25–44.

Loov, R. E. 1988. "A General Equation for the Steel Stress for Bonded Prestressed Tendons," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 33, No. 6, November–December 1988, pp. 108–137.

Loov, R. E., and A. K. Patnaik. 1994. "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface." *PCI Journal*, Vol. 39, No. 1, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, January–February 1994, pp. 48–69. See also "Reader Comments," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 39, No. 5, September–October 1994, pp. 106–109.

Lwin, M., and B. Khaleghi. 1997. "Time-Dependent Prestress Losses in Prestressed Concrete Girders Built of High-Performance Concrete," *Transportation Research Record*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, No. 1594.

Ma, Z., X. Huo, M. K. Tadros, and M. Baishya. 1998. "Restraint Moments in Precast/Prestressed Concrete Continuous Bridges," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 43, No. 6, November–December 1998, pp. 40–56.

- Ma, Z., M. K. Tadros, and M. Baishya. 2000. "Shear Behavior of Pretensioned High-Strength Concrete Bridge I-Girders," *ACI Structural Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 97, No. 1, January–February 2000, pp. 185–192.
- MacGregor, R. J. G. 1989. "Evaluation of Strength and Ductility of the Three-Span Externally Post-Tensioned Box Girder Bridge Model." Ph.D. diss. University of Texas, Austin, TX, August 1989.
- MacGregor, R. J. G., M. E. Kreger, and J. E. Breen. 1989. *Strength and Ductility of a Three-Span Externally Post-Tensioned Bridge Model*, Research Report 365-3F. Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, TX, January 1989.
- Mast, R. F. 1992. "Unified Design Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members," *ACI Structural Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 89, No. 2, March–April 1992, pp. 185–199. See also discussions by R. K. Devalapura and M. K. Tadros, C. W. Dolan and J. V. Loscheider and closure to discussions in Vol. 89, No. 5, September–October 1992, pp. 591–593.
- Mattock, A. H. 1961. "Precast-prestressed Concrete Bridges, 5. Creep and Shrinkage Studies," *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*. Portland Cement Association, Skokie, IL, Vol. 3, No. 2, May 1961, pp. 32–66. Also reprinted as PCA Bulletin, D46.
- Mattock, A. H. 1974. "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane." In Vol. 1, *Shear in Reinforced Concrete*. SP-42. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp.17–42.
- Mattock, A. H. 1987. "Anchorage of Stirrups in a Thin Cast-in-Place Topping," *PCI Journal*, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 32, No. 6, November–December 1987, pp. 70–85.
- Mattock, A. H., L. B. Kriz, and E. Hognestad. 1961. "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *ACI Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 32, No. 8, February 1961, pp. 875–928.
- MCEER/ATC. 2003. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges*, Special Publication No. MCEER-03-SP03. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- McLean, D. I., and C. L. Smith. 1997. *Noncontact Lap Splices in Bridge Column-Shaft Connections*, WA-RD 417.1. Washington State Transportation Center (TRAC), Pullman, WA and Washington State University, Olympia, WA.
- Menn, C. 1990. *Prestressed Concrete Bridges*. Birkhauser Verlag, Basel, Switzerland.
- Miller, R. A., R. Castrodale, A. Mirmiran, and M. Hastak. 2004. *Connection of Simple-Span Precast Concrete Girders for Continuity*, NCHRP Report 519. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- Mirmiran, A., S. Kulkarni, R. Castrodale, R. Miller, and M. Hastak. 2001. "Nonlinear Continuity Analysis of Precast, Prestressed Concrete Girders with Cast-in-Place Decks and Diaphragms," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 46, No. 5, September–October 2001, pp. 60–80.

Naaman, A. E. 1982. *Prestressed Concrete Analysis and Design: Fundamentals*. McGraw Hill, New York, NY, p. 670.

Naaman, A. E. 1985. "Partially Prestressed Concrete: Review and Recommendations," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 30, No. 6, November–December 1985, pp. 30–71.

Naaman, A. E. 1987. "Proposed Revisions to ACI Building Code and Commentary. ACI 318-83." Proposal to ACI Committee 423, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL. First draft March 1987.

Naaman, A. E. 1988. "Partially Prestressed Concrete: Design Methods and Proposed Code Recommendations." In *Proc., International Conference on Partially Prestressed Concrete Structures*. T. Javor, ed. Bratislava, Czechoslovakia, June 1988.

Naaman, A. E. 1989. "Discussion of Loov 1988," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 34, No. 6, November–December 1989, pp. 144–147.

Naaman, A. E. 1990. "A New Methodology for the Analysis of Beams Prestressed with Unbonded Tendons." In *External Prestressing in Bridges*, ACI SP-120. A.E. Naaman and J. Breen, eds. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 339–354.

Naaman, A. E. 1992. "Unified Design Recommendations for Reinforced Prestressed and Partially Prestressed Concrete Bending and Compression Members," *ACI Structural Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 89, No. 2, March–April 1992, pp. 200–210.

Naaman, A. E. 2002. "Rectangular Stress Block and T-Section Behavior," *Open Forum: Problems and Solutions*, *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 47, No. 5, September–October 2002, pp. 106–112.

Naaman, A. E., et al. 1990. "Discussion of Skogman et al. 1988," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 35, No. 2, March–April 1990, pp. 82–89.

Naaman, A. E., and F. M. Alkhairi. 1991. "Stress at Ultimate in Unbonded Prestressing Tendons—Part I: Evaluation of the State-of-the-Art; Part II: Proposed Methodology," *ACI Structural Journal*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, September–October 1991, November–December 1991; respectively.

NCHRP. 2002. *Comprehensive Specification for the Seismic Design of Bridges*, NCHRP Report 472. Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC.

NCHRP. 2006. *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges*, Draft Report NCHRP Project 20-07, Task 193. TRC Imbsen & Associates, Sacramento CA.

Noppakunwijai, P., N. Jongpitakseel, Z. Ma, S. A. Yehia, and M. K. Tadros. 2002. "Pullout Capacity of Non- Prestressed Bent Strands for Prestressed Concrete Girders," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 47, No. 4, July–August 2002, pp. 90–103.

- Nowak, A.S. and Rakoczy, A.M., "Statistical Parameters for Compressive Strength of Lightweight Concrete," Paper 68, Proceedings, Concrete Bridge Conference, Phoenix, AZ, February 24-25, 2010.
- Nowak, A.S.; Szerszen, M. M.; Szeliga, E.K.; Szwed, A., and Podhorecki, P.J., Reliability-Based Calibration for Structural Concrete, Phase 3, SN2849, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 2008, 115 pages.
- Nutt, R. 2008. Design Specifications and Commentary for Horizontally Curved Concrete Box-Girder Highway Bridges, NCHRP Report 620. Transportation Research Board, Washington, DC.
- O'Connor, C. 1971. Design of Bridge Superstructures. Wiley-Interscience, New York, NY, p. 533.
- Ozden, S., 1992. "Behavior of High-Strength Concrete under Strain Gradient." M.A. thesis, University of Toronto, Ontario, Canada, pp. 112–113.
- Paczkowski, P. and Nowak, A. S., "Reliability Models for Shear in Lightweight Reinforced Concrete Bridges," Paper 69, Proceedings, Concrete Bridge Conference, Phoenix, AZ, February 24-25, 2010.
- Pauley, T., and M. J. N. Priestley. 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.
- PCA. 2002. PCA Notes on ACI 318-02 Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications. Portland Cement Association, Skokie, IL.
- PCI. 1975. "Recommendations for Estimating Prestress Losses," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 20, No. 4, July–August 1975.
- PCI. 1978. "Precast Segmental Box Girder Bridge Manual." Post-Tensioning Institute, Phoenix, Arizona, and Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL.
- PCI. 1992. PCI Design Handbook, Fourth Edition. The Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL.
- Podolny, Jr., Walter. 1986. "Evaluation of Transverse Flange Forces Induced by Laterally Inclined Longitudinal Post-Tensioning in Box Girder Bridges," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 31, No. 1, January–February 1986.
- Podolny, J. W. and J. M. Muller. 1982. Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges. Wiley, New York, NY.
- Posten, R. W., R. L. Carrasquillo, and J. E. Breen. 1987. "Durability of Post-Tensioned Bridge Decks," ACI Materials Journal. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, July–August 1987.
- Priestley, M. J. N. 1993. Assessment and Design of Joints for Single-Level Bridges with Circular Columns. Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, CA, February 1993.

Priestley, M. J. N., and R. Park. 1979. "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Bridge Columns." In Proc. of a Workshop on the Earthquake Resistance of Highway Bridges. Applied Technology Council, Berkeley, CA, January 1979.

Priestley, M. J. N., R. Park, and R. T. Potangaroa. 1981. "Ductility of Spirally Confined Concrete Columns," Transactions of the ASCE Structural Division. American Society of Civil Engineers, Washington, DC, Vol. 107, No. ST4, January 1981, pp. 181–202.

Priestley, M. J. N., and J. R. Tao. 1993. "Seismic Response of Precast Prestressed Concrete Frames with Partially Debonded Tendons," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 38, No. 1, January–February 1993, pp. 58–69.

Rabbat, B. G., and M. P. Collins. 1976. "The Computer-Aided Design of Structural Concrete Sections Subjected to Combined Loading." Presented at the Second National Symposium on Computerized Structural Analysis and Design, Washington, DC, March 1976.

Rabbat, B. G., and M. P. Collins. 1978. "A Variable Angle Space Truss Model for Structural Concrete Members Subjected to Complex Loading." In Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, SP55. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 547–587.

Ramirez, G. 1989. "Behavior of Unbonded Post-Tensioning Segmental Beams with Multiple Shear Keys." Masters thesis. University of Texas, Austin, TX, January 1989.

Roberts, C. L. 1990. "Behavior and Design of the Local Anchorage Zone in Post-Tensioned Concrete." Masters thesis. University of Texas, Austin, TX, May 1990.

Roberts, C. L. 1993. "Measurement-Based Revisions for Segmental Bridge Design and Construction Criteria." Ph.D. diss. University of Texas, Austin, TX, December 1993.

Rusch, H., D. Jungwirth, and H. K. Hilsdort. 1983. Creep and Shrinkage. Springer Verlag, New York, NY.

Russell, B. W., and N. H. Burns. 1993. Design Guidelines for Transfer, Development and Debonding for Large Diameter Seven Wire Strands in Pretensioned Concrete Girders. The Texas Center for Transportation Research, Report 1210-5F, Texas Department of Transportation; Federal Highway Administration, Report FHWA/TX-93+1210-5F.

Russell, H., C. Ozyildirim, M. K. Tadros, and R. Miller. 2003. Compilation and Evaluation of Results from High Performance Concrete Bridge Projects. Project DTFH61-00-C-00009 Compact Disc, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Salmons, J. R. 1980. Behavior of Untensioned-Bonded Prestressing Strand. Final Report 77-1, Missouri Cooperative Highway Research Program, Missouri State Highway Department, Jefferson City, MO, June 1980.

Sanders, D. H. 1990. "Design and Behavior of Post-Tensioned Concrete Anchorage Zones." Ph.D. diss. University of Texas, Austin, TX, August 1990.

Schlaich, J., K. Schäfer, M. Jennewein. 1987. "Towards a Consistent Design of Structural Concrete," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 32, No. 3, May–June 1987, pp. 74–151.

Schlaich, J., and H. Scheef. 1982. Concrete Box Girder Bridges. International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland.

Seguirant, S. J. 2002. "Effective Compression Depth of T-Sections at Nominal Flexural Strength." Open Forum: Problems and Solutions, PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 47, No. 1, January–February 2002, pp. 100–105. See also discussion by A. E. Naaman and closure to discussion in Vol. 47, No. 3, May–June 2002, pp. 107–113.

Seguirant, S. J., R. Brice, and B. Khaleghi. 2005. "Flexural Strength of Reinforced and Prestressed Concrete TBeams," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 50, No. 1, January–February 2005, pp. 44–73.

Shahawy, M., and de V Batchelor, B. 1991. Bond and Shear Behavior of Prestressed AASHTO Type II Beams, Progress Report. Structural Research Center, Florida Department of Transportation, February 1991.

Shahawy, M., B. Robinson, and de V Batchelor, B. 1993. An Investigation of Shear Strength of Prestressed Concrete AASHTO Type II Girders, Research Report. Structures Research Center, Florida Department of Transportation, January 1993.

Shioya, T., M. Iguro, Y. Nojiri, H. Akiyama, and T. Okada. 1989. "Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams." In Fracture Mechanics: Applications to Concrete, SP-118. American Concrete Institute, Detroit, MI.

Skogman, B. C., M. K. Tadros, and R. Grasmick. 1988. "Ductility of Reinforced and Prestressed Concrete Flexural Members," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 33, No. 6, November–December 1988, pp. 94–107.

Stone, W. C., and J. E. Breen. 1984. "Behavior of Post-Tensioned Girder Anchorage Zones," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 29, No. 1, January–February 1984, pp. 64–109.

Stone, W. C., and J. E. Breen. 1984. "Design of Post-Tensioned Girder Anchorage Zones," PCI Journal. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 29, No. 2, March–April 1984, pp. 28–61.

Tadros, M. K., N. Al-Omaishi, S. P. Seguirant, and J. G. Gallt. 2003. Prestress Losses in Pretensioned High-Strength Concrete Bridge Girders, NCHRP Report 496. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Tassin, D., B. Dodson, T. Takobayashi, K. Deaprasertwong, and Y. W. Leung. 1995. Computer Analysis and Full-Scale Test of the Ultimate Capacity of a Precast Segmental Box Girder Bridge with Dry Joints and External Tendons. American Segmental Bridge Institute, Phoenix, AZ.

Taylor, A. W., R. B. Rowell, and J. E. Breen. 1990. Design Behavior of Thin Walls in Hollow Concrete Bridge Piers and Pylons, Research Report 1180-1F. Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, TX.

U.S. Government Printing Office. 1981. Concrete Manual, Eighth Edition. Bureau of Reclamation, U.S. Government Printing Office, Washington, DC, p. 627.

Van Landuyt, D. W. 1991. "The Effect of Duct Arrangement on Breakout of Internal Post-Tensioning Tendons in Horizontally Curved Concrete Box-girder Webs," Thesis. University of Texas at Austin.

Vecchio, F. J., and M. P. Collins. 1986. "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *Journal of the American Concrete Institute*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 83, No. 2, pp. 219–231.

Walker, S., and D. L. Bloem. 1960. "Effect of Aggregate Size on Properties of Concrete," *Journal of the American Concrete Institute*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 57, No. 3, September 1960, pp. 283–298.

Walraven, J., J. Fronay, and A. Pruijssers. 1987. "Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 32, No. 1, January–February 1987, pp. 66–84. See also "Reader Comments," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 33, No. 1, January–February 1988, pp. 166–168.

Weigel, J. A., S. J. Seguirant, R. Brice, and B. Khaleghi, B. 2003. "High Performance Precast, Prestressed Concrete Girder Bridges in Washington State," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 48, No. 2, March–April 2003, pp. 28–52.

Weigel, J. A., Seguirant, S. J., Brice, R., and Khaleghi, B. 2003. "High Performance Precast, Prestressed Concrete Girder Bridges in Washington State," *PCI Journal*. Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, Vol. 48, No. 2, March–April 2003, pp. 28–52.

Wollmann, G. P. 1992. *Anchorage Zones in Post-Tensioned Concrete*. University of Texas, Austin, TX, May 1992.

Zia, P., H. K. Preston, N. L. Scott, and E. B. Workman. 1979. "Estimating Prestress Losses," *Concrete International: Design and Construction*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Vol. 1, June 1979, pp. 32–38.



**INTI**

INSTITUTO NACIONAL DE  
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



**CIRSOC**

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS  
REGLAMENTOS NACIONALES DE  
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES