

Sección 5. Estructuras de Hormigón

Sección 5 (SI) - Índice

5.1 ALCANCE	5 - 1
5.2 DEFINICIONES	5 - 2
5.3 SIMBOLOGÍA	5 - 5
5.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	5 - 12
5.4.1 Requisitos generales	5 - 12
5.4.2 Hormigón normal y estructural de baja densidad	5 - 12
5.4.2.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.....	5 - 12
5.4.2.2 COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICA.....	5 - 14
5.4.2.3 CONTRACCIÓN Y FLUENCIA LENTA.....	5 - 14
5.4.2.3.1 Requisitos generales	5 - 14
5.4.2.3.2 Fluencia lenta	5 - 15
5.4.2.3.3 Contracción.....	5 - 16
5.4.2.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD.....	5 - 18
5.4.2.5 COEFICIENTE DE POISSON	5 - 18
5.4.2.6 MÓDULO DE ROTURA.....	5 - 18
5.4.2.7 RESISTENCIA A LA TRACCIÓN.....	5 - 19
5.4.3 Acero de las armaduras	5 - 19
5.4.3.1 REQUISITOS GENERALES.....	5 - 19
5.4.4.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD.....	5 - 19
5.4.4.3 APLICACIONES ESPECIALES	5 - 19
5.4.4 Acero de pretensado	5 - 19
5.4.4.1 REQUISITOS GENERALES.....	5 - 19
5.4.4.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD.....	5 - 20
5.4.5 Dispositivos de anclaje y acoplamiento para postesado	5 - 21
5.4.6 Vainas	5 - 22
5.4.6.1 REQUISITOS GENERALES.....	5 - 22
5.4.6.2 TAMAÑO DE LAS VAINAS.....	5 - 22
5.4.6.3 VAINAS EN BLOQUES DESVIADORES.....	5 - 22
5.5 ESTADOS LÍMITES	5 - 23
5.5.1 Requisitos generales	5 - 23
5.5.2 Estado Límite de Servicio	5 - 23
5.5.3 Estado Límite de Fatiga	5 - 23
5.5.3.1 REQUISITOS GENERALES.....	5 - 23
5.5.3.2 BARRAS DE ARMADURA.....	5 - 24
5.5.3.3 TENDONES DE PRETENSADO	5 - 24
5.5.3.4 EMPALMES MECÁNICOS O SOLDADOS EN LAS ARMADURAS.....	5 - 25
5.5.4 Estado Límite de Resistencia	5 - 26
5.5.4.1 REQUISITOS GENERALES.....	5 - 26
5.5.4.2 FACTORES DE RESISTENCIA	5 - 26
5.5.4.2.1 Construcción convencional	5 - 26
5.5.4.2.2 Construcción por segmentos	5 - 27
5.5.4.2.3 Requisitos especiales para Zonas Sísmicas 3 y 4	5 - 28
5.5.4.3 ESTABILIDAD	5 - 28
5.5.5 Estado Límite correspondiente a Evento Extremo	5 - 29
5.6 CONSIDERACIONES DE DISEÑO	5 - 29
5.6.1 Requisitos generales	5 - 29
5.6.2 Efectos de las deformaciones impuestas	5 - 29
5.6.3 Modelo de bielas y tirantes	5 - 29
5.6.3.1 REQUISITOS GENERALES.....	5 - 29

5.6.3.2	MODELADO DE LAS ESTRUCTURAS.....	5 - 30
5.6.3.3	DIMENSIONAMIENTO DE LAS BIELAS COMPRIMIDAS.....	5 - 32
5.6.3.3.1	Resistencia de una biela no armada.....	5 - 32
5.6.3.3.2	Área efectiva de la sección transversal de una biela.....	5 - 32
5.6.3.3.3	Tensión de compresión limitante en una biela.....	5 - 33
5.6.3.3.4	Biela armada.....	5 - 34
5.6.3.4	DIMENSIONAMIENTO DE LOS TIRANTES TRACCIONADOS.....	5 - 34
5.6.3.4.1	Resistencia de un tirante.....	5 - 34
5.6.3.4.2	Anclaje de un tirante.....	5 - 35
5.6.3.5	DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZONAS NODALES.....	5 - 35
5.6.3.6	ARMADURA PARA LIMITAR LA FISURACIÓN.....	5 - 35
5.7	DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CARGA AXIAL.....	5 - 36
5.7.1	Hipótesis para los Estados Límites de Servicio y Fatiga.....	5 - 36
5.7.2	Hipótesis para los Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo.....	5 - 36
5.7.2.1	REQUISITOS GENERALES.....	5 - 36
5.7.2.2	DISTRIBUCIÓN RECTANGULAR DE LAS TENSIONES.....	5 - 37
5.7.3	Elementos solicitados a flexión.....	5 - 38
5.7.3.1	TENSIÓN EN EL ACERO DE PRETENSADO A LA RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN.....	5 - 38
5.7.3.1.1	Componentes con tendones adherentes.....	5 - 38
5.7.3.1.2	Componentes con tendones no adherentes.....	5 - 39
5.7.3.2	RESISTENCIA A LA FLEXIÓN.....	5 - 40
5.7.3.2.1	Resistencia a la flexión de diseño.....	5 - 40
5.7.3.2.2	Secciones con alas.....	5 - 41
5.7.3.2.3	Secciones rectangulares.....	5 - 42
5.7.3.2.4	Otras secciones transversales.....	5 - 43
5.7.3.3	LÍMITES PARA LAS ARMADURAS.....	5 - 43
5.7.3.3.1	Armadura máxima.....	5 - 43
5.7.3.3.2	Armadura mínima.....	5 - 44
5.7.3.4	LIMITACIÓN DE LA FISURACIÓN MEDIANTE DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA.....	5 - 44
5.7.3.5	REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS.....	5 - 47
5.7.3.6	DEFORMACIONES.....	5 - 47
5.7.3.6.1	Requisitos generales.....	5 - 47
5.7.3.6.2	Flechas y contraflechas.....	5 - 47
5.7.3.6.3	Deformación axial.....	5 - 49
5.7.4	Elementos comprimidos.....	5 - 49
5.7.4.1	REQUISITOS GENERALES.....	5 - 49
5.7.4.2	LÍMITES PARA LA ARMADURA.....	5 - 50
5.7.4.3	EVALUACIÓN APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE LA ESBELTEZ.....	5 - 51
5.7.4.4	RESISTENCIA AXIAL DE DISEÑO.....	5 - 52
5.7.4.5	FLEXIÓN BIAIXIAL.....	5 - 53
5.7.4.6	ESPIRALES Y ZUNCHOS.....	5 - 54
5.7.4.7	ELEMENTOS COMPRIMIDOS DE SECCIÓN RECTANGULAR HUECA.....	5 - 55
5.7.4.7.1	Relación de esbeltez de las paredes.....	5 - 55
5.7.4.7.2	Limitaciones para la aplicación del método del bloque rectangular de tensiones.....	5 - 55
5.7.4.7.2a	<i>Requisitos generales.....</i>	<i>5 - 55</i>
5.7.4.7.2b	<i>Método refinado para ajustar el límite de máxima deformación utilizable.....</i>	<i>5 - 56</i>
5.7.4.7.2c	<i>Método aproximado para ajustar la resistencia de diseño.....</i>	<i>5 - 56</i>
5.7.5	Apoyo.....	5 - 57
5.7.6	Elementos traccionados.....	5 - 57
5.7.6.1	RESISTENCIA DE DISEÑO A LA TRACCIÓN.....	5 - 57
5.7.6.2	RESISTENCIA A LA COMBINACIÓN DE TRACCIÓN Y FLEXIÓN.....	5 - 58
5.8	CORTE Y TORSIÓN.....	5 - 58
5.8.1	Procedimientos de diseño.....	5 - 58
5.8.1.1	REGIONES SOLICITADAS A FLEXIÓN.....	5 - 58

5.8.1.2	REGIONES PRÓXIMAS A DISCONTINUIDADES	5 - 58
5.8.1.3	REGIONES DE INTERFASE	5 - 59
5.8.1.4	LOSAS Y ZAPATAS	5 - 59
5.8.2	Requisitos generales	5 - 59
5.8.2.1	REQUISITOS GENERALES.....	5 - 59
5.8.2.2	MODIFICACIONES PARA HORMIGÓN DE BAJA DENSIDAD	5 - 60
5.8.2.3	LONGITUDES DE TRANSFERENCIA Y DESARROLLO	5 - 60
5.8.2.4	REGIONES QUE REQUIEREN ARMADURA TRANSVERSAL	5 - 61
5.8.2.5	ARMADURA TRANSVERSAL MÍNIMA	5 - 61
5.8.2.6	TIPOS DE ARMADURA TRANSVERSAL.....	5 - 61
5.8.2.7	MÁXIMA SEPARACIÓN DE LA ARMADURA TRANSVERSAL	5 - 62
5.8.2.8	REQUISITOS DE DISEÑO Y DETALLADO.....	5 - 63
5.8.3	Modelo de diseño por secciones	5 - 63
5.8.3.1	REQUISITOS GENERALES.....	5 - 63
5.8.3.2	SECCIONES PRÓXIMAS A LOS APOYOS	5 - 63
5.8.3.3	RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE.....	5 - 64
5.8.3.4	DETERMINACIÓN DE β Y θ	5 - 65
5.8.3.4.1	Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas	5 - 65
5.8.3.4.2	Procedimiento general	5 - 65
5.8.3.5	ARMADURA LONGITUDINAL.....	5 - 71
5.8.3.6	SECCIONES SOLICITADAS A COMBINACIONES DE CORTE Y TORSIÓN	5 - 72
5.8.3.6.1	Armadura transversal.....	5 - 72
5.8.3.6.2	Resistencia a la torsión.....	5 - 72
5.8.3.6.3	Armadura longitudinal	5 - 74
5.8.4	Transferencia de corte en las interfases - Corte por fricción	5 - 74
5.8.4.1	REQUISITOS GENERALES.....	5 - 74
5.8.4.2	COHESIÓN Y FRICCIÓN	5 - 76
5.8.5	Resistencia al corte directo de las uniones secas	5 - 77
5.9	PRETENSADO Y PRETENSADO PARCIAL	5 - 78
5.9.1	Consideraciones generales de diseño	5 - 78
5.9.1.1	REQUISITOS GENERALES.....	5 - 78
5.9.1.2	RESISTENCIAS ESPECIFICADAS DEL HORMIGÓN	5 - 78
5.9.1.3	PANDEO	5 - 79
5.9.1.4	PROPIEDADES DE LAS SECCIONES	5 - 79
5.9.1.5	LIMITACIÓN DE LA FISURACIÓN.....	5 - 79
5.9.1.6	TENDONES CON PUNTOS DE QUIEBRE O CURVAS.....	5 - 79
5.9.2	Tensiones debidas a deformaciones impuestas.....	5 - 80
5.9.3	Límites para la tensión en los tendones de pretensado	5 - 80
5.9.4	Límites para la tensión en el hormigón	5 - 81
5.9.4.1	PARA TENSIONES TEMPORARIAS ANTES DE LAS PÉRDIDAS - COMPONENTES TOTALMENTE PRETENSADOS	5 - 81
5.9.4.1.1	Tensiones de compresión	5 - 81
5.9.4.1.2	Tensiones de tracción.....	5 - 81
5.9.4.2	PARA TENSIONES EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DESPUÉS DE LAS PÉRDIDAS - COMPONENTES TOTALMENTE PRETENSADOS	5 - 83
5.9.4.2.1	Tensiones de compresión	5 - 83
5.9.4.2.2	Tensiones de tracción.....	5 - 84
5.9.4.3	COMPONENTES PARCIALMENTE PRETENSADOS	5 - 85
5.9.5	Pérdidas de pretensado	5 - 85
5.9.5.1	PÉRDIDA DE PRETENSADO TOTAL	5 - 85
5.9.5.2	PÉRDIDAS INSTANTÁNEAS	5 - 87
5.9.5.2.1	Acuñaamiento de los anclajes	5 - 87
5.9.5.2.2	Fricción	5 - 87
5.9.5.2.2a	Construcciones pretensadas	5 - 87
5.9.5.2.2b	Construcciones postesadas.....	5 - 87
5.9.5.2.3	Acortamiento elástico.....	5 - 89

5.9.5.2.3a Elementos pretensados	5 - 89
5.9.5.2.3b Elementos postesados	5 - 90
5.9.5.3 ESTIMACIÓN APROXIMADA DE LAS PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO	5 - 91
5.9.5.4 ESTIMACIONES REFINADAS DE LAS PÉRDIDAS DEPENDIENTES DEL TIEMPO	5 - 92
5.9.5.4.1 Requisitos generales	5 - 92
5.9.5.4.2 Contracción	5 - 92
5.9.5.4.3 Fluencia lenta	5 - 93
5.9.5.4.4 Relajación	5 - 93
5.9.5.4.4a Requisitos generales	5 - 93
5.9.5.4.4b En el momento de la transferencia	5 - 93
5.9.5.4.4c Después de la transferencia	5 - 94
5.9.5.5 PÉRDIDAS PARA EL CÁLCULO DE LAS FLECHAS	5 - 95
5.10 DETALLES DE ARMADO	5 - 95
5.10.1 Recubrimiento de hormigón	5 - 95
5.10.2 Ganchos y doblado de la armadura	5 - 95
5.10.2.1 GANCHOS NORMALES	5 - 95
5.10.2.2 GANCHOS SISMORRESISTENTES	5 - 95
5.10.2.3 DIÁMETRO MÍNIMO DE DOBLADO	5 - 96
5.10.3 Separación de la armadura	5 - 96
5.10.3.1 MÍNIMA SEPARACIÓN DE LA ARMADURA	5 - 96
5.10.3.1.1 Hormigón colado in situ	5 - 96
5.10.3.1.2 Hormigón prefabricado	5 - 96
5.10.3.1.3 Múltiples capas de armadura	5 - 97
5.10.3.1.4 Empalmes	5 - 97
5.10.3.1.5 Paquetes de barras	5 - 97
5.10.3.2 MÁXIMA SEPARACIÓN DE LAS BARRAS DE ARMADURA	5 - 97
5.10.3.3 MÍNIMA SEPARACIÓN DE LOS TENDONES Y VAINAS DE PRETENSADO	5 - 97
5.10.3.3.1 Cable de pretensado	5 - 97
5.10.3.3.2 Vainas de postesado rectas en el plano horizontal	5 - 98
5.10.3.3.3 Vainas de postesado curvas	5 - 99
5.10.3.4 MÁXIMA SEPARACIÓN DE LOS TENDONES Y VAINAS DE PRETENSADO EN LOSAS	5 - 99
5.10.3.5 ACOPLAMIENTOS EN TENDONES DE POSTESADO	5 - 99
5.10.4 Confinamiento de los tendones	5 - 100
5.10.4.1 REQUISITOS GENERALES	5 - 100
5.10.4.2 DESVIACIÓN DE LAS VAINAS DE PRETENSADO EN LAS LOSAS	5 - 100
5.10.4.3 EFECTOS DE LOS TENDONES CURVOS	5 - 100
5.10.4.3.1 Solicitaciones en el plano	5 - 100
5.10.4.3.2 Solicitaciones fuera del plano	5 - 102
5.10.5 Apoyo de los tendones externos	5 - 103
5.10.6 Armadura transversal para elementos solicitados a compresión	5 - 103
5.10.6.1 REQUISITOS GENERALES	5 - 103
5.10.6.2 ESPIRALES	5 - 103
5.10.6.3 ESTRIBOS CERRADOS	5 - 104
5.10.7 Armadura transversal para elementos solicitados a flexión	5 - 105
5.10.8 Armadura de contracción y temperatura	5 - 105
5.10.8.1 REQUISITOS GENERALES	5 - 105
5.10.8.2 COMPONENTES DE MENOS DE 1200 mm DE ESPESOR	5 - 105
5.10.8.3 HORMIGÓN MASIVO	5 - 106
5.10.9 Zonas de anclaje postesadas	5 - 107
5.10.9.1 REQUISITOS GENERALES	5 - 107
5.10.9.2 ZONA GENERAL Y ZONA LOCAL	5 - 108
5.10.9.2.1 Requisitos generales	5 - 108
5.10.9.2.2 Zona general	5 - 108
5.10.9.2.3 Zona local	5 - 108
5.10.9.2.4 Responsabilidades	5 - 109
5.10.9.3 DISEÑO DE LA ZONA GENERAL	5 - 109

5.10.9.3.1 Métodos de diseño.....	5 - 109
5.10.9.3.2 Principios de diseño.....	5 - 110
5.10.9.3.3 Dispositivos de anclaje especiales.....	5 - 114
5.10.9.3.4 Anclajes intermedios.....	5 - 114
5.10.9.3.4a Requisitos generales.....	5 - 114
5.10.9.3.4b Armadura adherente en los anclajes intermedios.....	5 - 115
5.10.9.3.4c Armadura para tacos y nervios para anclaje.....	5 - 115
5.10.9.3.5 Diafragmas.....	5 - 116
5.10.9.3.6 Múltiples anclajes en losas.....	5 - 116
5.10.9.3.7 Bloques desviadores.....	5 - 117
5.10.9.4 APLICACIÓN DEL MODELO DE BIELAS Y TIRANTES AL DISEÑO	
DE LA ZONA GENERAL.....	5 - 117
5.10.9.4.1 Requisitos generales.....	5 - 117
5.10.9.4.2 Nodos.....	5 - 119
5.10.9.4.3 Bielas.....	5 - 120
5.10.9.4.4 Tirantes.....	5 - 121
5.10.9.5 ANÁLISIS ELÁSTICO DE TENSIONES.....	5 - 121
5.10.9.6 ANÁLISIS DE TENSIONES Y DISEÑO APROXIMADO.....	5 - 122
5.10.9.6.1 Límites de aplicación.....	5 - 122
5.10.9.6.2 Tensiones de compresión.....	5 - 123
5.10.9.6.3 Fuerzas de desgarramiento por tracción.....	5 - 125
5.10.9.6.4 Fuerzas de tracción en el borde.....	5 - 126
5.10.9.7 DISEÑO DE LAS ZONAS LOCALES.....	5 - 126
5.10.9.7.1 Dimensiones de la zona local.....	5 - 126
5.10.9.7.2 Resistencia de apoyo.....	5 - 127
5.10.9.7.3 Dispositivos de anclaje especiales.....	5 - 129
5.10.10 Zonas de anclaje pretensadas.....	5 - 129
5.10.10.1 RESISTENCIA AL DESGARRAMIENTO DE DISEÑO.....	5 - 129
5.10.10.2 ARMADURA DE CONFINAMIENTO.....	5 - 130
5.10.11 Requisitos para el diseño sismorresistente.....	5 - 130
5.10.11.1 REQUISITOS GENERALES.....	5 - 130
5.10.11.2 ZONA SÍSMICA 1.....	5 - 131
5.10.11.3 ZONA SÍSMICA 2.....	5 - 132
5.10.11.4 ZONAS SÍSMICAS 3 Y 4.....	5 - 132
5.10.11.4.1 Requisitos para columnas.....	5 - 132
5.10.11.4.1a Armadura longitudinal.....	5 - 132
5.10.11.4.1b Resistencia a la flexión.....	5 - 132
5.10.11.4.1c Corte y armadura transversal en columnas.....	5 - 133
5.10.11.4.1d Armadura transversal de confinamiento para las rótulas plásticas.....	5 - 133
5.10.11.4.1e Separación de la armadura transversal de confinamiento.....	5 - 136
5.10.11.4.1f Empalmes.....	5 - 136
5.10.11.4.2 Requisitos para pilares tipo tabique.....	5 - 137
5.10.11.4.3 Conexiones de las columnas.....	5 - 137
5.10.11.4.4 Juntas de construcción en pilares y columnas.....	5 - 138
5.10.12 Armadura para elementos comprimidos de sección rectangular hueca.....	5 - 138
5.10.12.1 REQUISITOS GENERALES.....	5 - 138
5.10.12.2 REPARACIÓN DE LAS ARMADURAS.....	5 - 138
5.10.12.3 ESTRIBOS.....	5 - 139
5.10.12.4 EMPALMES.....	5 - 139
5.10.12.5 ESTRIBOS CERRADOS.....	5 - 139
5.11 DESARROLLO Y EMPALME DE LAS ARMADURAS.....	5 - 139
5.11.1 Requisitos generales.....	5 - 139
5.11.1.1 REQUISITOS BÁSICOS.....	5 - 139
5.11.1.2 ARMADURA DE FLEXIÓN.....	5 - 140
5.11.1.2.1 Requisitos generales.....	5 - 140
5.11.1.2.2 Armadura de momento positivo.....	5 - 141

5.11.1.2.3 Armadura de momento negativo.....	5 - 142
5.11.1.2.4 Uniones resistentes al momento.....	5 - 142
5.11.2 Desarrollo de la armadura	5 - 142
5.11.2.1 BARRAS CONFORMADAS Y ALAMBRE CONFORMADO EN TRACCIÓN	5 - 143
5.11.2.1.1 Longitud de desarrollo en tracción.....	5 - 143
5.11.2.1.2 Factores de modificación que aumentan l_d	5 - 143
5.11.2.1.3 Factores de modificación que reducen l_d	5 - 144
5.11.2.2 BARRAS CONFORMADAS EN COMPRESIÓN.....	5 - 145
5.11.2.2.1 Longitud de desarrollo en compresión	5 - 145
5.11.2.2.2 Factores de modificación	5 - 145
5.11.2.3 PAQUETES DE BARRAS	5 - 145
5.11.2.4 GANCHOS NORMALES EN TRACCIÓN	5 - 146
5.11.2.4.1 Longitud básica de desarrollo de un gancho.....	5 - 146
5.11.2.4.2 Factores de modificación	5 - 146
5.11.2.4.3 Estribos para las barras terminadas en gancho.....	5 - 147
5.11.2.5 MALLA DE ALAMBRE SOLDADA.....	5 - 147
5.11.2.5.1 Malla de alambre conformado.....	5 - 147
5.11.2.5.2 Malla de alambre liso.....	5 - 148
5.11.2.6 ARMADURA DE CORTE.....	5 - 149
5.11.2.6.1 Requisitos generales	5 - 149
5.11.2.6.2 Anclaje de las armaduras conformadas.....	5 - 149
5.11.2.6.3 Anclaje de las armaduras de malla de alambre soldada.....	5 - 149
5.11.2.6.4 Estribos cerrados.....	5 - 150
5.11.3 Desarrollo mediante anclajes mecánicos.....	5 - 150
5.11.4 Desarrollo de los cables de pretensado.....	5 - 151
5.11.4.1 REQUISITOS GENERALES.....	5 - 151
5.11.4.2 CABLES ADHERENTES.....	5 - 151
5.11.4.3 CABLES PARCIALMENTE DESADHERIDOS.....	5 - 151
5.11.5 Empalme de las barras de armadura	5 - 152
5.11.5.1 DETALLADO	5 - 152
5.11.5.2 REQUISITOS GENERALES.....	5 - 152
5.11.5.2.1 Empalmes solapados.....	5 - 152
5.11.5.2.2 Conexiones mecánicas.....	5 - 152
5.11.5.2.3 Empalmes soldados.....	5 - 153
5.11.5.3 EMPALME DE LA ARMADURA SOLICITADA A TRACCIÓN.....	5 - 153
5.11.5.3.1 Empalmes solapados solicitados a tracción.....	5 - 153
5.11.5.3.2 Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a tracción	5 - 154
5.11.5.4 EMPALMES EN TIRANTES TRACCIONADOS.....	5 - 154
5.11.5.5 EMPALME DE LAS BARRAS SOLICITADAS A COMPRESIÓN	5 - 154
5.11.5.5.1 Empalmes solapados solicitados a compresión.....	5 - 154
5.11.5.5.2 Conexiones mecánicas o empalmes soldados solicitados a compresión.....	5 - 155
5.11.5.5.3 Empalmes por contacto a tope	5 - 155
5.11.6 Empalme de las mallas de alambre soldadas	5 - 155
5.11.6.1 EMPALME DE LAS MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRE CONFORMADO SOLICITADAS A TRACCIÓN	5 - 155
5.11.6.2 EMPALME DE LAS MALLAS SOLDADAS DE ALAMBRE LISO SOLICITADAS A TRACCIÓN	5 - 156
5.12 DURABILIDAD.....	5 - 156
5.12.1 Requisitos generales.....	5 - 156
5.12.2 Agregados reactivos - Reacción álcali-sílice.....	5 - 157
5.12.3 Recubrimiento de hormigón.....	5 - 158
5.12.4 Recubrimientos protectores.....	5 - 160
5.12.5 Protección de los tendones de pretensado.....	5 - 160
5.13 SISTEMAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES	5 - 160

5.13.1	Losas de tablero	5 - 160
5.13.2	Diafragmas, vigas de gran altura, ménsulas, cartelas, y resaltos horizontales tipo viga	5 - 160
5.13.2.1	REQUISITOS GENERALES.....	5 - 160
5.13.2.2	DIAFRAGMAS.....	5 - 161
5.13.2.3	DETALLES DE ARMADO PARA VIGAS DE GRAN ALTURA.....	5 - 162
5.13.2.4	MÉNSULAS Y CARTELAS.....	5 - 162
5.13.2.4.1	Requisitos generales.....	5 - 162
5.13.2.4.2	Alternativas al modelo de bielas y tirantes.....	5 - 164
5.13.2.5	RESALTOS HORIZONTALES TIPO VIGA.....	5 - 166
5.13.2.5.1	Requisitos generales.....	5 - 166
5.13.2.5.2	Diseño al corte.....	5 - 167
5.13.2.5.3	Diseño para flexión y fuerza horizontal.....	5 - 167
5.13.2.5.4	Diseño al punzonado.....	5 - 167
5.13.2.5.5	Diseño de la armadura de suspensión.....	5 - 168
5.13.2.5.6	Diseño para los apoyos.....	5 - 170
5.13.3	Zapatas	5 - 170
5.13.3.1	REQUISITOS GENERALES.....	5 - 170
5.13.3.2	CARGAS Y REACCIONES.....	5 - 170
5.13.3.3	FACTORES DE RESISTENCIA.....	5 - 171
5.13.3.4	MOMENTO EN LAS ZAPATAS.....	5 - 171
5.13.3.5	DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA DE MOMENTO.....	5 - 171
5.13.3.6	CORTE EN LOSAS Y ZAPATAS.....	5 - 172
5.13.3.6.1	Secciones críticas para corte.....	5 - 172
5.13.3.6.2	Comportamiento en una dirección.....	5 - 173
5.13.3.6.3	Comportamiento en dos direcciones.....	5 - 173
5.13.3.7	DESARROLLO DE LA ARMADURA.....	5 - 173
5.13.3.8	TRANSFERENCIA DE SOLICITACIONES EN LA BASE DE LAS COLUMNAS.....	5 - 174
5.13.4	Pilotes de hormigón	5 - 174
5.13.4.1	REQUISITOS GENERALES.....	5 - 174
5.13.4.2	EMPALMES.....	5 - 175
5.13.4.3	PILOTES PREFABRICADOS DE HORMIGÓN ARMADO.....	5 - 175
5.13.4.3.1	Dimensiones de los pilotes.....	5 - 175
5.13.4.3.2	Armadura.....	5 - 176
5.13.4.4	PILOTES PREFABRICADOS DE HORMIGÓN PRETENSADO.....	5 - 176
5.13.4.4.1	Dimensiones de los pilotes.....	5 - 176
5.13.4.4.2	Calidad del hormigón.....	5 - 176
5.13.4.4.3	Armadura.....	5 - 176
5.13.4.5	PILOTES COLADOS IN SITU.....	5 - 177
5.13.4.5.1	Dimensiones de los pilotes.....	5 - 177
5.13.4.5.2	Armadura.....	5 - 178
5.13.4.6	REQUISITOS SÍSMICOS.....	5 - 178
5.13.4.6.1	Zona Sísmica 1.....	5 - 178
5.13.4.6.2	Zona Sísmica 2.....	5 - 178
5.13.4.6.2a	Requisitos generales.....	5 - 178
5.13.4.6.2b	Pilotes colados in situ.....	5 - 179
5.13.4.6.2c	Pilotes prefabricados de hormigón armado.....	5 - 179
5.13.4.6.2d	Pilotes prefabricados de hormigón pretensado.....	5 - 179
5.13.4.6.3	Zonas Sísmicas 3 y 4.....	5 - 179
5.13.4.6.3a	Requisitos generales.....	5 - 179
5.13.4.6.3b	Longitud de confinamiento.....	5 - 179
5.13.4.6.3c	Cuantía volumétrica para confinamiento.....	5 - 180
5.13.4.6.3d	Pilotes colados in situ.....	5 - 180
5.13.4.6.3e	Pilotes prefabricados.....	5 - 180
5.14	REQUISITOS SEGÚN LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	5 - 180
5.14.1	Vigas	5 - 180
5.14.1.1	REQUISITOS GENERALES.....	5 - 180

5.14.1.2	VIGAS PREFABRICADAS	5 - 181
5.14.1.2.1	Condiciones anteriores a la puesta en servicio.....	5 - 181
5.14.1.2.2	Dimensiones extremas	5 - 181
5.14.1.2.3	Dispositivos de izaje	5 - 181
5.14.1.2.4	Diseño de los detalles.....	5 - 182
5.14.1.2.5	Resistencia del hormigón.....	5 - 182
5.14.1.2.6	Juntas de construcción transversales	5 - 182
5.14.1.2.6a	Requisitos generales	5 - 182
5.14.1.2.6b	Juntas de construcción totalmente eficientes	5 - 182
5.14.1.2.7	Puentes compuestos de vigas prefabricadas de un solo tramo que se hacen continuas	5 - 183
5.14.1.2.7a	Requisitos generales	5 - 183
5.14.1.2.7b	Armadura.....	5 - 183
5.14.1.2.7c	Grado de continuidad en los diversos estados límites	5 - 183
5.14.1.2.8	Juntas de construcción longitudinales	5 - 184
5.14.1.3	VIGAS TIPO CAJÓN Y VIGAS Te COLADAS IN SITU	5 - 184
5.14.1.3.1	Espesor de las alas y las almas.....	5 - 184
5.14.1.3.1a	Ala superior	5 - 184
5.14.1.3.1b	Ala inferior	5 - 184
5.14.1.3.1c	Alma	5 - 185
5.14.1.3.2	Armadura	5 - 185
5.14.1.3.2a	Armadura de la losa de tablero en vigas tipo cajón y doble Te coladas in situ	5 - 185
5.14.1.3.2b	Armadura de la losa inferior de vigas tipo cajón coladas in situ.....	5 - 185
5.14.2	Construcción por segmentos	5 - 186
5.14.2.1	REQUISITOS GENERALES.....	5 - 186
5.14.2.2	ANÁLISIS DE LOS PUENTES CONSTRUIDOS POR SEGMENTOS	5 - 186
5.14.2.2.1	Requisitos generales	5 - 187
5.14.2.2.2	Análisis correspondiente a la etapa constructiva	5 - 187
5.14.2.2.3	Análisis del sistema estructural definitivo.....	5 - 187
5.14.2.3	DISEÑO.....	5 - 188
5.14.2.3.1	Cargas	5 - 188
5.14.2.3.2	Cargas constructivas	5 - 188
5.14.2.3.3	Combinaciones de cargas constructivas en el Estado Límite de Servicio.....	5 - 189
5.14.2.3.4	Combinaciones de cargas constructivas en los Estados Límites de Resistencia.....	5 - 192
5.14.2.3.5	Efectos térmicos durante la construcción	5 - 192
5.14.2.3.6	Contracción y fluencia lenta.....	5 - 192
5.14.2.3.7	Pérdidas de pretensado.....	5 - 193
5.14.2.3.8	Vainas y anclajes de postesado provisorios	5 - 193
5.14.2.3.8a	Requisitos generales	5 - 194
5.14.2.3.8b	Puentes con vainas internas.....	5 - 194
5.14.2.3.8c	Previsión de ajustes futuros para cargas permanentes o flechas	5 - 194
5.14.2.3.9	Presentación del plan de postesado	5 - 194
5.14.2.3.9a	Requisitos generales	5 - 194
5.14.2.3.9b	Documentación técnica preparada de acuerdo con el Método A.....	5 - 195
5.14.2.3.9c	Documentación técnica preparada de acuerdo con el Método B.....	5 - 195
5.14.2.3.9d	Planos de obra	5 - 196
5.14.2.3.10	Dimensiones y detalles de las secciones transversales tipo viga cajón.....	5 - 196
5.14.2.3.10a	Espesor mínimo de las alas.....	5 - 196
5.14.2.3.10b	Espesor mínimo de las almas.....	5 - 196
5.14.2.3.10c	Longitud en voladizo del ala superior.....	5 - 197
5.14.2.3.10d	Dimensiones globales de la sección transversal	5 - 197
5.14.2.3.11	Diseño sismorresistente	5 - 198
5.14.2.4	TIPOS DE PUENTES POR SEGMENTOS.....	5 - 199
5.14.2.4.1	Requisitos generales	5 - 199
5.14.2.4.2	Detalles para las construcciones con segmentos prefabricados.....	5 - 199
5.14.2.4.3	Detalles para las construcciones con segmentos colados in situ.....	5 - 200
5.14.2.4.4	Construcción por voladizos.....	5 - 201

5.14.2.4.5 Construcción tramo por tramo.....	5 - 201
5.14.2.4.6 Construcción lanzada por tramos	5 - 202
5.14.2.4.6a Requisitos generales	5 - 202
5.14.2.4.6b Solicitaciones debidas a las tolerancias constructivas.....	5 - 202
5.14.2.4.6c Detalles de diseño	5 - 203
5.14.2.4.6d Diseño de los equipos constructivos.....	5 - 204
5.14.2.4.7 Puentes de vigas por segmentos prefabricados	5 - 205
5.14.2.4.7a Requisitos generales	5 - 205
5.14.2.4.7b Armadura de los segmentos	5 - 205
5.14.2.4.7c Uniones.....	5 - 205
5.14.2.4.7d Postesado.....	5 - 205
5.14.2.5 USO DE MÉTODOS CONSTRUCTIVOS ALTERNATIVOS	5 - 206
5.14.2.6 SUBESTRUCTURAS DE LOS PUENTES POR SEGMENTOS.....	5 - 207
5.14.2.6.1 Requisitos generales	5 - 207
5.14.2.6.2 Combinaciones de cargas durante la construcción.....	5 - 208
5.14.2.6.3 Armadura longitudinal de los pilares por segmentos rectangulares huecos prefabricados.....	5 - 208
5.14.3 Arcos	5 - 208
5.14.3.1 REQUISITOS GENERALES.....	5 - 208
5.14.3.2 NERVADURAS DE LOS ARCOS	5 - 208
5.14.4 Superestructuras de losas.....	5 - 209
5.14.4.1 SUPERESTRUCTURAS DE LOSAS MACIZAS COLADAS IN SITU.....	5 - 209
5.14.4.2 SUPERESTRUCTURAS DE LOSAS ALIGERADAS COLADAS IN SITU	5 - 210
5.14.4.2.1 Dimensiones de la sección transversal	5 - 210
5.14.4.2.2 Número mínimo de apoyos.....	5 - 211
5.14.4.2.3 Secciones macizas en los extremos	5 - 211
5.14.4.2.4 Requisitos generales de diseño	5 - 211
5.14.4.2.5 Zonas comprimidas en áreas de momento negativo.....	5 - 212
5.14.4.2.6 Drenaje de los vacíos	5 - 212
5.14.4.3 PUENTES CON TABLEROS DE ELEMENTOS PREFABRICADOS	5 - 212
5.14.4.3.1 Requisitos generales	5 - 212
5.14.4.3.2 Uniones con transferencia de corte	5 - 212
5.14.4.3.3 Uniones con transferencia de corte y flexión	5 - 213
5.14.4.3.3a Requisitos generales	5 - 213
5.14.4.3.3b Diseño	5 - 213
5.14.4.3.3c Postesado.....	5 - 213
5.14.4.3.3d Juntas de construcción longitudinales	5 - 213
5.14.4.3.3e Junta de cierre colada in situ	5 - 213
5.14.4.3.3f Sobrecapa estructural.....	5 - 213
5.14.5 Requisitos adicionales para alcantarillas.....	5 - 214
5.14.5.1 REQUISITOS GENERALES.....	5 - 214
5.14.5.2 DISEÑO A FLEXIÓN	5 - 214
5.14.5.3 DISEÑO AL CORTE DE LAS LOSAS DE LAS ALCANTARILLAS TIPO CAJÓN	5 - 214
REFERENCIAS	5 - 215
APÉNDICE	
A5.1 REQUISITOS GENERALES.....	5 - 221
A5.2 CONSIDERACIONES GENERALES	5 - 221
A5.3 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE VIGAS	5 - 221
A5.4 PUENTES DE LOSA.....	5 - 223
A5.5 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA	5 - 224

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

5.1 ALCANCE

Los requisitos de esta sección se aplican al diseño de componentes de puentes y muros de sostenimiento contruidos de hormigón de densidad normal o de baja densidad y armado con barras de acero y/o cables o barras de pretensado. Los requisitos se basan en resistencias del hormigón comprendidas entre 16 y 70 MPa.

Los requisitos de esta sección combinan y unifican los requisitos para hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado. Se han añadido requisitos para diseño sismorresistente, análisis mediante modelos de bielas y tirantes y diseño de puentes de hormigón contruidos por segmentos y puentes contruidos de elementos prefabricados de hormigón.

5.2 DEFINICIONES

Anclaje – En postesado, dispositivo mecánico usado para anclar el tendón al hormigón; en pretensado, dispositivo usado para anclar el tendón hasta que el hormigón alcanza una resistencia predeterminada y la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón; para barras de armadura, longitud de la armadura, o anclaje o gancho mecánico, o una combinación de estos elementos, en el extremo de una barra para transferir al hormigón la fuerza soportada por la barra.

Taco para anclaje – Área que sobresale del ala, el alma o la unión ala-alma donde se incorporan accesorios para el anclaje de los tendones.

Zona de anclaje – Porción de la estructura donde la fuerza de pretensado se transfiere del dispositivo de anclaje hacia una zona de hormigón localizada, para luego distribuirse más ampliamente hacia la estructura en general.

En el momento de carga – Madurez del hormigón cuando se aplican las cargas. Estas cargas incluyen las fuerzas de pretensado y las cargas permanentes, pero en general no incluyen las sobrecargas.

En el momento de transferencia – Inmediatamente después de transferir la fuerza de pretensado al hormigón.

Tendón adherente – Tendón que está adherido al hormigón, ya sea directamente o por inyección de mortero.

Fuerza de desgarramiento por tracción – Fuerzas de tracción en el hormigón en la proximidad de la transferencia o anclaje de las fuerzas de pretensado.

Hormigón colado in situ – Hormigón que se coloca en el lugar que ocupará definitivamente en la estructura mientras aún está en estado plástico.

Anclajes poco separados – Se considera que los dispositivos de anclaje están poco separados si su separación entre centros no es mayor que 1,5 veces el ancho de los dispositivos de anclaje en la dirección considerada.

Capa de cierre – Capa de hormigón colado in situ usada para conectar dos o más porciones de la estructura coladas con anterioridad.

Construcción compuesta – Componentes de hormigón o componentes de acero y hormigón interconectados de manera que responden a las solicitaciones como si fuerana una unidad.

Recubrimiento de hormigón – Distancia mínima especificada entre la superficie de las barras de armadura, cables, vainas de postesado, anclajes u otros elementos embebidos y la superficie del hormigón.

Confinamiento – Condición en la cual la desintegración del hormigón solicitado a compresión está impedida por el desarrollo de fuerzas laterales y/o circunferenciales tales como las que pueden aportar las armaduras, tubos de acero o compuestos, o estructuras similares adecuadas.

Anclaje de confinamiento – Anclaje para un tendón de postesado que funciona conteniendo el hormigón en la zona de anclaje local mediante armadura especial.

Fluencia lenta – Deformación dependiente del tiempo que sufre el hormigón bajo carga permanente.

Fricción por curvatura – Fricción que se origina cuando un tendón tesado se mueve contra la vaina, debido a la curvatura de la vaina.

Losa de tablero – Losa maciza de hormigón que resiste y distribuye las cargas de rueda hacia los componentes de apoyo.

Descompresión – Etapa en la cual las tensiones de compresión, inducidas por el pretensado, son superadas por las tensiones de tracción.

Componente de gran altura – Componente en el cual la distancia entre el punto de corte 0,0 y la cara del apoyo es menor que $2d$, o componente en el cual una carga que provoca más de un tercio del corte en el apoyo está a una distancia menor que $2d$ a partir de la cara del apoyo.

Bloque desviador – Bloque de hormigón que sobresale de un ala, alma o unión ala-alma usado para controlar la geometría de los tendones externos o para proveer un medio para cambiar la dirección de los mismos.

Longitud de desarrollo – Distancia requerida para desarrollar la resistencia especificada de una barra de armadura o cable de pretensado.

Distancia al borde – Distancia mínima entre el eje de las armaduras u otros elementos embebidos y el borde del hormigón.

Altura efectiva – Altura de un componente efectiva para resistir fuerzas flexionales o de corte.

Pretensión efectiva – Tensión o fuerza remanente en el acero de pretensado una vez ocurridas todas las pérdidas.

Longitud embebida – Longitud de armadura o anclaje que se extiende más allá de una sección crítica en la cual puede haber transferencia de fuerza entre el hormigón y la armadura.

Tendón externo – Tendón de postesado ubicado fuera de la masa de hormigón, por lo general dentro de una viga cajón.

Zona general – Región adyacente a un anclaje de postesado dentro de la cual se distribuye la fuerza de pretensado, generando una distribución de tensiones esencialmente lineal en la sección transversal del componente.

Anclaje intermedio – Anclaje que no está ubicado en la superficie del extremo de un elemento o segmento, usado para tendones que no se extienden en la totalidad de la longitud del elemento o segmento; generalmente en forma de anclajes embebidos, tacos, nervios o cavidades rebajadas.

Tendón interno – Tendón de postesado que se coloca dentro de la masa de hormigón.

Armadura isótropa – Disposición de armadura en la cual las barras son ortogonales y las cuantías en ambas direcciones son iguales.

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

Fuerza de tesado – Fuerza ejercida por el dispositivo que tesa los tendones.

Apoyo de lanzamiento – Apoyos temporarios con bajas características de fricción que se emplean en la construcción de puentes por el método de lanzamiento por tramos.

Nariz de lanzamiento – Dispositivo temporal de acero que se fija a la parte frontal de un puente lanzado por tramos para reducir las solicitaciones en la superestructura durante el lanzamiento.

Hormigón de baja densidad – Hormigón que contiene agregados de baja densidad y cuya densidad secada en aire no es mayor que 1925 kg/m^3 , determinada de acuerdo con ASTM C 567.

Zona local – Volumen de hormigón que rodea un dispositivo de anclaje y que está inmediatamente delante del mismo y que está sujeto a elevadas tensiones de compresión.

Acero de baja relajación – Cable de pretensado en el cual las pérdidas por relajación del acero se han reducido sustancialmente por estiramiento a temperatura elevada.

Hormigón de densidad normal – Hormigón cuya densidad está comprendida entre 2150 y 2500 kg/m^3 .

Cable parcialmente desadherido – Cable de pretensado en el cual una parte de la longitud es adherente, mientras que la longitud restante está impedida de adherirse al hormigón ya sea por medios mecánicos o por medios químicos.

Hormigón parcialmente pretensado – Hormigón en el cual se combinan cables de pretensado y barras de armadura.

Postesado – Método de pretensado en el cual los tendones se tesan una vez que el hormigón alcanza cierta resistencia predeterminada.

Vaina de postesado – Conducto que se usa para proveer un recorrido a los tendones y barras en el hormigón endurecido. Los siguientes tipos de vainas son de uso generalizado:

Vaina rígida – Conducto sin costura cuya rigidez es suficiente para limitar la flecha de una longitud de 6000 mm de conducto apoyado en sus extremos a no más de 25 mm .

Vaina semirrígida – Vaina corrugada de metal o plástico suficientemente rígida como para no poder ser arrollada en bobinas de transporte sin resultar dañada.

Vaina flexible – Vaina que se puede arrollar en bobinas de 1200 mm de diámetro sin resultar dañada.

Elementos prefabricados o premoldeados – Elementos de hormigón colados en un lugar diferente al de su ubicación definitiva en la estructura.

Hormigón pretensado – Componentes de hormigón en los cuales se introducen tensiones y deformaciones mediante la aplicación de fuerzas de pretensado.

Pretensado – Método de pretensado en el cual los cables se tensan antes de colar el hormigón.

Hormigón armado – Hormigón estructural con armadura no pretensada o acero de pretensado en una cantidad mayor que la mínima especificada en este documento.

Armadura – Barras de armadura y/o acero de pretensado.

Relajación – Reducción dependiente del tiempo de la tensión en los tendones de pretensado.

Hormigón de agregados livianos y arena – Tipo de hormigón de baja densidad que contiene agregado grueso de baja densidad y arena fina natural.

Componente formado por segmentos – Componente compuesto por elementos individuales, ya sea colados in situ o prefabricados, postesados de manera conjunta de modo que actúe como una unidad monolítica bajo carga.

Losa – Componente cuyo ancho es como mínimo cuatro veces su altura efectiva.

Dispositivo de anclaje especial – Dispositivo de anclaje cuya capacidad debe ser demostrada a través de un ensayo de aceptación normalizado. La mayor parte de los anclajes multiplano y todos los anclajes de adherencia son Dispositivos de Anclaje Especiales.

Resistencia especificada del hormigón – Resistencia nominal a la compresión del hormigón especificada para la obra y supuesta para el diseño y análisis de estructuras nuevas.

Espiral – Barra o alambre torcido en forma de una hélice cilíndrica.

Resistencia a la tracción por compresión diametral – Resistencia a la tracción del hormigón que se determina mediante un ensayo de compresión diametral realizado de acuerdo con AASHTO T 198 (ASTM C 496).

Rango de tensión – Diferencia algebraica entre las tensiones máxima y mínima provocadas por cargas transitorias.

Hormigón masivo estructural – Cualquier volumen grande de hormigón donde se requieren materiales y procedimientos especiales para considerar la generación de calor de hidratación y el correspondiente cambio de volumen a fin de minimizar la fisuración.

Modelo de bielas y tirantes – Modelo usado fundamentalmente en regiones donde hay concentración de fuerzas y discontinuidades geométricas para determinar la dosificación del hormigón y la cantidad y disposición de las armaduras en base a la idealización de bielas comprimidas en el hormigón, tirantes traccionados en las armaduras y la geometría de los nodos en sus puntos de intersección.

Gradiente de temperatura – Variación de la temperatura del hormigón a lo largo de la sección transversal.

Tendón – Elemento de acero de alta resistencia usado para pretensar el hormigón.

Transferencia – Operación de impartir la fuerza de un dispositivo de anclaje para pretensado al hormigón.

Longitud de transferencia – En un elemento pretensado, longitud en la cual la fuerza de pretensado se transfiere al hormigón mediante adherencia y fricción.

Armadura transversal – Armadura usada para resistir corte, torsión y fuerzas laterales o para confinar el hormigón en un elemento estructural. Los términos “estribos” y “armadura de alma” generalmente se aplican a la armadura transversal de elementos flexionados, mientras que los términos “zunchos,” “estribos cerrados” y “espirales” se aplican a la armadura transversal de elementos comprimidos.

Uniones Tipo A – Uniones coladas in situ de hormigón húmedo y/o resina epoxi, entre unidades prefabricadas.

Uniones Tipo B – Uniones secas entre unidades prefabricadas.

Fricción por desviación de la vaina de pretensado – Fricción provocada por la desviación de la vaina de un tendón respecto de su trazado especificado o previsto.

Resistencia a la fluencia – Resistencia a la fluencia especificada de la armadura.

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

5.3 SIMBOLOGÍA

- A = área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y que está limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres (mm^2); máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es similar al área cargada y concéntrica con la misma y que no se superpone con áreas similares para dispositivos de anclaje adyacentes (mm^2); para construcción por segmentos: peso estático del segmento prefabricado manipulado (N) (5.7.3.4) (5.10.9.7.2) (5.14.2.3.2)
- A_b = área de una barra individual (mm^2); área de apoyo efectiva (mm^2); área neta de una placa de apoyo (mm^2) (5.10.8.2) (5.10.9.6.2) (5.10.9.7.2)
- A_c = área del núcleo de un elemento comprimido con armadura en espiral medida hasta el diámetro exterior del espiral (mm^2) (5.7.4.6)
- A_{cb} = área de la sección transversal que continúa dentro de las prolongaciones de los lados de la placa o taco de anclaje, es decir, el área del taco o nervio no se deberá tomar como parte de la sección transversal (mm^2) (5.10.9.3.4b)
- A_{cp} = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiera (mm^2) (5.8.2.1)
- A_{cs} = sección transversal de una biela de hormigón de un modelo de bielas y tirantes (mm^2) (5.6.3.3.1)
- A_{cv} = área de la sección de hormigón que resiste transferencia de corte (mm^2) (5.8.4.1)
- A_g = área bruta de una sección (mm^2); área bruta de una placa de apoyo (mm^2) (5.5.4.2.1) (5.10.9.7.2)
- A_h = área de armadura de corte paralela a la armadura de tracción por flexión (mm^2) (5.13.2.4.1)
- A_{hr} = área de una rama de una armadura de suspensión en resaltos horizontales tipo viga y vigas Te invertidas (mm^2) (5.13.2.5.5)
- A_l = para construcción por segmentos: respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado (N) (5.14.2.3.2)
- A_k = área de la base de todas las llaves en el plano de falla (mm^2) (5.8.5)
- A_n = sección de armadura en una ménsula o cartela que resiste la fuerza de tracción N_{uc} (mm^2) (5.13.2.4.2)
- A_o = área encerrada por el recorrido del flujo de corte, incluyendo el área de cualquier abertura (mm^2) (5.8.3.6.2)
- A_{oh} = área encerrada por el eje de la armadura transversal de torsión cerrada exterior, incluyendo el área de cualquier abertura que hubiere (mm^2) (5.8.3.6.2)
- A_{ps} = área de acero de pretensado (mm^2) (5.5.4.2.1)
- A_s = área de armadura de tracción no pretensada (mm^2) (5.5.4.2.1)
- A'_s = área de armadura de compresión (mm^2) (5.7.3.1.1)
- A_{sh} = área de la sección transversal de los estribos de columna (mm^2) (5.10.11.4.1d)
- A_{sk} = área de armadura superficial por unidad de altura en una cara lateral (mm^2) (5.7.3.4)
- A_{sm} = área de contacto entre superficies lisas en el plano de falla (mm^2) (5.8.5)
- A_{sp1} = área de la sección transversal de un tendón en el grupo mayor (mm^2) (C5.9.5.2.3b)
- A_{sp2} = área de la sección transversal de un tendón en el grupo menor (mm^2) (C5.9.5.2.3b)
- A_{ss} = área de armadura en una biela de un modelo de bielas y tirantes (mm^2) (5.6.3.3.4)
- A_{st} = área total de armadura longitudinal no pretensada (mm^2) (5.6.3.4.1)
- A_{s-BW} = área de acero en el ancho de banda de la zapata (mm^2) (5.13.3.5)
- A_{s-SD} = área total de acero en la dirección corta de una zapata (mm^2) (5.13.3.5)
- A_t = área de una rama de una armadura transversal de torsión cerrada (mm^2) (5.8.3.6.2)
- A_v = área de armadura transversal en una distancia s (mm^2) (5.8.2.5)
- A_{vf} = área de armadura de corte por fricción (mm^2); área de armadura para corte en la interfase entre los hormigones de la losa y las vigas (mm^2/mm); área total de armadura, incluyendo la armadura de flexión (mm^2) (5.8.4.1) (5.10.11.4.4)
- A_w = área de un alambre individual a desarrollar o empalmar (mm^2) (5.11.2.5.1)
- A_1 = área cargada (mm^2) (5.7.5)

- A_2 = área de la base inferior del mayor tronco de una pirámide, cono o cuña totalmente contenido dentro del apoyo y que tiene como base superior el área cargada y pendientes laterales de 1 vertical en 2 horizontal (mm^2) (5.7.5)
- a = altura del bloque rectangular de tensiones equivalente (mm); ancho de la placa de anclaje (mm); dimensión lateral del dispositivo de anclaje medida de forma paralela a la mayor dimensión de la sección transversal (mm) (5.7.2.2) (5.10.9.3.6) (5.10.9.6.1)
- a_{eff} = dimensión lateral de la superficie de apoyo efectiva medida de forma paralela a la mayor dimensión de la sección transversal (mm) (5.10.9.6.2)
- a_f = distancia entre una carga concentrada y la armadura paralela a la carga (mm) (5.13.2.5.1)
- a_v = tramo de corte: distancia entre una carga concentrada y la cara del apoyo (mm) (5.13.2.4.1)
- b = ancho de la cara comprimida del elemento (mm); dimensión lateral del dispositivo de anclaje medida de forma paralela a la menor dimensión de la sección transversal (mm) (5.7.3.1.1) (5.10.9.6.2)
- b_{eff} = dimensión lateral de la superficie de apoyo efectiva medida de forma paralela a la menor dimensión de la sección transversal (mm) (5.10.9.6.2)
- b_o = perímetro de la sección crítica de losas y zapatas (mm) (5.13.3.6.1)
- b_v = ancho de alma efectivo (mm); ancho de la interfase (mm) (5.8.2.7) (5.8.4.1)
- b_w = ancho de alma o diámetro de una sección circular (mm); ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas (mm) (5.7.3.1.1) (5.8.2.5)
- CE = para construcción por segmentos: equipo de construcción especializado (N) (5.14.2.3.2)
- CLE = para construcción por segmentos: carga longitudinal correspondiente a los equipos de construcción (N) (5.14.2.3.2)
- CLL = para construcción por segmentos: sobrecarga constructiva distribuida (MPa) (5.14.2.3.2)
- CR = pérdida de tensión de pretensado debida a la fluencia lenta del hormigón (MPa) (5.14.2.3.2)
- c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm); coeficiente de cohesión (MPa); recubrimiento de hormigón requerido sobre el acero de las armaduras (mm); separación entre el eje del apoyo y el extremo de la viga (mm) (5.7.2.2) (5.8.4.1) (5.10.9.7.1) (5.13.2.5.2)
- DC = peso de la estructura soportada (n) (5.14.2.3.2)
- DIFF = para construcción por segmentos: carga diferencial (N) (5.14.2.3.2)
- DW = carga permanente sobrepuesta (N) o (N/mm) (5.14.2.3.2)
- d = distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (mm) (5.7.3.4)
- d_b = diámetro nominal de una barra o alambre de armadura o de un cable de pretensado (mm) (5.10.2.1)
- d_{burst} = distancia entre el dispositivo de anclaje y el baricentro de la fuerza de desgarramiento por tracción, T_{burst} (mm) (5.10.9.3.2)
- d_c = espesor del recubrimiento de hormigón medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma (mm); mínimo recubrimiento de hormigón sobre la vaina del tendón, más la mitad del diámetro de la vaina (mm) (5.7.3.4) (5.10.4.3.1)
- d_e = altura efectiva desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura de tracción (mm) (5.7.3.3.1)
- d_f = distancia desde la parte superior del resalto horizontal tipo viga hasta la armadura de compresión (mm) (5.13.2.5.5)
- d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm) (5.7.3.1.1)
- d_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada (mm) (5.7.3.2.2)
- d'_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión (mm) (5.7.3.2.2)
- d_v = altura de corte efectiva (mm) (5.8.2.7)
- E_b = módulo de elasticidad del material de la placa de apoyo (MPa) (5.10.9.7.2)
- E_c = módulo de elasticidad del hormigón (MPa) (5.4.2.4)
- E_{ci} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa) (5.9.5.2.3a)
- E_{eff} = módulo de elasticidad efectivo (MPa) (5.14.2.3.6)

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

- EI = rigidez flexional ($N \cdot mm^2$) (5.7.4.3)
- E_p = módulo de elasticidad de los tendones de pretensado (MPa) (5.4.4.2)
- E_s = módulo de elasticidad de las barras de armadura (MPa) (5.4.3.2)
- e = base de los logaritmos neperianos; excentricidad del dispositivo o grupo de dispositivos de anclaje con respecto al baricentro de la sección transversal; siempre positiva (mm); mínima distancia al borde para los dispositivos de anclaje según las especificaciones del proveedor (mm) (5.9.2) (5.10.9.6.3) (C5.10.9.7.1)
- F = sollicitación calculada usando el módulo de elasticidad instantáneo correspondiente al momento de aplicación de la carga (N) (5.9.2)
- F' = resultante de fuerza reducida que toma en cuenta la fluencia lenta en el tiempo correspondiente al ϕ usado (N) (5.9.2)
- F_ϵ = factor de reducción (5.8.3.4.2)
- F_{u-in} = fuerza de desviación en el plano por unidad de longitud de tendón (N/mm) (5.10.4.3.1)
- F_{u-out} = fuerza de desviación fuera del plano por unidad de longitud de tendón (N/mm) (5.10.4.3.2)
- f_b = tensión en la placa de anclaje en una sección tomada al borde del orificio u orificios en forma de cuña (MPa) (5.10.9.7.2)
- f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa) (5.4.2.1)
- f_{ca} = tensión de compresión en el hormigón delante de los dispositivos de anclaje (MPa) (5.10.9.6.2)
- f_{cb} = tensión de compresión por carga permanente no mayorada en la región detrás del anclaje (MPa) (5.10.9.3.4b)
- f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado, provocada por la fuerza de pretensado ya sea en el momento de la transferencia o del tesado y el peso propio del elemento en las secciones de momento máximo (MPa) (5.9.5.2.3a) (5.9.5.2.3b)
- f'_{ci} = resistencia a la compresión especificada del hormigón en el momento de carga inicial o pretensado (MPa) (5.9.1.2)
- f_{ct} = resistencia media a la compresión diametral del hormigón de agregados de baja densidad (MPa) (5.8.2.2)
- f_{cu} = tensión de compresión limitante del hormigón para diseño mediante modelos de bielas y tirantes (MPa) (5.6.3.3.1)
- f_f = rango de tensión de fatiga admisible (MPa) (5.5.3.2)
- f_{min} = nivel de tensión mínimo algebraico (MPa) (5.5.3.2)
- f_n = tensión de apoyo nominal del hormigón (5.10.9.7.2)
- f_{pc} = tensión de compresión en el hormigón una vez que han ocurrido todas las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste la sobrecarga o en la unión del ala y el alma si el baricentro se encuentra en el ala (MPa); en una sección compuesta, f_{pc} es la tensión de compresión resultante en el baricentro de la sección compuesta o en la unión del ala y el alma si el baricentro se encuentra en el ala, que resulta tanto de las tensiones de pretensado como de los momentos flectores resistidos por el elemento prefabricado actuando por sí solo (MPa) (C5.6.3.5)
- f_{pe} = tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas (MPa) (5.6.3.4.1)
- f_{pj} = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa) (5.9.3)
- f_{po} = tensión en el acero de pretensado cuando la tensión en el hormigón que lo rodea es igual a 0,0 (MPa) (5.8.3.4.2)
- f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado en el momento en el cual se requiere la resistencia nominal del elemento (MPa) (C5.6.3.3.3)
- f_{pt} = tensión en el acero de pretensado inmediatamente después de la transferencia (MPa) (5.9.3)
- f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (MPa) (5.4.4.1)
- f_{py} = resistencia a la fluencia del acero de pretensado (MPa) (5.4.4.1)
- f_r = módulo de rotura del hormigón (MPa) (5.4.2.6)
- f_{sa} = tensión de tracción en la armadura bajo cargas de servicio (MPa) (5.7.3.4)
- f_y = resistencia a la fluencia mínima especificada de las barras de armadura (MPa) (5.5.4.2.1)

f_y	= resistencia a la fluencia mínima especificada de la armadura de compresión (MPa) (5.7.3.1.1)
f_{yh}	= resistencia a la fluencia especificada de la armadura transversal (MPa) (5.7.4.6)
H	= promedio de la humedad relativa ambiente media anual (porcentaje) (5.4.2.3.2)
h	= espesor o altura total de un elemento (mm); dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada (mm) (5.8.2.7) (5.10.9.6.3)
h_c	= dimensión del núcleo de una columna zunchada en la dirección considerada (mm) (5.10.11.4.1d)
h_f	= altura del ala comprimida (mm) (5.7.3.1.1)
h_1	= mayor dimensión lateral de un elemento (mm) (C5.10.9.3.2)
h_2	= menor dimensión lateral de un elemento (mm) (C5.10.9.3.2)
I_{cr}	= momento de inercia de la sección fisurada, transformada a hormigón (mm^4) (5.7.3.6.2)
IE	= para construcción por segmentos: carga dinámica de los equipos (N) (5.14.2.3.2)
I_e	= momento de inercia efectivo (mm^4) (5.7.3.6.2)
I_g	= momento de inercia del área bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico, despreciando las armaduras (mm^4) (5.7.3.6.2)
I_s	= momento de inercia de la armadura respecto del baricentro de la columna (mm^4) (5.7.4.3)
K	= factor de longitud efectiva para elementos comprimidos; coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por mm de tendón) (5.7.4.1) (5.9.5.2.2b)
K_c	= factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie (5.4.2.3.2)
k_f	= factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón (5.4.2.3.2)
k_h	= factor de humedad (5.4.2.3.3)
k_s	= factor de tamaño (5.4.2.3.3)
L	= longitud de tramo (mm); longitud de la placa de apoyo (mm) (5.7.3.1.2) (5.13.2.5.4)
l_a	= longitud embebida adicional en un apoyo o punto de inflexión (mm) (C5.11.1.2.2)
l_c	= extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local, no mayor que el mayor valor entre $1,15a_{\text{eff}}$ ó $1,15b_{\text{eff}}$ (mm); longitud de solape de un empalme solapado (mm) (5.10.9.6.2) (5.11.5.5.1)
l_d	= longitud de desarrollo (mm) (5.11.1.2.1)
l_{db}	= longitud básica de desarrollo para armadura recta a la cual se aplican los factores de modificación para determinar l_d (mm) (5.11.2.1.1)
l_{dh}	= longitud de desarrollo de un gancho normal traccionado medida entre la sección crítica y el extremo exterior del gancho (mm) (5.11.2.4.1)
l_e	= longitud efectiva del tendón (mm); longitud embebida más allá del gancho de estribo normal (mm) (5.7.3.1.2) (5.11.2.6.2)
l_{hb}	= longitud básica de desarrollo de un gancho normal traccionado (mm) (5.11.2.4.1)
l_{hd}	= longitud de desarrollo para malla de alambre conformado (mm) (5.11.2.5.1)
l_i	= longitud de tendón entre anclajes (mm) (5.7.3.1.2)
l_u	= longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido (mm) (5.7.4.1)
M_a	= máximo momento en un elemento en el estado para el cual se calcula la deformación (N·mm) (5.7.3.6.2)
M_c	= momento amplificado usado para dimensionar elementos esbeltos comprimidos (N·mm) (5.7.4.3)
M_{cr}	= momento de fisuración (N·mm) (5.7.3.6.2)
M_n	= resistencia nominal a la flexión (N·mm) (5.7.3.2.1)
M_r	= resistencia a la flexión de diseño de una sección flexionada (N·mm) (5.7.3.2.1)
M_{rx}	= resistencia a la flexión uniaxial de diseño de una sección en la dirección del eje X (N·mm) (5.7.4.5)
M_{ry}	= resistencia a la flexión uniaxial de diseño de una sección en la dirección del eje Y (N·mm) (5.7.4.5)
M_u	= momento mayorado en la sección (N·mm) (C5.6.3.1)
M_{ux}	= componente del momento debido a la carga mayorada en la dirección del eje X (N·mm) (5.7.4.5)
M_{uy}	= componente del momento debido a la carga mayorada en la dirección del eje Y (N·mm) (5.7.4.5)

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

- M_1 = menor momento de extremo en el estado límite de resistencia debido a carga mayorada actuando sobre un elemento comprimido; siempre es positivo (N·mm) (5.7.4.3)
- M_2 = mayor momento de extremo en el estado límite de resistencia debido a carga mayorada actuando sobre un elemento comprimido; es positivo si el elemento se flexiona con una única curvatura y negativo si hay doble curvatura (N·mm) (5.7.4.3)
- m = factor de modificación (5.7.5)
- N = número de tendones de pretensados idénticos (5.9.5.2.3b)
- N_R = resistencia a la tracción de diseño de un par de barras de armadura transversal (N) (5.13.2.3)
- N_s = número de articulaciones de apoyo que cruza el tendón entre anclajes o entre puntos adheridos en forma discreta (5.7.3.1.2)
- N_u = fuerza axial mayorada aplicada; la tracción se considera positiva (N) (5.8.3.4.2)
- N_{uc} = fuerza axial mayorada, normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u ; se considera positiva para tracción y negativa para compresión; incluye los efectos de la fluencia lenta y la contracción (N) (5.13.2.4.1)
- N_1 = número de tendones en el grupo mayor (C5.9.5.2.3b)
- N_2 = número de tendones en el grupo menor (C5.9.5.2.3b)
- n = relación de módulos = E_s/E_c o E_p/E_c ; número de anclajes en una fila; proyección de la placa de base más allá del orificio de cuña o placa de cuña, según corresponda (mm) (5.7.1) (5.10.9.6.2) (5.10.9.7.2)
- P_c = fuerza de compresión permanente neta (N) (5.8.4.1)
- P_n = resistencia axial nominal de una sección (N); resistencia axial nominal de una biela o tirante (N); resistencia de apoyo nominal (N) (5.5.4.2.1) (5.6.3.2) (5.7.5)
- P_o = resistencia axial nominal de una sección para excentricidad 0,0 (N) (5.7.4.5)
- PPR = relación de pretensado parcial (5.5.4.2.1)
- P_r = resistencia axial de diseño de una biela o tirante (N); resistencia de apoyo de diseño de los anclajes (N); resistencia al desgarramiento por tracción de diseño de la zona de anclaje de pretensado provista por la armadura transversal (N) (5.6.3.2) (5.10.9.7.2) (5.10.10.1)
- P_{rx} = resistencia axial de diseño correspondiente a M_{rx} (N) (5.7.4.5)
- P_{rxy} = resistencia axial de diseño para carga biaxial (N) (5.7.4.5)
- P_{ry} = resistencia axial de diseño correspondiente a M_{ry} (N) (5.7.4.5)
- P_s = máxima fuerza de tesado en el anclaje no mayorada (N) (5.10.9.3.4b)
- P_u = sollicitación axial mayorada o fuerza mayorada en el tendón (N); carga mayorada del tendón en un anclaje individual (N) (5.7.4.3) (5.10.9.3.6)
- p_c = perímetro exterior de la sección de hormigón (mm) (5.8.2.1)
- p_h = perímetro del eje de la armadura transversal de torsión cerrada (mm) (5.8.3.6.2)
- R = radio de curvatura del tendón en la ubicación considerada (mm) (5.10.4.3.1)
- r = radio de giro de la sección transversal bruta (mm) (5.7.4.1)
- r/h = relación entre radio de base y altura de las deformaciones transversales (5.5.3.2)
- S = separación entre los centros de los apoyos a lo largo de un resalto horizontal tipo viga (mm) (5.13.2.5.2)
- SH = contracción (5.14.2.3.2)
- s = separación de las barras de armadura (mm); separación de las filas de estribos (mm); separación de los anclajes (mm); separación entre los centros de los anclajes (mm); separación de las barras de armadura de suspensión (mm) (5.8.2.5) (5.8.4.1) (5.10.9.3.6) (5.10.9.6.2) (5.13.2.5.5)
- s_w = separación de los alambres a desarrollar o empalmar (mm) (5.11.2.5.1)
- s_x = parámetro de separación de las fisuras (mm) (C5.8.3.4.2)
- T_{burst} = fuerza de tracción en la zona de anclaje que actúa delante del dispositivo de anclaje y transversal al eje del tendón (N) (5.10.9.6.3)
- T_{cr} = resistencia a la fisuración por torsión (N·mm) (5.8.2.1)
- T_{ia} = fuerza de tracción en las barras de fijación en el anclaje intermedio (N) (5.10.9.3.4b)

- T_n = resistencia nominal a la torsión (N·mm) (5.8.2.1)
 T_r = resistencia a la torsión de diseño provista por un flujo de corte circulatorio (N·mm) (5.8.2.1)
 T_u = momento torsor mayorado (N·mm) (C5.6.3.1)
 T_1 = fuerza de tracción en el borde (N) (5.10.9.3.6)
 T_2 = fuerza de desgarramiento por tracción (N) (5.10.9.3.6)
 t = tiempo (días); espesor de pared (mm); espesor de una sección (mm); espesor medio de una placa de apoyo (mm) (5.4.2.3.2) (5.7.4.7.) (5.10.9.6.2) (5.10.9.7.2)
 t_i = edad del hormigón cuando se aplica inicialmente la carga (días) (5.4.2.3.2)
 U = para construcción por segmentos: desequilibrio de los segmentos (N) (5.14.2.3.2)
 V_c = resistencia nominal al corte provista por las tensiones de tracción del hormigón (N) (5.8.2.4)
 V_n = resistencia nominal al corte de la sección considerada (N) (5.8.2.1)
 V_p = componente de la fuerza efectiva de pretensado en la dirección del corte aplicado; es positiva si se opone al corte aplicado (N) (C5.8.2.3)
 V_r = resistencia al corte de diseño (N) (5.8.2.1)
 V_s = resistencia al corte provista por la armadura de corte (N) (5.8.3.3)
 V_u = resistencia al corte de diseño en la sección (N) (C5.6.3.1)
 v = tensión de corte mayorada (MPa) (5.8.3.4.2)
 W = ancho de la placa de apoyo medida sobre la longitud de una ménsula, cartela o resalto horizontal tipo viga (mm) (C5.13.2.5.1)
 WE = para construcción por segmentos: carga de viento horizontal sobre los equipos (N) (5.14.2.3.2)
 WUP = para construcción por segmentos: fuerza de levantamiento del viento sobre un voladizo (MPa) (5.14.2.3.2)
 X_u = longitud libre de la porción de espesor constante de una pared entre otras paredes o rellenos entre paredes (mm) (5.7.4.7.1)
 W/C = relación agua-cemento (5.12.3)
 x = longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (mm) (5.9.5.2.2b)
 y_c = densidad del hormigón (kg/m^3) (5.4.2.4)
 y_t = distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada (mm) (5.7.3.6.2)
 Z = parámetro para limitación de la fisuración (5.7.3.4)
 α = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal (grados); variación angular total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado (radianes); ángulo de inclinación de la fuerza en un tendón respecto del eje del elemento (grados) (5.8.3.3) (5.9.5.2.2b) (5.10.9.6.3)
 α_n = variación angular total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado (radianes) (5.9.5.2.2b)
 α_s = ángulo entre una biela comprimida y un tirante traccionado adyacente (grados) (5.6.3.3.3)
 α_v = variación angular vertical total del recorrido del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado y el punto investigado (radianes) (5.9.5.2.2b)
 β = factor que se relaciona con el efecto de la deformación longitudinal sobre la capacidad de corte del hormigón, según lo indica la capacidad de transmitir tracción que posee el hormigón fisurado diagonalmente; relación entre el lado largo y el lado corto de una zapata (5.8.3.3) (5.13.3.5) (5.7.3.4)
 β_b = relación entre el área de la armadura cortada y el área total de armadura de tracción en la sección (5.11.1.2.1)
 β_c = relación entre el lado largo y el lado corto del área con carga concentrada o reacción (5.13.3.6.3)
 β_d = relación entre los máximos momentos debidos a carga permanente mayorada y el máximo momento debido a carga total mayorada; siempre es positivo (5.7.4.3)
 β_1 = relación entre la altura de la zona comprimida equivalente solicitada uniformemente supuesta en el estado límite de resistencia y la altura de la zona comprimida real (5.7.2.2)

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

- Δf_{cdp} = variación de la tensión del hormigón en el c.g. del acero de pretensado debida a todas las cargas permanentes, a excepción de la carga permanente que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado (MPa) (5.9.5.4.3)
- Δf_{pA} = pérdida en el acero de pretensado debida al acuíñamiento de los anclajes (MPa) (5.9.5.1)
- Δf_{pCR} = pérdida en el acero de pretensado debida a la fluencia lenta (MPa) (5.9.5.1)
- Δf_{pES} = pérdida en el acero de pretensado debida al acortamiento elástico (MPa) (5.9.5.1)
- Δf_{pF} = pérdida en el acero de pretensado debida a la fricción (MPa) (5.9.5.1)
- Δf_{pR} = pérdida en el acero de pretensado debida a la relajación del acero (MPa) (5.9.5.1)
- Δf_{pR1} = pérdida en el acero de pretensado debida a la relajación del acero en el momento de la transferencia (MPa) (5.9.5.4.4b)
- Δf_{pR2} = pérdida en el acero de pretensado debida a la relajación del acero luego de la transferencia (MPa) (5.9.5.4.4c)
- Δf_{pSR} = pérdida en el acero de pretensado debida a la contracción (MPa) (5.9.5.1)
- Δf_{pT} = pérdida total en el acero de pretensado (MPa) (5.9.5.1)
- ϵ_{cu} = deformación específica de falla del hormigón en compresión (mm/mm) (5.7.3.1.2)
- ϵ_s = deformación específica por tracción en el hormigón fisurado en la dirección del tirante traccionado (mm/mm) (5.6.3.3.3)
- ϵ_{sh} = deformación específica por contracción del hormigón en un momento dado (mm/mm) (5.4.2.3.3)
- ϵ_x = deformación específica longitudinal en la armadura del alma del lado del elemento traccionado por flexión (mm/mm) (5.8.3.4.2)
- ϵ_1 = deformación específica principal por tracción en el hormigón fisurado debida a las cargas mayoradas (mm/mm) (5.6.3.3.3)
- θ = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal (grados) (5.8.3.3)
- θ_s = ángulo que forma una biela comprimida con el eje longitudinal del elemento en un modelo reticulado de una viga (grados) (5.6.3.3.2)
- k = factor de corrección para anclajes poco separados (5.10.9.6.2)
- λ = parámetro usado para determinar el coeficiente de fricción μ (5.8.4.2)
- λ_w = relación de esbeltez de pared para columnas huecas (5.7.4.7.1)
- μ = coeficiente de fricción (5.8.4.1)
- φ = factor de resistencia (5.5.4.2.1)
- φ_w = factor de reducción para columna hueca (5.7.4.7.2)
- ρ_h = relación entre el área de armadura de corte horizontal y el área bruta de hormigón de una sección vertical (5.10.11.4.2)
- ρ_{min} = mínima relación entre la armadura de tracción y el área efectiva de hormigón (5.7.3.3.2)
- ρ_s = relación entre la armadura en espiral y el volumen total del núcleo de la columna (5.7.4.6)
- ρ_v = relación entre la armadura de corte vertical y el área bruta de hormigón de una sección horizontal (5.10.11.4.2)
- $\psi(t, t_i)$ = coeficiente de fluencia lenta – relación entre la deformación específica por fluencia lenta que existe t días después del colado y la deformación específica elástica que se provoca cuando se aplica la carga p_i luego de t_i días después del colado (5.4.2.3.2)

ESPECIFICACIONES

5.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

5.4.1 Requisitos generales

Los diseños se deberían basar en las propiedades de los materiales citadas en este documento y en el uso de materiales que satisfagan las normas para los grados de materiales de construcción especificados en el documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Si se utilizan otros tipos o grados de materiales, antes de iniciar el diseño se deberán establecer sus propiedades, incluyendo la variabilidad estadística. Las propiedades mínimas aceptables y procedimientos de ensayo para estos materiales se deberán especificar en la documentación técnica.

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

5.4.2 Hormigón normal y estructural de baja densidad

5.4.2.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

La documentación técnica deberá indicar la resistencia a la compresión especificada, f'_c , o la clase de hormigón para cada componente.

Los hormigones con resistencias mayores que 70 MPa sólo se deberán usar si se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades. No se deberían utilizar hormigones con resistencias a 28 días menores que 16 MPa en aplicaciones estructurales.

La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa.

Para el hormigón estructural de baja densidad la documentación técnica deberá especificar la densidad secada en aire, la resistencia y cualquier otra propiedad requerida para la aplicación.

COMENTARIO

C5.4.1

De acuerdo con el documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 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 ASTM.

Ocasionalmente se pueden 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 aditivos especiales tales como:

- Vapores de sílice,
- Cementos diferentes a los cementos pórtland o mezclas de cemento hidráulico, y
- Otros tipos de materiales de refuerzo.

En estos casos las propiedades de dichos materiales se deberían establecer por medio de un programa de ensayos especificados.

C5.4.2.1

La resistencia del hormigón usado en obra se debería evaluar en base a probetas cilíndricas producidas, ensayadas y evaluadas de acuerdo con la Sección 8 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Una práctica habitual es que la resistencia especificada se logre 28 días después de la colocación. Para el diseño se pueden asumir otras edades, y también se pueden especificar otras edades para componentes 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 C1 y las correspondientes resistencias especificadas. Las clases de hormigón indicadas en la Tabla C1 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 C1.

La intención de estas clases es la siguiente:

El hormigón de Clase A generalmente se usa para

ESPECIFICACIONES

Para los hormigones de las Clases A, A(AE) y P usados en o sobre agua salada, se deberá especificar que la relación agua cemento no debe ser mayor que 0,45.

Se deberá especificar que la suma de cemento pórtland más otros materiales cementicios no debe ser mayor que 475 kg/m³.

Se deberá especificar hormigón con aire incorporado, designado "AE" en la Tabla C1, si el hormigón estará sujeto a ciclos de congelamiento y deshielo y expuesto a sales anticongelantes, agua de mar u otros ambientes potencialmente perjudiciales.

COMENTARIO

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 usa 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 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.

El hormigón Clase P se usa cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. Para el hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm.

El hormigón Clase S se usa para hormigón colocado bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.

Sólo se deberían usar resistencias superiores a 35 MPa si se verifica que los materiales necesarios para lograr estas resistencias están disponibles.

El hormigón de baja densidad generalmente sólo se usa en situaciones en las cuales el peso resulta un factor crítico.

Al evaluar estructuras existentes puede ser adecuado modificar la 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 debería determinar en base a testigos extraídos en cantidad suficiente para representar el hormigón usado en la obra, de acuerdo con la norma AASHTO T 24 (ASTM C 42).

Existe gran cantidad de evidencia que indica que la durabilidad del hormigón armado expuesto al agua de mar, sales anticongelantes o sulfatos mejora considerablemente si, como lo recomienda ACI 318, se aumenta el recubrimiento sobre las armaduras o si la relación agua-cemento se limita a 0,40. Si con un uso razonable de aditivos los materiales producirán un hormigón trabajable para relaciones agua-cemento menores que las listadas en la Tabla C1, la documentación técnica deberá modificar las recomendaciones de la Tabla C1 de forma acorde.

Las resistencias especificadas indicadas en la Tabla C1 son en general consistentes con las relaciones agua-cemento listadas. Sin embargo, es posible satisfacer la resistencia sin satisfacer la relación agua-cemento y viceversa. Se especifican ambos valores porque la relación agua-cemento es un factor dominante que contribuye tanto a la durabilidad como a la resistencia; simplemente obtener la resistencia necesaria para

ESPECIFICACIONES**COMENTARIO**

satisfacer las hipótesis de diseño no garantiza una durabilidad adecuada.

Tabla C5.4.2.1-1 – Características de las mezclas de hormigón según su Clase

Clase de Hormigón	Contenido mínimo de cemento	Máxima relación agua-cemento	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según ASSHTO M 43 (ASTM D 448)	Resistencia a la compresión a 28 días
	kg/m ³	kg por kg	%	Tamaño aberturas cuadradas (mm)	MPa
A	362	0,49	-	25 a 4,75	28
A(AE)	362	0,45	6,0 ± 1,5	25 a 4,75	28
B	307	0,58	-	50 a 25	17
B(AE)	307	0,55	5,0 ± 1,5	25 a 4,75	17
C	390	0,49	-	12,5 a 4,75	28
C(AE)	390	0,45	7,0 ± 1,5	12,5 a 4,75	28
P	334	0,49	Según se especifica en otras secciones	25 a 4,75 ó 19 a 4,75	Según se especifica en otras secciones
S	390	0,58	-	25 a 4,75	-
Baja densidad	334	Según se especifica en la documentación técnica			

5.4.2.2 COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICA

C5.4.2.2

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

En ausencia de datos más precisos, el coeficiente de expansión térmica se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal: $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, y
- Para hormigón de baja densidad: $9,0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

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 densidad normal puede variar entre $5,4$ y $14,4 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, correspondiendo los valores menores a calizas a mármoles y los valores más elevados a cherts y cuarcitas. Las determinaciones realizadas para hormigones de baja densidad son limitadas. Los coeficientes determinados están en el rango de $7,2$ a $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ y dependen de la cantidad de arena natural empleada.

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

5.4.2.3 CONTRACCIÓN Y FLUENCIA LENTA

5.4.2.3.1 Requisitos generales

C5.4.2.3.1

Los valores de contracción y fluencia lenta especificados aquí y en los Artículos 5.9.5.3 y 5.9.5.4 se deberán usar para determinar los efectos de la contracción y la fluencia lenta sobre la pérdida de fuerza de pretensado en los puentes, a excepción de aquellos construidos por segmentos. Estos valores juntamente con el momento de inercia, según lo especificado en el Artículo 5.7.3.6.2, se pueden usar para determinar los efectos de la contracción y la fluencia lenta sobre las

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 a usar, no se puede esperar que los métodos empíricos a los cuales hacen referencia estas Especificaciones permitan obtener resultados con errores de menos de ± 50 por

ESPECIFICACIONES

deflexiones.

En ausencia de datos más precisos, se puede asumir que los coeficientes de contracción son de 0,0002 luego de 28 días y 0,0005 luego de un año de secado.

Si no hay datos disponibles específicos de la mezcla, la contracción y la fluencia lenta se pueden estimar usando los requisitos de:

- Los Artículos 5.4.2.3.2 y 5.4.2.3.3,
- El Código Modelo CEB-FIP, o
- ACI 209.

Para los puentes construidos por segmentos se deberá hacer una estimación más precisa, incluyendo los efectos de:

- Los materiales específicos,
- Las dimensiones estructurales,
- Las condiciones en el sitio de emplazamiento, y
- Los métodos constructivos.

5.4.2.3.2 Fluencia lenta

El coeficiente de fluencia lenta se puede estimar como:

$$\psi(t, t_i) = 3,5k_c k_f \left(1,58 - \frac{H}{120} \right) t_i^{-0,118} \frac{(t - t_i)^{0,6}}{10,0 + (t - t_i)^{0,6}} \quad (5.4.2.3.2-1)$$

siendo:

$$K_f = \frac{62}{42 + f_c} \quad (5.4.2.3.2-2)$$

donde:

H = humedad relativa (porcentaje)

k_c = factor que considera el efecto de la relación volumen-superficie del componente, especificado en la Figura 1

k_f = factor que considera el efecto de la resistencia del hormigón

t = madurez del hormigón (días)

t_i = edad del hormigón cuando se aplica inicialmente la carga (días)

COMENTARIO

ciento.

C5.4.2.3.2

Los métodos para determinar la fluencia lenta y la contracción especificados en este artículo y en el Artículo 5.4.2.3.3 fueron tomados de Collins y Mitchell (1991). Estos métodos se basan en la recomendación del Comité ACI 209, modificada para reflejar datos adicionales recientemente publicados.

Otras referencias aplicables incluyen Rusch et al. (1983), Bazant y Wittman (1982), y Ghali y Favre (1986).

El coeficiente de fluencia lenta se aplica a la deformación por compresión provocada por cargas permanentes a fin de obtener la deformación 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 las cargas,
- 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 1,5 y 4,0 veces el acortamiento elástico inicial, dependiendo fundamentalmente de la madurez del hormigón en el momento de aplicación de las cargas.

ESPECIFICACIONES

En ausencia de mejor información, H se puede tomar de la Figura 5.4.2.3.3-1.

f_c = resistencia especificada a la compresión a 28 días (MPa)

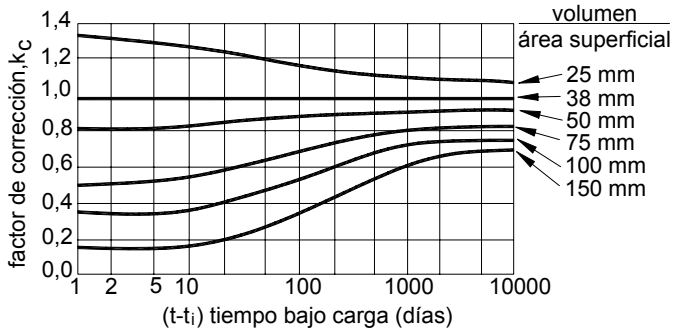


Figura 5.4.2.3.2-1 – Factor k_c para diferentes relaciones volumen-superficie

Para determinar la madurez del hormigón en el momento de aplicación inicial de las cargas, t_i , un día de curado acelerado al vapor o calor radiante se puede tomar igual a siete días de curado normal.

El área superficial usada para determinar la relación volumen-superficie sólo debería incluir el área expuesta a secado atmosférico. En el caso de células con ventilación pobre, para calcular el área superficial sólo se debería usar el 50 por ciento del perímetro interior.

5.4.2.3.3 Contracción

Para los hormigones curados en húmedo libres de agregados con tendencia a la contracción, la deformación específica debida a la contracción, ϵ_{sh} , en el tiempo t se puede tomar como:

$$\epsilon_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{35,0 + t} \right) 0,51 \times 10^{-3} \quad (5.4.2.3.3-1)$$

donde:

t = tiempo de secado (días)

k_s = factor de tamaño especificado en la Figura 2

k_h = factor de humedad especificado en la Figura 1 y la Tabla 1

Si el hormigón curado en húmedo se expone a secado antes de transcurridos cinco días de curado, la contracción determinada mediante la Ecuación 1 se debería incrementar en 20 por ciento.

Para el hormigón curado al vapor libre de agregados con tendencia a la contracción:

COMENTARIO

La Figura 1 se basa en la siguiente ecuación (PCI, 1977):

$$k_c = \left[\frac{t}{26e^{0,0142(V/S)} + t} \right] \left[\frac{1,80 + 1,77e^{0,0213(V/S)}}{2,587} \right] \quad (C5.4.2.3.2-1)$$

La máxima relación V/S considerada para el desarrollo de la Figura 1 y la Ecuación C1 fue de 150 mm.

C5.4.2.3.3

La contracción del hormigón puede variar ampliamente, desde contracción nula si el hormigón está continuamente inmerso en agua hasta 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 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.

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

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

ESPECIFICACIONES

$$\epsilon_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{55,0 + t} \right) 0,56 \times 10^{-3} \quad (5.4.2.3.3-2)$$

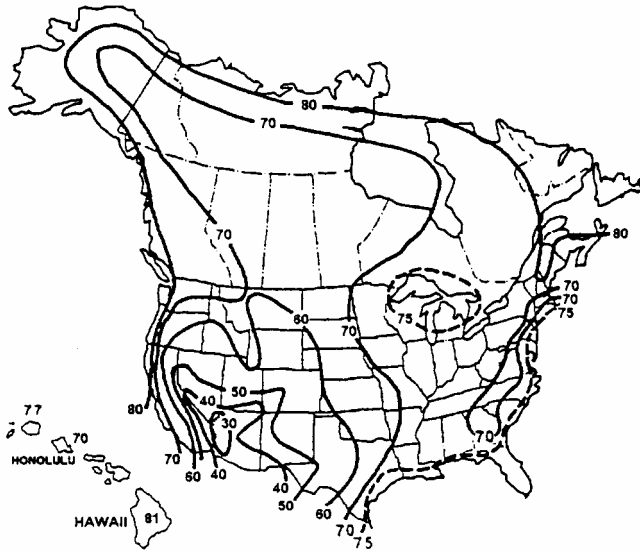


Figura 5.4.2.3.3-1 – Humedad relativa ambiental anual media expresada en porcentaje

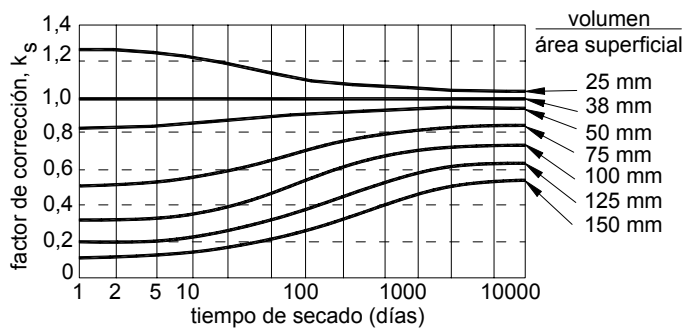


Figura 5.4.2.3.3-2 – Factor k_s para diferentes relaciones volumen-superficie

COMENTARIO

pequeñas probetas del mismo hormigón. Los efectos restrictivos de las armaduras y las acciones compuestas con otros elementos del puente tienden a reducir las variaciones dimensionales en algunos componentes.

La Figura 2 se basa en la siguiente ecuación (PCI, 1977):

$$k_c = \left[\frac{t}{26e^{0,0142(V/S)} + t} \right] \left[\frac{1064 + 3,70(V/S)}{923} \right] \quad (C5.4.2.3.3-1)$$

La máxima relación V/S considerada para el desarrollo de la Figura 2 y la Ecuación C1 fue de 150 mm.

Los valores de la Tabla 1 se pueden aproximar usando las siguientes ecuaciones:

- Para $H < 80\%$:

$$k_h = \frac{140 - H}{70} \quad (C5.4.2.3.3-2)$$

- Para $H \geq 80\%$:

$$k_h = \frac{3(100 - H)}{70} \quad (C5.4.2.3.3-3)$$

ESPECIFICACIONES

Tabla 5.4.2.3.3-1 – Factor k_n para humedad relativa

Humedad relativa ambiente media %	k_n
40	1,43
50	1,29
60	1,14
70	1,00
80	0,86
90	0,43
100	0,00

COMENTARIO

5.4.2.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m³ se puede tomar como:

$$E_c = 0,043 y_c^{1,5} \sqrt{f'_c} \quad (5.4.2.4-1)$$

donde:

y_c = densidad del hormigón (kg/m³)

f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa)

5.4.2.5 COEFICIENTE DE POISSON

A menos que se determine mediante ensayos físicos, se puede asumir que el coeficiente de Poisson es igual a 0,2. El efecto del coeficiente de Poisson se puede despreciar en los componentes que se anticipa estarán sujetos a fisuración.

5.4.2.6 MÓDULO DE ROTURA

A menos que se determine mediante ensayos físicos, el módulo de rotura, f_r , en MPa, se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal: $0,63 \sqrt{f'_c}$
- Para hormigón de agregados livianos y arena:
..... $0,52 \sqrt{f'_c}$
- Para hormigón de agregados de baja densidad:
..... $0,45 \sqrt{f'_c}$

C5.4.2.4

Ver el comentario sobre resistencia especificada en el Artículo 5.4.2.1.

Para hormigón de resistencia normal con $y_c = 2320$ kg/m³, E_c se puede tomar como:

$$E_c = 4800 \sqrt{f'_c} \quad (C5.4.2.4-1)$$

C5.4.2.5

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

C5.4.2.6

Los valores dados pueden no ser conservadores para el caso de fisuración por tracción provocada por contracción restringida, hendidura de las zonas de anclaje y otras fuerzas de tracción similares debidas a efectos diferentes a la flexión. Para estos casos se debería usar la resistencia a la tracción directa.

ESPECIFICACIONES

5.4.2.7 RESISTENCIA A LA TRACCIÓN

La resistencia a la tracción directa se puede determinar ya sea usando el método ASTM C 900 "Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete," o bien el método de resistencia a la tracción por compresión diametral de acuerdo con AASHTO T 198 (ASTM C 496) "Standard Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens."

5.4.3 Acero de las armaduras

5.4.3.1 REQUISITOS GENERALES

Las barras de armadura, el alambre conformado, el alambre estirado en frío, las mallas soldadas de alambre liso y las mallas soldadas de alambre conformado deberán satisfacer los requisitos para materiales especificados en el Artículo 9.2 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Las armaduras deberán ser conformadas, excepto que para espirales, estribos cerrados y mallas de alambre se podrán usar barras lisas o alambre liso.

La resistencia nominal a la fluencia deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán usar resistencias a la fluencia superiores a 520 MPa. La resistencia a la fluencia o grado de las barras o alambres se deberán indicar en la documentación técnica. Sólo se podrán usar barras con resistencias a la fluencia menores que 420 MPa con la aprobación del Propietario.

Si se desea asegurar la ductilidad o se requieren soldaduras, se debería especificar acero que satisfaga los requisitos de ASTM A 706M "Low Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement."

5.4.3.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad del acero de las armaduras, E_s , se asumirá igual a 200.000 MPa.

5.4.3.3 APLICACIONES ESPECIALES

Las armaduras que se han de soldar deberán ser indicadas en la documentación técnica, y además se deberá especificar el procedimiento de soldadura a utilizar.

Las ubicaciones en las cuales se usarán armaduras recubiertas con resina epoxi se deberán identificar en la documentación técnica.

5.4.4 Acero de pretensado

5.4.4.1 REQUISITOS GENERALES

COMENTARIO

C5.4.2.7

Para la mayoría de los hormigones de uso generalizado la resistencia a la tracción directa se puede estimar como $f_r = 0,62 \sqrt{f'_c}$.

C5.4.3.1

Para el diseño sismorresistente se debería considerar el uso de armaduras 706M, ya que su mayor control de calidad limita la sobrerresistencia no intencional.

ESPECIFICACIONES

Los cables de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las siguientes normas para materiales, según lo especificado en AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications:

- AASHTO M 203M (ASTM A 416M) – Uncoated, Seven-Wire, Stress-Relieved Strand for Prestressed Concrete, o
- AASHTO M 275M (ASTM A 722) – Uncoated, High-Strength Steel Bar for Prestressing Concrete.

Para estos aceros la resistencia a la tracción y la resistencia a la fluencia se pueden tomar como se especifica en la Tabla 1.

Tabla 5.4.4.1-1 – Propiedades de los cables y barras de pretensado

Material	Grado o Tipo	Diámetro en mm	Resistencia a la tracción, f_{pu} (MPa)	Resistencia a la fluencia, f_{py} (MPa)
Cable	1725 MPa (Grado 250)	6,35 a 15,24	1725	85% of f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} para cable de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barra	Tipo 1, Lisa	19 a 35	1035	85% de f_{pu}
	Tipo 2, Conformada	15 a 36	1035	80% de f_{pu}

Si la documentación técnica incluye todos los detalles del pretensado, estos documentos deberán indicar el tamaño y el grado o el tipo de acero. Si los planos sólo indican las fuerzas de pretensado y sus puntos de aplicación, la elección del tamaño y tipo de acero quedará a opción del Contratista, sujeto a la aprobación del Ingeniero.

5.4.4.2 MÓDULO DE ELASTICIDAD

En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar como:

para cables: $E_p = 197.000$ MPa, y

para barras: $E_p = 207.000$ MPa.

COMENTARIO**C5.4.4.2**

El módulo de elasticidad sugerido para cables, 197.000 MPa, se basa en datos estadísticos recientes. Este valor es mayor que el que se asumía anteriormente; esto se debe a las características ligeramente diferentes y el uso casi universal de los cables de baja relajación.

Como se ilustra en la Figura C1, no hay un quiebre abrupto en las curvas que indique un límite elástico o punto de fluencia notorio. Para establecer la resistencia a la fluencia generalmente se emplean métodos arbitrarios basados en una deformación específica o medida. Los métodos más habituales son el corrimiento paralelo de 0,2 por ciento y el alargamiento del 1 por ciento.

ESPECIFICACIONES

5.4.5 Dispositivos de anclaje y acoplamiento para postesado

Los dispositivos de anclaje y acoplamiento para los tendones de postesado deberán satisfacer los requisitos del Artículo 10.3.2 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

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

COMENTARIO

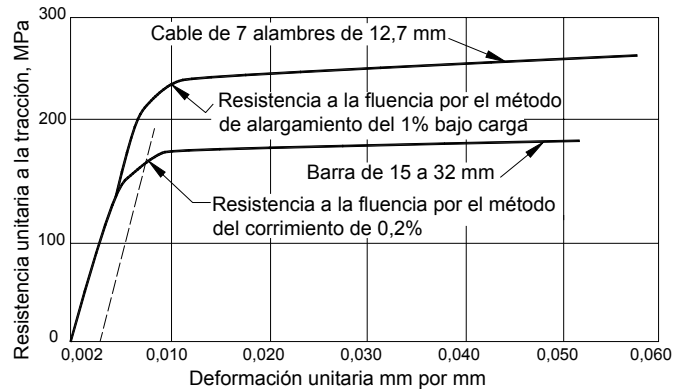


Figura C5.4.4.2-1 – Curva tensión-deformación típica para los aceros de pretensado

C5.4.5

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

A continuación se resumen las características relacionadas con el diseño y el detallado de los dispositivos de anclaje y acoplamiento según dicha norma.

- Los dispositivos de anclaje y acoplamiento deben desarrollar como mínimo 95 por ciento de la mínima resistencia última especificada para el acero de pretensado sin superar el movimiento de acuíñamiento de los anclajes supuesto para el diseño. Los sistemas no adherentes también deberán pasar un ensayo de carga dinámica.
- No se deben usar dispositivos de acoplamiento en puntos de fuerte curvatura de los tendones.
- Sólo se deben utilizar dispositivos de acoplamiento en las ubicaciones indicadas en la documentación técnica 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 dispositivos de anclaje o acoplamiento adherentes en secciones que son críticas en el estado límite de resistencia, la resistencia requerida de los tendones adherentes no debe ser mayor que la resistencia del conjunto del tendón, incluyendo el dispositivo de anclaje o acoplamiento, ensayado en estado no adherente.

ESPECIFICACIONES**5.4.6 Vainas****5.4.6.1 REQUISITOS GENERALES**

Las vainas para tendones deben ser rígidas o semirrígidas, de metal ferroso galvanizado o polietileno, o bien se deberán colar dentro del hormigón usando núcleos removibles.

El radio de curvatura de las vainas para tendones de pretensado no deberá ser menor que 6000 mm, excepto en las áreas de anclaje donde se permitirán radios de 3600 mm.

No se deberán usar vainas de polietileno si el radio de curvatura del tendón es menor que 9000 mm.

Si se emplean vainas de polietileno y los tendones han de ser adherentes, se deberían investigar las características de adherencia entre las vainas de polietileno y el mortero.

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

El máximo intervalo entre los apoyos de las vainas durante la construcción deberá estar indicado en la documentación técnica, y deberá satisfacer los requisitos del Artículo 10.4.1.1 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

5.4.6.2 TAMAÑO DE LAS VAINAS

El diámetro interior de las vainas deberá ser como mínimo 6 mm mayor que el diámetro nominal de un tendón compuesto por una sola barra o cable. Para tendones compuestos por múltiples barras o cables, el área interior de la vaina deberá ser como mínimo 2,0 veces el área neta del acero de pretensado, con una única excepción: si los tendones se han de colocar por el método de enhebrado, el área de la vaina deberá ser como mínimo 2,5 veces la sección neta del acero de pretensado.

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

5.4.6.3 VAINAS EN BLOQUES DESVIADORES**COMENTARIO**

- Las tensiones de apoyo sobre el hormigón debajo de las placas de distribución de los anclajes no deben ser mayores que los límites especificados.
- A menos que en virtud de ensayos anteriores satisfactorios o experiencias previas el Ingeniero decida eliminar esta verificación, la calificación de los dispositivos de anclaje y acoplamiento se debe verificar mediante ensayos.

C5.4.6

Las vainas de polietileno en general se recomiendan para ambientes corrosivos. El Artículo 10.8.2 del documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications contiene requisitos sobre vainas para tendones de pretensado.

Las vainas de polietileno no se deben usar con radios menores de 9000 mm por su menor resistencia a la abrasión cuando se enhebran y tesan los tendones.

Si sólo se ha de permitir un tipo de vaina, la documentación técnica debería indicar el tipo específico de material a utilizar para las mismas.

C5.4.6.2

Generalmente los contratistas colocan los tendones por el método de enhebrado cuando los tendones tienen más de 120.000 mm de longitud.

ESPECIFICACIONES

Las vainas en bloques desviadores deberán ser de acero galvanizado que satisfaga los requisitos de ASTM A 53, Tipo XXX, Grado B. El espesor de pared nominal de la tubería no deberá ser menor que 3 mm.

5.5 ESTADOS LÍMITES

5.5.1 Requisitos generales

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

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

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

5.5.2 Estado límite de servicio

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

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

5.5.3 Estado límite de fatiga

5.5.3.1 REQUISITOS GENERALES

No es necesario investigar la fatiga para losas de tablero de hormigón en aplicaciones multiviga.

En los componentes de hormigón armado y parcialmente pretensado, en las regiones bajo tensión de compresión por carga permanente y tensión de pretensado, sólo se deberá considerar la fatiga si esta tensión de compresión es menor que dos veces la máxima tensión de tracción por sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a fatiga según lo especificado en la Tabla 3.4.1-1 juntamente con los requisitos del Artículo 3.6.1.4.

No es necesario verificar la fatiga de las armaduras en los componentes de hormigón totalmente pretensado diseñados de manera que en Estado Límite de Servicio III la tensión en la fibra extrema traccionada esté dentro del límite de tensión de tracción especificado en el Artículo 5.9.4.2.2b.

COMENTARIO

C5.5.3.1

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 C9.7.2.

Para determinar la necesidad de investigar la fatiga, la Tabla 3.4.1-1 especifica un factor de carga de 0,75 para la sollicitación por sobrecarga resultante del camión de fatiga. El factor 2,0 especificado en este artículo se aplica a la sobrecarga mayorada para un total de 1,50 veces la sollicitación no mayorada debida al camión de fatiga.

El factor de carga para estado límite de fatiga, los factores de distribución para vigas y el incremento por sobrecarga dinámica hacen que la tensión en estado límite de fatiga sea considerablemente menor que el valor correspondiente determinado a partir del Estado Límite de Servicio III. Para componentes de hormigón

ESPECIFICACIONES

Si se requiere considerar la fatiga, el rango de tensión se deberá determinar usando la combinación de cargas correspondiente a fatiga según lo especificado en la Tabla 3.4.1-1.

Las propiedades seccionales a usar en los estudios de fatiga se deberán basar en secciones fisuradas en las cuales la sumatoria de las tensiones, debidas a cargas permanentes no mayoradas y tensiones de pretensado, y 1,5 veces la carga de fatiga da por resultado una tracción y es mayor que $0,25\sqrt{f'_c}$.

5.5.3.2 BARRAS DE ARMADURA

El rango de tensión en armaduras rectas que resulta de la combinación de cargas correspondiente a fatiga, especificada en la Tabla 3.4.1-1, no deberá ser mayor que:

$$f_f = 145 - 0,33f_{\min} + 55\left(\frac{r}{h}\right) \quad (5.5.3.2-1)$$

donde:

f_f = rango de tensión (MPa)

f_{\min} = mínima tensión por sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a fatiga especificada en la Tabla 3.4.1-1, combinada con la tensión más severa debida ya sea a las cargas permanentes o a las cargas permanentes y las cargas externas inducidas por contracción y fluencia lenta; la tracción se considera positiva, la compresión negativa (MPa)

r/h = relación entre radio de base y altura de las deformaciones transversales; si se desconoce el valor real se puede usar 0,3

5.5.3.3 TENDONES DE PRETENSADO

El rango de tensión en los tendones de pretensado no deberá ser mayor que:

- 125 MPa para radios de curvatura mayores que 9000 mm, y

COMENTARIO

totalmente pretensados, la tensión neta en el hormigón es generalmente menor que el límite de tensión de tracción del hormigón especificado en el Artículo 5.9.4.2.2b. 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.

C5.5.3.2

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

C5.5.3.3

Si el radio de curvatura es menor que el indicado, o si es posible que sea necesario considerar el desgaste de los metales provocado por el rozamiento de los tendones contra los retenes, será necesario consultar la literatura para obtener presentaciones más completas que permitan considerar la mayor tensión por flexión en el

ESPECIFICACIONES

- 70 MPa para radios de curvatura no mayores que 3600 mm.

Para radios comprendidos entre 3600 y 9000 mm se puede interpolar linealmente.

5.5.3.4 EMPALMES MECÁNICOS O SOLDADOS EN LAS ARMADURAS

Para las conexiones soldadas o mecánicas sujetas a cargas repetitivas, el rango de tensión, f_f , no deberá ser mayor que la resistencia nominal a la fatiga dada en la Tabla 1.

Tabla 5.5.3.4-1 – Resistencia nominal a la fatiga de un empalme

Tipo de empalme	f_f para más de 1.000.000 de ciclos
Camisa llenada con mortero, con o sin barra recubierta de epoxi	126 MPa
Manguitos de acoplamiento estampados en frío sin extremos roscados, y con o sin barra recubierta de epoxi; acoplamiento forjado de forma integral con roscas recaladas; camisa de acero con una cuña; dispositivo de acoplamiento de una sola pieza con rosca ahusada; y soldadura única a tope directa de ranura en V	84 MPa
Todos los demás tipos de empalmes	28 MPa

Si el número total de ciclos de carga, N_{cyc} , es menor que 1 millón, f_f se puede aumentar en $168(6 - \log N_{cyc})$ en MPa hasta un total no mayor que el valor de f_f dado por la Ecuación 5.5.3.2-1 del Artículo 5.5.3.2. Se pueden usar valores de f_f mayores, hasta el valor dado por la Ecuación 5.5.3.2-1, si se los justifica mediante datos de ensayos de fatiga sobre empalmes iguales a los que se pondrán en servicio.

COMENTARIO

caso de fuerte curvatura, o desgaste, en el desarrollo de rangos de tensión de fatiga admisibles. En las vigas pretensadas convencionales el desgaste normalmente no constituye un problema.

C5.5.3.4

Los datos de ensayo disponibles sobre fatiga y ensayos estáticos indican que cualquier empalme que desarrolla 125 por ciento de la resistencia a la fluencia de la barra soportará un millón de ciclos de un rango de tensión de amplitud constante de 28 MPa. Este límite inferior corresponde al límite inferior para los datos sobre fatiga de empalmes obtenidos en el Proyecto NCHRP 10-35, y también concuerda con el límite de 32 MPa correspondiente a Categoría E de 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 soldaduras inalterables y tolerancias adecuadas para las dimensiones. El comportamiento de fatiga de los empalmes que no cumplen estos requisitos de fabricación e instalación puede no ser satisfactorio. Además, los empalmes diseñados para los requisitos de fuerza inferiores del Artículo 5.11.5.3.2 pueden no tener el mismo comportamiento de fatiga que aquellos empalmes diseñados para el requisito de fuerza mayor. En consecuencia, el requisito de resistencia mínimo indirectamente considera un comportamiento de fatiga mínimo.

El Proyecto NCHRP 10-35 halló que el comportamiento de 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 para cargas repetitivas de más de aproximadamente un millón de ciclos. Los rangos de tensión para más de un millón de ciclos de carga indicados en la tabla del Artículo 5.5.3.4 se basan en límites de tolerancia estadística 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 5 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 existan daños durante el período de diseño de la estructura. Esta es la misma base usada para establecer los requisitos de diseño para fatiga de barras de armadura no empalmadas indicados en el Artículo 5.5.3.2, que se basan en ensayos de fatiga presentados en el Informe NCHRP 164, Fatigue Strength of High-

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

Yield Reinforcing Bars.

5.5.4 Estado Límite de Resistencia

5.5.4.1 REQUISITOS GENERALES

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

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

C5.5.4.1

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

5.5.4.2 FACTORES DE RESISTENCIA

5.5.4.2.1 Construcción convencional

C5.5.4.2.1

El factor de resistencia ϕ se deberá tomar como:

- Para flexión y tracción del hormigón armado0,90
- Para flexión y tracción del hormigón pretensado1,00
- Para corte y torsión:
 - hormigón de densidad normal0,90
 - hormigón de baja densidad0,70
- Para compresión axial con espirales o zunchos: a excepción de lo especificado en el Artículo 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 3 y 4 en el estado límite correspondiente a evento extremo0,75
- Para apoyo sobre hormigón0,70
- Para compresión en modelos de bielas y tirantes0,70
- Para compresión en zonas de anclaje:
 - hormigón de densidad normal0,80
 - hormigón de baja densidad0,65
- Para tracción en el acero en las zonas de anclaje1,00
- Para resistencia durante el hincado de pilotes1,00

Para los elementos comprimidos con flexión, el valor de ϕ se puede incrementar linealmente hasta llegar al valor correspondiente a flexión a medida que la resistencia a carga axial de diseño, ϕP_n , disminuye desde $0,10 f_c A_g$ hasta 0,0.

El factor $\phi = 0,80$ indicado para el hormigón de densidad 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. El factor $\phi = 0,65$ indicado para el hormigón de baja densidad refleja su habitual menor resistencia a la tracción y se basa en los multiplicadores usados en ACI 318-89, Sección 11.2.1.2.

Breen et al. (1994) tratan el diseño de los anclajes intermedios, anclajes, diafragmas y anclajes en múltiples losas.

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

ESPECIFICACIONES

Para componentes parcialmente pretensados en flexión con o sin tensión, los valores de ϕ se pueden tomar como:

$$\phi = 0,90 + 0,10 \text{ (PPR)} \quad (5.5.4.2.1-1)$$

siendo:

$$\text{PPR} = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y} \quad (5.5.4.2.1-2)$$

donde:

PPR = relación de pretensado parcial

A_s = área de la armadura de tracción no pretensada (mm^2)

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm^2)

f_y = resistencia a la fluencia especificada del acero de pretensado (MPa)

Los factores de resistencia no se deberán aplicar a las longitudes de desarrollo y empalme de las armaduras como se especifica en el Artículo 5.11.

5.5.4.2.2 Construcción por segmentos

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

Al seleccionar los factores de resistencia para flexión, ϕ_f , corte y torsión, ϕ_v , y corte en uniones secas, ϕ_j , según lo indicado por los requisitos del Artículo 5.8.5, se deberá considerar tanto el tipo de unión entre segmentos y el grado de adherencia del sistema de postesado. Para que en una sección un tendón se considere totalmente adherente, éste debería estar totalmente desarrollado en dicha sección para una longitud de desarrollo no menor que la requerida por el Artículo 5.11.4. Se pueden permitir longitudes embebidas más cortas si estas longitudes se verifican mediante ensayos a escala real y son aprobadas por el Ingeniero.

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

Las uniones de hormigón colado in situ y las uniones con hormigón fresco o epoxi entre unidades prefabricadas

COMENTARIO

C5.5.4.2.2

Ensayos realizados sobre un modelo a gran escala de un puente continuo de vigas cajón de dos células de tres tramos construido usando segmentos prefabricados con tendones internos totalmente adherentes y uniones de resina epoxi indicaron que la fisuración se distribuye adecuadamente en la totalidad de la longitud de los segmentos. Ninguna de las uniones de resina epoxi se abrieron en el momento de falla, y 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 tendones estaba desarrollada. El modelo poseía un importante grado de ductilidad y la deformación calculada estaba totalmente desarrollada en el momento de la falla. La fisuración por flexión concentrada en las uniones y la falla final sobrevinieron cuando una unión central se abrió de manera considerable y se produjo aplastamiento en la parte superior de la misma. El máximo ϕ de 0,95 se seleccionó en base a estos limitados datos de ensayo.

En ensayos más recientes realizados sobre un modelo de puente de segmentos a gran escala con tendones externos y uniones Tipo A y Tipo B, el resultado obtenido fue una falla por flexión en el tramo con uniones secas para cargas mayoradas de 1,3DL + 6,8 (LL+I), muy superiores a los requisitos de carga mayorada de LRFD AASHTO (MacGregor et al., 1989).

ESPECIFICACIONES

se deberán considerar como uniones Tipo A.

Las uniones secas se deberán considerar como uniones Tipo B.

Tabla 5.5.4.2.2-1 – Factor de resistencia para las uniones en las construcciones por segmentos

	Flexión ϕ_f	Corte ϕ_v	Unión ϕ_j
Hormigón de densidad normal			
Tendones totalmente adherentes: Unión tipo A	0,95	0,90	-
Tendones no adherentes o parcialmente adherentes: Unión Tipo A	0,90	0,85	-
Unión Tipo B	0,85	0,85	0,75
Hormigón de agregados livianos y arena			
Tendones totalmente adherentes: Unión tipo A	0,90	0,70	-
Tendones no adherentes o parcialmente adherentes: Unión Tipo A	0,85	0,65	-
Unión Tipo B	0,80	0,65	0,60

COMENTARIO

Bajo cargas de servicio, las deformaciones fueron de L/6000 para los tramos exteriores y L/7500 para el tramo interior. En Tassin et al. (1995) se informa un ensayo a escala real de un prototipo de tramo construido para el diseño tramo por tramo de un puente carretero en Bangkok con uniones secas y tendones externos. El tramo de 45.250 mm tenía un ancho de tablero de 10.200 mm y estaba compuesto por 14 segmentos. El tramo soportó 112 por ciento de la capacidad pronosticada por la norma AASHTO Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges (primera edición). El aumento de la tensión en los tendones no adherentes en el momento de falla fue de 3890 MPa, en comparación con el valor de 103 MPa permitido por las Especificaciones AASHTO. En el momento de la falla, la flecha a mitad de tramo era de 326 mm. Los factores ϕ para flexión y corte han sido incrementados para reflejar los resultados de los ensayos más recientes mencionados; también se agregó el factor de reducción de la capacidad, ϕ_j , para permitir el cálculo separado de la capacidad de corte de las uniones secas. En la Figura C1 se compara el comportamiento de diferentes tipos de uniones solicitadas a corte, de acuerdo con Koseki y Breen (1983).

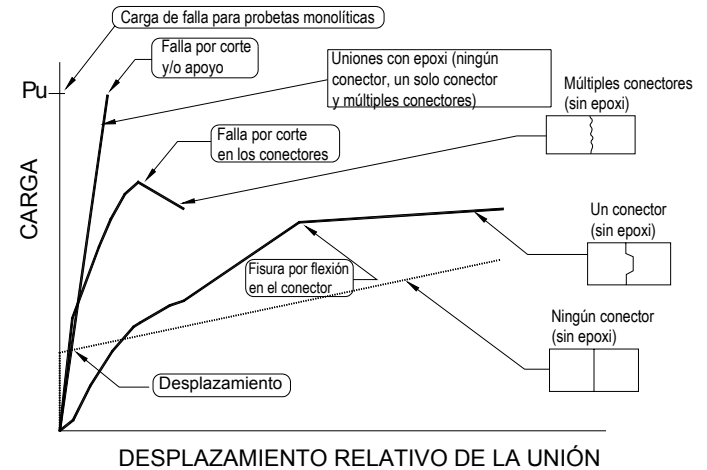


Figura C5.5.4.2.2-1 – Comportamiento de los conectores o llaves de corte

5.5.4.2.3 Requisitos especiales para Zonas Sísmicas 3 y 4

Para las columnas en Zonas Sísmicas 3 y 4 se deberá tomar un factor de resistencia reducido como se especifica en el Artículo 5.10.11.4.1b.

5.5.4.3 ESTABILIDAD

La estructura en su conjunto y sus componentes se deberán diseñar para resistir el deslizamiento, vuelco,

ESPECIFICACIONES

levantamiento y pandeo. En el análisis y diseño se deberán considerar los efectos de la excentricidad de las cargas.

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

5.5.5 Estado Límite correspondiente a Evento Extremo

La estructura en su conjunto y sus componentes se deberán dimensionar para resistir el colapso provocado por los eventos extremos, especificados en la Tabla 3.4.1-1, según corresponda de acuerdo con su ubicación y uso.

5.6 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

5.6.1 Requisitos generales

Los componentes y conexiones se deberán diseñar para resistir las combinaciones de cargas especificadas en la Sección 3 en todas las etapas de la vida de la estructura, incluyendo las correspondientes a la etapa constructiva. Los factores de carga serán como se especifica en la Sección 3.

Como se especifica en la Sección 4, en el análisis se deberá mantener el equilibrio y la compatibilidad de las deformaciones.

5.6.2 Efectos de las deformaciones impuestas

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

5.6.3 Modelo de bielas y tirantes

5.6.3.1 REQUISITOS GENERALES

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

Se debería considerar un modelo de bielas y tirantes para diseñar zapatas y cabezales de pilotes o para otras situaciones en las cuales la distancia entre los centros de la carga aplicada y las reacciones de apoyo es menor que aproximadamente dos veces el espesor del elemento.

COMENTARIO

C5.6.1

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

C5.6.2

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

C5.6.3.1

Si los métodos convencionales basados en la resistencia de los materiales no son aplicables debido a la distribución no lineal de las deformaciones, los modelos de bielas y tirantes pueden ser una herramienta conveniente para aproximar los recorridos de las cargas y solicitaciones en la estructura. De hecho, permiten visualizar los recorridos de las cargas y seleccionar las geometrías necesarias para implementarlos.

Los modelos de bielas y tirantes son una adición reciente en estas Especificaciones. Schlaich et al. (1987) y Collins y Mitchell (1991) contienen información más detallada sobre este método.

El diseño tradicional sección por sección se basa en la hipótesis que la armadura requerida en una sección determinada depende exclusivamente de las solicitaciones mayoradas en la sección, V_u , M_u y T_u , en forma independiente, y no considera la interacción

ESPECIFICACIONES

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

5.6.3.2 MODELADO DE LAS ESTRUCTURAS

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

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

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

donde:

P_n = resistencia nominal de la biela o tirante (N)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2 para tracción o compresión, según corresponda

COMENTARIO

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 variarán 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 C5.6.3.2-1. 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 vez de determinar V_u y M_u en diferentes secciones del tramo, se debería 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.

C5.6.3.2

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 de compresión principales tienden a ser rectas, y se pueden aproximar como bielas rectas comprimidas. Para modelar la armadura principal se usan tirantes traccionados.

En las Figuras C1 y C2 se ilustran modelos 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 puntuales 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 asumen las dimensiones para los elementos, se establece la geometría del reticulado, se determinan las fuerzas en los elementos y se verifican las dimensiones de los elementos.

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

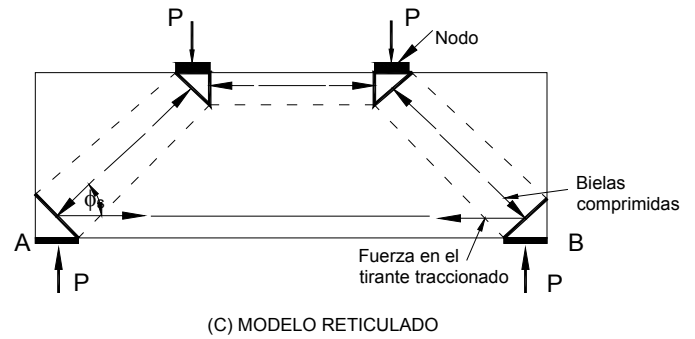
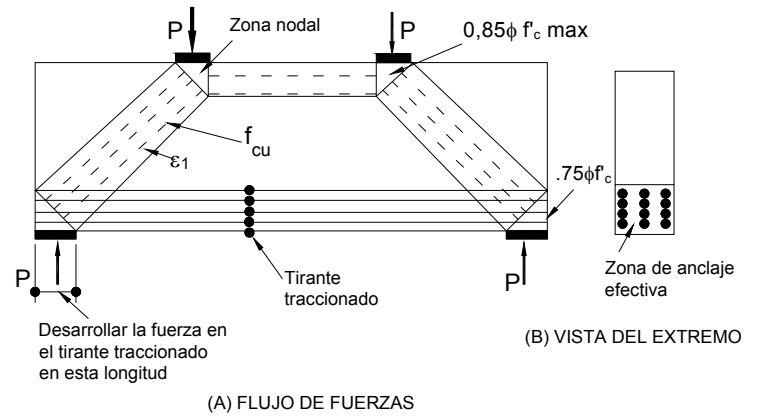


Figura C5.6.3.2-1 – Modelo de bielas y tirantes para una viga de gran altura

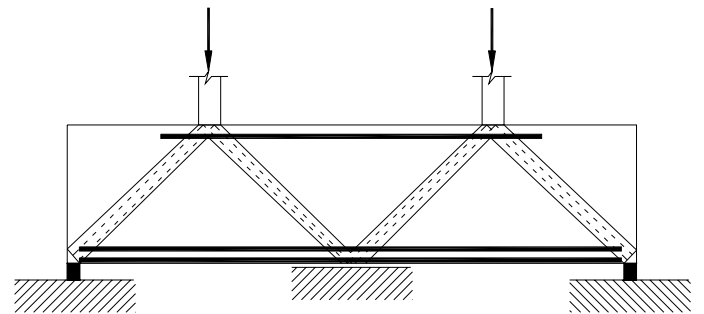


Figura C5.6.3.2-2 – Modelo de bielas y tirantes para una viga de gran altura continua

ESPECIFICACIONES**COMENTARIO****5.6.3.3 DIMENSIONAMIENTO DE LAS BIELAS COMPRIMIDAS****5.6.3.3.1 Resistencia de una biela no armada**

La resistencia nominal de una biela comprimida no armada se deberá tomar como:

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

donde:

P_n = resistencia nominal de una biela comprimida (N)

f_{cu} = tensión de compresión limitante según lo especificado en el Artículo 5.6.3.3.3 (MPa)

A_{cs} = área efectiva de la sección transversal de una biela según lo especificado en el Artículo 5.6.3.3.2 (mm²)

5.6.3.3.2 Área efectiva de la sección transversal de una biela

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

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

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

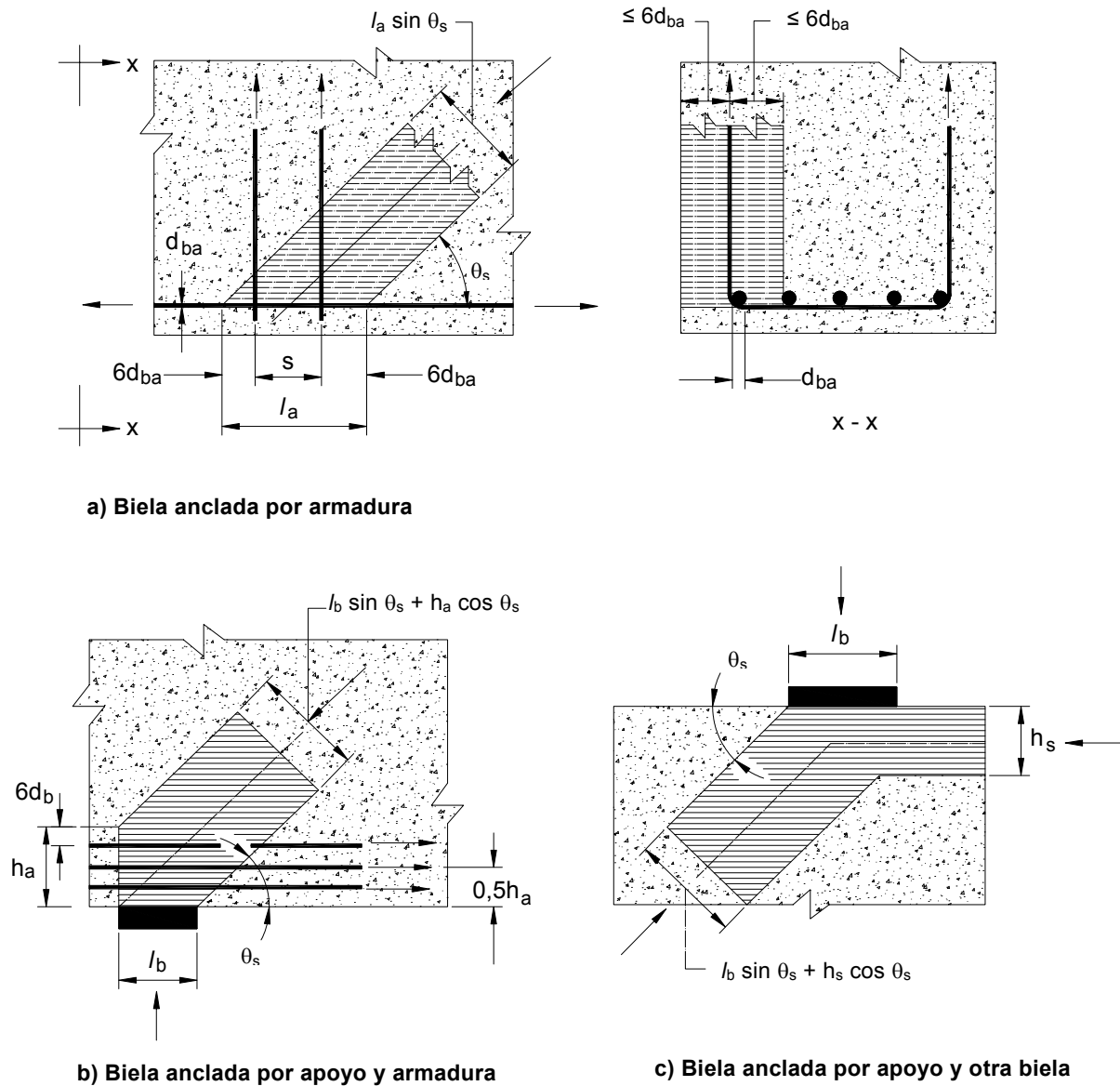


Figura 5.6.3.3.2-1 – Influencia de las condiciones de anclaje sobre el área efectiva de la sección transversal de una biela

ESPECIFICACIONES

5.6.3.3.3 Tensión de compresión limitante en una biela

La tensión de compresión limitante, f_{cu} , se deberá tomar como:

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

siendo:

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

COMENTARIO

C5.6.3.3.3

Si el hormigón no está sujeto a deformaciones principales por tracción mayores que aproximadamente 0,002 puede resistir una compresión de $0,85f'_c$. 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 lo 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.

ESPECIFICACIONES

donde:

α_s = menor ángulo entre la biela comprimida y los tirantes traccionados adyacentes (grados)

ε_s = deformación específica por tracción del hormigón en la dirección del tirante traccionado (mm/mm)

f'_c = resistencia a la compresión especificada (MPa)

5.6.3.3.4 Biela armada

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

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

donde:

A_{ss} = área de la armadura en el tirante (mm²)

5.6.3.4 DIMENSIONAMIENTO DE LOS TIRANTES TRACCIONADOS**5.6.3.4.1 Resistencia de un tirante**

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

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

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

donde:

A_{ss} = área total de la armadura longitudinal de acero no pretensado en el tirante (mm²)

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm²)

COMENTARIO

La expresión para ε_1 se basa en la hipótesis que la deformación por compresión ε_2 en la dirección de la biela es igual a 0,002 y que la deformación por tracción en la dirección del tirante traccionado es igual a ε_s . A medida que disminuye el ángulo entre la biela y el tirante, ε_1 aumenta y por lo tanto disminuye f_{cu} . En el límite, no se permitirían tensiones de compresión en una biela que está superpuesta con un tirante traccionado, es decir para $\alpha_s = 0,0$; esta situación viola la condición de compatibilidad.

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

Si la deformación ε_s es variable en el ancho de la biela se debe usar el valor correspondiente al eje de la biela.

C5.6.3.4.1

La intención del segundo término de la ecuación para P_n es asegurar que el acero de pretensado no llegue a su punto de fluencia, y por lo tanto en cierta medida limita la fisuración. 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 dulce. Si no hay acero dulce, para el segundo término de la ecuación f_y se puede tomar como 420 MPa.

ESPECIFICACIONES

f_y = resistencia a la fluencia de la armadura longitudinal de acero dulce (MPa)

f_{pe} = tensión en el acero de pretensado luego de las pérdidas (MPa)

5.6.3.4.2 Anclaje de un tirante

La armadura de los tirantes traccionados se deberá anclar para transferir la fuerza de tracción a las regiones nodales del reticulado de acuerdo con los requisitos para desarrollo de armaduras especificados en el Artículo 5.11.

5.6.3.5 DIMENSIONAMIENTO DE LAS ZONAS NODALES

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

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

donde:

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

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

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

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

5.6.3.6 ARMADURA PARA LIMITAR LA FISURACIÓN

Las estructuras y componentes o regiones de las mismas, a excepción de las losas y zapatas, diseñadas de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.6.3 deberán

COMENTARIO

C5.6.3.5

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

C5.6.3.6

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

ESPECIFICACIONES

contener una malla ortogonal de barras de armadura próxima a cada cara. La separación de las barras de estas mallas no deberá ser mayor que 300 mm.

La relación entre el área de armadura y el área bruta de hormigón no deberá ser menor que 0,003 en cada dirección.

La armadura para limitar la fisuración ubicada dentro de un tirante traccionado se puede considerar parte de la armadura del tirante traccionado.

5.7 DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CARGA AXIAL**5.7.1 Hipótesis para los Estados Límites de Servicio y Fatiga**

Las siguientes hipótesis se pueden usar en el diseño de componentes de hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado:

- El hormigón pretensado resiste tracción en las secciones no fisuradas, a excepción de lo especificado en el Artículo 5.7.6.
- Las deformaciones en el hormigón varían linealmente, excepto en componentes o regiones de componentes para los cuales la resistencia de materiales convencional no es aplicable.
- La relación de módulos, n , se redondea a la décima más cercana.
- La relación modular no es menor que 6,0.
- Para las cargas permanentes y tensiones de pretensado es aplicable una relación modular efectiva de $2n$.

5.7.2 Hipótesis para los Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo**5.7.2.1 REQUISITOS GENERALES**

La resistencia de diseño de los componentes de hormigón se deberá basar en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones, los factores de resistencia especificados en el Artículo 5.5.4.2 y las siguientes hipótesis:

- En componentes con armadura o acero de pretensado totalmente adherente, o en la longitud

COMENTARIO

posible una significativa redistribución de las tensiones internas.

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.

C5.7.1

El pretensado se trata como parte de la resistencia, excepto en el caso de anclajes y detalles similares, para los cuales el diseño es totalmente función de la fuerza en los tendones y en el Artículo 3.4.3 se 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 estas Especificaciones el factor de carga para estas solicitaciones inducidas se debería tomar como el correspondiente a las cargas permanentes.

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

C5.7.2.1

Se aplica el primer párrafo de C5.7.1.

ESPECIFICACIONES

adherente de cables localmente no adherentes, la deformación es directamente proporcional a la distancia al eje neutro, excepto para los elementos de gran altura, los cuales deberán satisfacer los requisitos del Artículo 5.13.2, y otras regiones perturbadas.

- En componentes con tendones de pretensado total o parcialmente no adherentes, para determinar la tensión en los tendones se considerará la diferencia de deformación entre los tendones y la sección de hormigón y el efecto de las deflexiones sobre la geometría de los tendones.
- Si el hormigón no está confinado, la máxima deformación utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón no es mayor que 0,003.
- Si el hormigón está confinado, se puede usar una deformación utilizable máxima mayor que 0,003 siempre que se la verifique.
- Excepto para los modelos de bielas y tirantes, la tensión en la armadura se basa en una curva tensión-deformación representativa del acero o en una representación matemática aprobada, incluyendo el desarrollo de la armadura y los elementos de pretensado y la transferencia del pretensado.
- Se desprecia la resistencia a la tracción del hormigón.
- Se asume que la relación tensión de compresión-deformación es rectangular, parabólica o de cualquier otra forma que permita predecir la resistencia de manera sustancialmente compatible con los resultados de ensayo.
- Se consideran el desarrollo de la armadura y los elementos de pretensado y la transferencia del pretensado.

En los elementos comprimidos de sección rectangular hueca se deberán investigar las limitaciones adicionales referidas a la máxima deformación extrema por compresión utilizable del hormigón como se especifica en el Artículo 5.7.4.7.

5.7.2.2 DISTRIBUCIÓN RECTANGULAR DE LAS TENSIONES

La relación natural entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un bloque rectangular de tensiones de compresión de $0,85f_c$ en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a

COMENTARIO

C5.7.2.2

En la práctica, en lugar de usar una distribución más exacta se puede usar la distribución rectangular de tensiones de compresión definida en este artículo. Esta distribución rectangular no representa la distribución real en la zona comprimida en estado último, pero en muchos

ESPECIFICACIONES

una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra extrema comprimida. La distancia c se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro. El factor β_1 se deberá tomar como 0,85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa. Para resistencias mayores que 28 MPa, β_1 se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β_1 no podrá ser menor que 0,65.

En los elementos comprimidos de sección rectangular hueca se deberán investigar las limitaciones adicionales referidas a la aplicación del bloque rectangular de tensiones como se especifica en el Artículo 5.7.4.7.

5.7.3 Elementos solicitados a flexión

5.7.3.1 TENSION EN EL ACERO DE PRETENSADO A LA RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN

5.7.3.1.1 Componentes con tendones adherentes

Para secciones rectangulares o con alas solicitadas a flexión respecto de un eje para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 5.7.2.2 y para las cuales f_{pe} no es menor que $0,5f_{pu}$, la tensión media en el acero de pretensado, f_{ps} , se puede tomar como:

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

siendo:

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

Para comportamiento de sección Te:

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

Para comportamiento de sección rectangular:

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

donde:

COMENTARIO

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 bloque rectangular de tensiones.

El factor β_1 se relaciona fundamentalmente con 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.

C5.7.3.1.1

Las ecuaciones presentadas en este artículo y las ecuaciones subsiguientes para resistencia a la flexión se basan en la hipótesis 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, es mejor usar un método que se base en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones como se indica en el Artículo 5.7.2.1.

Naaman (1985), Loov (1988), Naaman (1989) y (1990-1992) contienen información adicional sobre las Ecuaciones 1 y 5.7.3.1.2-1.

En la Tabla C1 se definen los valores de f_{py}/f_{pu} . Se puede ver que los valores de k de la Ecuación 2 dependen solamente del tipo de tendones utilizados.

Tabla C5.7.3.1.1-1 – Valores de k

Tipo de tendón	f_{py}/f_{pu}	Valor de K
Cable de baja relajación	0,90	0,28
Cable aliviado de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0,85	0,38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0,80	0,48

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

ESPECIFICACIONES

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm^2)

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (MPa)

f_{py} = resistencia a la fluencia del acero de pretensado (MPa)

A_s = área de la armadura de tracción de acero no pretensado (mm^2)

A'_s = área de la armadura de compresión (mm^2)

f_y = resistencia a la fluencia de la armadura de tracción (MPa)

f'_y = resistencia a la fluencia de la armadura de compresión (MPa)

b = ancho del ala comprimida (mm)

b_w = ancho del alma (mm)

h_f = altura del ala comprimida (mm)

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm)

c = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida (mm)

β_1 = factor para el bloque de tensiones, especificado en el Artículo 5.7.2.2

Se deberá investigar el nivel de tensión en la armadura de compresión y, si la armadura de compresión no ha entrado en fluencia, en la Ecuación 3 se deberá usar la tensión real en lugar de f'_y .

5.7.3.1.2 Componentes con tendones no adherentes

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

$$f_{ps} = f_{pe} + 6300 \left(\frac{d_p - c}{\ell_e} \right) \leq f_{py} \quad (5.7.3.1.2-1)$$

siendo:

COMENTARIO

C5.7.3.1.2

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

$$f_{ps} = f_{pe} + 103 \quad (\text{MPa}) \quad (\text{C5.7.3.1.2-1})$$

Para resolver para el valor de f_{ps} en la Ecuación 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).

ESPECIFICACIONES

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

Para comportamiento de sección Te:

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

Para comportamiento de sección rectangular:

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

donde:

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro asumiendo que el tendón de pretensado ha entrado en fluencia, dada por las Ecuaciones 3 y 4 para comportamiento de sección Te y sección rectangular, respectivamente (mm)

ℓ_e = longitud de tendón efectiva (mm)

ℓ_i = longitud de tendón entre anclajes (mm)

N_s = número de articulaciones de apoyo cruzadas por el tendón entre anclajes o entre puntos de adherencia discretos

f_{py} = resistencia a la fluencia del acero de pretensado (MPa)

f_{pe} = tensión efectiva en el acero de pretensado en la sección considerada luego de todas las pérdidas (MPa)

Se deberá investigar el nivel de tensión en la armadura de compresión y, si la armadura de compresión no ha entrado en fluencia, en la Ecuación 3 se deberá usar la tensión real en lugar de f'_y .

5.7.3.2 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN**5.7.3.2.1 Resistencia a la flexión de diseño**

La resistencia a la flexión de diseño M_r se deberá tomar como:

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

donde:

COMENTARIO**C5.7.3.2.1**

Para el diseño se puede usar 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 construido de forma monolítica con el elemento y el apoyo, la cara del apoyo se debería considerar en una sección donde la altura

ESPECIFICACIONES

M_n = resistencia nominal (N·mm)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

5.7.3.2.2 Secciones con alas

Para las secciones con alas solicitadas a flexión respecto de un eje o a flexión biaxial con carga axial como se especifica en el Artículo 5.7.4.5, para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 5.7.2.2 y los tendones son adherentes, y si la altura del ala comprimida es menor que c , según lo determinado de acuerdo con la Ecuación 5.7.3.1.1-3, la resistencia nominal a la flexión se puede tomar como:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

(5.7.3.2.2-1)

donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm^2)

f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión especificada en la Ecuación 5.7.3.1.1-1 (MPa)

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm)

A_s = área de la armadura de tracción no pretensada (mm^2)

f_y = resistencia a la fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

d_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de tracción no pretensada (mm)

A'_s = área de la armadura de compresión (mm^2)

f'_y = resistencia a la fluencia especificada de la armadura de compresión (MPa)

d'_s = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la armadura de compresión (mm)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique

COMENTARIO

combinada del elemento y el chaflán sea como mínimo 1,5 veces el espesor del elemento. Al determinar la resistencia nominal no se debería considerar que el chaflán aumenta la altura efectiva.

C5.7.3.2.2

Observar que el coeficiente β_1 está incluido en el último término de la Ecuación 1 y en el numerador de la Ecuación 5.7.3.1.1-3, lo cual no ocurría en ediciones anteriores de estas Especificaciones. Se cree que la inclusión de β_1 simplificará no sólo el caso de secciones Te sino también el caso de secciones de geometrías no habituales. El motivo de incluir β_1 de este modo se debe fundamentalmente a una inconsistencia que ocurre cuando, suponiendo en primer término un comportamiento de sección rectangular, se halla que $c > h_f$ mientras $a = \beta_1 c$ es $< h_f$. Si se recalcula el valor de c usando el enfoque de ACI es posible que se obtengan valores de c menores que h_f o incluso valores negativos. Esto se debe a que al calcular la resistencia nominal a la flexión el factor β_1 se aplicaba sólo al alma de la Te y no a las porciones del ala que sobresalen del alma. En el Código de Construcción de ACI de 1983 se introdujo una corrección, y en el Código de 1989 se introdujo otra corrección que básicamente establecía que una vez identificado el comportamiento de sección Te el valor de c se debía tomar \geq que el espesor de ala h_f (Figura 1). Además, se asume que el comportamiento de sección Te comienza cuando la altura del bloque rectangular de compresión a es mayor que h_f , y no cuando la profundidad del eje neutro c es mayor que h_f como sería en el caso de un análisis de compatibilidad. En el Apéndice B de Naaman (1992) el lector encontrará información adicional sobre este problema y una comparación entre el enfoque de ACI y este enfoque.

En realidad, incluir el factor β_1 equivale a decir que la resultante de compresión del bloque de tensiones es igual a la tensión media en estado último (es decir $0,85f'_c$) multiplicada por el área de un bloque equivalente igual al área comprimida por el factor β_1 . Aunque la validez de este enfoque puede ser discutible, resulta extremadamente conveniente no sólo para secciones Te sino también para secciones circulares y anulares. Permite una transición suave entre el comportamiento de sección rectangular y de sección Te, y permite calcular adecuadamente la profundidad del eje neutro c en estado último, como se ilustra en la Figura C1. También simula el caso real de que el comportamiento de sección Te comienza cuando c es mayor que h_f , no cuando a es mayor que h_f .

Ninguno de los tratamientos dados a las secciones con alas afecta significativamente el valor de la resistencia nominal a la flexión, ya que esta resistencia

ESPECIFICACIONES

- una edad diferente (MPa)
- $b =$ ancho de la cara comprimida del elemento (mm)
- $b_w =$ ancho de alma o diámetro de una sección circular (mm)
- $\beta_1 =$ factor para el bloque de tensiones, especificado en el Artículo 5.7.2.2
- $h_f =$ altura del ala comprimida de un elemento de sección Te o doble Te (mm)
- $a = c\beta_1$; altura del bloque de tensiones equivalente (mm)

COMENTARIO

es controlada fundamentalmente por el acero; sin embargo, cada una afecta significativamente los requisitos que se basan en la relación c/d_e , tales como el límite de armadura máxima, la redistribución de momentos y los requisitos de ductilidad.

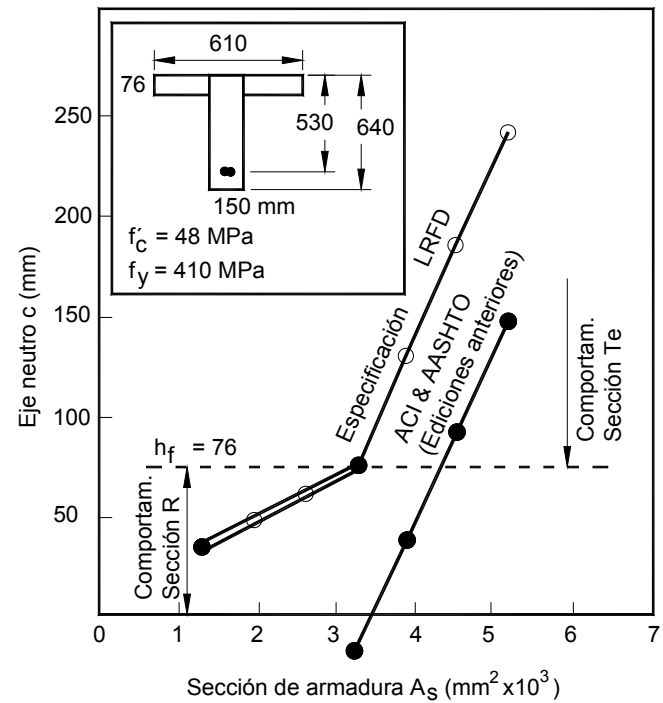


Figura C5.7.3.2.2-1 – Comparación de los tratamientos dados a las secciones con alas

5.7.3.2.3 Secciones rectangulares

Para las secciones rectangulares solicitadas a flexión respecto de un eje y para flexión biaxial con carga axial como se especifica en el Artículo 5.7.4.5 para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 5.7.2.2, y si la altura del ala comprimida no es menor que c según lo determinado de acuerdo con la Ecuación 5.7.3.1.1-3, la resistencia nominal a la flexión M_n se puede determinar usando las Ecuaciones 5.7.3.1.1-1 a 5.7.3.2.2-1, en cuyo caso b se deberá tomar como b_w .

ESPECIFICACIONES

5.7.3.2.4 Otras secciones transversales

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

5.7.3.3 LÍMITES PARA LAS ARMADURAS

5.7.3.3.1 Armadura máxima

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada será tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad (5.7.3.3.1-1)$$

siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (5.7.3.3.1-2)$$

donde:

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

d_e = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

Si no se satisface la Ecuación 1, la sección se deberá considerar sobreamada. Las secciones sobreamadas se pueden usar en elementos pretensados y parcialmente pretensados solamente si se demuestra mediante análisis y ensayos que con ellas se puede lograr ductilidad suficiente para la estructura. En los elementos de hormigón armado no están permitidas las secciones sobreamadas. A los fines de este requisito, un componente se considerará de hormigón armado si la relación de pretensado parcial (PPR) especificada en el Artículo 5.5.4.2.1 es menor que 50 por ciento.

COMENTARIO

C5.7.3.3.1

La definición de d_e se podría extender a sistemas multicapa, tales como columnas con diferentes capas de armadura de pretensado y/o barras de armadura.

Aunque generalmente se asume que el acero de las armaduras entra en fluencia en estado último, la tensión f_{ps} en el acero de pretensado es desconocida y se debería determinar como se indica en el Artículo 5.7.3.1. En un diseño preliminar o conservador, el valor de f_{ps} usado en la Ecuación 2 se puede estimar suponiendo $f_{ps} = f_{py}$.

La resistencia nominal a la flexión de una sección sobreamada con una PPR mayor que 50 por ciento se puede calcular usando las siguientes expresiones, las cuales estaban permitidas en ediciones anteriores de las Especificaciones:

- Comportamiento de sección rectangular:

$$M_n = (0,36\beta_1 - 0,08\beta_1^2) f'_c b d_e^2 \quad (C5.7.3.3.1-1)$$

- Comportamiento de sección con alas:

$$M_n = (0,36\beta_1 - 0,08\beta_1^2) f'_c b_w d_e^2 + 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f (d_e - 0,5h_f) \quad (C5.7.3.3.1-2)$$

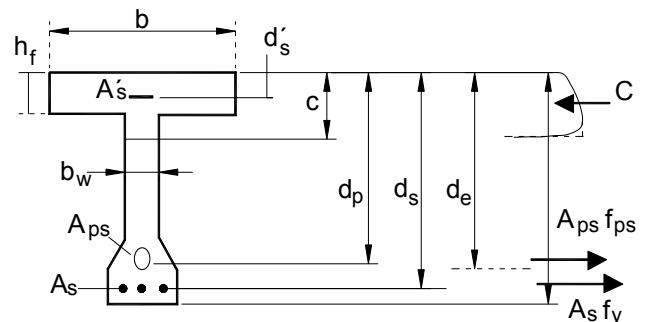


Figura C5.7.3.3.1-1 – Ilustración de la relación entre la armadura y diferentes valores de d

ESPECIFICACIONES

5.7.3.3.2 Armadura mínima

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

- 1,2 veces la resistencia a la fisuración determinada en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, f_r , del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.6, o
- 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la Tabla 3.4.1-1.

Se aplicarán los requisitos del Artículo 5.10.8

Para los elementos que no contienen acero de pretensado, los requisitos de armadura mínima aquí indicados se pueden considerar satisfechos si:

$$\rho_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y} \quad (5.7.3.3.2-1)$$

donde:

ρ_{\min} = relación entre el área del acero traccionado y el área bruta

f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa)

f_y = resistencia a la fluencia del acero traccionado (MPa)

En las vigas Te en las cuales el alma está traccionada, la determinación de la cuantía real de acero no pretensado, ρ , a ser comparada con la armadura requerida por la Ecuación 1 se deberá basar en el ancho del alma.

5.7.3.4 LIMITACIÓN DE LA FISURACIÓN MEDIANTE DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar a la armadura de todos los componentes de hormigón, excepto la de las losas de tablero diseñadas de acuerdo con el Artículo 9.7.2, en los cuales la tracción en la sección transversal es mayor que 80 por ciento del módulo de rotura especificado en el Artículo 5.4.2.6, en la combinación de cargas para estado límite de servicio aplicable especificada en la Tabla 3.4.1-1.

COMENTARIO

C5.7.3.3.2

El desarrollo de la Ecuación 1 se puede consultar en Naaman (1992).

C5.7.3.4

Todos los elementos de hormigón armado están sujetos a fisuración bajo cualquier condición de cargas, incluyendo efectos térmicos y restricción de las deformaciones, que produzca en la sección bruta tensiones mayores que la resistencia a la 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 anclajes de postesado intermedios.

ESPECIFICACIONES

Los elementos se deberán dimensionar de manera que la tensión de tracción en estado límite de servicio en las armaduras de acero dulce, f_{sa} , no sea mayor que:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6f_y \quad (5.7.3.4-1)$$

donde:

d_c = altura de hormigón medida desde la fibra extrema comprimida hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma; a los fines del cálculo, el espesor de recubrimiento libre usado para calcular d_c no se deberá tomar mayor que 50 mm

A = área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres (mm^2); a los fines del cálculo el espesor de recubrimiento libre de hormigón usado para calcular A no se deberá tomar mayor que 50 mm

Z = parámetro relacionado con el ancho de fisura (N/mm)

A excepción de lo que se especifica a continuación para alcantarillas de sección rectangular de hormigón armado colado in situ, en la Ecuación 1 el parámetro Z no deberá ser mayor que 30.000 N/mm para elementos en

COMENTARIO

Los requisitos aquí especificados se utilizan para distribuir la armadura de tracción a fin de limitar la fisuración por flexión en vigas.

Las estructuras sujetas a condiciones de exposición muy agresivas están fuera del alcance de estos requisitos. Para tales condiciones puede ser necesario limitar los anchos de fisura de manera más estricta. Se pueden lograr fisuras superficiales de menor ancho usando las recomendaciones incluidas en ACI 350 R.

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 deberían 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 que 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 área equivalente.

Numerosas investigaciones en laboratorio realizadas 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 el área de hormigón en la zona de máxima tracción alrededor de cada una de las barras de armadura.

Con la Ecuación 1 se espera obtener una distribución de las armaduras que limite la fisuración por flexión. La ecuación se ha escrito de una manera que enfatiza los detalles de las armaduras, no el ancho de fisura en sí.

Usar un valor de 30.000 N/mm en el numerador de la Ecuación 1 corresponde a un ancho de fisura superficial límite de aproximadamente 0,40 mm.

La relación entre el ancho superficial de las fisuras y la corrosión no parece significativa. Colocando un recubrimiento adicional o de mayor espesor sobre las armaduras se obtendrán fisuras de mayor ancho superficial. Estas fisuras más abiertas no perjudican la protección contra la corrosión de las armaduras. Para aplicar la Ecuación 1, si el recubrimiento libre real es de 50 mm o menos, se debería usar este recubrimiento libre real. Si el recubrimiento libre real es mayor que 50 mm, para la Ecuación 1 se debería usar un valor de 50 mm. Cualquier recubrimiento adicional se puede considerar como un aumento de la protección.

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

ESPECIFICACIONES

condiciones de exposición moderada, 23.000 N/mm para elementos en condiciones de exposición severa, ó 17.500 N/mm para estructuras enterradas. El valor de Z no deberá ser mayor que 23.000 N/mm para el diseño transversal de vigas cajón de hormigón por segmentos para cualquier carga aplicada antes de alcanzar la totalidad de la resistencia nominal del hormigón.

Para las alcantarillas de sección rectangular de hormigón armado colado in situ, en la Ecuación 1 el valor de Z no deberá ser mayor que:

$$Z = \frac{27.000}{\beta} \quad (5.7.3.4-2)$$

siendo:

$$\beta = \left(1 + \frac{d_c}{0,7d} \right) \quad (5.7.3.4-3)$$

donde:

d = distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (mm)

En el cálculo de A se puede incluir el acero de pretensado adherente, en cuyo caso el aumento de tensión en el acero de pretensado adherente más allá del estado de descompresión calculado en base a una sección fisurada o análisis de compatibilidad de deformaciones no deberá ser mayor que el valor de f_{sa} determinado con la Ecuación 1.

Si en el estado límite de servicio las alas de las vigas Te o vigas cajón de hormigón armado están traccionadas, la armadura de tracción por flexión se deberá distribuir en el menor valor entre:

- El ancho de ala efectivo, especificado en el Artículo 4.6.2.6, o
- Un ancho igual a 1/10 del promedio de los tramos adyacentes entre apoyos.

Si el ancho de ala efectivo es mayor que 1/10 de la longitud del tramo, en las porciones exteriores del ala se deberá disponer armadura longitudinal adicional con un área no menor que 0,4 por ciento del área de losa en exceso.

Si la profundidad efectiva, d_e , de un elemento de hormigón armado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente armadura superficial en ambas caras del elemento en la longitud $d/2$ más próxima de la armadura de tracción por flexión. En cada cara lateral el área de armadura

COMENTARIO

En las vigas cajón de hormigón por segmentos, las fisuras pueden ser el resultado de tensiones provocadas por el manipuleo o almacenamiento de los segmentos prefabricados o por las operaciones de encofrado y desencofrado de los segmentos colados in situ antes que el hormigón alcance la f_c nominal.

El desarrollo básico del parámetro relacionado con la limitación de la fisuración, Z, incluye la hipótesis de que una relación típica entre la distancia entre el eje neutro y la ubicación de la fisura en la superficie del hormigón dividida por la distancia entre el eje neutro y el baricentro de la armadura de tracción, β , es 1,2. Este valor es típico para las vigas de hormigón armado. Sin embargo, las alcantarillas rectangulares de hormigón armado colado in situ pueden tener un rango de relaciones β comprendido entre alrededor de 1,1 para losas gruesas y alrededor de 1,6 para losas delgadas. Por lo tanto, para las alcantarillas de sección rectangular típicas, la variación de la relación β es mayor que el rango de valores de β correspondiente a las vigas de hormigón armado típicas. La Ecuación 2 se desarrolló de manera de tomar en cuenta la variación de β para alcantarillas de hormigón armado de sección rectangular.

En las vigas Te la distribución de la armadura negativa para limitar la fisuración se debería hacer 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 sirve para impedir que las barras estén excesivamente separadas, y se incluye armadura adicional para proteger las porciones exteriores del ala.

Los requisitos sobre armadura superficial se basan en ACI 318. En los elementos flexionados relativamente altos, para limitar la fisuración del alma se debería 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 del alma sea mucho mayor

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

ESPECIFICACIONES

superficial A_{sk} , en mm^2/mm de altura, no deberá ser menor que:

$$A_{sk} \geq 0,001 (d_e - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \quad (5.7.3.4-4)$$

donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm^2)

A_s = área de la armadura de tracción (mm^2)

d_e = altura de flexión tomada como la distancia entre la cara comprimida y el baricentro del acero (mm^2)

La máxima separación de la armadura superficial no deberá ser mayor que $d/6$ ó 300 mm.

Esta armadura se puede incluir en los cálculos de resistencia si se realiza un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar las tensiones en las barras o alambres individuales.

5.7.3.5 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS

En lugar de un análisis más refinado, si en los apoyos internos de una viga continua de hormigón armado se dispone armadura adherente que satisface los requisitos del Artículo 5.11 y si la relación c/d_e no es mayor que 0,28 los momentos negativos determinados aplicando la teoría elástica en los estados límites de resistencia se pueden aumentar o disminuir en no más del siguiente porcentaje:

$$20 \left(1 - 2,36 \frac{c}{d_e} \right) \quad (5.7.3.5-1)$$

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

5.7.3.6 DEFORMACIONES

5.7.3.6.1 Requisitos generales

Se deberán considerar los requisitos del Artículo 2.5.2.6.

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

5.7.3.6.2 Flechas y contraflechas

En el cálculo de flechas y contraflechas se deberán

COMENTARIO

que el ancho de las fisuras al nivel de la armadura de tracción por flexión.

C5.7.3.6.1

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

C5.7.3.6.2

Para estructuras tales como los puentes de hormigón

ESPECIFICACIONES

considerar la carga permanente, sobrecarga, pretensado, cargas de montaje, fluencia lenta y contracción del hormigón, y relajación del acero.

Para determinar las flechas y contraflechas se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 4.5.2.1, 4.5.2.2 y 5.9.5.5.

En ausencia de un análisis más exhaustivo, las flechas o deformaciones instantáneas se podrán calcular usando el módulo de elasticidad del hormigón especificado en el Artículo 5.4.2.4 y tomando el momento de inercia ya sea como el momento de inercia bruto, I_g , o bien un momento de inercia efectivo, I_e , dado por la Ecuación 1:

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

siendo:

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

donde:

M_{cr} = momento de fisuración (N·mm)

f_r = módulo de rotura del hormigón como se especifica en el Artículo 5.4.2.6 (MPa)

y_t = distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada (mm)

M_a = máximo momento en un elemento en la etapa para la cual se calcula la deformación (N·mm)

Para los elementos prismáticos, el momento de inercia efectivo se puede tomar como el valor obtenido de la Ecuación 1 para el punto medio del tramo en el caso de tramos simples o continuos, y para el apoyo en el caso de voladizos. Para los elementos no prismáticos continuos, el momento de inercia efectivo se puede tomar como el promedio de los valores obtenidos de la Ecuación 1 para las secciones críticas para momento positivo y negativo.

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

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

donde:

A'_s = área de la armadura de compresión (mm^2)

COMENTARIO

construidos por segmentos, el cálculo de las contraflechas se debería basar en el módulo de elasticidad y la madurez del hormigón en el momento que se agrega o retira cada incremento de carga, como se especifica en los Artículo 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 usar 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.

ESPECIFICACIONES

A_s = área de la armadura de tracción no pretensada (mm^2)

Para los puentes construidos por segmentos, la documentación técnica deberá exigir que antes de colar los segmentos se calculen las flechas en base a los cronogramas de colado y montaje previstos, y que estas flechas se usen como una guía contra la cual verificar las flechas reales medidas.

5.7.3.6.3 Deformación axial

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

El acortamiento o alargamiento instantáneo provocado por la temperatura se deberá determinar de acuerdo con los Artículos 3.12.2, 3.12.3 y 5.4.2.2.

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

5.7.4 Elementos comprimidos

5.7.4.1 REQUISITOS GENERALES

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

- Excentricidad,
- Cargas axiales,
- Momentos de inercia variables,
- Grado de fijación de los extremos,
- Flechas,
- Duración de las cargas, y
- Pretensado.

En vez aplicar un procedimiento refinado, las columnas no pretensadas cuya relación de esbeltez Kl_u/r es < 100 se pueden diseñar aplicando el procedimiento simplificado especificado en el Artículo 5.7.4.3.

donde:

K = factor de longitud efectiva especificado en el Artículo 4.6.2.5

l_u = longitud no arriostrada (mm)

r = radio de giro (mm)

COMENTARIO

C5.7.4.1

Generalmente los elementos comprimidos sólo se pretensan si están sometidos a elevados niveles de flexión.

ESPECIFICACIONES

Para las estructuras ubicadas en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4, los requisitos de este artículo se deberán suplementar y modificar como se especifica en el Artículo 5.10.11.

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

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

5.7.4.2 LÍMITES PARA LA ARMADURA

Para los elementos comprimidos en Zonas Sísmicas 3 y 4 se deberán considerar límites de armadura adicionales, como se especifica en el Artículo 5.10.11.4.1a.

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

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

y

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

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

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

donde:

A_s = área del acero de tracción no pretensado (mm^2)

A_g = área de la sección bruta (mm^2)

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm^2)

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (MPa)

f_y = resistencia a la fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón (MPa)

COMENTARIO**C5.7.4.2**

De acuerdo con los actuales códigos ACI, el área de armadura longitudinal para elementos comprimidos no compuestos, no pretensados, no debería ser menor que $0,01A_g$. 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 3. Para los elementos completamente pretensados, los códigos actuales especifican una tensión media de pretensado mínima igual a 1,6 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 35 MPa, y para obtener la ecuación se usó un procedimiento de promedios ponderados.

ESPECIFICACIONES

f_{pe} = tensión de pretensado efectiva (MPa)

El mínimo número de barras de armadura longitudinal en una columna será de seis para disposiciones circulares y cuatro para disposiciones rectangulares. El tamaño mínimo de barra será No. 16.

Para puentes en Zonas Sísmicas 1 y 2 se puede usar una sección efectiva reducida si la sección transversal es mayor que la requerida para resistir las cargas aplicadas. El porcentaje mínimo de armadura longitudinal total (pretensada y no pretensada) del área efectiva reducida será 1 por ciento o el valor obtenido de la Ecuación 3, cualquiera sea el valor que resulte mayor. Tanto la sección efectiva reducida como la sección bruta deben ser capaces de resistir todas las combinaciones de cargas aplicables indicadas en la Tabla 3.4.1-1.

5.7.4.3 EVALUACIÓN APROXIMADA DE LOS EFECTOS DE LA ESBELTEZ

Para los elementos desplazables, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si la relación de esbeltez, Kl_u/r , es menor que 22.

Para los elementos indesplazables, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar si Kl_u/r es menor que $34-12(M_1/M_2)$, siendo M_1 y M_2 el menor y el mayor momento de extremo, respectivamente, y el término (M_1/M_2) positivo para flexión de curvatura única.

Para el diseño de los elementos comprimidos no pretensados en los cuales Kl_u/r menor que 100 se puede usar el siguiente procedimiento aproximado:

- El diseño se basa en una carga axial mayorada, P_u , determinada mediante análisis elástico y un momento mayorado amplificado, M_c , como se especifica en el Artículo 4.5.3.2.2b.
- La longitud sin apoyo lateral, l_u , de un elemento comprimido se toma como la distancia libre entre elementos capaces de proveer apoyo lateral a los elementos comprimidos. Si hay acartelamientos, la longitud sin apoyo lateral se toma hasta el extremo de cualquier acartelamiento considerado.
- El radio de giro, r , se calcula para la sección bruta de hormigón.
- Para los elementos indesplazables, el factor de

COMENTARIO

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

Para las zonas sísmicas de bajo riesgo se implementa la regla del área efectiva reducida y 1 por ciento de armadura longitudinal, la cual se ha estado utilizando exitosamente en las Especificaciones desde 1957, pero modificada para tomar en cuenta 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 usar menos armadura longitudinal que la requerida por la Ecuación 3, debido al potencial de transferencia significativa de cargas del hormigón a las armaduras como se discute en el informe del Comité ACI 305.

C5.7.4.3

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

Para los elementos que forman parte de estructuras que sufren deflexiones laterales importantes como resultado de combinaciones de cargas verticales o combinaciones de cargas verticales y laterales, las solicitaciones se deberían determinar usando 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 de la sección.

ESPECIFICACIONES

longitud efectiva, K, se toma igual a 1,0 – a menos que mediante un análisis se demuestre que es posible utilizar un valor menor.

- Para los elementos desplazables, K se determina considerando debidamente los efectos de la fisuración y las armaduras sobre la rigidez relativa, y nunca se deberá tomar menor que 1,0.

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

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

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

donde:

E_c = módulo de elasticidad del hormigón (MPa)

I_g = momento de inercia de la sección bruta de hormigón respecto del eje baricéntrico (mm⁴)

E_s = módulo de elasticidad del acero longitudinal (MPa)

I_s = momento de inercia del acero longitudinal respecto del eje baricéntrico (mm⁴)

β_d = relación entre los momentos por carga permanente mayorada y el momento por carga total mayorada; siempre positivo

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

5.7.4.4 RESISTENCIA AXIAL DE DISEÑO

La resistencia axial de diseño de los elementos comprimidos de hormigón armado simétricos respecto de ambos ejes principales se deberá tomar como:

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

donde:

COMENTARIO**C5.7.4.4**

Los procedimientos para extender la aplicación de los requisitos de este artículo a columnas pretensadas con o sin flexión se pueden consultar en numerosos textos, incluyendo Nilson (1987) y Lin y Burns (1981).

Los valores de 0,85 y 0,80 que figuran en las Ecuaciones 2 y 3 imponen un límite superior a la resistencia utilizable de las columnas con el objetivo de tomar en cuenta las excentricidades no intencionales.

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

ESPECIFICACIONES

- Para elementos con armadura en espiral:

$$P_n = 0,85 [0,85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (5.7.4.4-2)$$

- Para elementos zunchados:

$$P_n = 0,80 [0,85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (5.7.4.4-3)$$

donde:

P_r = resistencia axial de diseño, con o sin flexión (N)

P_n = resistencia axial nominal, con o sin flexión (N)

f'_c = resistencia especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

A_g = área bruta de la sección (mm^2)

A_{st} = área total de la armadura longitudinal (mm^2)

f_y = resistencia a la fluencia especificada de la armadura (MPa)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

5.7.4.5 FLEXIÓN BIAxIAL

En vez de realizar un análisis en base a condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones por flexión biaxial, los elementos no circulares solicitados a flexión biaxial y compresión se pueden dimensionar usando las siguientes expresiones aproximadas:

- Si la carga axial mayorada no es menor que $0,10\phi f'_c A_g$:

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

siendo:

$$P_o = 0,85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \quad (5.7.4.5-2)$$

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

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

COMENTARIO

C5.7.4.5

Las Ecuaciones 5.7.3.2.1-1 y 5.7.4.4-1 relacionan resistencias de diseño, indicadas en las Ecuaciones 1 y 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 incluían el factor de resistencia explícitamente en las ecuaciones correspondientes a las Ecuaciones 1 y 2, estas Especificaciones incluyen el factor de resistencia implícitamente, usando resistencias de diseño 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.

ESPECIFICACIONES**COMENTARIO**

donde:

ϕ = factor de resistencia para elementos en compresión axial

P_{rxy} = resistencia axial de diseño en flexión biaxial (N)

P_{rx} = resistencia axial de diseño determinada sobre la base que sólo está presente la excentricidad e_y (N)

P_{ry} = resistencia axial de diseño determinada sobre la base que sólo está presente la excentricidad e_x (N)

P_u = fuerza axial mayorada aplicada (N)

M_{ux} = momento mayorado aplicado respecto del eje X (N·mm)

M_{uy} = momento mayorado aplicado respecto del eje Y (N·mm)

e_x = excentricidad de la fuerza axial aplicada mayorada en la dirección X, es decir = M_{uy}/P_u (mm)

e_y = excentricidad de la fuerza axial aplicada mayorada en la dirección Y, es decir = M_{ux}/P_u (mm)

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

5.7.4.6 ESPIRALES Y ZUNCHOS

El área de acero de espirales y zunchos en puentes ubicados en Zonas Sísmicas 2, 3 y 4 deberá satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 5.10.11.

Si el área de armadura en espiral y zunchos no está determinada por:

- Requisitos de diseño sismorresistente,
- Corte o torsión según lo especificado en el Artículo 5.8, ni
- Requisitos mínimos según lo especificado en el Artículo 5.10.6,

la relación entre la armadura en espiral y el volumen total del núcleo de hormigón, medido entre partes exteriores de espirales, no deberá ser menor que:

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

ESPECIFICACIONES

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

donde:

A_g = área bruta de hormigón en la sección (mm^2)

A_c = área del núcleo medida hasta el diámetro exterior del espiral (mm^2)

f'_c = resistencia a la fluencia especificada del hormigón a 28 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

f_{yh} = resistencia a la fluencia especificada de la armadura en espiral (MPa)

Los demás detalles de las armaduras en espiral y zunchos deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 5.10.6 y 5.10.11.

5.7.4.7 ELEMENTOS COMPRIMIDOS DE SECCIÓN RECTANGULAR HUECA

5.7.4.7.1 Relación de esbeltez de las paredes

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

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

donde:

X_u = longitud libre de la porción de pared de espesor constante entre otras paredes o chaflanes entre paredes (mm)

t = espesor de la pared (mm)

λ_w = relación de esbeltez de pared para columnas huecas

Sólo se podrán usar esbelteces de pared mayores que 35 si el comportamiento y la resistencia de las paredes se documentan por medio de evidencia analítica o experimental aceptable para el Propietario.

5.7.4.7.2 Limitaciones para la aplicación del método del bloque rectangular de tensiones

5.7.4.7.2a Requisitos generales

COMENTARIO

C5.7.4.7.1

La definición del parámetro X_u se ilustra en la Figura C1, tomada de Taylor et al. (1990).

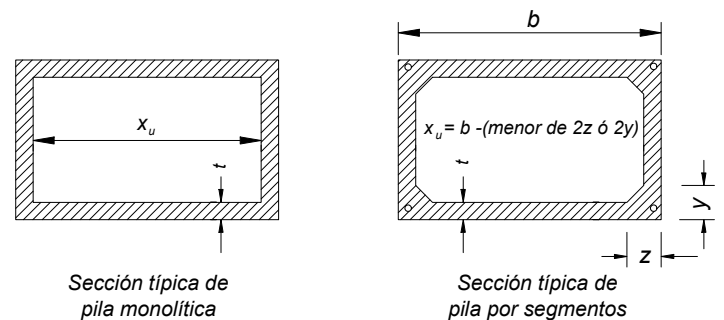


Figura C5.7.4.7.1-1 – Ilustración de X_u

El programa de ensayos, informado en 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 Diseñador debería investigar los efectos de la flexión biaxial sobre las secciones huecas.

ESPECIFICACIONES

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

Si la relación de esbeltez de las pared es menor que 15, se puede usar el método del bloque rectangular de tensiones en base a una deformación específica por compresión de 0,003.

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

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

La deformación por pandeo local del ala más ancha de la sección transversal se puede calcular asumiendo las condiciones de borde correspondientes a los cuatro bordes del ala simplemente apoyados. El comportamiento no lineal de los materiales se deberá considerar incorporando los módulos tangentes del hormigón y el acero de las armaduras en el cálculo de la deformación por pandeo local.

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

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

5.7.4.7.2c Método aproximado para ajustar la resistencia de diseño

Si la esbeltez de pared es ≤ 35 , en lugar de los requisitos de los Artículos 5.7.4.7.4a y 5.7.4.7.2b se pueden usar los requisitos de este artículo y el método del bloque rectangular de tensiones.

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

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

COMENTARIO

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

ESPECIFICACIONES

5.7.5 Apoyo

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

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

siendo:

$$P_n = 0,85 f'_c A_1 m \quad (5.7.5-2)$$

donde:

P_n = resistencia de apoyo nominal (N)

A_1 = área debajo del dispositivo de apoyo (mm^2)

m = factor de modificación

A_2 = área ideal aquí definida (mm^2)

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

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

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

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

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

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

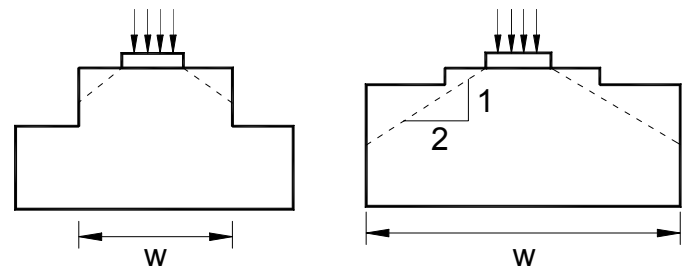
Si la carga aplicada mayorada es mayor que la resistencia de diseño aquí especificada, se deberán tomar recaudos para resistir las fuerzas de desgarramiento y descascaramiento de acuerdo con el Artículo 5.10.9

5.7.6 Elementos traccionados

5.7.6.1 RESISTENCIA DE DISEÑO A LA TRACCIÓN

COMENTARIO

C5.7.5



W = ancho para calcular A_2

Figura C5.7.5.1 – Determinación de A_2 para el caso de apoyos escalonados

ESPECIFICACIONES

Los elementos en los cuales las cargas mayoradas inducen tensiones de tracción en la totalidad de la sección transversal serán considerados como elementos traccionados, y se asumirá que la fuerza axial es resistida exclusivamente por los elementos de acero. Se aplicarán los requisitos del Artículo 5.11.5.4.

La resistencia de diseño a la tracción uniforme se deberá tomar como:

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

donde:

P_n = resistencia nominal a la tracción especificada en el Artículo 5.6.3.4

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

5.7.6.2 RESISTENCIA A LA COMBINACIÓN DE TRACCIÓN Y FLEXIÓN

Los elementos solicitados por carga de tracción excéntrica, la cual induce en la sección transversal tanto tensiones de tracción como de compresión, se deberán dimensionar de acuerdo con los requisitos del Artículo 5.7.2.

5.8 CORTE Y TORSIÓN**5.8.1 Procedimientos de diseño****5.8.1.1 REGIONES SOLICITADAS A FLEXIÓN**

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

Los elementos en los cuales la distancia entre el punto de corte nulo y la cara del apoyo es menor que $2d$, o los elementos en los cuales hay una carga que provoca más de $1/2$ del corte en un apoyo a menos de $2d$ de la cara del apoyo, se pueden considerar como elementos de gran altura, para los cuales se aplican los requisitos del Artículo 5.6.3 y los requisitos sobre detallado del Artículo 5.13.2.3.

5.8.1.2 REGIONES PRÓXIMAS A DISCONTINUIDADES

Si la hipótesis de secciones planas de la teoría flexional no es válida, las regiones de los elementos se

COMENTARIO**C5.8.1.1**

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 de vigas tradicional. Esta teoría asume 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 regiones solicitadas a flexión, resulta más adecuado y en general permite diseños menos conservadores para regiones próximas a discontinuidades donde es necesario considerar más detalladamente el flujo real de las fuerzas.

C5.8.1.2

La respuesta de las regiones adyacentes a cambios abruptos de geometría de la sección transversal,

Sección 5 - Estructuras de Hormigón

ESPECIFICACIONES

deberán diseñar para corte y torsión usando el modelo de bielas y tirantes según lo especificado en el Artículo 5.6.3. Se aplicarán los requisitos del Artículo 5.13.2.

5.8.1.3 REGIONES DE INTERFASE

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

5.8.1.4 LOSAS Y ZAPATAS

Las regiones tipo losa se deberán diseñar para corte de acuerdo con los requisitos de los Artículos 5.13.3.6 ó 5.6.3.

5.8.2 Requisitos generales

5.8.2.1 REQUISITOS GENERALES

La resistencia de diseño a la torsión, T_r , se deberá tomar como:

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

donde:

T_n = resistencia nominal a la torsión especificada en el Artículo 5.8.3.6 (N·mm)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

La resistencia de diseño al corte, V_r , se deberá tomar como:

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

donde:

V_n = resistencia nominal al corte especificada en el Artículo 5.8.3.3 (N)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

Para el hormigón de densidad normal, los efectos torsionales se deberán investigar cuando:

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

siendo:

COMENTARIO

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 de la región.

C5.8.2.1

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.

ESPECIFICACIONES

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

donde:

T_u = momento torsor mayorado (N·mm)

T_{cr} = momento de fisuración por torsión (N·mm)

A_{cp} = área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón (mm²)

p_c = longitud del perímetro exterior de la sección de hormigón (mm)

f_{pc} = tensión de compresión en el hormigón después de las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste cargas temporarias o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala (MPa)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

5.8.2.2 MODIFICACIONES PARA HORMIGÓN DE BAJA DENSIDAD

Si se utilizan hormigones elaborados con agregados de baja densidad, al determinar la resistencia a la torsión y al corte se deberán aplicar las siguientes modificaciones:

- Si se especifica la resistencia media a la tracción por compresión diametral del hormigón de baja densidad, f_{ct} , en las expresiones dadas en los Artículos 5.8.2 y 5.8.3 el término $\sqrt{f_c}$ se deberá reemplazar por:

$$1,8 f_{ct} \leq \sqrt{f_c}$$

- Si no se especifica f_{ct} , en las expresiones dadas en los Artículos 5.8.2 y 5.8.3 el término $\sqrt{f_c}$ se deberá reemplazar por $0,75 \sqrt{f_c}$ para los hormigones de agregados de baja densidad, ó $0,85 \sqrt{f_c}$ para los hormigones de arena y agregados livianos.

Si se usa arena para reemplazar parte del agregado se puede interpolar linealmente.

5.8.2.3 LONGITUDES DE TRANSFERENCIA Y DESARROLLO

Se deberán considerar los requisitos del Artículo 5.11.4.

COMENTARIO

C5.8.2.2

Típicamente la resistencia a la tracción y la capacidad de corte del hormigón de baja densidad son algo menores que las del hormigón de densidad normal de igual resistencia a la compresión.

C5.8.2.3

La tensión de pretensado reducida en la longitud de transferencia reduce V_p , f_{cp} y f_{pe} . La longitud de

ESPECIFICACIONES

5.8.2.4 REGIONES QUE REQUIEREN ARMADURA TRANSVERSAL

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se deberá proveer armadura transversal si:

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

o bien

- Si la Ecuación 5.8.2.1-3 exige considerar la torsión

siendo:

V_u = fuerza de corte mayorada (N)

V_c = resistencia nominal al corte del hormigón (N)

V_p = componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte (N)

φ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

5.8.2.5 ARMADURA TRANSVERSAL MÍNIMA

Si según lo especificado en el Artículo 5.8.2.4 se requiere armadura transversal, el área de acero no deberá ser menor que:

$$A_v = 0,083 \sqrt{f_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.8.2.5-1)$$

donde:

A_v = área de la armadura transversal en una distancia s (mm^2)

b_v = ancho de alma ajustado por la presencia de vainas como se especifica en el Artículo 5.8.2.7 (mm)

s = separación de la armadura transversal (mm)

f_y = resistencia a la fluencia de la armadura transversal (MPa)

5.8.2.6 TIPOS DE ARMADURA TRANSVERSAL

La armadura transversal puede consistir en:

- Estribos formando un ángulo no menor que 45° respecto de la armadura longitudinal de tracción;

COMENTARIO

transferencia afecta la fuerza de tracción que puede ser resistida por los tendones en el borde interior del área de apoyo, como se describe en el Artículo 5.8.3.5.

C5.8.2.4

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

C5.8.2.5

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.

C5.8.2.6

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 tendones de pretensado y estribos

ESPECIFICACIONES

- Mallas de alambres soldadas, con alambres perpendiculares al eje del elemento, siempre que los alambres transversales estén certificados para soportar un alargamiento mínimo de 4 por ciento, medido en una longitud de calibración de al menos 100 mm que incluya como mínimo un alambre en dirección perpendicular; o
- Tendones de pretensado anclados, detallados y construidos de manera de minimizar el acuíñamiento y las pérdidas dependientes del tiempo, formando un ángulo no menor que 45° respecto de la armadura longitudinal de tracción.

La armadura de torsión deberá consistir tanto en armadura transversal como en armadura longitudinal. La armadura transversal consistirá en estribos cerrados perpendiculares al eje longitudinal del elemento.

5.8.2.7 MÁXIMA SEPARACIÓN DE LA ARMADURA TRANSVERSAL

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que:

- Si $V_u < 0,1 f_c b_v d_v$:

$$s \leq 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm} \quad (5.8.2.7-1)$$

- Si $V_u \geq 0,1 f_c b_v d_v$:

$$s \leq 0,4 d_v \leq 300 \text{ mm} \quad (5.8.2.7-2)$$

donde:

b_v = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho de alma dentro de la altura d_v , modificado por la presencia de vainas si corresponde

d_v = altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre $0,9d_e$ ó $0,72h$ (mm)

s = separación de la armadura transversal (mm)

Para determinar b_v en un nivel determinado, los diámetros de las vainas no cementadas o el semidiámetro de las vainas cementadas en dicho nivel se deberán restar del ancho de alma.

COMENTARIO

inclinados se deberían 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 debería ser capaz de soportar deformaciones considerables antes de su falla. La malla de alambre soldada puede fallar antes de alcanzar la deformación requerida, particularmente si está fabricada con alambres de diámetro reducido 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 tendones pretensados perpendiculares al eje del elemento pueden ser una forma de armadura transversal efectiva. Debido a que los tendones son cortos, se deben tomar precauciones para evitar pérdidas de tensión excesivas provocadas por resbalamiento de los anclajes o acuíñamiento.

C5.8.2.7

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

Las ediciones anteriores de estas Especificaciones permitían tomar d como 0,8 para elementos pretensados. El factor 0,72 es igual a $0,9 \times 0,8$.

Las vainas de pretensado actúan como discontinuidades y, por lo tanto, reducen la resistencia al aplastamiento de las almas de hormigón. Este requisito se aplica incluso si hay una sola vaina en la sección transversal. La reducción del alma se aplica en toda la profundidad d_v .

ESPECIFICACIONES

5.8.2.8 REQUISITOS DE DISEÑO Y DETALLADO

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

La resistencia a la fluencia de diseño de la armadura transversal no pretensada no deberá ser mayor que 420 MPa. La resistencia a la fluencia de la armadura transversal pretensada se deberá tomar como la tensión efectiva, luego de considerar todas las pérdidas de pretensado, más 420 MPa, pero nunca mayor que f_{py} .

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

5.8.3 Modelo de diseño por secciones

5.8.3.1 REQUISITOS GENERALES

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

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

5.8.3.2 SECCIONES PRÓXIMAS A LOS APOYOS

Se deberán considerar los requisitos del Artículo 5.8.1.2.

Si la fuerza de reacción en la dirección del corte aplicado introduce compresión en la región extrema de un elemento, la ubicación de la sección crítica para corte se deberá tomar a una distancia igual al mayor valor entre

COMENTARIO

C5.8.2.8

Para que sea efectiva, la armadura transversal se debería anclar en cada extremo de una manera que minimice el resbalamiento.

Algunos de los requisitos del Artículo 5.8.3 se basan en la hipótesis que la deformación de la armadura transversal debe llegar a 0,002 para que pueda desarrollar su resistencia a la fluencia. En el caso de los tendones pretensados interesa la deformación adicional requerida para aumentar la tensión por encima de la tensión efectiva provocada por la tensión de pretensado.

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

C5.8.3.1

En el enfoque de diseño por secciones, un elemento se investiga comparando la fuerza de corte mayorada con la resistencia al corte de diseño 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.

El Artículo 5.10.11.4.1c contiene requisitos adicionales para Zonas Sísmicas 3 y 4.

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

C5.8.3.2

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

ESPECIFICACIONES

$0,5d_v \cot \theta$ ó d_v a partir de la cara interna del apoyo.

Para las vigas postesadas se deberá proveer armadura de zona de anclaje como se especifica en el Artículo 5.10.9. Para las vigas pretensadas se deberá proveer una jaula de armadura que confine los extremos de los cables como se especifica en el Artículo 5.10.10. Para las vigas no pretensadas soportadas por apoyos que introducen compresión en el elemento, sólo se puede proveer armadura transversal mínima entre el borde interior de la placa de apoyo y el extremo de la viga.

5.8.3.3 RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE

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

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

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.3-2)$$

siendo:

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

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

donde:

b_v = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho de alma dentro de la altura d_v , como se determina en el Artículo 5.8.2.7 (mm)

d_v = altura de corte efectiva como se determina en el Artículo 5.8.2.7 (mm)

s = separación de los estribos (mm)

β = factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción según se especifica en el Artículo 5.8.3.4

θ = ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal como se determina en el Artículo 5.8.3.4 (grados)

α = ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal (grados)

A_v = área de la armadura de corte en una distancia s (mm^2)

V_p = componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado (N)

COMENTARIO**C5.8.3.3**

La resistencia al corte de un elemento de hormigón se puede separar 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 V_c y V_s se aplican tanto para secciones pretensadas como para secciones no pretensadas, dependiendo los términos β y θ de las cargas aplicadas y las propiedades de la sección.

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

Si $\alpha = 90^\circ$ la Ecuación 4 se reduce a:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s} \quad (C5.8.3.3-1)$$

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

ESPECIFICACIONES

5.8.3.4 DETERMINACIÓN DE β Y θ

5.8.3.4.1 Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas

Para las secciones de hormigón no pretensado no solicitadas a tracción axial y que contienen al menos la cantidad mínima de armadura transversal especificada en el Artículo 5.8.2.5, o que tienen una altura total de menos de 400 mm, se pueden usar los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \beta &= 2,0 \\ \theta &= 45^\circ \end{aligned}$$

5.8.3.4.2 Procedimiento general

Para las secciones que contienen armadura transversal, los valores de β y θ serán como se especifica en la Figura 1 y la Tabla 1, y para las secciones que no contienen armadura transversal estos valores serán como se especifica en la Figura 2 y la Tabla 2.

Al utilizar estas tablas o figuras:

- La tensión de corte en el hormigón se deberá determinar como:

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

- La deformación específica en la armadura del lado traccionado del elemento se deberá determinar como:

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5N_u + 0,5V_u \cot \theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0,002 \quad (5.8.3.4.2-2)$$

Si el valor de ϵ_x calculado mediante la Ecuación 2 es negativo, se lo deberá multiplicar por el factor F_ϵ , tomado como:

$$F_\epsilon = \frac{E_s A_s + E_p A_{ps}}{E_c A_c + E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (5.8.3.4.2-3)$$

donde:

ϕ = factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 5.5.4.2

A_c = área del hormigón del lado del elemento traccionado por flexión como se ilustra en la Figura 3 (mm²)

A_{ps} = área del acero de pretensado del lado del elemento

COMENTARIO

C5.8.3.4.1

Con $\beta = 2,0$ y $\theta = 45^\circ$, las expresiones para resistencia al corte se vuelven virtualmente idénticas a las usadas tradicionalmente para evaluar la resistencia al corte. Algunos experimentos a gran escala recientes (Shioya et al., 1989) han demostrado que estas expresiones tradicionales pueden ser gravemente no conservadoras para los elementos de grandes dimensiones que no contienen armadura transversal.

C5.8.3.4.2

En el procedimiento general, β y θ se obtienen de la Figura 1 y de la Tabla 1 o la Figura 2 y la Tabla 2. En estas figuras y tablas β y θ se dan en función de la deformación ϵ_x , la tensión de corte v , y el parámetro de separación de fisuras s_x .

La deformación ϵ_x se usa como un indicador de la rigidez longitudinal de la sección y de la magnitud del momento, la fuerza axial y la fuerza de pretensado. Las secciones que contienen grandes cuantías de armadura longitudinal, están pretensadas o están sujetas a momentos pequeños tendrán bajos valores de ϵ_x . Para muchas secciones pretensadas se hallará que ϵ_x está cerca de 0,0. Estas secciones tendrán deformaciones de alma pequeñas y, en consecuencia, valores de V_c elevados.

Al determinar ϵ_x en una sección determinada, resulta conservador tomar M_u como el mayor momento mayorado que ocurrirá en dicha sección, y no como un momento coincidente con V_u . Para el cálculo de ϵ_x , la tensión f_{po} se puede tomar de forma conservadora como la tensión efectiva luego de las pérdidas, f_{pe} . Alternativamente, f_{po} se puede tomar como:

$$f_{po} = f_{pe} + \frac{f_{pc} E_p}{E_c} \quad (C5.8.3.4.2-1)$$

Se podría argumentar que el término V_u de la Ecuación 2 se debería expresar de manera más precisa, como $V_u - 0,5V_s - V_p$. Sin embargo, el concepto de utilizar ϵ_x como parámetro es por naturaleza lo suficientemente impreciso como para permitir la simplificación de usar sólo V_u .

Observar que para calcular ϵ_x es necesario estimar el valor de $\cot \theta$. Ya que sobreestimar ϵ_x es conservador, resulta apropiado utilizar un bajo valor de θ para determinar ϵ_x .

Debido a que en la Ecuación 2 ϵ_x es función de θ , y en las Tablas 1 y 2 o en las Figuras 1 y 2 θ se relaciona con

ESPECIFICACIONES

traccionado por flexión, ilustrada en la Figura 3, reducida por cualquier falta de desarrollo pleno en la sección investigada (mm^2)

N_u = fuerza axial mayorada, positiva si es de tracción (N)

V_u = fuerza de corte mayorada (N)

A_s = área de la armadura no pretensada del lado del elemento traccionado por flexión, ilustrada en la Figura 3, reducida por cualquier falta de desarrollo pleno en la sección investigada (mm^2)

M_u = momento mayorado (N-mm)

f_{po} = tensión en el acero de pretensado cuando la tensión en el hormigón que lo rodea es 0,0 (MPa)

El lado del elemento traccionado por flexión se debería tomar como la semialtura que contiene la zona traccionada por flexión, como se ilustra en la Figura 3.

El parámetro de separación de las fisuras s_x , usado en la Figura 2 y en la Tabla 2, se deberá tomar como el valor menor entre d_v y la máxima distancia entre capas de armadura longitudinal para limitar la fisuración. El área de armadura en cada capa no deberá ser menor que $0,003 b_w s_x$.

COMENTARIO

ϵ_x , es necesario implementar una solución iterativa. En la Figura C1 se presenta un diagrama de flujo para el diseño al corte, el cual indica la solución iterativa de β en base a θ y ϵ_x .

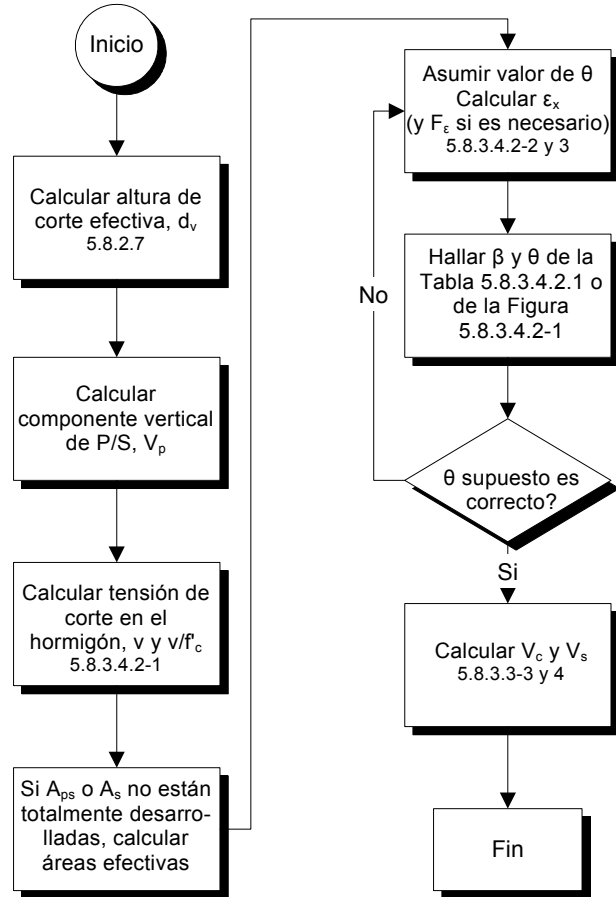


Figura C5.8.3.4.2-1 – Diagrama de flujo para el diseño al corte

Los valores de β y θ se basan en calcular las tensiones que se pueden transmitir a través del hormigón fisurado diagonalmente. A medida que las fisuras se ensanchan, la tensión que se puede transmitir disminuye. Para los elementos que contienen armadura transversal, se asume que las fisuras diagonales tendrán una separación de alrededor de 300 mm. Para los elementos sin armadura transversal, se asume que la separación entre fisuras inclinadas un ángulo θ° respecto de la armadura longitudinal es $s_x/\sin\theta$. Por ende, se asume 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 como las indicadas en la Figura C2.

La Figura C2 proporciona algunos lineamientos para la determinación de s_x . Collins (1991) contiene más detalles sobre la obtención de los valores graficados.