

# SECCIÓN 12 (SI) - ESTRUCTURAS ENTERRADAS Y REVESTIMIENTOS DE TÚNELES

## CONTENIDO

12.1	CAMPO DE APLICACIÓN .....	12-1
12.2	DEFINICIONES .....	12-1
12.3	SIMBOLOGÍA .....	12-2
12.4	PROPIEDADES DEL SUELO Y LOS MATERIALES .....	12-7
12.4.1	Determinación de las Propiedades del Suelo .....	12-7
12.4.1.1	Requisitos Generales .....	12-8
12.4.1.2	Suelos de Fundación .....	12-8
12.4.1.3	Suelos Utilizados como Relleno Envolvente .....	12-8
12.4.2	Materiales .....	12-9
12.4.2.1	Tubos y Estructuras Construidas con Placas Estructurales de Aluminio .....	12-9
12.4.2.2	Hormigón .....	12-9
12.4.2.3	Tubos de Hormigón Prefabricado .....	12-9
12.4.2.4	Estructuras de Hormigón Prefabricado .....	12-9
12.4.2.5	Tubos y Estructuras Construidas con Placas Estructurales de Acero .....	12-9
12.4.2.6	Armaduras de Acero .....	12-10
12.4.2.7	Tubos Termoplásticos .....	12-10
12.5	ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA .....	12-10
12.5.1	Requisitos Generales .....	12-10
12.5.2	Estado Límite de Servicio .....	12-11
12.5.3	Estado Límite de Resistencia .....	12-11
12.5.4	Factores de Modificación de las Cargas y Factores de Carga .....	12-12
12.5.8	Factores de Resistencia .....	12-12
12.5.6	Límites de Flexibilidad y Rigidez Constructiva .....	12-14
12.5.6.1	Tubos de Metal Corrugado y Estructuras Construidas con Placas Estructurales Corrugadas.....	12-14
12.5.6.2	Tubos Metálicos y Arcos Cerrados con Nervios en Espiral.....	12-14
12.5.6.3	Tubos Termoplásticos .....	12-15
12.5.6.4	Placas de Acero para Revestimiento de Túneles .....	12-15
12.6	CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DISEÑO .....	12-15
12.6.1	Cargas .....	12-15
12.6.2	Estado Límite de Servicio .....	12-16
12.6.2.1	Desplazamiento Admisible .....	12-16

12.6.2.2	Asentamiento .....	12-16
12.6.2.2.1	Requisitos Generales .....	12-16
12.6.2.2.2	Asentamiento Diferencial Longitudinal .....	12-17
12.6.2.2.3	Asentamiento Diferencial entre la Estructura y el Relleno .....	12-17
12.6.2.2.4	Asentamiento de las Zapatas .....	12-17
12.6.2.2.5	Cargas No Equilibradas .....	12-18
12.6.2.3	Levantamiento .....	12-21
12.6.3	Seguridad contra las Fallas del Suelo .....	12-21
12.6.3.1	Capacidad de Carga y Estabilidad .....	12-21
12.6.3.2	Relleno en las Esquinas de los Arcos Metálicos Cerrados .....	12-21
12.6.4	Diseño Hidráulico .....	12-22
12.6.5	Socavación .....	12-22
12.6.6	Envoltorio de Suelo .....	12-22
12.6.6.1	Instalaciones en Zanja .....	12-22
12.6.6.2	Instalaciones bajo Terraplén .....	12-23
12.6.6.3	Mínimo Recubrimiento de Suelo .....	12-23
12.6.7	Mínima Separación entre Múltiples Líneas de Tubos .....	12-24
12.6.8	Tratamiento de los Extremos .....	12-24
12.6.8.1	Requisitos Generales .....	12-24
12.6.8.2	Alcantarillas Flexibles Oblicuas Respecto de la Alineación de la Carretera .....	12-25
12.6.9	Condiciones Corrosivas y Abrasivas .....	12-25
12.7	TUBOS, ARCOS Y ARCOS CERRADOS METÁLICOS .....	12-26
12.7.1	Requisitos Generales .....	12-26
12.7.2	Seguridad contra las Fallas Estructurales .....	12-26
12.7.2.1	Propiedades de las Secciones .....	12-26
12.7.2.2	Esfuerzo Normal .....	12-27
12.7.2.3	Resistencia de las Paredes .....	12-27
12.7.2.4	Resistencia al Pandeo .....	12-27
12.7.2.5	Resistencia de las Costuras .....	12-28
12.7.2.6	Requisitos para el Manipuleo y la Instalación .....	12-28
12.7.3	Tubos con Revestimiento Interior Liso .....	12-28
12.7.4	Elementos Rigidizadores para las Estructuras Construidas con Placas Estructurales .....	12-29
12.7.5	Construcción e Instalación .....	12-29
12.8	ESTRUCTURAS DE GRAN ANCHO CONSTRUIDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES .....	12-29
12.8.1	Requisitos Generales .....	12-29
12.8.2	Estado Límite de Servicio .....	12-30

12.8.3	Seguridad contra las Fallas Estructurales .....	12-30
12.8.3.1	Propiedades de las Secciones .....	12-30
12.8.3.1.1	Sección Transversal .....	12-31
12.8.3.1.2	Control de la Geometría .....	12-32
12.8.3.1.3	Requisitos Mecánicos y Químicos .....	12-32
12.8.3.2	Esfuerzo Normal .....	12-32
12.8.3.3	Área de las Paredes .....	12-32
12.8.3.4	Resistencia de las Costuras .....	12-32
12.8.3.5	Elementos Especiales Aceptables .....	12-32
12.8.3.5.1	Rigidizadores Longitudinales Continuos .....	12-32
12.8.3.5.2	Nervios Rigidizadores .....	12-32
12.8.4	Seguridad contra las Fallas Estructurales – Diseño de las Fundaciones .....	12-33
12.8.4.1	Límites para el Asentamiento .....	12-33
12.8.4.2	Reacciones de las Zapatas de las Estructuras en Arco .....	12-33
12.8.4.3	Diseño de las Zapatas .....	12-35
12.8.5	Seguridad contra las Fallas Estructurales – Diseño de la Envolvente de Suelo .....	12-35
12.8.5.1	Requisitos Generales .....	12-35
12.8.5.2	Requisitos Constructivos .....	12-35
12.8.5.3	Requisitos de Servicio .....	12-35
12.8.6	Seguridad contra las Fallas Estructurales – Tratamiento de los Extremos .....	12-37
12.8.6.1	Requisitos Generales .....	12-37
12.8.6.2	Tipos de Extremos Estándares .....	12-37
12.8.6.3	Apoyo Equilibrado .....	12-39
12.8.6.4	Protección Hidráulica .....	12-40
12.8.6.4.1	Requisitos Generales .....	12-40
12.8.6.4.2	Protección del Relleno .....	12-40
12.8.6.4.3	Muros Interceptores .....	12-40
12.8.6.4.4	Subpresión Hidráulica .....	12-40
12.8.6.4.5	Socavación .....	12-40
12.8.7	Losas de Alivio de Hormigón .....	12-41
12.8.8	Construcción e Instalación .....	12-41
12.9	ESTRUCTURAS TIPO CAJÓN CONSTRUIDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES .....	12-41
12.9.1	Requisitos Generales .....	12-41
12.9.2	Cargas .....	12-42
12.9.3	Estado Límite de Servicio .....	12-42
12.9.4	Seguridad contra las Fallas Estructurales .....	12-42

12.9.4.1	Requisitos Generales .....	12-42
12.9.4.2	Momentos Debidos a las Cargas Mayoradas .....	12-43
12.9.4.3	Capacidad de Momento Plástico .....	12-45
12.9.4.4	Factor que Considera el Recubrimiento de Suelo sobre la Coronación, $C_H$ .....	12-46
12.9.4.5	Reacciones de las Zapatas .....	12-46
12.9.4.6	Losas de Alivio de Hormigón .....	12-47
12.9.5	Construcción e Instalación .....	12-49
12.10	TUBOS DE HORMIGÓN ARMADO .....	12-49
12.10.1	Requisitos Generales .....	12-49
12.10.2	Cargas .....	12-49
12.10.2.1	Instalaciones Estándares .....	12-49
12.10.2.2	Peso del Fluido dentro del Tubo .....	12-55
12.10.2.3	Sobrecargas .....	12-55
12.10.3	Estado Límite de Servicio .....	12-55
12.10.4	Seguridad contra las Fallas Estructurales .....	12-55
12.10.4.1	Requisitos Generales .....	12-55
12.10.4.2	Método de Diseño Directo .....	12-56
12.10.4.2.1	Cargas y Distribución del Empuje .....	12-56
12.10.4.2.2	Análisis de las Solicitaciones en un Tubo con Arillo .....	12-57
12.10.4.2.3	Factores que Consideran el Proceso y los Materiales .....	12-58
12.10.4.2.4	Resistencia Flexional en el Estado Límite de Resistencia .....	12-58
12.10.4.2.4a	Armaduras Circunferenciales .....	12-58
12.10.4.2.4b	Mínima Sección de Armadura .....	12-58
12.10.4.2.4c	Máxima Sección de Armadura de Flexión sin Estribos .....	12-59
12.10.4.2.4d	Armadura para Controlar la Fisuración .....	12-60
12.10.4.2.4e	Mínimo Recubrimiento de Hormigón sobre las Armaduras .....	12-62
12.10.4.2.4f	Resistencia al Corte sin Estribos .....	12-62
12.10.4.2.6	Resistencia al Corte con Estribos Radiales .....	12-64
12.10.4.2.7	Anclaje de los Estribos .....	12-66
12.10.4.2.7a	Anclaje de los Estribos para Tracción Radial .....	12-66
12.10.4.2.7b	Anclaje de los Estribos para Corte .....	12-66
12.10.4.2.7c	Longitud Embebida de los Estribos .....	12-66
12.10.4.3	Método de Diseño Indirecto .....	12-66
12.10.4.3.1	Capacidad de Carga .....	12-66
12.10.4.3.2	Factor de Asiento .....	12-67
12.10.4.3.2a	Factor de Asiento para la Carga de Suelo en Tubos Circulares .....	12-67

12.10.4.3.2b	Factor de Asiento para la Carga de Suelo en Tubos Elípticos y en Arco .....	12-68
12.10.4.3.2c	Factor de Asiento para la Sobrecarga .....	12-69
12.10.4.4	Desarrollo de las Armaduras en Forma de Jaulas por Cuadrante.....	12-70
12.10.4.4.1	Mínima Sección de las Jaulas Principales .....	12-70
12.10.4.4.2	Longitud de Anclaje de las Mallas Soldadas de Alambres .....	12-70
12.10.4.4.3	Anclaje de las Jaulas por Cuadrante Compuestas por Mallas Soldadas de Alambres Lisos.....	12-70
12.10.4.4.4	Anclaje de las Jaulas por Cuadrante Compuestas por Barras Conformadas, Alambres Conformados o Mallas Soldadas de Alambres Conformados .....	12-71
12.10.5	Construcción e Instalación .....	12-71
12.11	ALCANTARILLAS TIPO CAJÓN DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU Y PREFABRICADO Y ARCOS DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU .....	12-72
12.11.1	Requisitos Generales .....	12-72
12.11.2	Distribución de las Cargas y las Sobrecargas .....	12-72
12.11.2.1	Requisitos Generales .....	12-72
12.11.2.2	Modificación de las Cargas de Suelo para Considerar la Interacción Suelo-Estructura ....	12-72
12.11.2.2.1	Instalaciones en Zanja y bajo Terraplén .....	12-72
12.11.2.2.2	Otras Instalaciones .....	12-75
12.11.2.3	Distribución de las Cargas Concentradas a la Losa Inferior de una Alcantarilla Tipo Cajón .....	12-75
12.11.2.4	Distribución de las Cargas Concentradas en las Alcantarillas Tipo Cajón Oblicuas .....	12-76
12.11.3	Estado Límite de Servicio .....	12-76
12.11.4	Seguridad contra las Fallas Estructurales .....	12-77
12.11.4.1	Requisitos Generales .....	12-77
12.11.4.2	Momento de Diseño para las Alcantarillas Tipo Cajón .....	12-77
12.11.4.3	Mínima Armadura .....	12-77
12.11.4.3.1	Estructuras Hormigonadas In Situ .....	12-77
12.11.4.3.2	Estructuras Tipo Cajón Prefabricadas .....	12-77
12.11.4.3.4	Mínimo Recubrimiento de Hormigón sobre las Armaduras de las Estructuras Tipo Cajón Prefabricadas .....	12-77
12.11.5	Construcción e Instalación .....	12-78
12.12	TUBOS TERMOPLÁSTICOS .....	12-78
12.12.1	Requisitos Generales .....	12-78
12.12.2	Estado Límite de Servicio .....	12-78
12.12.3	Seguridad contra las Fallas Estructurales .....	12-78
12.12.3.1	Requisitos Generales .....	12-78

12.12.3.2	Propiedades de las Secciones .....	12-79
12.12.3.3	Requisitos Químicos y Mecánicos .....	12-79
12.12.3.4	Esfuerzo Normal .....	12-80
12.12.3.5	Resistencia de las Paredes .....	12-84
12.12.3.5.1	Requisitos Generales .....	12-84
12.12.3.5.2	Pandeo .....	12-84
12.12.3.5.3	Resistencia de las Paredes del Tubo al Pandeo Localizado .....	12-85
12.12.3.5.3a	Requisitos Generales .....	12-85
12.12.3.5.3b	Perfil Idealizado .....	12-85
12.12.3.5.3c	Esbeltez y Ancho Efectivo .....	12-86
12.12.3.5.4	Deformación Unitaria Combinada .....	12-87
12.12.3.5.4a	Requisitos Generales .....	12-87
12.12.3.5.4b	Deformación Unitaria por Flexión .....	12-88
12.12.3.6	Requisitos para la Manipulación e Instalación .....	12-89
12.13	PLACAS DE ACERO UTILIZADAS COMO REVESTIMIENTO DE TÚNELES .....	12-90
12.13.1	Requisitos Generales .....	12-90
12.13.2	Cargas .....	12-90
12.13.2.1	Cargas de Suelo .....	12-90
12.13.2.2	Sobrecargas .....	12-91
12.13.2.3	Presión de Inyección .....	12-91
12.13.3	Seguridad contra las Fallas Estructurales .....	12-91
12.14.3.1	Propiedades de las Secciones .....	12-91
12.13.3.2	Área de las Paredes .....	12-92
12.13.3.3	Pandeo .....	12-92
12.13.3.4	Resistencia de las Costuras .....	12-92
12.13.3.5	Rigidez Constructiva .....	12-92
12.14	ESTRUCTURAS DE TRES LADOS DE HORMIGÓN ARMADO PREFABRICADO .....	12-94
12.14.1	Requisitos Generales .....	12-94
12.14.2	Materiales .....	12-94
12.14.2.1	Hormigón .....	12-94
12.14.2.2	Armaduras .....	12-94
12.14.3	Recubrimiento de Hormigón sobre las Armaduras .....	12-94
12.14.4	Propiedades Geométricas .....	12-95
12.14.5	Diseño .....	12-95
12.14.5.1	Requisitos Generales .....	12-95
12.14.5.2	Distribución de las Solicitaciones Debidas a las Sobrecargas en los Laterales .....	12-95

12.14.5.3 Distribución de las Cargas Concentradas en las Alcantarillas Oblicuas .....	12-95
12.14.5.4 Transferencia de Corte en las Juntas Transversales entre Secciones de una Alcantarilla ..	12-95
12.14.5.5 Ancho .....	12-95
12.14.5.6 Factores de Resistencia .....	12-96
12.14.5.7 Control de la Fisuración .....	12-96
12.14.5.8 Mínima Armadura .....	12-96
12.14.5.9 Control de las Deflexiones en el Estado Límite de Servicio .....	12-96
12.14.5.10 Diseño de las Zapatas .....	12-96
12.14.5.11 Relleno Estructural .....	12-96
12.14.5.12 Protección contra la Socavación y Consideraciones Hidrológicas e Hidráulicas .....	12-97





## SECCIÓN 12 (SI)

# ESTRUCTURAS ENTERRADAS Y REVESTIMIENTOS PARA TÚNELES

## 12.1 CAMPO DE APLICACIÓN

## C12.1

Esta sección contiene requisitos para la selección de las propiedades estructurales y las dimensiones de las estructuras enterradas, por ejemplo las alcantarillas, y las placas de acero utilizadas para soportar excavaciones de túneles en suelo.

Las estructuras enterradas consideradas en la presente sección comprenden los tubos metálicos, los tubos metálicos contruidos con placas estructurales, las estructuras de gran ancho contruidas con placas estructurales, las estructuras tipo cajón contruidas con placas estructurales, los tubos de hormigón armado, los arcos, estructuras de sección rectangular y elíptica de hormigón armado colado in situ y prefabricado, y los tubos termoplásticos.

El Artículo 2.6.6 contiene consideraciones acerca del diseño hidráulico de las estructuras enterradas; la norma FHWA (1985) contiene métodos de diseño referentes a la ubicación, longitud y demás parámetros geométricos

## 12.2 DEFINICIONES

*Abrasión* – Pérdida de sección o recubrimiento de una alcantarilla provocada por la acción mecánica del agua que transporta arena, grava y partículas del tamaño de un guijarro en suspensión a grandes velocidades y con turbulencia apreciable.

*Estructura Enterrada* – Término genérico que se aplica a las estructuras contruidas mediante métodos en zanja o bajo terraplén.

*Corrosión* – Pérdida de sección de una estructura enterrada provocada por procesos químicos y/o electroquímicos.

*Alcantarilla* – Conducto enterrado de sección curva o rectangular que se utiliza para conducir agua, vehículos, servicios públicos o peatones.

*MEF* – Método de los Elementos Finitos.

*Ancho de una Zanja Angosta* – Luz o ancho exterior de un tubo rígido, más 300 mm.

*Relación de Proyección* – Relación entre la distancia vertical desde la parte superior externa del tubo hasta el suelo o la superficie del lecho de asiento y la altura vertical exterior del tubo; se aplica solamente en el caso de tubos de hormigón armado.

*Envolvente de Suelo* – Zona de relleno de suelo controlado que se coloca alrededor de una alcantarilla; su objetivo es asegurar el comportamiento anticipado en base a la interacción suelo-estructura.

*Sistema con Interacción Suelo-Estructura* – Estructura enterrada cuyo comportamiento se ve afectado por su interacción con la envolvente de suelo.

*Túnel* – Abertura horizontal o prácticamente horizontal que se excava en el suelo de acuerdo con una geometría prediseñada aplicando métodos de tunelaje, excluyendo los métodos de corte y cubierta.

## 12.3 SIMBOLOGÍA

$A$	=	área de las paredes ( $\text{mm}^2/\text{m}$ ) (12.7.2.3)
$A_{ef}$	=	área efectiva de las paredes ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ) (12.12.5.3.2)
$A_g$	=	área bruta de las paredes dentro de una longitud igual a un período ( $\text{mm}^2$ ) (12.12.3.5.3c)
$A_L$	=	carga por eje, considerada como el 50 por ciento de todas las cargas por eje que se pueden colocar sobre la estructura simultáneamente (N); sumatoria de todas las cargas por eje de un grupo de ejes (N); carga por eje total en un eje simple o eje tandem (N) (12.8.4.2) (12.9.4.2) (12.9.4.3)
$A_s$	=	área de armadura de tracción ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ) (C12.10.4.2.4a) (C12.11.3) (C12.11.4)
$A_{smáx}$	=	mínima área de armadura de flexión sin estribos ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ) (12.10.4.2.4c)
$A_T$	=	área de la porción superior de la estructura por encima de la línea de arranque ( $\text{mm}^2$ ) (12.8.4.2)
$A_{vr}$	=	área de estribos para resistir las fuerzas de tracción radial en una sección transversal de ancho unitario en cada línea de estribos con una separación circunferencial, $s_v$ ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ) (12.10.4.2.6)
$A_{vs}$	=	área de estribos requerida como armadura de corte ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ) (12.10.4.2.6)
$B$	=	Ancho de la alcantarilla (mm) (C12.6.2.2.4)
$B'$	=	factor de distribución de tensiones no uniforme (12.12.3.5.2)
$B_c$	=	diámetro exterior o ancho de la estructura (mm) (12.6.6.3)
$B'_c$	=	altura vertical exterior del tubo (mm) (12.6.6.3)
$B_d$	=	ancho horizontal de la zanja en la parte superior del tubo (mm) (12.10.2.1.2)
$B_{FE}$	=	factor de asiento para la carga de suelo (12.10.4.3.1)
$B_{FLL}$	=	factor de asiento para la sobrecarga (12.10.4.3.1)
$B_I$	=	coeficiente de control de fisuración que toma en cuenta el efecto del recubrimiento de hormigón y la separación de las armaduras (C12.10.4.2.4d)
$b$	=	ancho efectivo del elemento (mm) (12.10.4.2.4c) (12.12.3.5.3c)
$C_A$	=	constante correspondiente a la geometría del tubo (12.10.4.3.2a)
$C_c$	=	coeficiente de carga para tubos con proyección positiva (12.10.4.3.2a)
$C_d$	=	coeficiente de carga para instalación en zanja (12.10.2.1.2)
$C_{dt}$	=	coeficiente de carga para instalación en túnel (12.13.2.1)
$C_H$	=	factor de ajuste que considera las alcantarillas metálicas tipo cajón con poca altura de recubrimiento (12.9.4.4)
$C_L$	=	coeficiente de distribución de la sobrecarga (12.12.3.4)
$C_{II}$	=	sobrecarga ajustada para considerar las cargas por eje, los ejes tandem y los ejes que tienen un número de ruedas diferente de cuatro: $C_1 C_2 A_L$ (N) (12.9.4.2)
$C_N$	=	parámetro que depende de la carga vertical y de la reacción vertical (12.10.4.3.2a)
$C_s$	=	coeficiente de rigidez constructiva para las placas de revestimiento de túneles (N/mm) (12.5.6.4)
$C_I$	=	1,0 para ejes simples y $0,5 + S/15.000 \leq 1,0$ para ejes tandem; coeficiente de ajuste que considera el número de ejes; coeficiente relacionado con el control de la fisuración que depende del tipo de armadura utilizada (12.9.4.2) (12.9.4.3) (C12.10.4.2.4d)
$C_2$	=	factor de ajuste que considera el número de ruedas de un eje de diseño como se especifica en la Tabla 12.9.4.2-

- 1; coeficiente de ajuste que considera el número de ruedas por eje (12.9.4.2) (12.9.4.3)
- $c$  = distancia desde la cara interna hasta el eje neutro de un tubo termoplástico (mm); distancia desde la superficie interior hasta el eje neutro (mm); distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema (mm) (12.12.3.6) (12.12.3.5.2) (12.12.3.5.4b)
- $D$  = longitud de la porción recta del enriñonado (mm); diámetro del tubo (mm); capacidad de Carga-D ( $D$ -load) requerida de un tubo de hormigón (N/mm); diámetro al baricentro de la pared del tubo (mm) (12.9.4.1) (12.6.6.2) (12.10.4.3.1) (12.12.3.5.4b)
- $D$ -load = resistencia del tubo obtenida a partir de un ensayo de carga en tres apoyos con una carga que produce una fisura de 0,25 mm (Carga-D) (N/mm) (12.10.4.3)
- $D_e$  = diámetro efectivo del tubo termoplástico (mm) (12.12.3.6)
- $D_f$  = factor de forma (12.12.3.5.4b)
- $D_i$  = diámetro interior del tubo (mm) (12.10.4.3.1)
- $D_o$  = diámetro exterior del tubo (mm) (12.12.3.4)
- $d$  = ancho de suelo envolvente requerido adyacente a la estructura (mm); distancia desde la cara comprimida hasta el baricentro de la armadura de tracción (mm) (12.8.5.3) (12.10.4.2.4a) (C12.11.3)
- $d'$  = ancho del terraplén combado para proveer apoyo adecuado para una instalación oblicua (mm) (C12.6.8.2)
- $d_I$  = distancia desde la estructura (mm) (12.8.5.3)
- $E$  = módulo de elasticidad del plástico (MPa) (12.12.3.3)
- $E_m$  = módulo de elasticidad del metal (MPa) (12.7.2.4)
- $E(x)$  = carga lateral distribuida no equilibrada en la alcantarilla debajo del terreno inclinado y oblicua en el muro de extremo (N) (C12.6.2.2.4)
- $E_{50}$  = módulo de elasticidad a 50 años (MPa) (12.12.3.5.3c)
- $F$  = carga concentrada que actúa en la coronación de una alcantarilla (N) (C12.6.2.2.5)
- $F_c$  = factor de corrección por la curvatura (12.10.4.2.5)
- $F_{cr}$  = factor para ajustar el control de la fisuración respecto del máximo ancho de fisura promedio de 0,25 mm correspondiente a  $F_{cr} = 1,0$  (12.10.4.2.4d)
- $F_d$  = factor que considera el efecto de la profundidad de fisuración que provoca un aumento de la tracción diagonal, el corte y la resistencia a medida que disminuye  $d$  (12.10.4.2.5)
- $F_e$  = factor de interacción suelo-estructura para instalaciones bajo terraplén (12.10.2.1)
- $FF$  = factor de flexibilidad (mm/N) (12.5.6.3) (12.7.2.6)
- $F_n$  = coeficiente que considera el efecto del esfuerzo normal sobre la resistencia al corte (12.10.4.2.5)
- $F_{rp}$  = factor que considera el efecto del proceso constructivo y los materiales locales sobre la resistencia a la tracción radial del tubo (12.10.4.2.3)
- $F_{rt}$  = factor que considera el efecto del tamaño del tubo sobre la resistencia a la tracción radial (12.10.4.2.4c)
- $F_t$  = factor de interacción suelo estructura para instalaciones en zanja (12.10.2.1)
- $F_u$  = resistencia a la tracción mínima especificada (MPa) (12.7.2.4)
- $F_{vp}$  = factor que considera el efecto del proceso constructivo y los materiales locales sobre la resistencia al corte del tubo (12.10.4.2.3)
- $F_y$  = tensión de fluencia del metal (MPa) (12.7.2.3)

$f_c$	= resistencia a la compresión del hormigón (MPa) (12.4.2.2)
$f_{cr}$	= tensión crítica de pandeo (MPa) (12.7.2.4)
$f_s$	= máxima tensión en el acero de las armaduras en el estado límite de servicio (MPa) (C12.11.3)
$f_y$	= tensión de fluencia mínima especificada para el acero de las armaduras (MPa) (12.10.4.2.4a)
$g$	= aceleración de la gravedad ( $m/sec^2$ ) (12.8.4.2) (12.12.3.4)
$H$	= altura de la alcantarilla (mm); altura de recubrimiento desde la parte superior de la alcantarilla tipo cajón hasta la parte superior del pavimento (mm); altura de recubrimiento sobre la coronación (mm); altura de relleno sobre la parte superior del tubo o cajón (mm) (C12.6.2.2.5) (12.9.4.2) (12.9.4.4) (12.10.2.1)
$HAF$	= factor de arqueamiento horizontal (12.10.2.1)
$H_{diseño}$	= altura de diseño del recubrimiento sobre la parte superior de la alcantarilla o sobre la coronación de los arcos o tubos (mm) (C12.6.2.2.5)
$H_L$	= reacción de la faja de muro de remate (N) (C12.6.2.2.5)
$H_s$	= profundidad del nivel freático por encima de la línea de arranque del tubo (mm) (12.12.3.4)
$H_1$	= profundidad de la coronación de la alcantarilla debajo de la superficie del terreno (mm); altura de recubrimiento encima de la zapata hasta la superficie de tránsito (mm) (C12.6.2.2.5) (12.8.4.2)
$H_2$	= altura real de recubrimiento sobre la parte superior de la alcantarilla o sobre la coronación de los arcos o tubos (mm); altura de recubrimiento desde la línea de arranque de la estructura hasta la superficie de tránsito (mm) (C12.6.2.2.5) (12.8.4.2)
$h$	= distancia vertical desde la parte superior del recubrimiento para la altura de diseño hasta el punto de aplicación de la carga horizontal (mm); espesor de pared de la alcantarilla de sección circular o tipo cajón (mm); altura de la superficie del terreno por encima de la parte superior del tubo (mm) (C12.6.2.2.5) (12.10.4.2.4a) (C12.11.3)
$h_w$	= altura de la superficie del agua por encima de la parte superior del tubo (mm) (12.12.3.5.2)
$I$	= momento de inercia ( $mm^4/mm$ ) (12.7.2.6)
$ID$	= diámetro interno (mm) (12.6.6.3)
$i$	= coeficiente que considera el efecto de la fuerza axial en el estado límite de servicio, $f_s$ (12.10.4.2.4d) (C12.11.3)
$j$	= coeficiente para el brazo de momento en el estado límite de servicio, $f_s$ (12.10.4.2.4d) (C12.11.3)
$K$	= relación entre el empuje lateral unitario efectivo del suelo y el empuje vertical unitario efectivo del suelo, es decir, el coeficiente de empuje activo del suelo de Rankine (12.10.4.2)
$K_h$	= empuje lateral del suelo para alcantarillas debajo de terreno inclinado (MPa/mm) (C12.6.2.2.5)
$K_{h1}$	= distribución del empuje lateral del suelo que actúa en la superficie pendiente arriba de la alcantarilla (MPa/mm) (C12.6.2.2.5)
$K_{h2}$	= distribución del empuje lateral del suelo que actúa en la superficie pendiente abajo de la alcantarilla (MPa/mm) (C12.6.2.2.5)
$k$	= factor de rigidez del suelo; coeficiente de apoyo de los bordes (12.7.2.4) (12.13.3.3) (12.12.3.5.3c)
$L$	= distancia a lo largo de la longitud de la alcantarilla desde la junta de expansión hasta la línea de centro del muro de remate (mm); longitud del nervio rigidizador en la porción recta del enriñonado (mm); (C12.6.2.2.5) (12.9.4.1)
$L_w$	= ancho de carril (mm); ancho de distribución de la sobrecarga horizontal en la dirección circunferencial, a la altura de la coronación (mm) (12.8.4.2) (12.12.3.4)
$M_{dl}$	= momento debido a la carga permanente (N-mm/mm); sumatoria de los momentos nominales en la coronación

- y el enriñonado debidos a la carga permanente (N-mm/mm) (12.9.4.2)
- $M_{dlu}$  = momento mayorado debido a la carga permanente como se especifica en el Artículo 12.9.4.2 (N-mm) (12.9.4.3)
- $M_{ll}$  = momento debido a la sobrecarga (N-mm/mm); sumatoria de los momentos nominales en la coronación y el enriñonado debidos a la sobrecarga (N-mm/mm) (12.9.4.2)
- $M_{llu}$  = momento mayorado debido a las sobrecargas como se especifica en el Artículo 12.9.4.2 (N-mm) (12.9.4.3)
- $M_{nu}$  = momento mayorado que actúa en una sección transversal de ancho unitario modificado para considerar los efectos de la compresión o tracción (N-mm/mm) (12.10.4.2.6)
- $M_{pc}$  = capacidad de momento plástico de la coronación (N-mm/mm) (12.9.4.3)
- $M_{ph}$  = capacidad de momento plástico del enriñonado (N-mm/mm) (12.9.4.3)
- $M_s$  = momento flector en el estado límite de servicio (N-mm/mm); momento que actúa en una sección transversal de ancho unitario en el estado límite de servicio; en las expresiones de diseño se toma como valor absoluto (N-mm/mm); módulo confinado del suelo especificado en la Tabla 12.12.3.4-1 (MPa); módulo del suelo (MPa) (12.10.4.2.4d) (C12.11.3) (12.12.3.4) (12.12.3.5.2)
- $M_u$  = momento último que actúa en una sección transversal de ancho unitario (N-mm/mm) (12.10.4.2.4a)
- $N_s$  = esfuerzo axial que actúa en una sección transversal de ancho unitario en el estado límite de servicio; se considera positivo cuando es de compresión y negativo cuando es de tracción (N/mm) (12.10.4.2.4d) (C12.11.3)
- $N_u$  = esfuerzo axial que actúa en una sección transversal de ancho unitario en el estado límite de resistencia (N/mm) (12.10.4.2.4a)
- $n$  = número de carriles de tráfico adyacentes (12.8.4.2)
- $P_c$  = proporción del momento total soportado por la coronación de una alcantarilla metálica tipo cajón (12.9.4.3)
- $P_F$  = presión vertical mayorada en la coronación (MPa) (12.12.3.4)
- $P_L$  = presión de diseño mayorada en la coronación (MPa); presión debida a la sobrecarga ( $LL$ ) y al incremento por carga dinámica ( $IM$ ) (MPa) (12.7.2.2) (12.12.3.4)
- $P_{sp}$  = empuje geostático del suelo ( $EV$ ), no incluye la presión hidrostática (MPa) (12.12.3.4)
- $P_w$  = presión hidrostática (MPa) (12.12.3.4)
- $P_I$  = empuje horizontal de la estructura a una distancia  $d_1$  (MPa) (12.8.5.3)
- $p$  = relación de proyección positiva (12.10.4.3.2a)
- $p'$  = relación de proyección negativa (12.10.4.3.2a)
- $q$  = relación entre el empuje lateral total y el empuje vertical total (12.10.4.3.2a)
- $R$  = altura de la estructura (mm); altura de una alcantarilla tipo cajón o de una estructura de gran ancho construida con placas estructurales (mm); radio al baricentro de la pared de la alcantarilla (mm); radio del tubo (mm); radio al baricentro del perfil de la pared del tubo (mm) (12.8.4.1) (12.9.4.1) (12.12.3.4) (12.12.3.5.2) (12.12.3.5.4b)
- $R_{AL}$  = factor de corrección que considera la carga por eje (12.9.4.6)
- $R_c$  = radio de la esquina de la estructura (mm); factor de corrección que considera la resistencia del hormigón (12.8.5.3) (12.9.4.6)
- $R_d$  = relación de los factores de resistencia especificados en el Artículo 5.5.4.2 para corte y momento (12.10.4.2.4c)
- $R_f$  = factor relacionado con el espesor requerido para la losa de alivio, aplicable para las estructuras tipo cajón en las cuales el ancho es menor que 8000 mm (12.9.4.6)

$R_H$	=	componente horizontal de la reacción de la zapata (N/mm) (12.8.4.2)
$R_h$	=	factor de reducción del momento en el enriñonado (12.9.4.3)
$R_n$	=	resistencia nominal (N/mm) (12.5.1)
$R_r$	=	resistencia mayorada (N/mm); resistencia mayorada al esfuerzo axial (N/mm) (12.5.1) (12.12.3.5)
$R_T$	=	radio del arco superior de las estructuras de gran ancho construidas con placas estructurales (mm) (12.8.3.2)
$R_V$	=	componente vertical de la reacción de la zapata (N/mm) (12.8.4.2)
$R_w$	=	factor de flotabilidad en agua (12.12.3.5.2)
$r$	=	radio de giro (mm); radio a la línea de centro de la pared de un tubo de hormigón (mm) (12.7.2.4) (12.10.4.2.5)
$r_c$	=	radio de la coronación (mm) (12.9.4.1)
$r_h$	=	radio del enriñonado (mm) (12.9.4.1)
$r_s$	=	radio de la armadura interna (mm) (12.10.4.2.4c)
$r_{sd}$	=	parámetro para la relación de asentamiento (12.10.4.3.2a)
$S$	=	diámetro o ancho del tubo o túnel (mm); ancho de una estructura de gran ancho construida con placas estructurales (mm); ancho de una alcantarilla tipo cajón (mm) (12.6.6.3) (12.8.4.1) (12.9.4.2)
$S_H$	=	factor de rigidez anular (12.12.3.4)
$S_i$	=	diámetro interno o ancho horizontal del tubo (mm) (12.10.4.2.4b)
$S_l$	=	separación de la armadura circunferencial (mm) (12.10.4.2.4d)
$S_1, S_2$	=	fuerzas de corte que actúan a lo largo de las líneas de apoyo de la alcantarilla (N) (C12.6.2.2.5)
$s_v$	=	separación de los estribos (mm) (12.10.4.2.6)
$T$	=	esfuerzo normal total debido a las cargas permanentes y sobrecargas que actúan sobre la estructura (N/mm) (12.8.5.3)
$T_L$	=	esfuerzo normal mayorado (N/mm) (12.7.2.2)
$t$	=	espesor requerido para la losa de alivio de hormigón (mm); espesor del elemento (mm) (12.9.4.6) (12.12.3.5.3c)
$t_b$	=	espesor básico de la losa de alivio de hormigón (mm); recubrimiento libre de hormigón sobre las armaduras (mm) (12.9.4.6) (12.10.4.2.4d)
$V$	=	reacción de la zapata en la dirección del lado recto de la alcantarilla tipo cajón (N/mm) (12.9.4.5)
$VA_F$	=	factor de arqueamiento vertical (12.10.2.1)
$V_c$	=	fuerza de corte mayorada que actúa en una sección transversal de ancho unitario y que produce la falla por tracción diagonal si no hay armaduras en forma de estribos (N/mm) (12.10.4.2.6)
$V_{DL}$	=	$g[H_2(S)A_T]\gamma_s/(2 \times 10^9)$ (N/mm) (12.8.4.2)
$V_L$	=	reacción en la faja de muro de remate (N) (C12.6.2.2.5)
$V_{LL}$	=	$n(A_L)/(2400 + 2H_1)$ (N/mm) (12.8.4.2)
$V_n$	=	resistencia nominal al corte de la sección del tubo sin estribos radiales por unidad de longitud del tubo (N/mm) (12.10.2.4.5)
$V_r$	=	resistencia al corte mayorada por unidad de longitud (N/mm) (12.10.4.2.5)
$V_u$	=	fuerza de corte última que actúa en una sección transversal de ancho unitario (N/mm) (12.10.4.2.5)

$W_E$	= empuje total del suelo sobre el tubo o revestimiento (N/mm) (12.10.2.1)
$W_F$	= carga del fluido dentro del tubo (N/mm) (12.10.4.3.1)
$W_L$	= sobrecarga total en el tubo o revestimiento (N/mm) (12.10.4.3.1)
$W_T$	= carga permanente y sobrecarga total en el tubo o revestimiento (N/mm) (12.10.4.3.1)
$w$	= ancho libre total del elemento entre elementos de apoyo (mm) (12.12.3.5.3c)
$x$	= parámetro que depende del área de la proyección vertical del tubo en la cual el empuje activo lateral del suelo es efectivo (12.10.4.3.2a)
$\alpha$	= ángulo de oblicuidad entre el eje de la carretera o una tangente a la misma y el muro de remate de la alcantarilla (°) (C12.6.2.2.5)
$\beta$	= ángulo de la pendiente del relleno respecto de partir de la horizontal (°) (C12.6.2.2.5)
$\gamma_{EV}$	= factor de carga para el empuje vertical debido a la carga permanente del suelo de relleno (12.12.3.4)
$\gamma_{LL}$	= factor de carga para la sobrecarga (12.12.3.4)
$\gamma_s$	= densidad del suelo de relleno ( $\text{kg/m}^3$ ); densidad del suelo ( $\text{kg/m}^3$ ) (12.9.2.2) (12.9.4.2)
$\gamma_w$	= densidad del agua ( $\text{kg/m}^3$ ) (12.12.3.4)
$\gamma_{WA}$	= factor de carga para la presión hidrostática (12.12.3.4)
$\Delta$	= ángulo de retorno de la estructura (°); ángulo incluido por el radio del enriñonado (°); deflexión admisible del tubo, reducción del diámetro vertical provocada por la flexión (mm) (12.8.4.2) (12.9.4.1) (12.12.3.5.4b)
$\epsilon_{bu}$	= deformación unitaria por flexión mayorada = $\gamma_B \epsilon_b$ (mm/mm) (12.12.3.5.4a)
$\epsilon_{st}$	= deformación unitaria por tracción a largo plazo mayorada (mm/mm) (12.12.3.5.4a)
$\epsilon_t$	= deformación unitaria por tracción admisible (12.12.3.5.4a)
$\eta_{EV}$	= factor de modificación de las cargas, especificado en el Artículo 1.3.2, tal como se aplican a las cargas de suelo verticales sobre las alcantarillas (12.12.3.4)
$\eta_{LL}$	= factor de modificación de las cargas tal como se aplican a las sobrecargas sobre las alcantarillas (12.12.3.4)
$\lambda$	= factor de esbeltez (12.12.3.5.3c)
$\mu'$	= coeficiente de fricción entre el tubo y el suelo (12.10.2.1.2)
$\rho$	= factor de ancho efectivo (12.12.3.5.3c)
$\phi$	= factor de resistencia (12.5.1)
$\phi_f$	= factor de resistencia para flexión (12.10.4.2.4c)
$\phi_{fs}$	= coeficiente de fricción entre el material de relleno y los lados de la zanja (12.10.4.3.2a)
$\phi_r$	= factor de resistencia para tracción radial (12.10.4.2.4c)
$\phi_s$	= factor de resistencia para la rigidez del suelo, $\phi_s = 0,9$ (12.12.3.4)
$\psi$	= ángulo central del tubo subtendido por la distribución supuesta para la fuerza reactiva externa (°) (12.10.4.2.1)
$\omega$	= separación de las corrugaciones (mm) (12.12.3.5.3c)

## 12.4 PROPIEDADES DEL SUELO Y LOS MATERIALES

### 12.4.1 Determinación de las Propiedades del Suelo

### 12.4.1.1 Requisitos Generales

Se deberá realizar un estudio de suelos para determinar la presencia e influencia de condiciones ambientales que pudieran afectar el comportamiento de las estructuras enterradas. Para las estructuras enterradas soportadas por zapatas y para los arcos cerrados y tubos de gran diámetro se debería realizar un estudio de las fundaciones a fin de evaluar la capacidad de los materiales de fundación para resistir las cargas aplicadas y para satisfacer los requisitos referentes al desplazamiento de la estructura.

### 12.4.1.2 Suelos de Fundación

Para determinar la estabilidad del lecho de asiento y el asentamiento bajo carga se deberá considerar el tipo de suelo de fundación y su comportamiento anticipado.

### 12.4.1.3 Suelos Utilizados como Relleno Envolvente

Se deberán establecer el tipo, la densidad compactada y las características de resistencia de la envolvente de suelo adyacente a la estructura enterrada. Los suelos de relleno utilizados como envolvente deberán satisfacer los requisitos de la Norma AASHTO M 145 como se describe a continuación:

- Para los tubos flexibles y estructuras de hormigón estándares: A-1, A-2 o A-3 (GW, GP, SW, SP, GM, SM, SC, GC),
- Para las alcantarillas metálicas tipo cajón y las estructuras metálicas de gran ancho que tienen un recubrimiento menor que 3600 mm: A-1, A-2-4, A-2-5 o A-3 (GW, GP, SW, SP, GM, SM, SC, GC), y
- Para las estructuras metálicas de gran ancho que tienen un recubrimiento mayor o igual que 3600 mm: A-1 o A-3 (GW, GP, SW, SP, GM, SM).

### C12.4.1.1

Conocer la siguiente información puede resultar útil para el diseño:

- La resistencia y compresibilidad de los materiales de fundación;
- Las características químicas del suelo y el agua superficial, por ejemplo el pH, la resistividad y el contenido de cloruros del suelo y el pH, la resistividad y el contenido de sulfatos del agua superficial;
- La hidrología de los cursos de agua, por ejemplo la tasa de flujo y la velocidad, el ancho máximo, la profundidad admisible aguas arriba de la estructura, y el potencial de socavación; y
- Un estudio del comportamiento y el estado de las alcantarillas existentes en la proximidad de las obras proyectadas.

### C12.4.1.2

El Artículo 10.4 contiene lineamientos generales acerca de las propiedades de los suelos de fundación. El comportamiento de los tubos rígidos depende de la estabilidad de las fundaciones y del lecho de asiento.

### C12.4.1.3

Las Secciones 26 y 27 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications* contienen criterios para la compactación de los suelos de relleno utilizados para alcantarillas flexibles y rígidas, respectivamente.

Las tensiones en las paredes de las estructuras enterradas son sensibles a la rigidez relativa del suelo y el tubo. La estabilidad de las alcantarillas flexibles frente al pandeo depende de la rigidez del suelo.

Al seleccionar el tipo de relleno a utilizar como envolvente se debería considerar la calidad del material y si éste es adecuado para lograr los requisitos del diseño. El orden de preferencia para seleccionar el relleno a utilizar como envolvente en base a su calidad se puede tomar de la siguiente manera:

- Arena y grava angular bien graduada;
- Arena y grava no angular bien graduada;
- Materiales fluidos, por ejemplo mezclas de cemento, suelo y ceniza fina, con los cuales se obtienen



rellenos de baja densidad y baja resistencia, exclusivamente para aplicaciones en zanja;

- Arena o grava uniforme, siempre que se confirme que una vez colocada será densa y estable; es posible que con estos materiales sea necesario utilizar un filtro o geotextil para evitar la migración de los finos;
- Arena o grava arcillosa de baja plasticidad; y
- Suelos estabilizados, los cuales sólo deben ser utilizados bajo la supervisión de un Ingeniero familiarizado con el comportamiento del material.

## **12.4.2 Materiales**

### **12.4.2.1 Tubos y Estructuras Construidas con Placas Estructurales de Aluminio**

El aluminio para los tubos y arcos cerrados corrugados deberá satisfacer los requisitos de la norma AASHTO M 196 (ASTM B 745M). El aluminio para los tubos construidos con placas estructurales, arcos cerrados, arcos abiertos y estructuras tipo cajón deberá satisfacer los requisitos de la norma AASHTO M 219 (ASTM B 746M).

### **12.4.2.2 Hormigón**

El hormigón deberá satisfacer lo establecido en el Artículo 5.4, excepto que  $f'_c$  se podrá basar en ensayos sobre testigos.

### **12.4.2.3 Tubos de Hormigón Prefabricado**

Los tubos de hormigón prefabricado deberán satisfacer los requisitos de las Normas AASHTO M 170M (ASTM C 76M) y M 242M (ASTM C 655M). Se podrán utilizar espesores de pared de diseño diferentes de las dimensiones estándares, siempre y cuando el diseño satisfaga todos los requisitos aplicables de la Sección 12.

### **12.4.2.4 Estructuras de Hormigón Prefabricado**

Las estructuras de hormigón prefabricado en forma de arco, elípticas y tipo cajón deberán satisfacer los requisitos de las normas AASHTO M 206M (ASTM C 506M), M 207M (ASTM C 507M), M 259M (ASTM C 789M) y M 273M (ASTM C 850M).

### **12.4.2.5 Tubos y Estructuras Construidas con Placas Estructurales de Acero**

El acero para los tubos y arcos cerrados corrugados deberá satisfacer los requisitos de la norma AASHTO M 36 (ASTM A 760M). El acero para tubos construidos con placas estructurales, arcos cerrados, arcos abiertos y estructuras tipo cajón deberán satisfacer los requisitos de la norma AASHTO M 167 (ASTM A 761M).

#### 12.4.2.6 Armaduras de Acero

Las armaduras deberán satisfacer los requisitos del Artículo 5.4.3 y además deberán conformarse a una de las normas siguientes: AASHTO M 31M (ASTM A 615M), M 32M (ASTM A 82), M 55M (ASTM A 185), M 221M (ASTM A 497M) o M 225M (ASTM A 496).

Para los alambres lisos y las mallas soldadas de alambres lisos la tensión de fluencia se puede tomar como 450 MPa. Para las mallas soldadas de alambres conformados la tensión de fluencia se puede tomar como 480 MPa.

#### 12.4.2.7 Tubos Termoplásticos

Los tubos plásticos pueden ser de paredes macizas, corrugadas o perfiladas, y pueden ser de polietileno (PE) o cloruro de polivinilo (PVC).

Los tubos de PE deberán satisfacer los requisitos de las normas ASTM F 714 para tubos de paredes macizas, AASHTO M 294 para tubos corrugados y ASTM F 894 para tubos de paredes perfiladas.

Los tubos de PVC deberán satisfacer los requisitos de las normas AASHTO M 278 para tubos de paredes macizas, ASTM F 679 para tubos de paredes macizas, y AASHTO M 304 para tubos de paredes perfiladas.

### 12.5 ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE RESISTENCIA

#### 12.5.1 Requisitos Generales

Las estructuras enterradas y sus fundaciones se deberán diseñar utilizando los métodos apropiados especificados en los Artículos 12.7 a 12.12 de manera que puedan resistir las cargas mayoradas obtenidas aplicando las combinaciones de cargas especificadas en los Artículos 12.5.2 y 12.5.3.

Para cada uno de los estados límites aplicables, la resistencia mayorada,  $R_r$ , se deberá calcular de la siguiente manera:

$$R_r = \phi R_n \quad (12.5.1-1)$$

donde:

#### C12.5.1

Los Artículos 12.7 a 12.12 contienen procedimientos para determinar la resistencia nominal en los siguientes casos:

- Tubos, arcos cerrados y arcos abiertos metálicos;
- Placas estructurales de gran ancho;
- Estructuras tipo cajón construidas con placas estructurales;
- Tubos de hormigón armado prefabricado;
- Estructuras tipo cajón de hormigón armado colado

$R_n$  = resistencia nominal

in situ y prefabricado; y

$\phi$  = factor de resistencia especificado en la Tabla 12.5.5-1

- Tubos termoplásticos.

### 12.5.2 Estado Límite de Servicio

Las estructuras enterradas se deberán investigar para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I, según lo especificado en la Tabla 3.4.1-1.

- Control de las deflexiones en las estructuras metálicas, las placas utilizadas como revestimiento de túneles y los tubos termoplásticos; y
- Control del ancho de fisuración en las estructuras de hormigón armado.

### 12.5.3 Estado Límite de Resistencia

Las estructuras enterradas y los revestimientos de túneles se deberán investigar para las cargas constructivas y para las Combinaciones de Cargas correspondientes a los Estados Límites de Resistencia I y II, según lo especificado en la Tabla 3.4.1-1, tal como se indica a continuación:

Para las estructuras metálicas:

- área de las paredes
- pandeo
- falla de las costuras
- límite de flexibilidad para la construcción
- flexión de las estructuras tipo cajón solamente

Para las estructuras de hormigón:

- flexión
- corte
- esfuerzo normal
- tracción radial

Para los tubos termoplásticos:

- área de las paredes
- pandeo
- límite de flexibilidad

Para las placas utilizadas como revestimiento de túneles:

- área de las paredes
- pandeo

### C12.5.2

La deflexión de los revestimientos de los túneles depende significativamente de la magnitud de la sobreexcavación de la perforación y es afectada por la demora en la colocación del empaque o por el uso de un empaque inadecuado. La deflexión no depende primariamente del módulo del suelo ni de las propiedades de las placas utilizadas como revestimiento, de manera que su magnitud no se puede calcular aplicando las expresiones habitualmente utilizadas para calcular flechas.

Si las luces del túnel son significativas el Diseñador debería sobredimensionar la estructura de manera de tomar en cuenta su deflexión.

### C12.5.3

Las Combinaciones de Cargas correspondientes a los Estados Límites de Resistencia III y IV no son determinantes debido a la magnitud relativa de las cargas aplicables a las estructuras enterradas tal como se indica en el Artículo 12.6.1. Se ha demostrado que las estructuras enterradas no son controladas por la fatiga.

Las geometrías de las paredes de los tubos termoplásticos son muy variadas; algunos tubos termoplásticos pueden incluso tener secciones delgadas que posiblemente sean determinadas por el pandeo localizado. El estado límite de resistencia para el área de las paredes incluye la evaluación de la capacidad de la sección frente al pandeo localizado.

- resistencia de las costuras
- rigidez constructiva

#### **12.5.4 Factores de Modificación de las Cargas y Factores de Carga**

Para las estructuras enterradas y los revestimientos de túneles se deberán aplicar los factores de modificación de las cargas tal como se especifica en el Artículo 1.3, excepto que para las cargas constructivas los factores de modificación de las cargas se deberán tomar iguales a 1,0. Para los estados límites de resistencia las estructuras enterradas se deberán considerar como no redundantes bajo la carga del suelo de relleno y como redundantes bajo las cargas dinámicas y el incremento por carga dinámica. La importancia operativa de una estructura se deberá determinar considerando la necesidad de que la estructura mantenga su funcionalidad y/o la seguridad de la carretera.

#### **12.5.5 Factores de Resistencia**

Para las estructuras enterradas los factores de resistencia se deberán tomar como se especifica en la Tabla 1. Los valores de los factores de resistencia para el diseño geotécnico de las fundaciones de las estructuras enterradas se deberán tomar como se especifica en la Sección 10.

#### **C12.5.5**

Las instalaciones estándares utilizadas en el diseño directo de los tubos de hormigón fueron desarrolladas en base a exhaustivos estudios paramétricos utilizando el programa de interacción suelo-estructura SPIDA. Aunque investigaciones realizadas en el pasado confirman que los modelos suelo-estructura que utiliza el programa SPIDA se correlacionan adecuadamente con las mediciones realizadas in situ, la variabilidad de los métodos de instalación y materiales utilizados para las alcantarillas sugiere que el diseño para instalaciones Tipo I debería ser modificado. Esta revisión reduce la interacción suelo-estructura para las instalaciones Tipo I en un 10 por ciento, al menos hasta que sea posible obtener documentación adicional respecto de la instalación en obra.

**Tabla 12.5.5-1 Factores de resistencia para las estructuras enterradas**

TIPO DE ESTRUCTURA	FACTOR DE RESISTENCIA
Tubos, arcos abiertos y arcos cerrados metálicos	
Tubos helicoidales con costura de seguridad o costura totalmente soldada: <ul style="list-style-type: none"> <li>Mínima área de las paredes y pandeo</li> </ul>	1,00
Tubos anulares con costura soldada por puntos, remachada o abulonada: <ul style="list-style-type: none"> <li>Mínima área de las paredes y pandeo</li> <li>Mínima resistencia de las costuras longitudinales</li> <li>Capacidad de carga sobre las fundaciones</li> </ul>	1,00 0,67 Ver Sección 10
Tubos contruidos con placas estructurales: <ul style="list-style-type: none"> <li>Mínima área de las paredes y pandeo</li> <li>Mínima resistencia de las costuras longitudinales</li> <li>Capacidad de carga sobre las fundaciones</li> </ul>	1,00 0,67 Ver Sección 10
Estructuras de gran ancho contruidas con placas estructurales y placas para revestimiento de túneles	
<ul style="list-style-type: none"> <li>Mínima área de las paredes</li> <li>Mínima resistencia de las costuras</li> <li>Capacidad de carga sobre las fundaciones</li> </ul>	0,67 0,67 Ver Sección 10
Estructuras tipo cajón contruidas con placas estructurales	
<ul style="list-style-type: none"> <li>Capacidad de momento plástico</li> <li>Capacidad de carga sobre las fundaciones</li> </ul>	1,00 Ver Sección 10
Tubos de hormigón armado	
Método de Diseño Directo:	
Instalación Tipo I <ul style="list-style-type: none"> <li>Flexión</li> <li>Corte</li> <li>Tracción radial</li> </ul>	0,90 0,82 0,82
Otros tipos de instalaciones: <ul style="list-style-type: none"> <li>Flexión</li> <li>Corte</li> <li>Tracción radial</li> </ul>	1,00 0,90 0,90
Estructuras tipo cajón de hormigón armado colado in-situ	
<ul style="list-style-type: none"> <li>Flexión</li> <li>Corte</li> </ul>	0,90 0,85
Estructuras tipo cajón de hormigón armado prefabricado	
<ul style="list-style-type: none"> <li>Flexión</li> <li>Corte</li> </ul>	1,00 0,90
Estructuras de hormigón armado prefabricado de tres lados	
<ul style="list-style-type: none"> <li>Flexión</li> <li>Corte</li> </ul>	0,95 0,90
Tubos termoplásticos	
Tubos de PE y PVC: <ul style="list-style-type: none"> <li>Mínima área de las paredes y pandeo</li> <li>Flexión</li> </ul>	1,00 1,00

## 12.5.6 Límites de Flexibilidad y Rigidez Constructiva

### 12.5.6.1 Tubos de Metal Corrugado y Estructuras Construidas con Placas Estructurales Corrugadas

### C12.5.6.1

Los factores de flexibilidad para los tubos de metal corrugado y las estructuras construidas con placas estructurales corrugadas no deberán ser mayores que los valores especificados en la Tabla 1.

Estos límites establecidos para la rigidez constructiva y la flexibilidad de las placas son requisitos constructivos que no representan ninguno de los estados límites de servicio.

**Tabla 12.5.6.1-1 Límite para el factor de flexibilidad**

TIPO DE MATERIAL	TAMAÑO DE LAS CORRUGACIONES (mm)	FACTOR DE FLEXIBILIDAD (mm/N)
Tubos de acero	6,35	0,25
	12,7	0,25
	25,4	0,19
Tubos de aluminio	6,35 y 12,7	
	Materiales de espesor 1,52	0,18
	materiales de espesor 1,90	0,35
	Todos los demás	0,53
Placas de acero	25,4	0,34
	150 × 50	
	Tubos	0,11
	Arcos cerrados	0,17
Placas de aluminio	Arcos	0,17
	230 × 64	
	Tubos	0,14
	Arcos cerrados	0,21
	Arcos	0,21

### 12.5.6.2 Tubos Metálicos y Arcos Cerrados con Nervios en Espiral

Los factores de flexibilidad para los tubos metálicos y arcos cerrados con nervios en espiral no deberán superar los valores especificados en la Tabla 1 para instalaciones bajo terraplén conforme a los requisitos de los Artículos 12.6.6.2 y 12.6.6.3 y para instalaciones en zanja conforme a los requisitos de los Artículos 12.6.6.1 y 12.6.6.3.

**Tabla 12.5.6.2-1 Límite para el factor de flexibilidad**

MATERIAL	CONDICIÓN	TAMAÑO DE LAS CORRUGACIONES (mm)	FACTOR DE FLEXIBILIDAD (mm/N)
Acero	Bajo terraplén	19 × 19 × 190	0,049 $I^{1/3}$
		19 × 25 × 290	0,031 $I^{1/3}$
	En zanja	19 × 19 × 190	0,059 $I^{1/3}$
		19 × 25 × 290	0,037 $I^{1/3}$
Aluminio	Bajo terraplén	19 × 19 × 190	0,076 $I^{1/3}$
		19 × 25 × 290	0,039 $I^{1/3}$
	En zanja	19 × 19 × 190	0,094 $I^{1/3}$
		19 × 25 × 290	0,048 $I^{1/3}$

Los valores de la inercia,  $I$ , para los tubos y arcos cerrados de acero y aluminio se deberán tomar como se indica en las Tablas A12-2 y A12-5.

### 12.5.6.3 Tubos Termoplásticos

El factor de flexibilidad,  $FF$ , de los tubos termoplásticos no deberá ser mayor que 0,54 mm/N.

### C12.5.6.3

El PE y el PVC son materiales termoplásticos que exhiben mayores factores de flexibilidad a altas temperaturas y menores factores de flexibilidad a bajas temperaturas. Los límites especificados para el factor de flexibilidad se definen en relación con los valores de rigidez de los tubos obtenidos de acuerdo con la norma ASTM D 2412 a 23°C.

### 12.5.6.4 Placas de Acero para Revestimiento de Túneles

La rigidez constructiva,  $C_s$ , en N/mm, no deberá ser menor que los siguientes valores:

- Placas para revestimiento de dos alas:

$$C_s \geq 8,75 \text{ (N/mm)}$$

- Placas para revestimiento de cuatro alas:

$$C_s \geq 19,5 \text{ (N/mm)}$$

### C12.5.6.4

Los revestimientos ensamblados utilizando placas para revestimiento de dos y cuatro alas no proporcionan la misma rigidez constructiva que un anillo de acero de igual rigidez.

## 12.6 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE DISEÑO

### 12.6.1 Cargas

Las estructuras enterradas se deberán diseñar para las solicitaciones resultantes de los empujes horizontales y verticales del suelo, la carga del pavimento, la sobrecarga y el incremento por carga dinámica. Si las condiciones

### C12.6.1

Las estructuras enterradas se benefician de los efectos favorables que le ofrecen tanto la protección del suelo como sus condiciones de apoyo, y esto reduce o elimina la necesidad de considerar muchas de las cargas y

constructivas o del sitio de emplazamiento lo ameritan, se deberán evaluar la sobrecarga de suelo, las cargas de fricción negativa y la presión hidrostática externa. Para las estructuras enterradas cuyo punto más bajo está ubicado por debajo del nivel freático se deberán evaluar las cargas atribuibles a la flotabilidad en agua a fin de controlar la flotación, según se indica en el Artículo 3.7.2. Las cargas sísmicas se deberían considerar solamente si las estructuras enterradas atraviesan fallas activas.

Para el empuje vertical del suelo se deberá aplicar el máximo factor de carga de la Tabla 3.4.1-2.

Las cargas de rueda se deberán distribuir a través de los suelos de relleno de acuerdo con los requisitos del Artículo 3.6.1.2.6.

combinaciones de cargas especificadas en el Artículo 3.4. Típicamente estas estructuras se ven poco afectadas por las cargas de viento, los efectos de la temperatura, el frenado de los vehículos y las fuerzas centrífugas. El peso propio de la estructura, la sobrecarga peatonal y las cargas de hielo son insignificantes comparadas con las sollicitaciones que provoca el suelo de relleno. Si es que existe, la presión hidrostática externa puede aumentar considerablemente el empuje total que actúa sobre un tubo enterrado.

Las fuerzas de colisión de vehículos solamente se aplican a los accesorios tales como los muros de remate y las barandas. Excepto la flotabilidad y las cargas de colisión de embarcaciones, el agua solamente puede actuar en la dirección longitudinal de la alcantarilla, es decir en la dirección no crítica.

Debido a la ausencia o baja magnitud de estas cargas, son las Combinaciones de Cargas correspondientes a Estado Límite de Servicio I y Resistencia I y II las que determinan el diseño, o bien las cargas constructivas.

El análisis mediante elementos finitos utilizado al preparar estos requisitos para estructuras metálicas tipo cajón se basan en propiedades del suelo conservadoras, correspondientes a arcilla de baja plasticidad (CL) compactada al 90 por ciento de su densidad tal como se especifica en la norma AASHTO T99. Aunque la arcilla de baja plasticidad no se considera un material de relleno aceptable de acuerdo con el Artículo 12.4.1.3, los momentos obtenidos aplicando el método de los elementos finitos han sido conservadores, de límite superior.

Las condiciones de carga que provocan el máximo momento flector y el máximo esfuerzo normal no necesariamente coinciden, y tampoco son necesariamente las condiciones que existirán bajo la configuración final.

## **12.6.2 Estado Límite de Servicio**

### **12.6.2.1 Desplazamiento Admisible**

Los criterios para determinar el desplazamiento admisible de una estructura enterrada se deberán desarrollar en base a la función y el tipo de estructura, la vida de servicio anticipada y las consecuencias que provocaría un desplazamiento inaceptable.

### **12.6.2.2 Asentamiento**

#### *12.6.2.2.1 Requisitos Generales*

El asentamiento se deberá determinar como se especifica en el Artículo 10.6.2. Se deberán considerar los potenciales desplazamientos provocados por:

- Asentamiento diferencial longitudinal a lo largo de



la longitud del tubo;

- Asentamiento diferencial entre el tubo y el relleno; y
- Asentamiento de las zapatas y carga no equilibrada de las estructuras oblicuas que atraviesan un terraplén.

#### *12.6.2.2.2 Asentamiento Diferencial Longitudinal*

El asentamiento diferencial a lo largo de la longitud de una estructura enterrada se deberá determinar de acuerdo con el Artículo 10.6.2.2.3. Los tubos y alcantarillas sujetos a asentamientos diferenciales longitudinales se deberán equipar con juntas positivas que les permitan resistir las fuerzas resultantes y que satisfagan los requisitos de las Secciones 26 y 27 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

Para ciertas instalaciones se puede especificar una contraflecha a fin de asegurar el flujo hidráulico durante la totalidad de la vida de servicio de la estructura.

#### *12.6.2.2.3 Asentamiento Diferencial entre la Estructura y el Relleno*

Si se anticipa que una estructura en arco ha de sufrir asentamientos diferenciales entre la estructura y el relleno lateral, la fundación se debería diseñar de manera que se asiente con respecto al relleno.

Los tubos con solera no se deberán instalar sobre fundaciones que se han de asentar mucho menos que el relleno adyacente; además, se debería proveer un lecho de asiento uniforme de material granular ligeramente compactado.

#### *12.6.2.2.4 Asentamiento de las Zapatas*

Las zapatas se deberán diseñar de manera que provean asentamientos longitudinales y transversales uniformes. El asentamiento de las zapatas deberá ser lo suficientemente grande como para proveer protección contra las potenciales fuerzas de fricción negativa provocadas por el asentamiento del relleno adyacente. Si los materiales de fundación son pobres, se deberá considerar excavar todo o parte del material inaceptable y reemplazarlo por un material aceptable compactado.

El diseño de las zapatas deberá satisfacer los requisitos del Artículo 10.6.

Las reacciones de las zapatas de las alcantarillas metálicas tipo cajón se deberán determinar como se especifica en el Artículo 12.9.4.5.

#### *C12.6.2.2.3*

El objetivo de este requisito es minimizar las cargas de fricción negativa.

#### *C12.6.2.2.4*

Los arcos cerrados metálicos, los arcos metálicos de gran ancho y las alcantarillas metálicas tipo cajón no se deberían apoyar sobre materiales de fundación relativamente rígidos con respecto al relleno lateral adyacente. No se recomienda utilizar zapatas o pilotes macizos para evitar el asentamiento de este tipo de estructuras.

En general, es deseable implementar diseños que acomoden un asentamiento uniforme, siempre y cuando el asentamiento total resultante no perjudique la funcionalidad de la estructura.

Para el diseño de las zapatas de los arcos se deberán considerar los efectos de la profundidad de las zapatas. Las reacciones de la zapata se deberán considerar actuando tangencialmente al arco en el punto de conexión a la zapata, y de un valor igual al esfuerzo normal en el arco en la zapata.

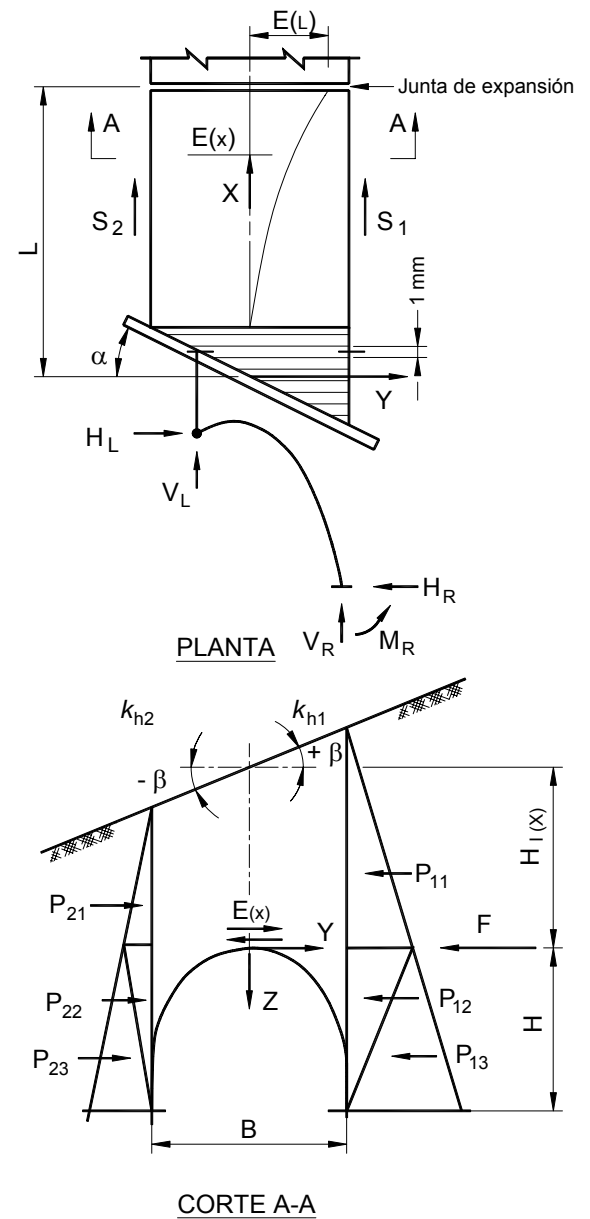
#### 12.6.2.2.5 Cargas No Equilibradas

Las estructuras enterradas oblicuas respecto de la alineación de la carretera y que se extienden a través de un terraplén se deberán diseñar considerando la influencia de las cargas asimétricas sobre la sección de la estructura.

#### C12.6.2.2.5

Despreciar los efectos de las fuerzas laterales no equilibradas en el diseño puede resultar en la falla del muro de remate y las secciones adyacentes de la alcantarilla.

Debido a la complejidad que implica determinar la distribución real de las cargas en una estructura sujeta a cargas no equilibradas, está permitido modelar el problema utilizando métodos numéricos o el siguiente método aproximado. El método aproximado consiste en analizar franjas de alcantarilla de 1,0 mm de ancho para los empujes no equilibrados del suelo, estando estas franjas limitadas por planos perpendiculares al eje de la alcantarilla. La Figura C1 muestra cómo determinar la fuerza  $F$  para este método. En el caso de las franjas de alcantarilla semicompletas, se puede asumir que estas franjas son soportadas como se ilustra en la parte inferior de la vista en planta. El muro de remate se deberá diseñar como un pórtico que soporta las reacciones de las franjas,  $V_L$  y  $H_L \cos \alpha$ , además de la fuerza concentrada,  $F$ , que se asume actúa en la coronación. La fuerza  $F$  se determina utilizando las expresiones indicadas a continuación.



**Figura C12.6.2.2.5-1 – Fuerzas que actúan en una alcantarilla - Análisis aproximado**

La carga distribuida no equilibrada se puede estimar mediante las siguientes relaciones:

$$E(x) = (P_{11} - P_{21}) + \frac{2}{3}(P_{12} - P_{22}) + \frac{1}{3}(P_{13} - P_{23}) \quad (\text{C12.6.2.2.5-1})$$

donde:

$$\begin{aligned}
P_{11} &= \frac{1}{2} K_{h1} \left( H_{1(x)} + \frac{B}{2} \tan \beta \right)^2 \\
P_{21} &= \frac{1}{2} K_{h2} \left( H_{1(x)} - \frac{B}{2} \tan \beta \right)^2 \\
P_{12} &= \frac{1}{2} K_{h1} H \left( H_{1(x)} + \frac{B}{2} \tan \beta \right) \\
P_{22} &= \frac{1}{2} K_{h2} H \left( H_{1(x)} - \frac{B}{2} \tan \beta \right) \\
P_{13} &= \frac{1}{2} K_{h1} H \left( H + H_{1(x)} + \frac{B}{2} \tan \beta \right) \\
P_{23} &= \frac{1}{2} K_{h2} H \left( H + H_{1(x)} - \frac{B}{2} \tan \beta \right)
\end{aligned} \tag{C12.6.2.2.5-2}$$

Reemplazando los empujes en la Ecuación C1 se obtiene lo siguiente:

$$E(x) = A_2 x^2 + A_1 x + A_0 \tag{C12.6.2.2.5-3}$$

donde:

$$\begin{aligned}
A_2 &= \frac{1}{2} \left( \frac{H_{1(L)}}{L} \right)^2 (K_{h1} - K_{h2}) \\
A_1 &= \frac{1}{2} \left( \frac{H_{1(L)}}{L} \right) [B(K_{h1} + K_{h2}) \tan \beta + H(K_{h1} - K_{h2})] \\
A_0 &= \frac{1}{24} [(3B^2 \tan^2 \beta + 4H^2)(K_{h1} - K_{h2}) \\
&\quad + 6HB(K_{h1} + K_{h2} \tan \beta)]
\end{aligned} \tag{C12.6.2.2.5-4}$$

Las fuerzas de apoyo para la carga distribuida no equilibrada,  $E(x)$ , son:

$$\begin{aligned}
F &= \frac{1}{6} L \sec \alpha (2A_2 L^2 + 3A_1 L + 6A_0) \\
S_1 &= -\frac{1}{12} \frac{L}{B} [A_2 L^2 (3L - 2B \tan \alpha) + A_1 L \\
&\quad (4L - 3B \tan \alpha) + 6A_0 (L - B \tan \alpha)] \\
S_2 &= \frac{1}{12} \frac{L}{B} [A_2 L^2 (3L + 2B \tan \alpha) + A_1 L \\
&\quad (4L + 3B \tan \alpha) + 6A_0 (L + B \tan \alpha)]
\end{aligned} \tag{C12.6.2.2.5-5}$$

Los valores de  $K_h$  se obtienen de la Figura C2.

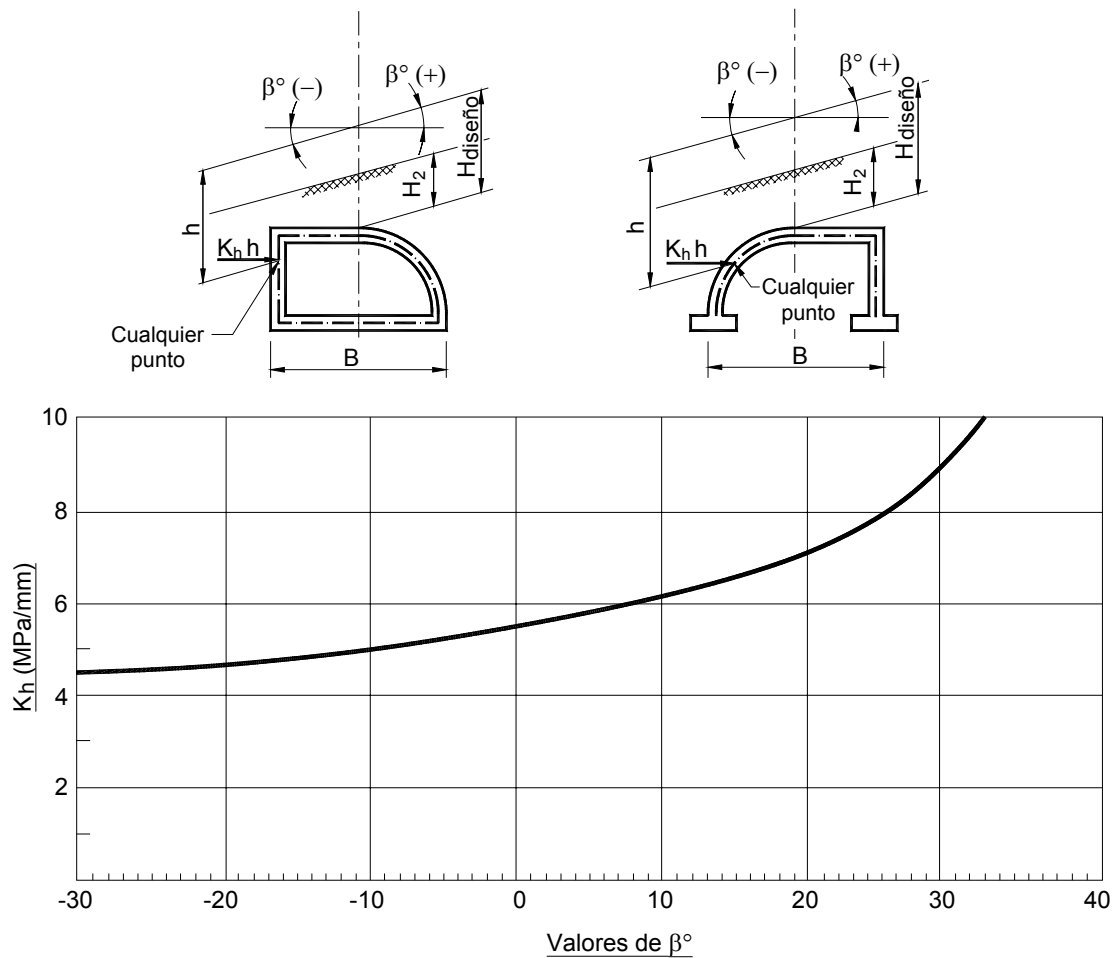


Figura C12.6.2.2.5-2 – Empuje lateral del suelo en función de la pendiente del terreno.

### 12.6.2.3 Levantamiento

Si las estructuras se instalan por debajo del nivel freático más elevado anticipado se deberá considerar el levantamiento.

### C12.6.2.3

Para satisfacer este requisito la carga permanente en la coronación de la estructura debería ser mayor que la flotabilidad de la alcantarilla, utilizando los factores de carga que corresponda.

## 12.6.3 Seguridad contra las Fallas del Suelo

### 12.6.3.1 Capacidad de Carga y Estabilidad

Los tubos y las zapatas para estructuras enterradas se deberán investigar para determinar que no se producirán fallas por capacidad de carga y que no habrá erosión del relleno debido a los gradientes hidráulicos.

### 12.6.3.2 Relleno en las Esquina de los Arcos Metálicos Cerrados

El relleno en las esquinas de los arcos metálicos

cerrados en la base se deberán diseñar considerando la presión en las esquinas, la cual se deberá tomar como el esfuerzo normal en el arco dividido por el radio de la esquina del arco cerrado. El suelo utilizado como envolvente alrededor de las esquinas de los arcos cerrados deberá resistir esta presión. Se puede especificar la colocación de relleno estructural seleccionado compactado a densidades mayores que las normales.

#### 12.6.4 Diseño Hidráulico

Se deberán aplicar las consideraciones de diseño hidráulico especificadas en el Artículo 2.6 y en la norma FHWA "*Hydraulic Design of Highway Culverts*" (1985).

#### 12.6.5 Socavación

Las estructuras enterradas se deberán diseñar de manera que ninguna parte de las mismas sufra desplazamientos como resultado de la socavación.

En las áreas en las cuales la socavación constituye una consideración relevante, los muros de ala se deberán prolongar a partir de la estructura una distancia suficiente para proteger la parte estructural de la envolvente de suelo que rodea la estructura. Para las estructuras colocadas sobre depósitos erosionables se deberá utilizar un muro de barrera o cortina contra la socavación que se extienda por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada o bien una solera pavimentada. Las zapatas de las estructuras se deberán colocar a una profundidad mayor o igual que 600 mm por debajo de la máxima profundidad de socavación anticipada.

#### 12.6.6 Envolvente de Suelo

##### 12.6.6.1 Instalaciones en Zanja

El mínimo ancho de la zanja deberá dejar suficiente espacio entre el tubo y las paredes de la zanja para asegurar que el espacio de trabajo sea adecuado para colocar y compactar el material de relleno de forma correcta y segura.

La documentación técnica deberá exigir que la estabilidad de la zanja sea asegurada ya sea en base a la pendiente de sus paredes o bien entibando la zanja de acuerdo con los requisitos de OSHA u otra normas aplicables.

##### C12.6.6.1

A modo de guía, el ancho mínimo de una zanja no debería ser menor que el mayor valor entre el diámetro del tubo más 400 mm o el diámetro del tubo por 1,5 más 300 mm. El uso de equipos diseñados especialmente puede asegurar que la instalación y el lecho de asiento sean satisfactorios aún en el caso de zanjas angostas. Si utilizando estos equipos se obtiene una instalación que satisface los requisitos del presente artículo, el Ingeniero podrá autorizar el uso de zanjas de mejor ancho.

En el caso de las zanjas excavadas en roca o suelos de alta capacidad de carga se pueden utilizar zanjas de ancho reducido hasta los límites que exige la compactación. En estas condiciones el uso de material de relleno fluido, tal como se especifica en el Artículo 12.4.1.3, permite reducir la envolvente a 150 mm a cada lado del tubo.

**12.6.6.2 Instalaciones Bajo Terraplén**

El mínimo ancho de la envolvente de suelo deberá ser suficiente para asegurar la restricción lateral de la estructura enterrada. El ancho combinado de la envolvente de suelo más el terraplén adyacente deberá ser capaz de soportar todas las cargas sobre la alcantarilla y deberá satisfacer los requisitos sobre desplazamiento especificados en el Artículo 12.6.2.

**C12.6.6.2**

A modo de guía, el mínimo ancho de la envolvente de suelo a cada lado de la estructura enterrada no debería ser menor que los anchos especificados en la Tabla C1:

Diámetro, $S$ (mm)	Mínimo ancho de la envolvente de suelo (mm)
< 600	$S$
600 - 3600	600
> 3600	1500

**12.6.6.3 Mínimo Recubrimiento de Suelo**

El recubrimiento en forma de una subbase granular bien compactada, tomado a partir de la parte superior de un pavimento rígido o a partir de la parte inferior de un pavimento flexible, no deberá ser menor que los valores especificados en la Tabla 1, en la cual:

$S$  = diámetro del tubo (mm)

$B_c$  = diámetro exterior o ancho de la estructura (mm)

$B'_c$  = altura vertical exterior del tubo (mm)

$ID$  = diámetro interior (mm)

**12.6.6.3-1 – Mínimo recubrimiento de suelo**

TIPO	CONDICIÓN	MÍNIMO RECUBRIMIENTO
Tubos de metal corrugado	—	$S/8 \geq 300$ mm
Tubos metálicos con nervio en espiral	Conducto de acero	$S/4 \geq 300$ mm
	Conducto de aluminio con $S \leq 1200$ mm	$S/2 \geq 300$ mm
	Conducto de aluminio con $S > 1200$ mm	$S/2,75 \geq 600$ mm
Tubos contruidos con placas estructurales	—	$S/8 \geq 300$ mm
Tubos de gran ancho contruidos con placas estructurales	—	Ver Tabla 12.8.3.1.1-1
Estructuras tipo cajón contruidas con placas estructurales	—	430 mm como se especifica en el Artículo 12.9.1
Tubos de hormigón armado	Áreas no pavimentadas y debajo de pavimentos flexibles	$B_c/8$ o $B'_c/8$ , cualquiera sea el que resulte mayor, $\geq 300$ mm
	Relleno granular compactado debajo de pavimentos rígidos	230 mm
Tubos termoplásticos	—	$ID/8 \geq 300$ mm

Si no se provee recubrimiento de suelo, la parte superior de las estructuras tipo cajón de hormigón armado colado in situ se deberán diseñar considerando la aplicación directa de las cargas vehiculares.

Se deberán considerar los requisitos sobre recubrimiento adicional durante la construcción tal como se especifica en el Artículo 30.5.5 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

### 12.6.7 Mínima Separación entre Múltiples Líneas de Tubos

La separación entre múltiples líneas de tubos deberá ser suficiente para permitir la correcta colocación y compactación del relleno debajo del enriñonado y entre las estructuras.

La documentación técnica debería exigir que la colocación y compactación del relleno se coordine de manera tal de minimizar las cargas no equilibradas entre múltiples estructuras poco separadas. Siempre que sea posible el relleno se debería mantener nivelado sobre la serie de estructuras. Se deberán investigar los efectos de las carreteras con pendientes importantes sobre la estabilidad de las estructuras flexibles sujetas a cargas no equilibradas.

### C12.6.7

A modo de guía, la mínima separación entre los tubos no debería ser menor que los valores indicados en la Tabla C1.

**Tabla C12.6.7-1 – Mínima separación entre tubos**

Tipo de Estructura	Mínima distancia entre tubos (mm)
Tubos circulares, diámetro $D$ (mm)	
< 600	300
600 - 1800	$D/2$
> 1800	900
Arcos cerrados, ancho $S$ (mm)	
< 900	300
900 - 2700	$S/3$
2700 - 4800	900
Arcos, ancho $S$ (mm)	
Cualquier ancho	600

La mínima separación se puede reducir si entre las diferentes estructuras se coloca un material de relleno fluido, tal como se especifica en el Artículo 12.4.1.3.

## 12.6.8 Tratamiento de los Extremos

### 12.6.8.1 Requisitos Generales

Se deberá considerar especialmente la protección de las zonas de los extremos cuando ocurran condiciones de remanso o cuando se anticipe la ocurrencia de erosión o fuerzas de levantamiento. Se deberían considerar medidas para asegurar la seguridad del tráfico, como por ejemplo el uso de rejas estructuralmente adecuadas que se adapten a la pendiente del terraplén, prolongar la longitud de la alcantarilla más allá del punto de riesgo o bien utilizar un guardarraí.

### C12.6.8.1

Los extremos de las alcantarillas pueden constituir un riesgo significativo para el tráfico.

Cuando ocurren condiciones de remanso el flujo a presión que se produce en el extremo de salida de la alcantarilla puede provocar el levantamiento de las secciones de tubo que no tienen un recubrimiento adecuado y la socavación de los suelos erosivos debido a las elevadas velocidades de flujo del agua. Las medidas para controlar estos problemas incluyen anclar el extremo



del tubo en un muro de remate de hormigón o cubrirlo con rip-rap cuya masa sea suficiente para resistir las fuerzas de levantamiento, además de revestir las áreas de salida con rip-rap u hormigón para evitar la socavación.

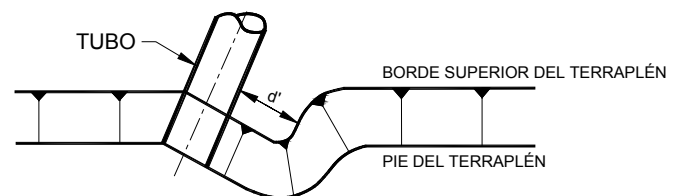
### 12.6.8.2 Alcantarillas Flexibles Oblicuas Respecto de la Alineación de la Carretera

Los extremos de las alcantarillas flexibles oblicuas respecto de la alineación de la carretera y que atraviesan relleno en terraplén se deberán combar para asegurar que las cargas sean simétricas a ambos lados del tubo, o bien el muro de remate se deberá diseñar de manera que soporte la totalidad de la fuerza de empuje en el extremo cortado.

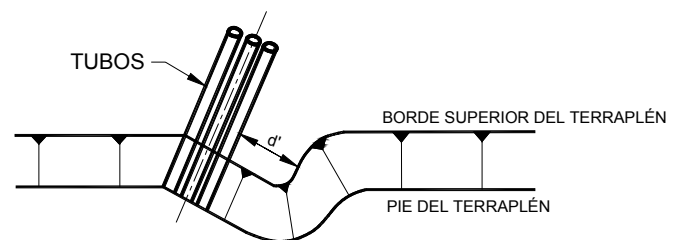
### C12.6.8.2

En el caso de las estructuras flexibles se recomienda reforzar adicionalmente los extremos para asegurar los bordes metálicos en la entrada y salida contra las fuerzas de origen hidráulico. Los métodos de refuerzo incluyen el uso de collares de hormigón armado o de acero estructural, retenidas o anclajes en el suelo, muros de remate parciales y muros interceptores debajo de la cota de la solera.

A modo de guía, en la Figura C1 se sugieren límites para la oblicuidad respecto de los taludes, a menos que el talud sea combado. Esta figura también ilustra ejemplos de combadura de la sección transversal de un terraplén para lograr un tubo de extremo cuadrado para instalaciones con uno o múltiples tubos flexibles donde el mínimo ancho del terraplén combado,  $d'$ , se toma como 1,50 veces la sumatoria de la altura de la alcantarilla más el recubrimiento o tres veces el ancho de la alcantarilla, cualquiera sea el valor que resulte menor.



EQUILIBRIO ADECUADO PARA  
UNA ESTRUCTURA SIMPLE



EQUILIBRIO ADECUADO PARA  
UNA ESTRUCTURA MÚLTIPLE

**Figura C12.6.8.2-1 – Tratamiento de los extremos de una alcantarilla flexible oblicua**

### 12.6.9 Condiciones Corrosivas y Abrasivas

Se deberá considerar la degradación de la resistencia estructural que pueden provocar la corrosión y la abrasión.

### C12.6.9

Diferentes ensayos a largo plazo del comportamiento in situ de estructuras enterradas han permitido desarrollar

Si el diseño de una alcantarilla metálica o termoplástica es determinado por los factores de flexibilidad durante su instalación, los requisitos referentes a la protección contra la corrosión y/o la abrasión se pueden reducir o eliminar, siempre y cuando se demuestre que la alcantarilla degradada proveerá resistencia adecuada para las cargas que se anticipan durante la totalidad de la vida de servicio de la estructura.

## **12.7 TUBOS, ARCOS Y ARCOS CERRADOS METÁLICOS**

### **12.7.1 Requisitos Generales**

Estos requisitos se deberán aplicar al diseño de los tubos metálicos enterrados, tanto corrugados como con nervios en espiral, y a los tubos metálicos enterrados construidos con placas estructurales.

Los tubos y arcos metálicos cerrados corrugados pueden tener costuras remachadas, soldadas o de seguridad; sus corrugaciones pueden ser anulares o helicoidales. Los tubos, arcos y arcos cerrados construidos con placas estructurales deberán ser abulonados y sus corrugaciones solamente podrán ser anulares.

La relación altura-ancho de los arcos construidos con placas estructurales no deberá ser menor que 0,3.

Para las estructuras con radios mayores que 4000 mm se deberán aplicar los requisitos del Artículo 12.8.

### **12.7.2 Seguridad contra las Fallas Estructurales**

Los tubos y los arcos cerrados corrugados y con nervio en espiral y los tubos construidos con placas estructurales se deberán investigar en el estado límite de resistencia para:

- Área de pared del tubo,
- Resistencia al pandeo, y
- Resistencia de las costuras en el caso de las estructuras con costuras longitudinales.

#### **12.7.2.1 Propiedades de las Secciones**

Las dimensiones y propiedades de las secciones transversales de los tubos, la mínima resistencia de las

lineamientos empíricos para estimar los efectos de la corrosión y la abrasión. Ejemplos de ello incluyen los trabajos de Bellair y Swing (1984), Koepf y Ryan (1986), Hurd (1984), Meacham et al. (1982), Potter (1988), la publicación *NCHRP Synthesis No. 50* (1978) y Funahashi y Bushman (1991).

Si las condiciones son fuertemente abrasivas puede ser necesario realizar un diseño especial. Los recubrimientos protectores se pueden aplicar en taller o en obra, de acuerdo con las normas AASHTO M 190, M 224, M 243 y M 245 (ASTM A 762M).

### **C12.7.1**

Estas estructuras se vuelven parte de un sistema compuesto formado por la sección de tubo metálico y la envolvente de suelo; ambos elementos contribuyen al comportamiento estructural del sistema.

Para obtener información acerca de la fabricación de las estructuras y componentes estructurales aquí mencionados el lector puede consultar las normas AASHTO M 196 (ASTM B 745M) para aluminio, M 36 (ASTM A 760M) para tubos de acero y arcos cerrados corrugados, y M 167 (ASTM A 761M) y M 219 (ASTM B 746B) para tubos construidos con placas estructurales de acero y aluminio, respectivamente.

costuras, los requisitos químicos y mecánicos para los tubos y arcos cerrados de aluminio y acero corrugado y para los tubos, arcos abiertos y arcos cerrados construidos con placas estructurales de aluminio y acero corrugado se pueden tomar como se especifica en el Apéndice A12.

### 12.7.2.2 Esfuerzo Normal

El esfuerzo normal mayorado,  $T_L$ , por unidad de longitud de muro se deberá tomar como:

$$T_L = P_L \left( \frac{S}{2} \right) \quad (12.7.2.2-1)$$

donde:

$T_L$  = esfuerzo normal mayorado por unidad de longitud (N/mm)

$S$  = ancho del tubo (mm)

$P_L$  = esfuerzo normal mayorado en la coronación (MPa)

### 12.7.2.3 Resistencia de las Paredes

La resistencia a la carga axial mayorada,  $R_n$ , por unidad de longitud de muro, sin considerar el pandeo, se deberá tomar como:

$$R_n = \phi F_y A \quad (12.7.2.3-1)$$

donde:

$A$  = área de las paredes ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )

$F_y$  = tensión de fluencia del metal (MPa)

$\phi$  = factor de resistencia tal como se especifica en el Artículo 12.5.5

### 12.7.2.4 Resistencia al Pandeo

Se deberá investigar el pandeo para el área de las paredes calculada mediante la Ecuación 12.7.2.3-1. Si  $f_{cr} < F_y$ , entonces  $A$  se deberá calcular nuevamente utilizando  $f_{cr}$  en lugar de  $F_y$ .

$$\text{Si } S < \left( \frac{r}{k} \right) \sqrt{\frac{24E_m}{F_u}}, \text{ entonces:}$$

### C12.7.2.4

Se cree que utilizar un factor de rigidez del suelo igual a 0,22 es una práctica conservadora para cualquiera de los tipos de materiales de relleno permitidos para los tubos y estructuras en arco. Este límite inferior para el valor de la rigidez del suelo se ha utilizado exitosamente en numerosas ediciones previas de las Especificaciones.

$$f_{cr} = F_u - \frac{\left(\frac{F_u k S}{r}\right)^2}{48 E_m} \quad (12.7.2.4-1)$$

Si  $S > \left(\frac{r}{k}\right) \sqrt{\frac{24 E_m}{F_u}}$ , entonces:

$$f_{cr} = \frac{12 E_m}{\left(\frac{k S}{r}\right)^2} \quad (12.7.2.4-2)$$

donde:

$S$  = diámetro del tubo o ancho de la estructura de placas (mm)

$E_m$  = módulo de elasticidad del metal (MPa)

$F_u$  = resistencia a la tracción del metal (MPa)

$r$  = radio de giro de las corrugaciones (mm)

$k$  = factor de rigidez del suelo tomado igual a 0,22

#### 12.7.2.5 Resistencia de las Costuras

Para los tubos fabricados con costuras longitudinales la resistencia nominal de la costura deberá ser suficiente para desarrollar el esfuerzo normal mayorado en la pared del tubo,  $T_L$ .

#### 12.7.2.6 Requisitos para el Manipuleo y la Instalación

La flexibilidad para el manipuleo deberá estar indicada mediante un factor de flexibilidad determinado de la siguiente manera:

$$FF = \frac{S^2}{E_m I} \quad (12.7.2.6-1)$$

Los valores de los factores de flexibilidad para el manipuleo y la instalación no deberán ser mayores que los valores correspondientes a los tubos y estructuras de placas de acero y aluminio especificados en el Artículo 12.5.6.

#### 12.7.3 Tubos con Revestimiento Interior Liso

Los tubos metálicos corrugados formados por un revestimiento interior liso y una camisa exterior corrugada

#### C12.7.2.6

Se pueden utilizar rigidizadores transversales para contribuir a que las estructuras construidas con placas estructurales corrugadas satisfagan los requisitos sobre factor de flexibilidad.

unidos en forma integral mediante costuras helicoidales separadas no más de 760 mm se pueden diseñar en base a las mismas consideraciones que un tubo metálico corrugado estándar que tiene las mismas corrugaciones que la camisa y un peso por mm mayor o igual que la sumatoria que los pesos por mm del revestimiento más la cáscara con corrugaciones helicoidales.

El paso de las corrugaciones no deberá ser mayor que 75 mm, y el espesor de la camisa no deberá ser menor que 60 por ciento del espesor total del tubo estándar equivalente.

#### **12.7.4 Elementos Rigidizadores para las Estructuras Construidas con Placas Estructurales**

Se puede incrementar la rigidez y la resistencia flexional de las estructuras construidas con placas estructurales agregando elementos de rigidización circunferencial en la coronación. Los elementos rigidizadores deberán ser simétricos y se deberán extender desde un punto ubicado por debajo del punto correspondiente a un cuarto a uno de los lados de la estructura, sobre la coronación, hasta el punto correspondiente del otro lado de la estructura.

#### **12.7.5 Construcción e Instalación**

La documentación técnica deberá exigir que la construcción e instalación se realicen conforme a la Sección 26 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

### **12.8 ESTRUCTURAS DE GRAN ANCHO CONSTRUÍDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES**

#### **12.8.1 Requisitos Generales**

Los requisitos especificados en el presente artículo y en el Artículo 12.7 se deberán aplicar al diseño estructural de las estructuras enterradas de metal corrugado de gran ancho formadas por placas estructurales.

Las siguientes geometrías, ilustradas en la Figura 1, se deberán considerar estructuras de gran ancho construidas con placas estructurales:

- Tubos y estructuras en arco contruidos con placas estructurales que requieren el uso de los elementos especiales especificados en el Artículo 12.8.3.5, y

#### **C12.7.4**

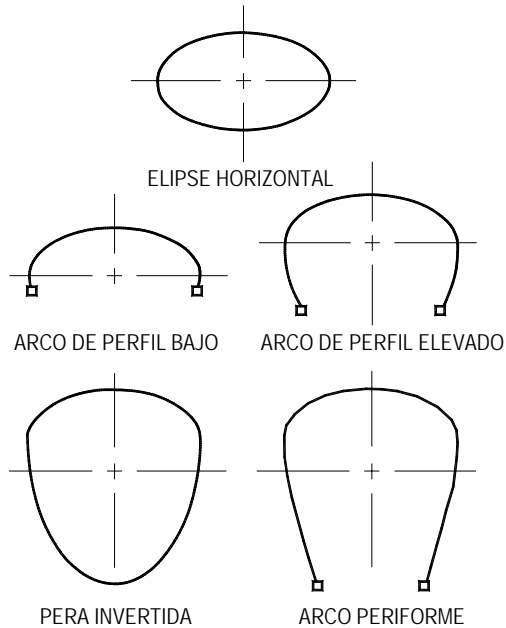
Los elementos rigidizadores aceptables incluyen:

- Rigidizadores estructurales longitudinales continuos conectados a las placas corrugadas a cada lado del arco superior, ya sea metálicos o de hormigón armado, simples o combinados; y
- Nervios de refuerzo formados a partir de perfiles estructurales curvados para adaptarse a la curvatura de las placas, asegurados a la estructura de manera de garantizar su acción integral con las placas corrugadas y con un intervalo de separación seleccionado según sea necesario.

#### **C12.8.1**

Estas estructuras se vuelven parte de un sistema compuesto formado por la sección de la estructura metálica y la envolvente de suelo; ambos elementos contribuyen al comportamiento estructural del sistema.

- Geometrías especiales de cualquier tamaño que tengan un radio de curvatura mayor que 4000 mm en la coronación o las placas laterales. Las alcantarillas metálicas tipo cajón no se consideran estructuras de gran ancho; estas alcantarillas se discuten en el Artículo 12.9.



**Figura 12.8.1-1 – Geometrías de gran ancho**

### 12.8.2 Estado Límite de Servicio

No se requiere considerar ningún criterio para estado límite de servicio.

### C12.8.2

Los requisitos de diseño y colocación del suelo para las estructuras de gran ancho pretenden limitar las deflexiones de la estructura. La documentación técnica debería exigir que se monitoreen los procedimientos constructivos para asegurar que durante las operaciones de colocación y compactación del relleno no se produzcan deformaciones severas.

### 12.8.3 Seguridad contra las Fallas Estructurales

A excepción de los requisitos sobre pandeo y flexibilidad, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 12.7 excepto como aquí se describe.

Las dimensiones y propiedades de las secciones transversales de la estructura, la mínima resistencia de las costuras, los requisitos mecánicos y químicos y las propiedades de los bulones para las secciones de gran ancho construidas con placas estructurales se deberán tomar como se especifica en el Apéndice A12 o bien como aquí se describe.

#### 12.8.3.1 Propiedades de las Secciones

## 12.8.3.1.1 Sección Transversal

## C12.8.3.1.1

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 12.7, considerando las excepciones aquí especificadas.

Las estructuras no descritas en la presente se deberán considerar como diseños especiales.

Se deberá aplicar la Tabla A12-3. Los mínimos requisitos para las propiedades de las secciones se deberán tomar como se especifica en la Tabla 1. Se pueden utilizar recubrimientos menores que los indicados en la Tabla 1 correspondientes al mínimo espesor de placa para un radio dado, siempre y cuando se utilicen nervios para rigidizar la placa. Si se utilizan nervios, el espesor de las placas no se puede reducir por debajo del mínimo especificado para dicho radio, y el momento de inercia de la sección del nervio y la placa no deberá ser menor que el de la placa no rigidizada de mayor espesor correspondiente a la altura de relleno. El uso de un recubrimiento de suelo menor que los valores mínimos indicados para un radio dado requiere un diseño especial.

No se deberían permitir los diseños no cubiertos por la Tabla 1 a menos que sean avalados por documentación aceptable para el propietario.

Los radios pequeños generan elevados empujes del suelo. Si las alturas del relleno son significativas se debería evitar que la relación entre el radio del arco superior y el radio del arco lateral sea elevada.

**Tabla 12.8.3.1.1-1 – Requisitos mínimos para las estructuras de gran ancho con elementos especiales aceptables**

ESPESOR MÍNIMO EN EL ARCO SUPERIOR (mm)					
Radio superior (mm)	≤ 4500	4500-5200	5200-6100	6100-7000	7000-7600
Placas de acero corrugado 150 mm × 50 mm – Espesor mínimo en el arco superior (mm)	2,82	3,56	4,32	5,54	6,32
LIMITACIONES GEOMÉTRICAS					
Se deberán aplicar las siguientes limitaciones geométricas:					
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Máximo radio de la placa – 7600 mm</li> <li>• Máximo ángulo central del arco superior – 80,0°</li> <li>• Mínima relación entre el radio del arco superior y el radio del arco lateral – 2</li> <li>• Máxima relación entre el radio del arco superior y el radio del arco lateral – 5</li> </ul>					
MÍNIMO RECUBRIMIENTO (mm)					
Radio superior (mm)	≤ 4500	4500-5200	5200-6100	6100-7000	7000-7600
Espesor del acero sin nervios (mm)					
2,82	750	–	–	–	–
3,56	750	900	–	–	–
4,32	750	900	900	–	–
4,78	750	900	900	–	–
5,54	600	750	750	900	–
6,32	600	600	750	900	1200
7,11	600	600	750	900	1200

#### *12.8.3.1.2 Control de la Geometría*

Los requisitos de los Artículos 12.7.2.4 y 12.7.2.6 no se deberán aplicar para el diseño de las estructuras de gran ancho construidas con placas estructurales.

#### *12.8.3.1.3 Requisitos Mecánicos y Químicos*

Se deberán aplicar las Tablas A12-3, A12-8 y A12-10.

### **12.8.3.2 Esfuerzo Normal**

El esfuerzo normal mayorado en la pared se deberá determinar utilizando la Ecuación 12.7.2.2-1, excepto que en esta expresión se deberá reemplazar el valor de  $S$  por dos veces el valor del radio del arco superior,  $R_T$ .

### **12.8.3.3 Área de las Paredes**

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 12.7.2.3.

### **12.8.3.4 Resistencia de las costuras**

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 12.7.2.5.

### **12.8.3.5 Elementos Especiales Aceptables**

#### *12.8.3.5.1 Rigidizadores Longitudinales Continuos*

Los rigidizadores longitudinales continuos se deberán conectar a las placas corrugadas a cada lado del arco superior. Los rigidizadores pueden ser metálicos o de hormigón armado, ya sea simples o combinados.

#### *12.8.3.5.2 Nervios Rigidizadores*

Para rigidizar las estructuras construidas con placas se pueden utilizar nervios de refuerzo formados a partir de perfiles estructurales. Si se los utiliza, estos nervios deben:

- Tener una curvatura que se adapte a la curvatura de las placas,
- Estar unidos a la estructura según corresponda para asegurar que trabajen de forma integral con las placas corrugadas, y
- Estar separados el intervalo necesario para aumentar el momento de inercia de la sección y llevarlo a los valores requeridos para el diseño.



## 12.8.4 Seguridad contra las Fallas Estructurales – Diseño de las Fundaciones

### 12.8.4.1 Límites para el Asentamiento

Se deberá realizar un estudio geotécnico del predio para determinar que las condiciones satisfagan los requisitos que establecen que tanto la estructura como la zona crítica de relleno a cada lado de la estructura tengan un apoyo adecuado. El diseño deberá satisfacer los requisitos del Artículo 12.6.2.2, debiéndose considerar los siguientes factores al establecer los criterios para el asentamiento:

- Una vez que se ha colocado el relleno sobre la coronación se deberán limitar los asentamientos del relleno con respecto a la estructura para así controlar las fuerzas de fricción negativa. Si el asentamiento del relleno lateral será mayor que el de la estructura es posible que sea necesario realizar un análisis detallado.
- Se deberán limitar los asentamientos a lo largo del eje longitudinal de las estructuras en arco a fin de mantener la pendiente e impedir la fisuración al pie de los arcos.

Los asentamientos diferenciales calculados a lo ancho de la estructura,  $\Delta$ , deberán satisfacer la siguiente expresión:

$$\Delta \leq \frac{0,01S^2}{R} \quad (12.8.4.1-1)$$

donde:

$S$  = ancho de la estructura (mm)

$R$  = altura de la estructura (mm)

Es posible que se requieran límites más restrictivos para los asentamientos si es necesario proteger los pavimentos o limitar las deflexiones diferenciales longitudinales.

### 12.8.4.2 Reacciones de las Zapatas de las Estructuras en Arco

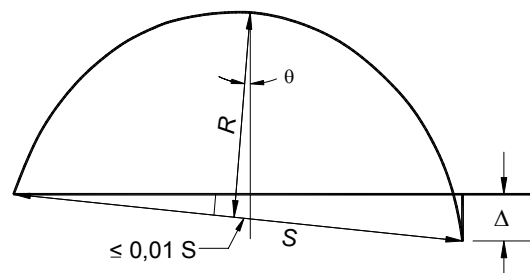
Las reacciones de las zapatas se pueden tomar de la

### C12.8.4.1

Una vez que se ha colocado el relleno sobre el arco superior de la estructura es posible que se produzcan fuerzas de fricción negativa si el relleno se asienta hacia las fundaciones más que la estructura. Esto hace que la estructura soporte más carga de suelo que el peso del suelo directamente sobre la misma. Si se realizan antes de instalar la estructura, las mejoras del predio tales como sobrecarga, compactación de las fundaciones, etc. muchas veces permiten corregir estas condiciones.

Si la estructura se asentará uniformemente junto con los suelos adyacentes, los tramos largos que se construyen con solera se pueden construir sobre una contraflecha para lograr una superficie final adecuada.

El asentamiento diferencial a lo ancho de la estructura, entre zapatas, se limita con el objetivo de evitar excentricidades excesivas. El límite establecido para cualquier rotación inducida por un asentamiento de la estructura mantiene el eje del arco superior a 1 por ciento del ancho, tal como se ilustra en la Figura C1.



**Figura C12.8.4.1-1 – Asentamiento diferencial**

La rotación de la estructura,  $\theta$ , se puede determinar de la siguiente manera:

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{\Delta}{S} \right) \quad (C12.8.4.1-1)$$

### C12.8.4.2

Las reacciones de las zapatas se calculan mediante los

siguiente manera:

$$R_V = (V_{DL} + V_{LL}) \cos \Delta \quad (12.8.4.2-1)$$

$$R_H = (V_{DL} + V_{LL}) \sin \Delta \quad (12.8.4.2-2)$$

donde:

$$V_{DL} = g [H_2(S) A_T] \gamma_s / (2 \times 10^9)$$

$$V_{LL} = n(A_L) / (2400 + 2H_1)$$

$n$  = entero  $[2H_1 / L_w + 2] \leq$  número de carriles de tráfico adyacentes.

y donde:

$R_V$  = componente vertical de la reacción de la zapata (N/mm)

$R_H$  = componente horizontal de la reacción de la zapata (N/mm)

$\Delta$  = ángulo de retorno de la estructura (°)

$A_L$  = carga por eje (N), tomada como el 50 por ciento de todas las cargas por eje que se pueden colocar sobre la estructura simultáneamente, es decir:

- 145.000 N para el eje del camión de diseño
- 220.000 para el par de ejes tandem de diseño
- 720.000 para la carga ferroviaria E80

$A_T$  = área de la parte superior de la estructura por encima de la línea de arranque (mm<sup>2</sup>)

$H_1$  = altura de recubrimiento sobre la zapata hasta la superficie transitable (mm)

$H_2$  = altura de recubrimiento desde la línea de arranque de la estructura hasta la superficie transitable (mm)

$L_w$  = ancho de carril (mm)

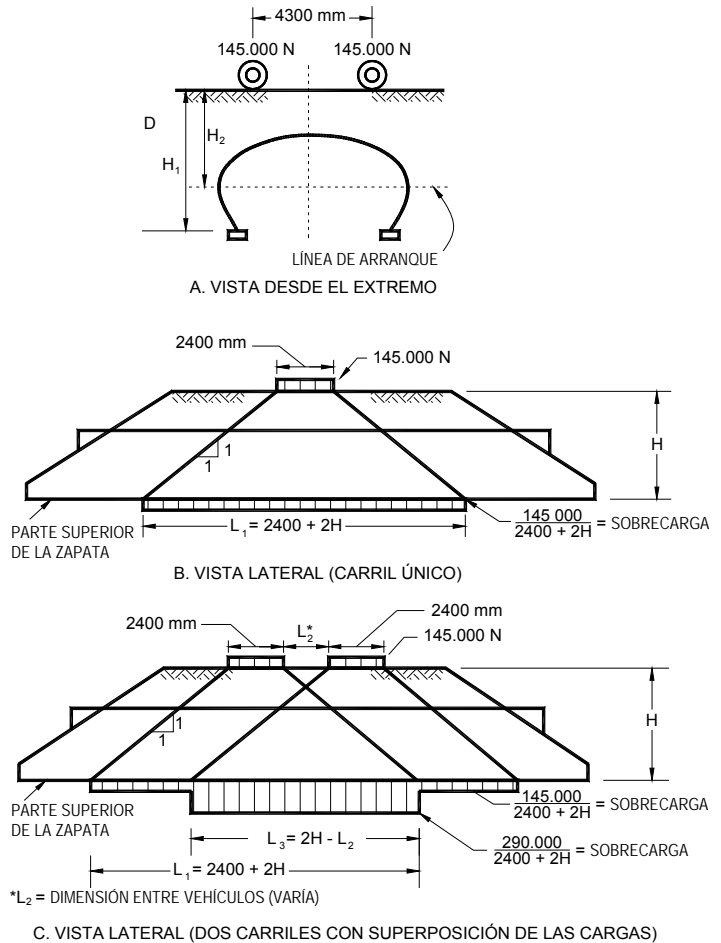
$\gamma_s$  = densidad del suelo (kg/m<sup>3</sup>)

$g$  = aceleración de la gravedad (m/sec<sup>2</sup>)

$S$  = ancho (mm)

principios de la estática, considerando que deben soportar las cargas verticales. Las reacciones de las zapatas correspondientes a la carga de suelo ( $V_{DL}$ ) se toman como el peso del relleno y el pavimento por encima de la línea de arranque de la estructura. Si las zapatas se extienden más allá de la línea de arranque de la estructura y la fundación no ha soportado previamente la sobrecarga de suelo de diseño es posible que además de  $V_{DL}$  sea necesario agregar esta carga de suelo adicional ( $E_V$ ) si se trata de una instalación bajo terraplén.

Las sobrecargas que generan zonas de presión relativamente limitadas y que actúan sobre la coronación de la estructura se pueden distribuir a las zapatas como se ilustra en la Figura C1.



**Figura C12.8.4.2-1 – Reacción de una zapata debido a la sobrecarga correspondientes a los ejes del camión de diseño, por zapata**

La distribución de la sobrecarga a través del relleno se

deberá basar en cualquier método de análisis aceptado.

### 12.8.4.3 Diseño de las Zapatas

Las zapatas de hormigón armado se deberán diseñar de acuerdo con el Artículo 10.6 y se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos sobre asentamiento establecidos en el Artículo 12.8.4.1.

## 12.8.5 Seguridad contra las Fallas Estructurales – Diseño de la Envolvente de Suelo

### 12.8.5.1 Requisitos Generales

El material de relleno estructural utilizado como envolvente alrededor de la estructura deberá satisfacer los requisitos del Artículo 12.4.1.3 para estructuras de gran ancho. El ancho de la envolvente a cada lado de la estructura se deberá dimensionar de manera que limite la deformación de la geometría durante las operaciones constructivas fuera de la envolvente y que controle las deflexiones en el estado límite de servicio.

### 12.8.5.2 Requisitos Constructivos

La envolvente de relleno estructural se deberá prolongar hasta la pared de la zanja y se deberá compactar contra la misma, o bien se deberá prolongar una distancia adecuada para proteger la geometría de la estructura de las cargas constructivas. El ancho restante de la zanja se puede rellenar con material de relleno adecuado compactado para satisfacer los requisitos del Artículo 12.8.5.3. En las instalaciones bajo terraplén, el mínimo ancho de relleno estructural se deberá tomar como 1800 mm. Si se utilizan materiales disímiles que no satisfacen los criterios granulométricos adyacentes unos a otros se deberá utilizar un geotextil adecuado para evitar migraciones.

### 12.8.5.3 Requisitos de Servicio

El ancho de la envolvente a cada lado de la estructura deberá ser adecuado para limitar la deformación horizontal unitaria por compresión a 1 por ciento del ancho de la estructura a cada lado de la misma.

La determinación de la deformación horizontal unitaria por compresión se deberá basar en la evaluación del ancho y la calidad del material de relleno estructural seleccionado, además del terraplén de material in situ o de los demás materiales in situ dentro de una zona que se extiende a cada lado de la estructura una distancia igual a la altura de la estructura más la altura del recubrimiento

### C12.8.5.1

Las operaciones de instalación, colocación de relleno y construcción de la estructura deberán satisfacer todos los requisitos de la Sección 26 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*. El comportamiento de la estructura depende del terraplén de material in situ o de los demás materiales de relleno que se encuentran más allá del relleno estructural. El diseño debe considerar el comportamiento de todos los materiales dentro de la zona afectada por la estructura.

### C12.8.5.2

El propósito de este requisito es controlar los cambios de geometría que pueden provocar las actividades constructivas que se realizan fuera de la envolvente de suelo cuando se trata de instalaciones en zanja.

### C12.8.5.3

El propósito de este requisito es limitar las deflexiones bajo cargas de servicio. Las limitaciones establecidas para la compresión del suelo limitan el aumento del ancho teórico de diseño a 2 por ciento. Esta es una limitación de servicio, no un límite relacionado con el comportamiento. Cualquier aumento de ancho se debe principalmente a la consolidación de los materiales que proveen apoyo lateral a medida que la estructura se carga al colocar el relleno. Estos son movimientos constructivos que se atenúan una vez colocado todo el recubrimiento.

como se indica en la Figura 1.

Las fuerzas que actúan radialmente a partir del arco de pequeño radio de la esquina de la estructura a una distancia  $d_1$  de la estructura se pueden tomar como:

$$P_1 = \frac{T}{R_c + d_1} \quad (12.8.5.3-1)$$

donde:

$P_1$  = presión horizontal de la estructura a una distancia  $d_1$  (MPa)

$d_1$  = distancia a partir de la estructura (mm)

$T$  = esfuerzo normal total debido a la carga permanente y sobrecarga de la estructura (Artículo 12.8.3.2) (N/mm)

$R_c$  = radio de la esquina de la estructura (mm)

El ancho de la envolvente requerido adyacente al tubo,  $d$ , se puede tomar como:

$$d = \frac{300T}{P_{Brg}} - R_c \quad (12.8.5.3-2)$$

donde:

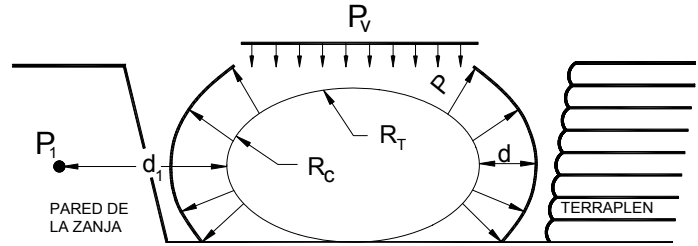
$d$  = ancho de envolvente requerido adyacente a la estructura (mm)

$P_{Brg}$  = presión de contacto admisible para limitar la deformación unitaria por compresión en la pared de la zanja o terraplén (MPa)

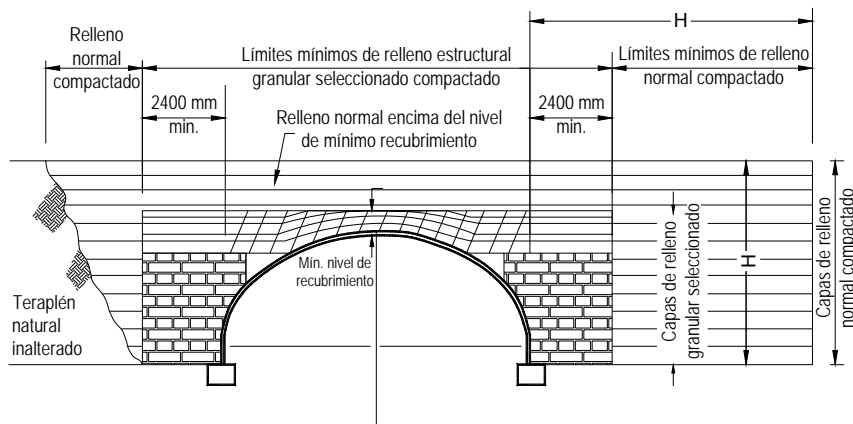
Se deberá considerar que la envolvente de relleno estructural continúa por encima de la coronación en una distancia igual al menor valor entre los siguientes:

- El mínimo nivel de recubrimiento especificado para la estructura,
- El fondo del pavimento o capa de base granular cuando hay una capa de base debajo del pavimento, o
- El fondo de cualquier losa de alivio o construcción similar si corresponde.

Las Ecuaciones 1 y 2 asumen de forma conservadora que la presión de la estructura actúa radialmente a partir del arco de la esquina sin disipación adicional. En la Figura C1 se ilustra la base geométrica de estas expresiones.



**Figura C12.8.5.3-1 – Diagrama de empuje radial**



**Figura 12.8.5.3-1 – Típica envolvente de relleno estructural y zona de influencia de la estructura**

## 12.8.6 Seguridad contra las Fallas Estructurales – Tratamiento de los Extremos

### 12.8.6.1 Requisitos Generales

La selección y el diseño del tratamiento de los extremos se deberá considerar una parte integral del diseño estructural.

### 12.8.6.2 Tipos de Extremos Estándares

Para las estructuras construidas con placas corrugadas los tipos de extremos ilustrados en la Figura 1 se deberán considerar los tipos de extremos estándares.

### C12.8.6.1

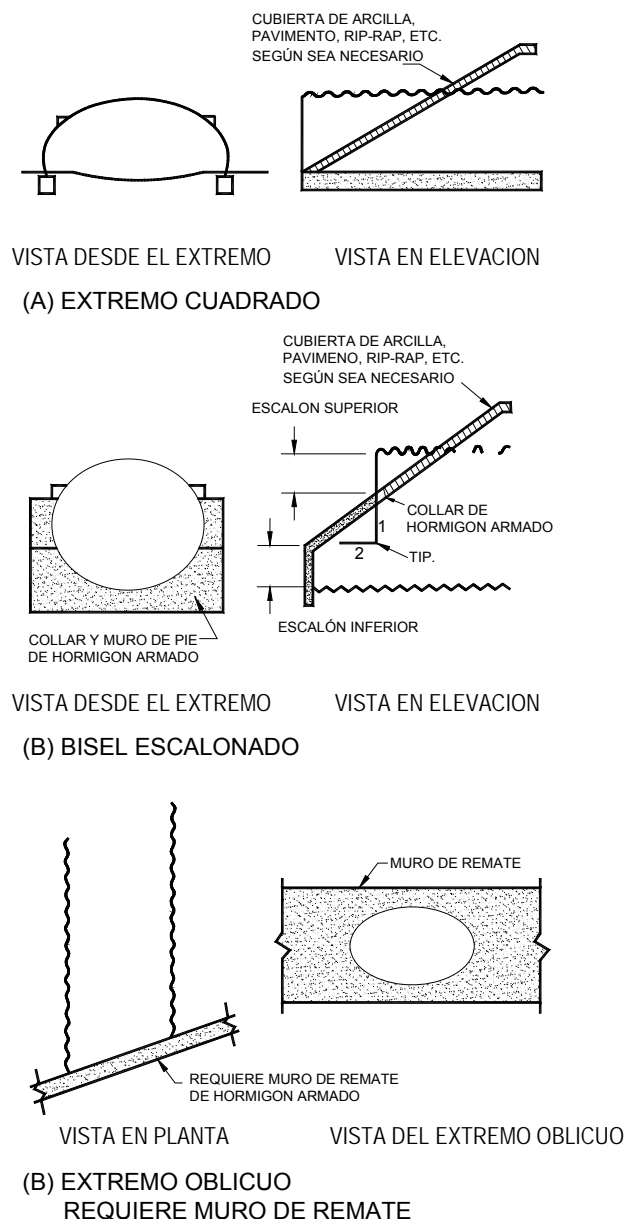
El correcto diseño de los extremos asegura que la estructura tenga apoyo adecuado en sus extremos, y a la vez proporciona protección contra la socavación, las subpresiones hidráulicas y la pérdida de relleno que pueden provocar las fuerzas erosivas.

### C12.8.6.2

Los tipos de extremos estándares se refieren al modo en que se cortan los extremos de una estructura formada por placas estructurales para adaptarse a la pendiente del relleno, márgenes del curso de agua, etc. Aunque el tipo de extremo seleccionado puede responder a consideraciones estéticas o hidráulicas, el diseño estructural debe asegurar una resistencia estructural adecuada y la protección contra la erosión. Algunas consideraciones hidráulicas pueden exigir el uso de muros de ala, etc.

Los extremos biselados escalonados, los extremos totalmente biselados y los extremos oblicuos implican cortar las placas dentro de un aro. Para cada uno de estos tipos de extremos se aplican consideraciones estructurales diferentes.

Los extremos cuadrados son el tipo de extremo más sencillo. Con este tipo de extremos no se corta ninguna de las placas y el cuerpo conserva su integridad.



**Figura 12.8.6.2-1 – Tipos de extremos estándares**

En el caso de los extremos biselados escalonados se deberán aplicar las siguientes consideraciones:

- La altura del escalón superior deberá ser mayor o igual que la altura del arco superior, es decir las placas del arco superior permanecen sin cortar.
- En las estructuras con solera, el escalón inferior deberá satisfacer los requisitos correspondientes a un escalón superior.
- Para los arcos el escalón inferior deberá tener como mínimo una altura de 150 mm.

Los biseles escalonados cortan las placas de esquina ( y en el caso de las estructuras periformes y en forma de arco de perfil elevado también las placas laterales) en diagonal (bisel) para poder adaptarse a la pendiente del relleno.

El uso de los extremos biselados escalonados está ampliamente difundido. Las placas en el arco superior de gran radio no se cortan para permitir que soporten los lados de la estructura cerca de cada extremo.

Las placas de la solera se deben dejar sin cortar para evitar que la solera quede con forma de elementos triangulares, vistos en planta, en dirección aguas arriba y aguas abajo.

Las placas en esquina y laterales cortadas

- La pendiente de las placas cortadas generalmente no debería ser menor que 3:1.
- El borde superior de las placas cortadas deberá estar abulonado a y soportado por un collar inclinado de hormigón estructural, pavimento inclinado u otro dispositivo similar.

Los extremos totalmente biselados sólo se deberán utilizar en diseños especiales. Las estructuras con solera continua deberán tener un escalón inferior que satisfaga los requisitos especificados para los extremos biselados escalonados.

El borde cortado a bisel de todas las placas deberá ser soportado por un collar inclinado de hormigón rígido adecuado.

Los extremos cortados en forma oblicua deberán estar totalmente conectados a y soportados por un muro de remate de hormigón armado u otra construcción rígida. El muro de remate se deberá prolongar una distancia adecuada por encima de la coronación de la estructura de manera que sea capaz de reaccionar contra las fuerzas debidas a la compresión anular de las placas cortadas. Además de los empujes activos del suelo y las sobrecargas normales, el muro de remate se deberá diseñar para reaccionar una componente de la presión radial ejercida por la estructura como se especifica en el Artículo 12.8.5.

### 12.8.6.3 Apoyo Equilibrado

El diseño y los detalles deberán lograr que el apoyo que proporciona el suelo sea relativamente equilibrado de un lado al otro del ancho de la estructura. En ausencia de diseños especiales, las pendientes perpendiculares a la estructura no deberán ser mayores que 10 por ciento si el recubrimiento tiene 3000 mm de altura o menos, ni mayores que 15 por ciento para recubrimientos mayores.

Si una estructura es oblicua respecto de un terraplén, el relleno se deberá detallar de manera que sea combado para poder mantener un apoyo equilibrado y para proveer un ancho de relleno y suelo in situ adecuado para soportar los extremos.

diagonalmente se transforman en un muro de sostenimiento que soporta el relleno adyacente. En la parte superior de estas placas se debe proveer un apoyo rígido adecuado que actúe como una viga superior de longitud limitada. La resistencia longitudinal y el grado de fijación o resistencia flexional de estas placas son inadecuados para que puedan actuar como un muro de sostenimiento en voladizo.

Si un extremo completamente biselado corta las placas superiores es necesario proveer apoyo adicional para el relleno de la estructura. Típicamente el escalón superior se deja en su lugar y se corta en obra sólo después de haber colocado y curado correctamente un collar inclinado de hormigón rígido adecuado.

Las fuerzas de compresión anular actúan en forma circunferencial alrededor de la estructura, siguiendo las corrugaciones. En los extremos de la placa cortados en forma oblicua estas fuerzas actúan tangencialmente a la placa y deben ser resistidas por un muro de remate. Además, debido a que las estructuras cortadas en forma oblicua no son perpendiculares al muro de remate, una parte de la presión radial de la estructura actúa de forma normal a la parte posterior del muro de remate.

### C12.8.6.3

Las estructuras flexibles tienen una resistencia flexional relativamente baja. Si el apoyo que proporciona el suelo no es equilibrado, la estructura se convierte de hecho en un muro de sostenimiento. Un desequilibrio excesivo hará que la geometría se distorsione y finalmente hará que la estructura falle.

Cuando una estructura es oblicua respecto de un terraplén hay dos áreas diagonalmente opuestas en los extremos de la estructura que no tienen apoyo adecuado. Esto se debe corregir prolongando el terraplén junto a la estructura una distancia adecuada.

En ausencia de diseños especiales se pueden considerar los detalles especificados en el Artículo C12.6.8.2.

Un terraplén adecuadamente combado se caracteriza por curvas altimétricas de igual cota que atraviesan la estructura en forma perpendicular y que se extienden más allá de la misma una distancia adecuada para que el volumen de suelo incluido en la combadura proporcione un muro de sostenimiento de gravedad capaz de soportar las presiones radiales de la estructura con un nivel de seguridad adecuado.

### 12.8.6.4 Protección Hidráulica

#### 12.8.6.4.1 Requisitos Generales

En las aplicaciones hidráulicas se deberán implementar medidas para proteger la estructura, incluyendo la cáscara, las zapatas, la envolvente de suelo estructural y demás materiales de relleno dentro de la zona afectada por la estructura.

#### 12.8.6.4.2 Protección del Relleno

Al diseñar o seleccionar la granulometría del relleno se deberá considerar la pérdida de integridad del relleno debida a la tubificación. Si se utilizan materiales tubificables, la estructura y los extremos de la envolvente de suelo de relleno se deberán sellar adecuadamente para controlar la migración de suelo y/o la infiltración.

#### 12.8.6.4.3 Muros Interceptores

Todas las estructuras hidráulicas con solera continua se deberán diseñar y detallar con muros interceptores aguas arriba y aguas abajo. Las placas de las soleras se deberán abulonar a los muros interceptores utilizando bulones de 20 mm con una separación máxima entre centros de 500 mm.

El muro interceptor se deberá prolongar hasta una profundidad adecuada para limitar la percolación hidráulica y para controlar las subpresiones como se especifica en el Artículo 12.8.6.4.4 y la socavación como se especifica en el Artículo 12.8.6.4.5.

#### 12.8.6.4.4 Subpresión Hidráulica

Para las estructuras hidráulicas con solera continua en las cuales el nivel de flujo de diseño dentro del tubo puede caer bruscamente se deberá considerar la subpresión hidráulica. El diseño deberá proveer medios para limitar los gradientes hidráulicos resultantes, con el nivel del agua más elevado en el relleno que en el tubo, de manera que la solera no pandee y la estructura no flote. El pandeo se puede evaluar como se especifica en el Artículo 12.7.2.4, tomando el ancho de la estructura igual a dos veces el radio de la solera.

#### 12.8.6.4.5 Socavación

El diseño deberá satisfacer los requisitos del Artículo 12.6.5. Si se encuentran suelos erosionables, para

#### C12.8.6.4.2

La tubificación y migración del suelo de relleno siempre debe ser una consideración relevante al momento de seleccionar una determinada granulometría. Los extremos de la envolvente de suelo de relleno se pueden sellar utilizando, entre otros, un tapón de arcilla compactada, pavimentos de hormigón sobre el terraplenado, rip-rap cementado, muros de remate hasta la cota de la tormenta de diseño, o una combinación de estos elementos.

#### C12.8.6.4.4

Las estructuras construidas con placas estructurales no son herméticas al agua y permiten tanto infiltración como exfiltración a través de las costuras, orificios para los bulones y otras discontinuidades. En aquellos casos en los cuales la subpresión pueda representar un motivo de preocupación, los diseños típicamente utilizan muros interceptores y otros medios para evitar que el agua fluya hacia el relleno estructural.

#### C12.8.6.4.5

Las estructuras con solera continua eliminan las consideraciones relacionadas con la socavación de las



satisfacer estos requisitos estará permitido utilizar medios convencionales de protección contra la socavación.

No se deberían utilizar fundaciones profundas tales como pilotes o cajones a menos que se realice un diseño especial que considere los asentamientos diferenciales y la incapacidad de los apoyos discontinuos para retener el relleno en caso que se produzca socavación debajo del cabezal de los pilotes.

### 12.8.7 Losas de Alivio de Hormigón

En las estructuras de gran ancho se pueden utilizar losas de alivio de hormigón para reducir los momentos.

La longitud de la losa de alivio deberá ser como mínimo 600 mm mayor que el ancho de la estructura. La losa de alivio se deberá extender en todo el ancho sujeto a cargas vehiculares, y su profundidad se deberá determinar tal como se especifica en el Artículo 12.9.4.6.

### 12.8.8 Construcción e Instalación

La documentación técnica deberá exigir que la construcción e instalación se realicen conforme a la Sección 26 de la norma AASHTO *LRFT Bridge Construction Specifications*.

## 12.9 ESTRUCTURAS TIPO CAJÓN CONSTRUIDAS CON PLACAS ESTRUCTURALES

### 12.9.1 Requisitos Generales

La aplicación del método de diseño aquí especificado se deberá limitar a recubrimientos cuyas profundidades estén comprendidas entre 430 y 1500 mm.

Los requisitos del presente artículo se deberán aplicar al diseño de las estructuras tipo cajón construidas con placas estructurales, las cuales en adelante se denominarán "alcantarillas metálicas tipo cajón." Salvo las excepciones específicamente indicadas, los requisitos de los Artículos 12.7 y 12.8 no se deberán aplicar al diseño de las alcantarillas metálicas tipo cajón.

Si para incrementar la resistencia flexional y capacidad de momento de las placas se utilizan nervios rigidizadores, los rigidizadores transversales deberán consistir en secciones de aluminio o acero estructural curvadas de manera que se adapten a las placas estructurales. Los nervios se deberán abulonar a las placas para desarrollar la resistencia flexional plástica de la sección compuesta. La separación entre los nervios no deberá ser mayor que 600 mm sobre la coronación ni mayor que 1370 mm sobre el enriñonado. Los empalmes de los nervios deberán desarrollar la resistencia flexional plástica requerida en la ubicación del empalme.

zapatas si se utilizan muros interceptores adecuados. En el caso de los arcos, para proveer protección contra la socavación se pueden utilizar pavimentos de hormigón armado, rip-rap, rip-rap cementado, etc.

### C12.8.7

En la Figura 12.9.4.6-1 se ilustra la aplicación de una típica losa de alivio de hormigón.

### C12.9.1

Estas Especificaciones se basan en tres tipos de datos:

- Análisis de la interacción suelo-estructura mediante elementos finitos,
- Ensayos de carga in situ realizados en estructuras existentes, y
- Gran cantidad de experiencia en obra.

Estas Especificaciones satisfacen los mismos estándares que las estructuras completadas a partir de aproximadamente 1980.

Las alcantarillas metálicas tipo cajón son estructuras compuestas de sección aproximadamente rectangular y que tienen nervios de refuerzo. Se utilizan en condiciones de poco recubrimiento y cursos de agua anchos y de poca profundidad. Los escasos recubrimientos y geometrías extremas de las alcantarillas tipo cajón exigen procedimientos de diseño especiales.

La geometría de las alcantarillas metálicas tipo cajón difiere fuertemente de las geometrías de las alcantarillas

metálicas convencionales. Las alcantarillas metálicas tipo cajón son relativamente planas en su parte superior y requieren una elevada capacidad flexional debido a su geometría extrema y a los recubrimientos de poca altura (1500 mm o menos). Análisis realizados para todo el rango de tamaños permitidos conforme a las presentes Especificaciones indican que en todos los casos son los requisitos flexionales los que determinan la elección de la sección. Los esfuerzos normales son despreciables respecto de las sollicitaciones flexionales. Esta diferencia de comportamiento requiere un enfoque de diseño diferente.

Para mayor información acerca de la fabricación de las estructuras y elementos estructurales aquí mencionados el lector puede consultar la norma AASHTO M 167 (ASTM A 761M) para acero y la norma M 219 (ASTM B 746M) para aluminio.

## 12.9.2 Cargas

Para las sobrecargas se deberán aplicar los requisitos del Artículo 3.6.1.

Se pueden considerar las densidades del suelo de relleno especificadas en el Artículo 12.9.4.2, excepto el valor de 1900 kg/m<sup>3</sup>.

## 12.9.3 Estado Límite de Servicio

Para el diseño de las alcantarillas tipo cajón no es necesario aplicar ningún criterio correspondiente al estado límite de servicio.

## 12.9.4 Seguridad contra las Fallas Estructurales

### 12.9.4.1 Requisitos Generales

La resistencia de las alcantarillas tipo cajón corrugadas se deberá determinar en el estado límite de resistencia de acuerdo con los Artículos 12.5.3, 12.5.4 y 12.5.5 y de acuerdo con los requisitos aquí especificados.

En la Figura 1 y la Tabla 1 se definen las secciones de las alcantarillas tipo cajón a las cuales se aplican estos artículos.

## C12.9.2

Las cargas de suelo para el procedimiento aquí descrito se basan en suelos de relleno que tienen una densidad normal,  $\gamma_s$ , igual a 1925 kg/m<sup>3</sup>.

## C12.9.3

Los requisitos de diseño y colocación especificados para las alcantarillas tipo cajón pueden limitar las deflexiones de la estructura de forma satisfactoria. La documentación técnica debería exigir que se monitoreen los procedimientos constructivos para asegurar que durante las operaciones de colocación y compactación del relleno no se produzcan deformaciones severas, en cuyo caso no será necesario imponer límites de deflexión para la estructura terminada.

### C12.9.4.1

Análisis por elementos finitos realizados cubriendo el rango de geometrías de alcantarillas metálicas tipo cajón descritas en el Artículo 12.9.4.1 demuestran que en todos los casos son los requisitos flexionales los que determinan el diseño. Los esfuerzos normales son despreciables al ser combinados con la flexión.

Los requisitos estructurales para las alcantarillas metálicas tipo cajón se basan en los resultados de análisis por elementos finitos y mediciones in situ de alcantarillas en servicio.

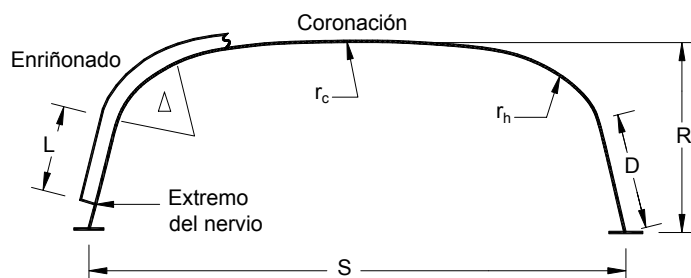


Figura 12.9.4.1-1 – Geometría de las alcantarillas tipo cajón

Tabla 12.9.4.1-1 – Requisitos geométricos para las alcantarillas tipo cajón

Ancho de la alcantarilla, $S$ : 2670 mm a 7750 mm
Altura de la alcantarilla, $R$ : 760 mm a 3200 mm
Radio de la coronación, $r_c \leq 7560$ mm
Radio del enriñonado, $r_h \geq 760$ mm
Ángulo incluido por el radio del enriñonado, $\Delta$ : 50° a 70°
Longitud de las ramas rectas, $D$ : medida hasta el fondo de la placa puede variar entre 120 mm y 1800 mm
Mínima longitud del nervio sobre la rama recta, $L$ : menor valor entre 480 mm; ( $D - 75$ ) mm; o hasta 75 mm de la parte superior de una zapata de hormigón

La resistencia flexional de las estructuras tipo cajón construidas con placas corrugadas se deberá determinar utilizando la tensión de fluencia especificada de las placas corrugadas.

La resistencia flexional de las estructuras tipo cajón construidas con placas de sección nervurada se deberá determinar utilizando los valores de la tensión de fluencia especificados tanto para los nervios como para la cáscara corrugada. Los valores calculados sólo se podrán utilizar para el diseño luego de ser confirmados por ensayos de flexión representativos. Los empalmes en los nervios deberán desarrollar la capacidad de momento plástico requerida en la ubicación del empalme.

#### 12.9.4.2 Momentos Debidos a las Cargas Mayoradas

Los momentos no mayorados en la coronación y el enriñonado debidos a la carga permanente y la sobrecarga,  $M_{dl}$  y  $M_{ll}$ , se pueden tomar como:

$$M_{dl} = (g \times 10^9) \gamma_s \left\{ S^3 \left[ 0,0053 - 7,87 \times 10^{-7} (S - 3660) \right] + 0,053 (H - 427) S^2 \right\} \quad (12.9.4.2-1)$$

$$M_{ll} = C_{ll} K_1 \frac{S}{300 K_2} \quad (12.9.4.2-2)$$

#### C12.9.4.2

En la Tabla 1 el valor de  $C_2$  está especificado en función del número de "ruedas por grupo de ejes ideal". Los siguientes lineamientos son consistentes con el desarrollo de la Tabla 1:

- Utilizar un número de ruedas igual a "2" si el diseño se basa en un eje con dos ruedas, por ejemplo dos ruedas de 72.500 N en un eje de 145.000 N.
- Utilizar un número de ruedas igual a "4" si el diseño se basa ya sea en un eje con cuatro ruedas, por ejemplo dos ruedas de 36.250 N en cada extremo de

donde:

$M_{dl}$  = sumatoria de los momentos nominales en la coronación y el enriñonado debidos a las cargas permanentes (N-mm/mm)

$M_{ll}$  = sumatoria de los momentos nominales en la coronación y el enriñonado debidos a las sobrecargas (N-mm/mm)

$S$  = ancho de la alcantarilla tipo cajón (mm)

$\gamma_s$  = densidad del suelo (kg/m<sup>3</sup>)

$H$  = altura de recubrimiento desde la parte superior de la alcantarilla tipo cajón hasta la parte superior del pavimento (mm)

$C_{ll}$  = sobrecarga ajustada  
=  $C_1 C_2 A_L$  (N)

$A_L$  = sumatoria de todas las cargas por eje de un grupo de ejes (N)

$C_1$  = 1,0 para ejes simples y  $0,5 + S/15.000 \leq 1,0$  para ejes tandem

$C_2$  = factor de ajuste que considera el número de ruedas en un eje de diseño como se especifica en la Tabla 1

y donde:

$$K_1 = \frac{0,08}{\left(\frac{H}{S}\right)^{0,2}} \text{ para } 2400 \leq S \leq 6000 \quad (12.9.4.2-3)$$

$$K_1 = \frac{0,08 - 6,6 \times 10^{-6} (S - 6000)}{\left(\frac{H}{S}\right)^{0,2}} \text{ para } 6000 \leq S \leq 8000 \quad (12.9.4.2-4)$$

$$K_2 = 5,8 \times 10^{-6} H^2 - 0,0013H + 5,05 \text{ para } 400 \leq H < 900$$

$$K_2 = 0,0062H + 3 \text{ para } 900 \leq H \leq 1500$$

un eje de 145.000 N, o en dos ejes con dos ruedas cada uno, por ejemplo dos ruedas de 55.000 N en dos ejes tandem cada uno de ellos de 110.000 N.

- Utilizar un número de ruedas igual a "8" si el diseño se basa en dos ejes, cada uno de ellos con un par de ruedas en cada extremo de cada eje.

**Tabla 12.9.4.2-1 – Valores del coeficiente de ajuste que considera el número de ruedas por eje ( $C_2$ )**

Número de ruedas por grupo de ejes ideal	Profundidad del recubrimiento (mm)			
	400	600	900	1500
2	1,18	1,21	1,24	1,02
4	1,00	1,00	1,00	1,00
8	0,63	0,70	0,82	0,93

A menos que se especifique lo contrario, se debería asumir que el camión de diseño especificado en el Artículo 3.6.1.2.2 tiene cuatro ruedas en un eje. Se debería asumir que el tandem de diseño especificado en el Artículo 3.6.1.2.3 consiste en un grupo de ejes compuestos por dos ejes de cuatro ruedas cada uno.

Los momentos mayorados  $M_{dlu}$  y  $M_{llu}$  indicados en el Artículo 12.9.4.3 se deberán determinar como se especifica en la Tabla 3.4.1-1, excepto que el factor de sobrecarga utilizado para calcular  $M_{llu}$  deberá ser igual a 2,0. Las reacciones mayoradas se deberán determinar mayorando las reacciones especificadas en el Artículo 12.9.4.5.

### 12.9.4.3 Capacidad de Momento Plástico

La capacidad de momento plástico de la coronación,  $M_{pc}$ , y la capacidad de momento plástico del enriñonado,  $M_{ph}$ , no deberán ser mayores que la sumatoria proporcional de los momentos debidos a la carga permanente y la sobrecarga ajustados. Los valores de  $M_{pc}$  y  $M_{ph}$  se deberán determinar de la siguiente manera:

$$M_{pc} \geq C_H P_c (M_{dlu} + M_{llu}) \quad (12.9.4.3-1)$$

$$M_{ph} \geq C_H (1,0 - P_c) (M_{dlu} + R_H M_{llu}) \quad (12.9.4.3-2)$$

donde:

$C_H$  = factor que considera el recubrimiento de suelo sobre la coronación especificado en el Artículo 12.9.4.4

$P_c$  = rango admisible de la proporción del momento total soportado por la coronación como se especifica en la Tabla 1

$R_H$  = valores aceptables del factor de reducción de los momentos en el enriñonado como se especifica en la Tabla 2

### C12.9.4.3

Se permite cierto grado de discreción en relación con la capacidad flexional total que se asigna a la coronación y los enriñonados de las alcantarillas tipo cajón.

La distribución de momento entre la coronación y el enriñonado, descrita en el Artículo C12.9.4.2, se logra en el diseño utilizando el factor  $P_c$ , el cual representa la proporción del momento total que puede ser soportado por la coronación de la alcantarilla tipo cajón y que varía dependiendo de las capacidades flexionales relativas de los elementos de la coronación y el enriñonado.

Los requisitos aquí indicados se pueden utilizar para verificar si un producto satisface las presentes Especificaciones. Utilizando la capacidad flexional real de la coronación proporcionada por la estructura metálica tipo cajón considerada,  $M_{pc}$ , y los requisitos de carga correspondiente al tipo de aplicación, se puede resolver la Ecuación 1 para obtener  $P_c$ ; este valor debería estar comprendido dentro del rango admisible indicado en la Tabla 1. Una vez conocido  $P_c$  se puede resolver la Ecuación 2 para obtener  $M_{ph}$ , cuyo valor no debería ser mayor que la resistencia flexional real que proporciona la sección de la estructura en el enriñonado. Si resolviendo la Ecuación 1 se obtiene un valor de  $P_c$  mayor que los valores permitidos por los rangos admisibles de la Tabla 1 significa que la coronación real está sobredimensionada, lo

$M_{dlu}$  = momento mayorado debido a las cargas permanentes como se especifica en el Artículo 12.9.4.2 (N-mm)

$M_{llu}$  = momento mayorado debido a las sobrecargas como se especifica en el Artículo 12.9.4.2 (N-mm)

**Tabla 12.9.4.3-1 – Valores del factor para determinar la proporción del momento total soportada por la coronación,  $P_c$**

Ancho (mm)	Rango de $P_c$ admisible
< 3000	0,55 - 0,70
3000 - 4500	0,50 - 0,70
4500 - 6000	0,45 - 0,70
6000 - 8000	0,45 - 0,60

**Tabla 12.9.4.3-2 – Valores del factor de reducción de los momentos en el enriñonado,  $R_H$**

	Profundidad del recubrimiento (mm)			
	400	600	900	1200 a 1500
$R_h$	0,66	0,74	0,87	1,00

#### 12.9.4.4 Factor que Considera el Recubrimiento de Suelo sobre la Coronación, $C_H$

Si la profundidad del recubrimiento de suelo es menor que 1000 mm, el factor que considera el recubrimiento de suelo sobre la coronación,  $C_H$ , se deberá tomar igual a 1,0.

Si la profundidad del recubrimiento de suelo sobre la coronación está comprendida entre 420 y 1000 mm, el factor  $C_H$  se deberá tomar de la siguiente manera:

$$C_H = 1,15 - \left( \frac{H - 420}{4200} \right) \quad (12.9.4.4-1)$$

donde:

$H$  = profundidad de recubrimiento sobre la coronación (mm)

#### 12.9.4.5 Reacciones de las Zapatas

Las reacciones de las zapatas de las alcantarillas tipo cajón se deberán determinar de la siguiente manera:

cual es aceptable. Sin embargo, en este caso para calcular el momento requerido  $M_{ph}$  mediante la Ecuación 2 solamente se debería utilizar el valor máximo de  $P_c$  permitido por la Tabla 1.

#### C12.9.4.4

Los resultados de análisis mediante elementos finitos y estudios de monitoreo en obra realizados para evaluar los efectos de las deformaciones inducidas por las cargas y las geometrías deformadas en el plano indican que si la profundidad del recubrimiento es menor que 1000 mm se deberían incrementar los momentos de diseño.

En el trabajo de Boulanger et al. (1989) se discute la Ecuación 1.

$$V = g\gamma_s \left( \frac{HS}{2,0} + \frac{S^2}{40,0} \right) \times 10^{-9} + \frac{A_L}{2440 + 2(H + R)} \quad (12.9.4.5-1)$$

donde:

$g$  = aceleración de la gravedad (m/sec<sup>2</sup>)

$V$  = reacción no mayorada de la zapata (N/mm)

$\gamma_s$  = densidad del relleno (kg/m<sup>3</sup>)

$H$  = profundidad del recubrimiento sobre la coronación (mm)

$R$  = altura de la alcantarilla (mm)

$S$  = ancho de la alcantarilla (mm)

$A_L$  = carga total de los ejes (N)

#### 12.9.4.6 Losas de Alivio de Hormigón

Para reducir los momentos flexionales en las alcantarillas tipo cajón se pueden utilizar losas de alivio. Las losas de alivio no deberán estar en contacto con la coronación, tal como se ilustra en la Figura 1.

La longitud de la losa de alivio de hormigón deberá ser como mínimo 600 mm mayor que el ancho de la alcantarilla y suficiente para proyectarse 300 mm más allá del enriñonado a cada lado de la alcantarilla. La losa de alivio se deberá extender en todo el ancho sujeto a cargas vehiculares.

El espesor de las losas de alivio de hormigón armado se deberá determinar de la siguiente manera:

$$t = t_b R_{AL} R_c R_f \quad (12.9.4.6-1)$$

donde:

$t$  = mínimo espesor de la losa (mm)

$t_b$  = espesor básico de la losa como se especifica en la Tabla 1 (mm)

$R_{AL}$  = factor de corrección que considera la carga por eje, especificado en la Tabla 2

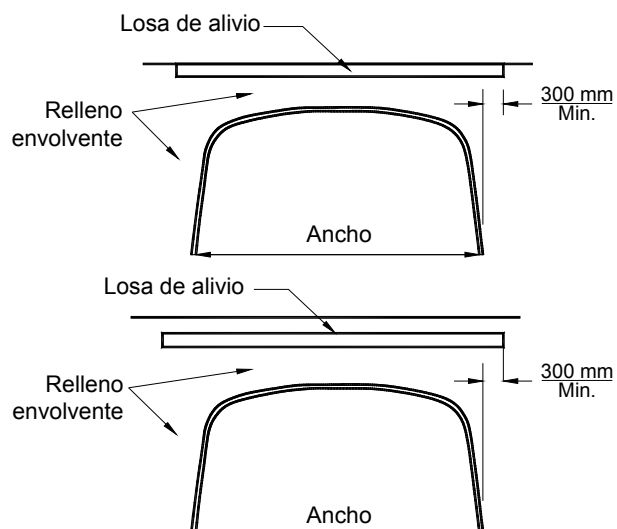
$R_c$  = factor de corrección que considera la resistencia del hormigón, especificado en la Tabla 3

$R_f$  = factor que se toma igual a 1,2 para las estructuras tipo cajón cuyo ancho es menor que 8000 mm

#### C12.9.4.6

El procedimiento de diseño para alcantarillas tipo cajón aquí descrito no toma en cuenta directamente la presencia de losas de alivio al considerar la influencia de los pavimentos de hormigón. Por lo tanto, en lugar de este procedimiento se deberían utilizar aquellos descritos en el trabajo de Duncan et al. (1985). En este momento los efectos favorables que aporta una losa de alivio sólo se pueden determinar mediante análisis refinados de interacción suelo-estructura. Los requisitos aquí especificados solamente son aplicables en el caso de estructuras tipo cajón cuyo ancho es menor que 8000 mm. El objetivo de evitar el contacto entre la losa de alivio y la alcantarilla es evitar la concentración de las cargas que se aplican a la coronación de la alcantarilla a través de la losa. Se cree que separaciones muy pequeñas, del orden de 25 a 75 mm, son suficientes para distribuir la carga.

Si el Propietario requiere un diseño para un eje diferente al eje estándar de 145 N, se puede utilizar el factor  $R_{AL}$  para ajustar el espesor de la losa de alivio tal como se especifica en la Ecuación 1.



**Figura 12.9.4.6-1 – Alcantarillas metálicas tipo cajón con losa de alivio de hormigón**

**Tabla 12.9.4.6-1 – Espesor básico de la losa,  $t_b$  (mm) (Duncan et al. 1985)**

Clasificación unificada de la subbase debajo de la losa	Compactación relativa – % de la máxima densidad seca AASHTO		
	100	95	90
	Espesor básico de la losa (mm)		
GW, GP, SW, SP o SM	190	200	220
SM-SC o SC	200	220	230
ML o CL	220	230	240

**Tabla 12.9.4.6-2 – Factor de corrección para considerar la carga por eje,  $R_{AL}$  (Duncan et al. 1985)**

Carga por eje simple (N)	$R_{AL}$
45.000	0,60
90.000	0,80
135.000	0,97
142.000	1,00
178.000	1,05
200.000	1,10
222.000	1,15



**Tabla 12.9.4.6-3 – Factor de corrección para considerar la resistencia del hormigón,  $R_c$  (Duncan et al. 1985)**

Resistencia a la compresión del hormigón, $f'_c$ (MPa)	$R_c$
21	1,19
24	1,15
28	1,10
31	1,05
34	1,01
38	0,97
41	0,94

### 12.9.5 Construcción e Instalación

La documentación técnica deberá exigir que la construcción e instalación se realicen conforme a la Sección 26 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, "Alcantarillas Metálicas".

## 12.10 TUBOS DE HORMIGÓN ARMADO

### 12.10.1 Requisitos Generales

Los presentes requisitos se deberán aplicar al diseño estructural de los tubos enterrados de hormigón armado prefabricado de sección circular, elíptica o en arco.

El diseño estructural de este tipo de tubos se puede realizar siguiendo uno de los dos métodos siguientes:

- El método de diseño directo en el estado límite de resistencia como se especifica en el Artículo 12.10.4.2, o bien
- El método de diseño indirecto en el estado límite de servicio como se especifica en el Artículo 12.10.4.3.

### 12.10.2 Cargas

#### 12.10.2.1 Instalaciones Estándares

La documentación técnica deberá especificar que el lecho de asiento y el relleno deben satisfacer los requisitos del Artículo 27.5.2 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.

Los requisitos mínimos de compactación y espesor del lecho de asiento para las instalaciones estándares bajo terraplén y para las instalaciones estándares en zanja deberán ser como se especifica en las Tablas 1 y 2, respectivamente.

### C12.10.1

Estas estructuras se vuelven parte de un sistema compuesto formado por la sección del tubo de hormigón armado y la envolvente de suelo.

En las normas AASHTO M 170M (ASTM C 76M), M 206M (ASTM C 506M), M 207M (ASTM C 507M) y M 242M (ASTM C 655M) se indican dimensiones estándares para estas unidades.

#### C12.10.2.1

Los cuatro tipos de instalaciones estándares reemplazan a las clases de lecho de asiento tradicionales. Se desarrolló un programa de diseño y análisis de interacción suelo-estructura (SPIDA) que se utilizó para los diferentes parámetros de suelo e instalaciones cubiertos por los requisitos. Los estudios realizados con el programa SPIDA para desarrollar los tipos de instalaciones estándares se realizaron bajo condiciones de proyección positiva del terraplén para obtener así resultados que fueran

conservadores para otras condiciones bajo terraplén y en zanja. Estos estudios también asumen conservadoramente que debajo de la solera del tubo existe un lecho de asiento y una fundación dura, más vacío y/o material pobremente compactado en el área del enriñonado, 15° a 40° a cada lado de la solera, con lo cual la concentración de carga es tal que los momentos, esfuerzos normales y cortes calculados se incrementan.

**Tabla 12.10.2.1-1 – Suelos y requisitos mínimos de compactación para las instalaciones estándares bajo terraplén**

Tipo de instalación	Espesor del lecho de asiento	Enriñonado y lecho exterior	Lado inferior
Tipo 1	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo $B_c/600$ mm, pero no menor que 75 mm. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo $B_c/300$ mm, pero no menor que 150 mm.	SW 95%	SW 90%, ML 95% o CL 100%
Tipo 2 – Instalaciones disponibles para tubos en forma de elipse horizontal, elipse vertical y arco cerrado	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo $B_c/600$ mm, pero no menor que 75 mm. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo $B_c/300$ mm, pero no menor que 150 mm.	SW 90% o ML 95%	SW 85%, ML 90% o CL 95%
Tipo 3 – Instalaciones disponibles para tubos en forma de elipse horizontal, elipse vertical y arco cerrado	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo $B_c/600$ mm, pero no menor que 75 mm. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo $B_c/300$ mm, pero no menor que 150 mm.	SW 85%, ML 90% o CL 95%	SW 85%, ML 90% o CL 95%
Tipo 4	Para fundaciones en suelo no se requiere lecho. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo $B_c/300$ mm, pero no menor que 150 mm.	No se requiere compactación, excepto que si se trata de CL, utilizar CL 85%	No se requiere compactación, excepto que si se trata de CL, utilizar CL 85%

En relación con la Tabla 1 se aplican las siguientes interpretaciones:

- La simbología utilizada para la compactación y los suelos, por ejemplo "SW 95%," se interpreta de la siguiente manera: suelo tipo SW compactado hasta alcanzar, como mínimo, un grado de compactación igual al 95% de la compactación Proctor Normal. Los valores Proctor Modificados equivalentes serán como se indica en la Tabla 27.5.2.2-3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.
- El suelo en el lecho exterior, enriñondo y zonas laterales inferiores, excepto a una distancia menor o igual que  $B_c/3$  de la línea de arranque del tubo, se deberá compactar como mínimo hasta la misma densidad que la mayoría del suelo en la zona de relleno superior.

- El mínimo ancho de una sub-zanja deberá ser igual a  $1,33B_c$ , o mayor si se necesita espacio para lograr la compactación especificada en las zonas de lecho y enriñonado.
- Para las sub-zanjas con paredes de suelo natural, toda porción de la zona lateral inferior de la pared de la sub-zanja deberá tener como mínimo la misma densidad que un suelo equivalente colocado respetando los requisitos de compactación especificados para la zona lateral inferior y la misma densidad que la mayor parte del suelo en la zona de relleno superior. Caso contrario se lo deberá retirar y reemplazar por suelo compactado hasta el nivel especificado.
- Una sub-zanja se define como una zanja en el material natural debajo de un terraplén y que se utiliza para retener material del lecho de asiento lecho. La parte superior de la sub-zanja está ubicada por debajo de la superficie terminada una distancia mayor que 10 por ciento de la profundidad de recubrimiento de suelo sobre la parte superior de la alcantarilla o tubo. En el caso de las carreteras, la parte superior de una sub-zanja se encuentra a una profundidad mayor o igual que 300 mm por debajo de la parte inferior de la base del pavimento.

**Tabla 12.10.2.1-2 – Suelos y requisitos mínimos de compactación para las instalaciones estándares en zanja**

Tipo de instalación	Espesor del lecho de asiento	Enriñonado y lecho exterior	Lado inferior
Tipo 1	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo $B_c/600$ mm, pero no menor que 75 mm. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo $B_c/300$ mm, pero no menor que 150 mm.	SW 95%	SW 90%, ML 95%, CL 100%, o suelos naturales de igual firmeza
Tipo 2 – Instalaciones disponibles para tubos en forma de elipse horizontal, elipse vertical y arco cerrado	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo $B_c/600$ mm, pero no menor que 75 mm. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo $B_c/300$ mm, pero no menor que 150 mm.	SW 90% o ML 95%	SW 85%, ML 90%, CL 95%, o suelos naturales de igual firmeza
Tipo 3 – Instalaciones disponibles para tubos en forma de elipse horizontal, elipse vertical y arco cerrado	Para fundaciones en suelo utilizar como mínimo $B_c/600$ mm, pero no menor que 75 mm. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo $B_c/300$ mm, pero no menor que 150 mm.	SW 85%, ML 90% o CL 95%	SW 85%, ML 90%, CL 95%, o suelos naturales de igual firmeza
Tipo 4	Para fundaciones en suelo no se requiere lecho. Para fundaciones en roca utilizar como mínimo $B_c/300$ mm, pero no menor que 150 mm.	No se requiere compactación, excepto que si se trata de CL, utilizar CL 85%	SW 85%, ML 90%, CL 95%, o suelos naturales de igual firmeza

En relación con la Tabla 2 se aplican las siguientes interpretaciones:

- La simbología utilizada para la compactación y los suelos, por ejemplo "SW 95%," se interpreta de la siguiente manera: suelo tipo SW compactado hasta alcanzar, como mínimo, un grado de compactación igual al 95% de la compactación Proctor Normal. Los valores Proctor Modificados equivalentes serán como se indica en la Tabla 27.5.2.2-3 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.
- La parte superior de la zanja deberá estar a una

profundidad menor o igual que  $0,1H$  por debajo de la superficie terminada; en el caso de las carreteras, la parte superior deberá estar a una profundidad mayor o igual que 300 mm por debajo de la parte inferior de la base del pavimento.

- El suelo en las zonas del lecho y el enriñondo se deberá compactar como mínimo hasta la misma densidad que la mayor parte del suelo en la zona de relleno.
- Si es necesario que haya espacio adecuado para realizar la compactación especificada en las zonas del lecho y los enriñondos, el ancho de la zanja deberá ser mayor que el ilustrado en las Figuras 27.5.2.2-1 y 27.5.2.2-2 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*.
- Si las paredes de la zanja forman un ángulo menor o igual que  $10^\circ$  respecto de la vertical no será necesario considerar la densidad (compactación) o firmeza del suelo en las paredes de la zanja ni en la zona lateral inferior.
- Si las paredes de la zanja forman un ángulo mayor que  $10^\circ$  respecto de la vertical y consisten en un terraplenado, el lado inferior se deberá compactar hasta alcanzar como mínimo la misma densidad especificada para el suelo en la zona de relleno.

La carga de suelo no mayorada,  $W_E$ , se deberá determinar de la siguiente manera:

$$W_E = g F_e \gamma_s B_c H \times 10^{-9} \quad (12.10.2.1-1)$$

donde:

$W_E$  = carga de suelo no mayorada (N/mm)

$F_e$  = factor de interacción suelo-estructura para el tipo de instalación especificada, de acuerdo con lo aquí definido

$B_c$  = dimensión horizontal exterior del tubo (mm)

$g$  = aceleración de la gravedad ( $\text{m/sec}^2$ )

$H$  = altura del relleno sobre el tubo (mm)

$\gamma_s$  = densidad del suelo ( $\text{kg/m}^3$ )

El peso unitario del suelo utilizado para calcular la carga de suelo deberá ser el peso unitario estimado para

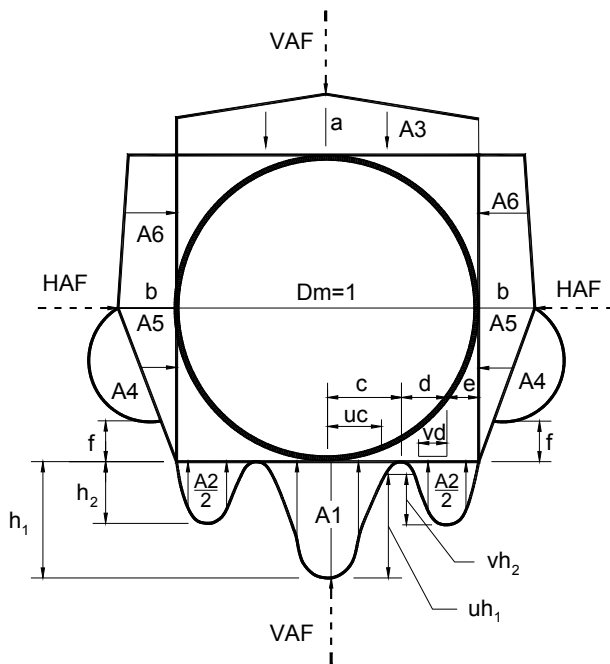
El producto  $\gamma_s g B_c H \times 10^{-9}$  algunas veces se denomina prisma de carga,  $PL$ , es decir el peso de la columna de suelo sobre el diámetro exterior del tubo.

La carga de suelo para diseñar tubos utilizando una instalación estándar se obtiene multiplicando el peso de la columna de suelo sobre el diámetro exterior del tubo por el factor de interacción suelo-estructura,  $F_e$ , correspondiente al tipo de instalación considerada.  $F_e$  considera la transferencia de parte de la sobrecarga de suelo sobre las regiones a los lados del tubo, ya que en las instalaciones bajo terraplén y en zanja ancha el tubo es más rígido que el suelo a los lados del mismo. Debido a lo extendido que está el empleo de zanjas tipo cajón o de paredes inclinadas por motivos de seguridad durante la construcción, resulta difícil controlar en obra el ancho máximo de las zanjas; es por esta razón que al determinar la carga de suelo y la distribución del empuje del suelo sobre los tubos en zanjas de ancho moderado a pequeño no se considera la potencial reducción de la carga de suelo. Tanto las instalaciones en zanja como las instalaciones bajo terraplén se deben diseñar utilizando cargas y distribuciones de empuje correspondientes a terraplén (proyección positiva) y el método de diseño directo o bien utilizando factores de

los suelos especificados para el tipo de instalación del tubo, pero nunca se deberá tomar menor que  $1760 \text{ kg/m}^3$ .

Las instalaciones estándares, tanto bajo terraplén como en zanja, se deberán diseñar para proyección positiva, condiciones de carga bajo terraplén donde  $F_e$  se deberá tomar como el factor de arqueamiento vertical,  $VAF$ , especificado en la Tabla 3 para cada tipo de instalación estándar.

Para las instalaciones estándares la distribución del empuje del suelo deberá ser la distribución de empuje de Heger ilustrada en la Figura 1 y la Tabla 3 para cada tipo de instalación estándar.



**Figura 12.10.2.1-1 – Distribución de empuje de Heger y factores de arqueamiento**

asiento y el método de diseño indirecto.

La distribución del empuje del suelo y la fuerza lateral que ejerce el suelo para una carga vertical unitaria corresponden a la distribución de empuje de Heger y el factor de arqueamiento horizontal,  $HAF$ . La distribución normalizada del empuje y los valores del factor de arqueamiento horizontal se obtuvieron, para cada tipo de instalación estándar, a partir de los resultados de análisis de interacción suelo-estructura realizados con el programa SPIDA, junto con las propiedades mínimas del suelo correspondientes a los tipos de suelos y niveles de compactación especificados para cada tipo de instalación.

Si se utilizan instalaciones no estándares, la carga de suelo y la distribución del empuje se deberían determinar mediante un análisis de interacción suelo-estructura adecuado.

**Tabla 12.10.2.1-3 – Coeficientes a utilizar con la Figura 1**

	Tipo de Instalación			
	1	2	3	4
<i>VAF</i>	1,35	1,40	1,40	1,45
<i>HAF</i>	0,45	0,40	0,37	0,30
<i>A1</i>	0,62	0,85	1,05	1,45
<i>A2</i>	0,73	0,55	0,35	0,00
<i>A3</i>	1,35	1,40	1,40	1,45
<i>A4</i>	0,19	0,15	0,10	0,00
<i>A5</i>	0,08	0,08	0,10	0,11
<i>A6</i>	0,18	0,17	0,17	0,19
<i>a</i>	1,40	1,45	1,45	1,45
<i>b</i>	0,40	0,40	0,36	0,30
<i>c</i>	0,18	0,19	0,20	0,25
<i>e</i>	0,08	0,10	0,12	0,00
<i>f</i>	0,05	0,05	0,05	–
<i>u</i>	0,80	0,82	0,85	0,90
<i>v</i>	0,80	0,70	0,60	–

En relación con la Tabla 3:

- *VAF* y *HAF* son factores de arqueamiento vertical y horizontal. Estos coeficientes representan las cargas adimensionales totales vertical y horizontal, respectivamente, que actúan sobre el tubo. Las cargas reales vertical y horizontal son iguales a  $(VAF) \times (PL)$  y  $(HAF) \times (PL)$ , respectivamente, siendo *PL* el prisma de carga.
- Los coeficientes *A1* a *A6* representan la integración de las componentes adimensionales verticales y horizontales del empuje del suelo debajo de las porciones indicadas de los diagramas de empuje de los componentes, es decir el área debajo de los diagramas de empuje de cada componente.
- Se asume que los empujes varían ya sea en forma parabólica o en forma lineal, como se ilustra en la Figura 1;  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $uh_1$ ,  $vh_2$ , *a* y *b* representan las magnitudes adimensionales en los puntos determinantes.
- Las dimensiones horizontal y vertical adimensionales de las regiones de empuje de los componentes son definidas por los coeficientes *c*, *d*, *e*, *uc*, *vd* y *f*.

donde:

$$d = (0,5 - c - e) \quad (12.10.2.1-2)$$

$$h_1 = (1,5 A I) / (c)(1 + u) \quad (12.10.2.1-3)$$

$$h_2 = (1,5 A 2) / [(d)(1 + v) + (2e)] \quad (12.10.2.1-4)$$

### 12.10.2.2 Peso del Fluido dentro del Tubo

A menos que se especifique lo contrario, para el diseño el peso no mayorado del fluido dentro del tubo,  $W_F$ , se deberá calcular en base a una densidad igual a  $1000 \text{ kg/m}^3$ . En el caso de las instalaciones estándares el peso del fluido deberá ser soportado por el empuje vertical del suelo en la parte inferior del tubo, el cual se asume tiene la misma distribución ilustrada en la Figura 12.10.2.1-1 para las cargas de suelo.

### 12.10.2.3 Sobrecargas

Las sobrecargas deberán ser como se especifica en el Artículo 3.6 y su distribución a través del recubrimiento de suelo deberá ser como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.6. Para las instalaciones estándares se deberá asumir que en la parte superior del tubo la sobrecarga tiene una distribución vertical uniforme, y que en la parte inferior del tubo la sobrecarga tiene la misma distribución ilustrada en la Figura 12.10.2.1-1.

### 12.10.3 Estado Límite de Servicio

Se deberá investigar el ancho de fisuración en las paredes del tubo en el estado límite de servicio para momento y esfuerzo normal. En general, el ancho de las fisuras no debería ser mayor que 0,25 mm.

### 12.10.4 Seguridad contra las Fallas Estructurales

#### 12.10.4.1 Requisitos Generales

#### C12.10.4.1

La resistencia de los tubos de hormigón armado enterrados contra las fallas estructurales se deberá determinar en el estado límite de resistencia para:

- Flexión,
- Esfuerzo normal,
- Corte, y
- Tracción radial.

Las dimensiones de las secciones de los tubos se deberán determinar utilizando el método de diseño directo de base analítica o bien el método de diseño indirecto de base empírica.

Si la documentación técnica especifica el empleo de jaulas por cuadrante, estribos y/o jaulas elípticas se deberá especificar la orientación de la instalación de los tubos; además, el diseño deberá tomar en cuenta la posibilidad de una falta de alineación de hasta 10° durante la instalación de los tubos.

#### 12.10.4.2 Método de Diseño Directo

##### 12.10.4.2.1 Cargas y Distribución del Empuje

La carga vertical total que actúa sobre el tubo se deberá determinar como se especifica en el Artículo 12.10.2.1.

La distribución del empuje sobre el tubo debido a las cargas aplicadas y la reacción del lecho de asiento se deberá determinar ya sea mediante un análisis de interacción suelo-estructura o bien mediante una aproximación racional. Cualquiera de ambos métodos deberá permitir el desarrollo de un diagrama de presiones como el esquematizado en la Figura 1 y el análisis del tubo.

El método de diseño directo utiliza una distribución del empuje debido a las cargas aplicadas y reacciones del lecho de asiento que se basan en un análisis de interacción suelo-estructura o una aproximación elástica. El método de diseño indirecto utiliza factores de asiento determinados empíricamente que relacionan la carga de suelo total mayorada con las cargas concentradas y reacciones aplicadas en ensayos de carga en tres bordes,

##### C12.10.4.2.1

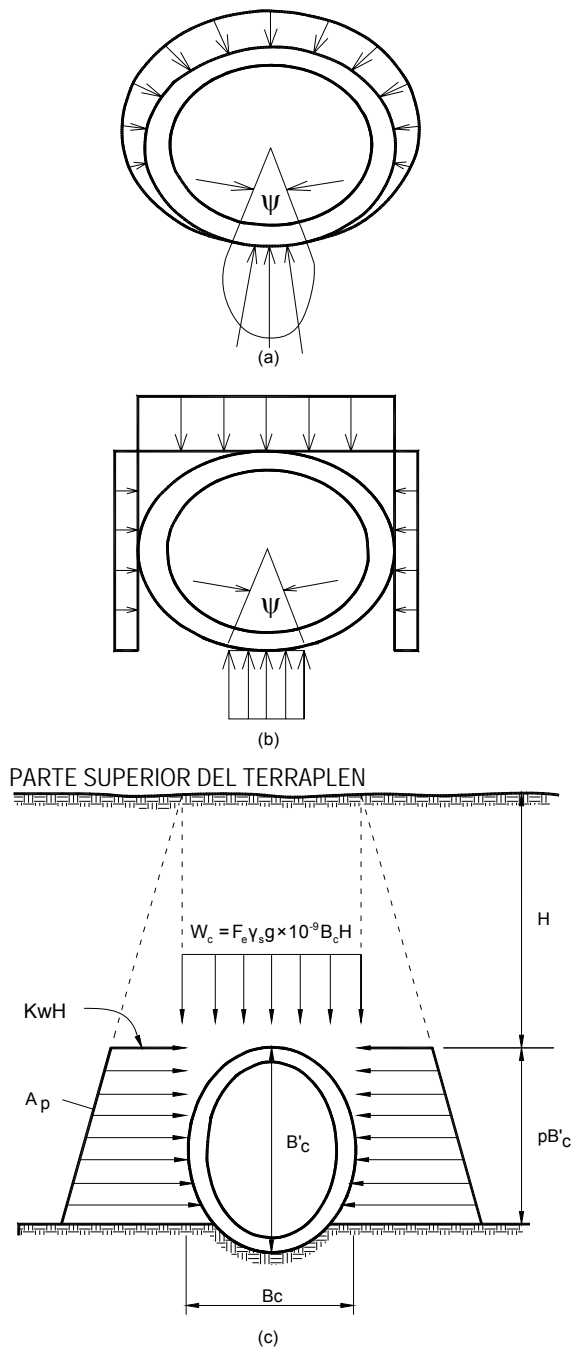
El método de diseño directo fue aceptado por ASCE en 1993; está publicado en la norma ASCE 93-15, *Standard Practice for Direct Design of Buried Precast Concrete Pipe Using Standard Installations* (SIDD). Este método de diseño se desarrolló simultáneamente con las investigaciones realizadas sobre instalaciones estándares. Sin embargo, las expresiones de diseño se aplican después que los momentos flectores, esfuerzos normales y esfuerzos de corte requeridos en todas las secciones críticas ya han sido determinados utilizando cualesquiera de las distribuciones de presiones aceptables. Por este motivo, el uso de las expresiones de diseño aquí incluidas no se limita a las instalaciones estándares ni a ninguna distribución de presiones en particular.

El método de diseño directo requiere:

- Determinar las distribuciones de las presiones que provocan las cargas de suelo y las sobrecargas en la estructura para las condiciones de lecho de asiento e instalación seleccionadas por el Ingeniero;
- Un análisis para determinar los esfuerzos normales, momentos y cortes; y
- Un diseño para determinar las armaduras circunferenciales.

Los procedimientos de análisis y diseño son similares a los utilizados para otras estructuras de hormigón armado.





**Figura 12.10.4.2.1-1 – Distribución sugerida para la presión de diseño alrededor de un tubo de hormigón enterrado para su análisis mediante el método de diseño directo**

#### *12.10.4.2.2 Análisis de las Solicitaciones en un Tubo con Anillo*

Las solicitaciones en el tubo se deberán determinar mediante un análisis elástico del anillo bajo la distribución de presiones supuesta o bien mediante un análisis de interacción suelo-estructura.

### 12.10.4.2.3 Factores que Consideran el Proceso y los Materiales

Los factores que consideran el proceso y los materiales,  $F_{rp}$  para tracción radial y  $F_{vp}$  para resistencia al corte, para el diseño de los tubos de hormigón armado fabricados en planta se deberían tomar iguales a 1,0. Se pueden utilizar valores mayores que 1,0 siempre y cuando su uso esté avalado por un número suficiente de ensayos de acuerdo con la norma AASHTO M 242M (ASTM C 655M).

### 12.10.4.2.4 Resistencia Flexional en el Estado Límite de Resistencia

#### 12.10.4.2.4a Armaduras Circunferenciales

#### C12.10.4.2.4a

Las armaduras utilizadas para proveer resistencia flexional, por mm de longitud, deberán satisfacer la siguiente condición:

$$A_s \geq \frac{g\phi d - N_u - \sqrt{g \left[ g(\phi d)^2 - N_u(2\phi d - h) - 2M_u \right]}}{f_y} \quad (12.10.4.2.4a-1)$$

donde:

$$g = 0,85 f'_c \quad (12.10.4.2.4a-2)$$

y donde:

$A_s$  = área de armadura por longitud de tubo,  $b$  (mm<sup>2</sup>/mm)

$f_y$  = tensión de fluencia especificada de las armaduras (MPa)

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

$h$  = espesor de las paredes del tubo (mm)

$M_u$  = momento debido a las cargas mayoradas (N-mm/mm)

$N_u$  = esfuerzo normal debido a la carga mayorada, positivo si se trata de compresión (N/mm)

$\phi$  = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 12.5.5.

#### 12.10.4.2.4b Mínima Sección de Armadura

El área de armadura,  $A_s$ , por mm de tubo deberá

El área de acero requerida,  $A_s$ , determinada mediante la Ecuación 1 se debería distribuir en una longitud de tubo unitaria,  $b$ , que típicamente se toma igual a 300 mm.

Las acciones mayoradas también deberían ser consistentes con el ancho unitario seleccionado.

satisfacer las siguientes condiciones:

- Para la cara interna de un tubo con dos capas de armadura:

$$A_s \geq \frac{2,26 \times 10^{-5} (S_i + h)^2}{f_y} \geq 0,15 \quad (12.10.4.2.4b-1)$$

- Para la cara externa de un tubo con dos capas de armadura;

$$A_s \geq \frac{1,36 \times 10^{-5} (S_i + h)^2}{f_y} \geq 0,15 \quad (12.10.4.2.4b-2)$$

- Para el caso de armaduras elípticas en tubos circulares y tubos de diámetro menor o igual que 840 mm con una única jaula de refuerzo en el tercio central de la pared del tubo:

$$A_s \geq \frac{4,5 \times 10^{-5} (S_i + h)^2}{f_y} \geq 0,15 \quad (12.10.4.2.4b-3)$$

donde:

$S_i$  = diámetro interno o ancho horizontal del tubo (mm)

$h$  = espesor de las paredes del tubo (mm)

$f_y$  = tensión de fluencia de las armaduras (MPa)

#### 12.10.4.2.4c Máxima Sección de Armadura de Flexión sin Estribos

El área de armadura de flexión por mm de tubo utilizada sin estribos deberá satisfacer la siguiente condición:

- Para armadura interna en tracción radial:

$$A_{smax} \leq \frac{0,111 r_s F_{rp} \sqrt{f'_c} (R_\phi) F_{rt}}{f_y} \quad (12.10.4.2.4c-1)$$

donde:

$r_s$  = radio de la armadura interna (mm)

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

$f_y$  = tensión de fluencia especificada del acero de las

armaduras (MPa)

$R_\phi = (\phi_r/\phi_f)$ ; relación entre los factores de resistencia para tracción radial y momento especificados en el Artículo 12.5.5

$F_{rp} = 1,0$  a menos que se utilice un factor más elevado que se justifique mediante datos de ensayos aprobados por el Ingeniero

para lo cual:

- Si  $300 \text{ mm} \leq S_i \leq 1830 \text{ mm}$

$$F_{rt} = 1 + 0,000328(1830 - S_i)$$

- Si  $1830 \text{ mm} < S_i \leq 3660 \text{ mm}$

$$F_{rt} = \frac{(3660 - S_i)^2}{16,77 \times 10^6} + 0,80$$

- Si  $S_i > 3660 \text{ mm}$

$$F_{rt} = 0,80$$

- Para armadura en compresión:

$$A_{smáx} \leq \frac{\left[ \left( \frac{380,0 g' \phi d}{600 + f_y} \right) - 0,75 N_u \right]}{f_y} \quad (12.10.4.2.4c-2)$$

donde:

$$g' = f'_c \left[ 0,85 - 0,0073(f'_c - 28) \right] \quad (12.10.4.2.4c-3)$$

$$0,85 f'_c \geq g' \geq 0,65 f'_c \quad (12.10.4.2.4c-4)$$

y donde:

$\phi$  = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 5.5.4.2

#### 12.10.4.2.4d Armadura para Controlar la Fisuración

El factor de ancho de fisuración,  $F_{cr}$ , se puede determinar de la siguiente manera:

- Si  $N_s$  es de compresión se considera positiva y además:

#### C12.10.4.2.4d

Los coeficientes relacionados con el control de la fisuración,  $B_1$  y  $C_1$ , dependen del tipo de armadura utilizada.

Se asume que el control de la fisuración se realiza a 25 mm de la armadura traccionada más próxima, aún cuando

$$F_{cr} = \frac{1,9 \times 10^{-4} B_1 \phi}{d A_s} \left[ \frac{M_s + N_s \left( d - \frac{h}{2} \right)}{i j} - 0,083 C_1 h^2 \sqrt{f'_c} \right] \quad (12.10.4.2.4d-1)$$

- Si  $N_s$  es de tracción se considera negativa y además:

$$F_{cr} = \frac{1,9 \times 10^{-4} B_1 \phi}{d A_s} \left[ 1,1 M_s - 0,6 N_s d - 0,083 C_1 h^2 \sqrt{f'_c} \right] \quad (12.10.4.2.4d-2)$$

donde:

$$j = 0,74 + 0,1 \frac{e}{d} \leq 0,9 \quad (12.10.4.2.4d-3)$$

$$i = \frac{1}{\left( 1 - \frac{j d}{e} \right)} \quad (12.10.4.2.4d-4)$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} + d - \frac{h}{2} \quad (12.10.4.2.4d-5)$$

$$B_1 = \left[ \frac{(25,4) t_b s_l}{2 n} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (12.10.4.2.4d-6)$$

para lo cual:

$M_s$  = momento flector en el estado límite de servicio (N-mm/mm)

$N_s$  = esfuerzo axial en el estado límite de servicio (N/mm)

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

$h$  = espesor de las paredes (mm)

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

$C_1$  = coeficiente relacionado con el control de la fisuración que depende del tipo de armadura utilizada como se especifica en la Tabla 1

$A_s$  = área de acero (mm<sup>2</sup>/mm)

el recubrimiento de hormigón sobre las armaduras sea mayor o menor que 25 mm. El factor  $F_{cr}$  de la Ecuación 1 indica la probabilidad de ocurrencia de una fisura de un ancho máximo especificado.

Si la relación  $e/d$  es menor que 1,15 el control de la fisuración no será determinante para el diseño.

$t_b$  = recubrimiento libre de hormigón sobre las armaduras (mm)

$S_l$  = separación de la armadura circunferencial (mm)

$n$  = 1,0 si la armadura de tracción se coloca en una sola capa

$n$  = 2,0 si la armadura de tracción se coloca en múltiples capas

$\phi$  = factor de resistencia para flexión como se especifica en el Artículo 12.5.5

**Tabla 12.10.4.2.4d-1 – Coeficientes relacionados con el control de la fisuración**

Tipo	Tipo de armadura	$C_l$
1	Alambre liso o barras lisas	1,0
2	Malla soldada de alambres lisos con una separación máxima de 200 mm entre alambres longitudinales	1,5
3	Malla soldada de alambres conformados, alambre conformado, barras o cualquier armadura con estribos anclados a la misma	1,9

Para las armaduras Tipo 2 de la Tabla 1 para las cuales  $t_b^2 s_l/n > 50.000$ , el factor de ancho de fisuración,  $F_{cr}$ , también se deberá investigar utilizando los coeficientes  $B_1$  y  $C_1$  especificados para las armaduras Tipo 3, utilizándose el mayor valor de  $F_{cr}$ .

Se pueden utilizar valores más elevados de  $C_1$  siempre y cuando su uso esté avalado por datos de ensayos y sea aprobado por el Ingeniero.

#### 12.10.4.2.4e Mínimo Recubrimiento de Hormigón sobre las Armaduras

Para el mínimo recubrimiento de hormigón sobre las armaduras se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.12.3, con las siguientes excepciones:

- Si el espesor de la pared es menor que 63 mm el recubrimiento no deberá ser menor que 20 mm, y
- Si el espesor de la pared es mayor o igual que 63 mm el recubrimiento no deberá ser menor que 26 mm.

#### 12.10.4.2.5 Resistencia al Corte sin Estribos

Se deberá investigar el corte en una sección crítica que

Se anticipa que cuando  $F_{cr} = 1,0$  las armaduras especificadas producirán un ancho máximo de fisura promedio de 0,25 mm. Si  $F_{cr} < 1,0$  se reduce la probabilidad de ocurrencia de una fisura de 0,25 mm; si  $F_{cr} > 1,0$  esta probabilidad aumenta.

#### C12.10.4.2.5

se toma donde  $M_{nu}/(V_u d) = 3,0$ . La resistencia al corte mayorada sin estribos radiales,  $V_r$ , se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n \quad (12.10.4.2.5-1)$$

para lo cual:

$$V_n = 5,23 d F_{vp} \sqrt{f'_c} (0,0175 + \rho) \left( \frac{F_d F_n}{F_c} \right) \quad (12.10.4.2.5-2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{\phi d} \leq 0,02 \quad (12.10.4.2.5-3)$$

- Para los tubos que tienen ya sea dos jaulas o bien una única jaula elíptica:

A los fines del presenta artículo se considera que una jaula constituye una capa de armadura.

$$F_d = 0,8 + \frac{41}{d} \leq 1,3 \quad (12.10.4.2.5-4)$$

- Para los tubos cuyo diámetro es menor o igual que 915 mm y que tienen una única jaula circular:

$$F_d = 0,8 + \frac{41}{d} \leq 1,4 \quad (12.10.4.2.5-5)$$

Si  $N_u$  es de compresión se considera positiva y además:

$$F_n = 1 + \frac{N_u}{4200 h} \quad (12.10.4.2.5-6)$$

Si  $N_u$  es de tracción se considera negativa y además:

$$F_n = 1 + \frac{N_u}{1050 h} \quad (12.10.4.2.5-7)$$

$$F_c = 1 \pm \frac{d}{2r} \quad (12.10.4.2.5-8)$$

$$M_{nu} = M_u - N_u \left[ \frac{4(h-d)}{8} \right] \quad (12.10.4.2.5-9)$$

El signo algebraico de la Ecuación 8 se deberá tomar positivo si la tracción está del lado interno del tubo y negativo si la tracción está del lado externo del tubo.

donde:

$$f'_{cmáx} = 48 \text{ MPa}$$

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

$h$  = espesor de las paredes (mm)

$\phi$  = factor de resistencia para corte como se especifica en el Artículo 5.5.4.2

$r$  = radio hasta el centro de la pared del tubo de hormigón (mm)

$N_u$  = esfuerzo normal debido a las cargas mayoradas (N/mm)

$V_u$  = corte debido a las cargas mayoradas (N/mm)

$F_{vp}$  = factor que considera el efecto del proceso y los materiales especificado en el Artículo 12.10.4.2.3

Si la resistencia al corte mayorada determinada como aquí se especifica no es adecuada se deberán proveer estribos radiales de acuerdo con el Artículo 12.10.4.2.6.

#### 12.10.4.2.6 Resistencia al Corte con Etribos Radiales

El área de armadura en forma de estribos para tracción radial y corte no deberá ser menor que:

- Para tracción radial:

$$A_{vr} = \frac{1,1 s_v (M_u - 0,45 N_u \phi_r d)}{f_y r_s \phi_r d} \quad (12.10.4.2.6-1)$$

$$s_v \leq 0,75 \phi_r d \quad (12.10.4.2.6-2)$$

- Para corte:

$$A_{vr} = \frac{1,1 s_v}{f_y \phi_v d} (V_u F_c - V_c) + A_{vr} \quad (12.10.4.2.6-3)$$

$$s_v \leq 0,75 \phi_v d \quad (12.10.4.2.6-4)$$

para lo cual:

$$V_c = \frac{4V_r}{\frac{M_{nu}}{V_u d} + 1} \leq 0,166 \phi_v d \sqrt{f'_c} \quad (12.10.4.2.6-5)$$

donde:



$M_u$  = momento flector debido a las cargas mayoradas (N-mm/mm)

$M_{nu}$  = momento mayorado que actúa en una sección transversal de ancho unitario modificado para considerar los efectos del esfuerzo normal de compresión o tracción (N-mm/mm)

$N_u$  = esfuerzo normal debido a las cargas mayoradas (N/mm)

$V_u$  = corte debido a las cargas mayoradas (N/mm)

$V_c$  = resistencia al corte de la sección de hormigón (N/mm)

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

$f_y$  = tensión de fluencia especificada para las armaduras; el valor de  $f_y$  se deberá tomar como el menor valor entre la tensión de fluencia del estribo y la capacidad de anclaje que desarrolla (MPa)

$r_s$  = radio de las armaduras internas (mm)

$s_v$  = separación de los estribos (mm)

$V_r$  = resistencia al corte mayorada de la sección de tubo sin estribos radiales por unidad de longitud del tubo (N/mm)

$A_{vr}$  = área de armadura en forma de estribos para resistir los esfuerzos de tracción radial en una sección transversal de ancho unitario en cada línea de estribos con una separación circunferencial igual a  $s_v$  (mm<sup>2</sup>/mm)

$A_{vs}$  = área de estribos requerida como armadura de corte (mm<sup>2</sup>/mm)

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

$\phi_v$  = factor de resistencia para corte como se especifica en el Artículo 12.5.5

$\phi_r$  = factor de resistencia para tracción radial como se especifica en el Artículo 12.5.5

$F_c$  = factor de curvatura determinado mediante la Ecuación 12.10.4.2.5-8

#### 12.10.4.2.7 *Anclaje de los Estribos*

##### 12.10.4.2.7a *Anclaje de los Estribos para Tracción Radial*

Si se utilizan estribos para resistir tracción radial, éstos se deberán anclar alrededor de cada barra circunferencial de la jaula interna para desarrollar la resistencia del estribo; también se deberán anclar alrededor de la jaula exterior o embeber del lado comprimido una longitud suficiente para que el estribo pueda desarrollar su resistencia requerida.

##### 12.10.4.2.7b *Anclaje de los Estribos para Corte*

Con las excepciones aquí especificadas, cuando no se requieren estribos para resistir tracción radial pero sí se requieren para resistir corte, su separación longitudinal deberá ser tal que puedan ser anclados alrededor de cada una de las barras circunferenciales para tracción o alrededor de barras circunferenciales para tracción alternadas. La separación de estos estribos no deberá ser mayor que 150 mm.

##### 12.10.4.2.7c *Longitud Embebida de los Estribos*

Los estribos que deben resistir esfuerzos en las regiones de la solera y la coronación se deberán anclar en el lado opuesto de la pared del muro lo suficiente para desarrollar la resistencia requerida del estribo.

### 12.10.4.3 **Método de Diseño Indirecto**

#### 12.10.4.3.1 *Capacidad de Carga*

Las cargas de suelo y sobrecargas móviles que actúan sobre el tubo se deberán determinar de acuerdo con el Artículo 12.10.2 y estos valores se deberán comparar con la Carga-D, es decir la capacidad de carga del tubo obtenida a partir de ensayos de carga en tres apoyos. El estado límite de servicio se deberá aplicar utilizando el criterio del ancho de fisuración aceptable aquí especificado.

La Carga-D correspondiente a un determinado tamaño y clase de tubo se deberá determinar de acuerdo con la norma AASHTO M 242M (ASTM C 655M).

La capacidad de carga de un tubo obtenida a partir de ensayos de carga en tres bordes, la cual corresponde a una fisura de 0,3 mm de ancho observada experimentalmente, no deberá ser menor que la carga de diseño determinada para el tubo instalado, la cual se toma de la siguiente manera:

#### C12.10.4.2.7a

Investigaciones sobre el anclaje de los estribos realizadas por diferentes fabricantes de tubos demuestran que sólo es necesario anclar los extremos libres de los estribos tipo aro en la zona comprimida de la sección transversal de hormigón para desarrollar plenamente la resistencia a la tracción de los alambres. Se puede considerar que una longitud equivalente al 70 por ciento del espesor de la pared provee un anclaje adecuado.

#### C12.10.4.3.1

El método indirecto es el método de diseño que más se ha utilizado para diseñar tubos de hormigón armado enterrados. Este método se basa en la observación de instalaciones construidas exitosamente en el pasado.

La Carga-D requerida, en Newtons por mm de diámetro por mm de longitud, para la cual el tubo desarrolla su resistencia última en un ensayo de carga en tres apoyos es igual a la Carga-D correspondiente a una fisura de 0,3 mm multiplicada por un factor de resistencia especificado en las normas AASHTO M 170M o M 242M (ASTM C 76M o C 655M) para tubos circulares, M 206M (ASTM C 506M) para tubos en arco, y M 207M (ASTM C 507M) para tubos elípticos.

$$D = \left( \frac{1000}{S_i} \right) \left( \frac{W_E + W_F}{B_{FE}} + \frac{W_L}{B_{FLL}} \right) \quad (12.10.4.3.1-1)$$

donde:

$B_{FE}$  = factor de asiento para la carga de suelo especificado en los Artículos 12.10.4.3.2a o 12.10.4.3.2b

$B_{FLL}$  = factor de asiento para la sobrecarga especificado en el Artículo 12.10.4.3.2.c

$S_i$  = diámetro interno del tubo (mm)

$W_E$  = carga de suelo total no mayorada especificada en el Artículo 12.10.2.1 (N/mm)

$W_F$  = carga total no mayorada del fluido dentro del tubo como se especifica en el Artículo 12.10.2.2 (N/mm)

$W_L$  = sobrecarga total no mayorada en un tubo de longitud unitaria, especificada en el Artículo 12.10.2.3 (B/mm)

Para las instalaciones Tipo 1, las Cargas-D calculadas como se describió anteriormente se deberán multiplicar por un factor de instalación igual a 1,10.

#### 12.10.4.3.2 Factor de Asiento

La documentación técnica deberá exigir los niveles mínimos de compactación especificados en las Tablas 12.10.2.1-1 y 12.10.2.1-2.

##### 12.10.4.3.2a Factor de Asiento para la Carga de Suelo en Tubos Circulares

La Tabla 1 presenta los factores de asiento para la carga de suelo en tubos circulares,  $B_{FE}$ .

Para los tubos cuyos diámetros no están listados en la Tabla 1 los factores de asiento para instalación bajo terraplén,  $B_{FE}$ , se pueden determinar por interpolación.

#### C12.10.4.3.2

El factor de asiento es la relación entre el momento en el estado límite de servicio y el momento aplicado en el ensayo de carga en tres apoyos. La resistencia estándar del tubo enterrado depende del tipo de instalación. Los factores de asiento que aquí se especifican se basan en los niveles mínimos de compactación indicados.

##### C12.10.4.3.2a

Los factores de asiento para tubos circulares fueron desarrollados utilizando los momentos flectores producidos por las distribuciones de presiones de Heger ilustradas en la Figura 12.10.2.1-1 para cada una de las instalaciones estándares bajo terraplén. Estos factores de asiento para instalaciones bajo terraplén son conservadores. Este conservadurismo se debe a que los momentos, esfuerzos normales y cortes utilizados para determinar los factores de asiento se calculan suponiendo que en las zonas de los enriñonados hay vacíos y el material está pobremente compactado y que debajo del tubo hay un lecho de asiento duro. El modelado de la

distribución de presiones utilizado para determinar los momentos, esfuerzos normales y cortes también es conservador en un 10 a 20 por ciento respecto de los valores obtenidos mediante análisis realizados con el programa SPIDA.

**Tabla 12.10.4.3.2a-1 – Factores de asiento para tubos circulares**

Diámetro nominal del tubo, mm	Instalación estándar			
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
300	4,4	3,2	2,5	1,7
600	4,2	3,0	2,4	1,7
900	4,0	2,9	2,3	1,7
1800	3,8	2,8	2,2	1,7
3600	3,6	2,8	2,2	1,7

*12.10.4.3.2b Factor de Asiento para la Carga de Suelo en Tubos Elípticos y en Arco*

Los factores de asiento para la instalación de tubos elípticos y en arco se deberán tomar de la siguiente manera:

$$B_{FE} = \frac{C_A}{C_N - xq} \quad (12.10.4.3.2b-1)$$

donde:

$C_A$  = constante que depende de la geometría del tubo, como se especifica en la Tabla 1

$C_N$  = parámetro que depende de la distribución de la carga vertical y la reacción vertical, como se especifica en la Tabla 1

$x$  = parámetro que depende del área de la proyección vertical del tubo sobre la cual el empuje lateral es efectivo, como se especifica en la Tabla 1

$q$  = relación entre el empuje lateral total y la carga total del relleno vertical aquí especificada

La Tabla 1 contiene valores de diseño para  $C_A$ ,  $C_N$  y  $x$ .

**Tabla 12.10.4.3.2b -1 – Valores de diseño de los parámetros que intervienen en la expresión para calcular el factor de asiento**

Geometría del tubo	$C_A$	Tipo de instalación	$C_N$	Relación de proyección, $p$	$x$
Tubos en forma de elipse horizontal y en arco	1,337	2	0,630	0,9 0,7	0,421 0,369
		3	0,763	0,5 0,3	0,268 0,148
Tubos en forma de elipse vertical	1,021	2	0,516	0,9 0,7	0,718 0,639
		3	0,615	0,5 0,3	0,457 0,238

El valor del parámetro  $q$  se toma de las siguiente manera:

- Para tubos en forma de elipse horizontal y en arco:

$$q = 0,23 \frac{p}{F_e} \left( 1 + 0,35 p \frac{B_c}{H} \right) \quad (12.10.4.3.2b-2)$$

- Para tubos en forma de elipse vertical:

$$q = 0,48 \frac{p}{F_e} \left( 1 + 0,73 p \frac{B_c}{H} \right) \quad (12.10.4.3.2b-3)$$

donde:

$p$  = relación de proyección; relación entre la distancia vertical desde la parte superior externa del tubo hasta el fondo de la superficie del lecho de asiento y la altura vertical exterior del tubo

#### 12.10.4.3.2c Factores de Asiento para la Sobrecarga

En la Tabla 1 se indican los factores de asiento para la sobrecarga,  $W_L$ , tanto para tubos circulares y en arco como para tubos elípticos. Si  $B_{FE}$  es menor que  $B_{FLL}$  utilizar  $B_{FE}$  en lugar de  $B_{FLL}$  como factor de asiento para la sobrecarga. El factor de asiento para los tubos de diámetros no listados en la Tabla 1 se puede obtener por interpolación.

**Tabla 12.10.4.3.2c-1 – Factores de asiento,  $B_{FLL}$ , para el camión de diseño**

Altura del relleno, mm	Diámetro del tubo, mm										
	300	600	900	1200	1500	1800	2100	2400	2700	3000	3600
150	2,2	1,7	1,4	1,3	1,3	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
300	2,2	2,2	1,7	1,5	1,4	1,3	1,3	1,3	1,1	1,1	1,1
450	2,2	2,2	2,1	1,8	1,5	1,4	1,4	1,3	1,3	1,3	1,1
600	2,2	2,2	2,2	2,0	1,8	1,5	1,5	1,4	1,4	1,3	1,3
750	2,2	2,2	2,2	2,2	2,0	1,8	1,7	1,5	1,4	1,4	1,3
900	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	1,8	1,7	1,5	1,5	1,4
1050	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	1,9	1,8	1,7	1,5	1,4
1200	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,1	1,9	1,8	1,7	1,5
1350	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
1500	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,0	1,9	1,8
1650	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,0	1,9
1800	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,1	2,0
1950	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2

#### 12.10.4.4 Desarrollo de las Armaduras en Forma de Jaulas por Cuadrante

##### 12.10.4.4.1 Mínima Sección de las Jaulas Principales

En ausencia de un análisis detallado, cuando se utilizan jaulas por cuadrante el área de la jaula principal no deberá ser menor que 25 por ciento del área requerida en el punto de máximo momento.

##### 12.10.4.4.2 Longitud de Anclaje de las Mallas Soldadas de Alambres

A menos que aquí se especifique lo contrario se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.11.2.5.

##### 12.10.4.4.3 Anclaje de las Jaulas por Cuadrante Compuestas por Mallas Soldadas de Alambres Lisos

La longitud embebida de las barras longitudinales más externas en cada extremo de las barras circunferenciales no deberá ser menor que:

- El mayor valor entre 12 diámetros de la barra circunferencial o tres cuartos del espesor de pared del tubo más allá del punto donde el ángulo de orientación ya no hace necesaria la jaula por cuadrante, y

- Una distancia más allá del punto de máxima tensión de flexión por el ángulo de orientación más la longitud de anclaje  $l_d$ , siendo  $l_d$  como se especifica en el Artículo 5.11.2.5.2.

La jaula por cuadrante deberá contener como mínimo dos barras longitudinales a una distancia 25 mm mayor que la determinada por el ángulo de orientación a cada lado del punto que requiere la máxima armadura flexional.

El punto donde se embeben las barras longitudinales más externas de la jaula por cuadrante deberá estar como mínimo a una distancia determinada por el ángulo de orientación más allá del punto donde la armadura no interrumpida es mayor o igual que dos veces el área requerida para flexión.

#### *12.10.4.4.4 Anclaje de las Jaulas por Cuadrante Compuestas por Barras Conformadas, Alambres Conformados o Mallas Soldadas de Alambres Conformados*

Cuando se utilizan barras conformadas, alambres conformados o mallas soldadas de alambres conformados, las barras circunferenciales de las jaulas por cuadrantes deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- Las barras circunferenciales se deberán prolongar más allá del punto donde ya no son requeridas por el ángulo de orientación más la mayor distancia entre 12 diámetros de la barra o alambre o tres cuartos del espesor de pared del tubo.
- Las barras circunferenciales se deberán prolongar a cada lado del punto de máxima tensión de flexión como mínimo el ángulo de orientación más la longitud de anclaje,  $l_{hd}$ , requerida por el Artículo 5.11.2.5.1 y modificada aplicando el o los factores de modificación aplicables, y
- Las barras circunferenciales se deberán prolongar como mínimo una distancia determinada por el ángulo de orientación más allá del punto donde la armadura no interrumpida es mayor o igual que dos veces el área requerida para flexión

### **12.10.5 Construcción e Instalación**

La documentación técnica deberá exigir que la construcción e instalación se realicen conforme a la Sección 27 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, "Alcantarillas de Hormigón."

## **12.11 ALCANTARILLAS TIPO CAJÓN DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU Y PREFABRICADO Y ARCOS DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU**

### **12.11.1 Requisitos Generales**

Los presentes requisitos se deberán aplicar al diseño estructural de las alcantarillas tipo cajón de hormigón armado colado in situ y prefabricado y de los arcos de hormigón armado colado in situ en los cuales el cuerpo es monolítico con cada zapata.

Salvo que se especifique lo contrario, los diseños se deberán realizar conforme a los artículos aplicables de las presentes Especificaciones.

### **12.11.2 Distribución de las Cargas y las Sobrecargas**

#### **12.11.2.1 Requisitos Generales**

Se deberán aplicar las cargas y combinaciones de cargas especificadas en la Tabla 3.4.1-1. Las sobrecargas se deberán considerar como se especifica en el Artículo 3.6.1.3. La distribución de las cargas de rueda y las cargas concentradas para las alcantarillas con menos de 600 mm de recubrimiento se deberán tomar como se especifica en el Artículo 5.14.4 para las superestructuras tipo losa. Los requisitos para la armadura de distribución ubicada en la cara inferior de las losas superiores de estas alcantarillas deberán ser como se especifica en el Artículo 9.7.3.2.

La distribución de las cargas de rueda para las alcantarillas con 600 mm o más de recubrimiento deberá ser como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.6.

El incremento por carga dinámica para las estructuras enterradas deberá satisfacer el Artículo 3.6.2.2.

#### **12.11.2.2 Modificación de las Cargas de Suelo para Considerar la Interacción Suelo-Estructura**

##### *12.11.2.2.1 Instalaciones en Zanja y bajo Terraplén*

En ausencia de un análisis más refinado, la carga de suelo total no mayorada,  $W_E$ , que actúa en la alcantarilla se puede tomar de la siguiente manera:

- Para instalaciones bajo terraplén:

### **C12.11.1**

Estas estructuras se vuelven parte de un sistema compuesto formado por la estructura de la alcantarilla tipo cajón o en arco y la envolvente de suelo.

Las alcantarillas tipo cajón de hormigón armado prefabricado se pueden fabricar utilizando hormigón estructural y encofrados convencionales, o bien se pueden fabricar utilizando hormigón seco y moldes vibratorios.

En las normas AASHTO M 259M (ASTM C 789M) y M 273M (ASTM C 850M) se indican las dimensiones estándares para las alcantarillas tipo cajón de hormigón armado prefabricado.

### **C12.11.2.1**

Ver los requisitos sobre la armadura de distribución en el Artículo 5.14.4.1.



$$W_E = g F_e \gamma_s B_c H \times 10^{-9} \quad (12.11.2.2.1-1)$$

donde:

$$F_e = 1 + 0,20 \frac{H}{B_c} \quad (12.11.2.2.1-2)$$

- Para instalaciones en zanja:

$$W_E = g F_t \gamma_s B_c H \times 10^{-9} \quad (12.11.2.2.1-3)$$

donde:

$$F_t = \frac{C_d B_d^2}{H B_c} \leq F_e \quad (12.11.2.2.1-4)$$

y donde:

$g$  = aceleración de la gravedad (m/sec<sup>2</sup>)

$W_E$  = carga de suelo total no mayorada (N/mm)

$B_c$  = ancho exterior de la alcantarilla como se especifica en las figuras 1 o 2, según corresponda (mm)

$H$  = profundidad del relleno como se especifica en las Figuras 1 o 2 (mm)

$F_e$  = factor de interacción suelo-estructura para instalaciones bajo terraplén

$F_t$  = factor de interacción suelo-estructura para instalaciones en zanja

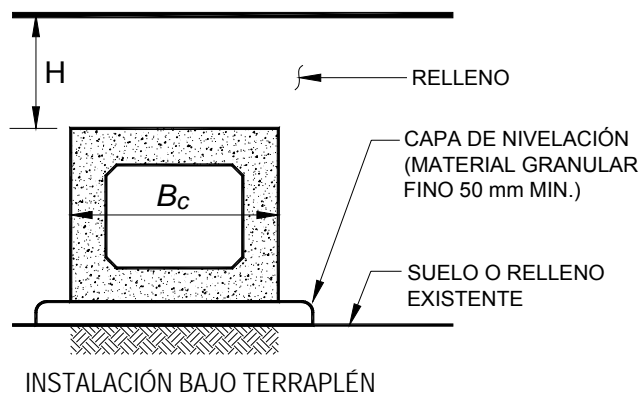
$\gamma_s$  = densidad del relleno (kg/m<sup>3</sup>)

$B_d$  = ancho horizontal de la zanja como se especifica en la Figura 2 (mm)

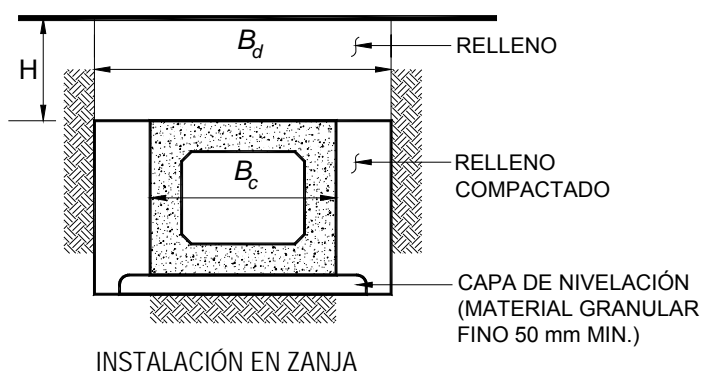
$C_d$  = coeficiente especificado en la Figura 3

$F_e$  no deberá ser mayor que 1,15 para las instalaciones con relleno compactado a lo largo de los laterales de la sección tipo cajón, ni mayor que 1,40 para las instalaciones con relleno no compactado a lo largo de los laterales de la sección tipo cajón.

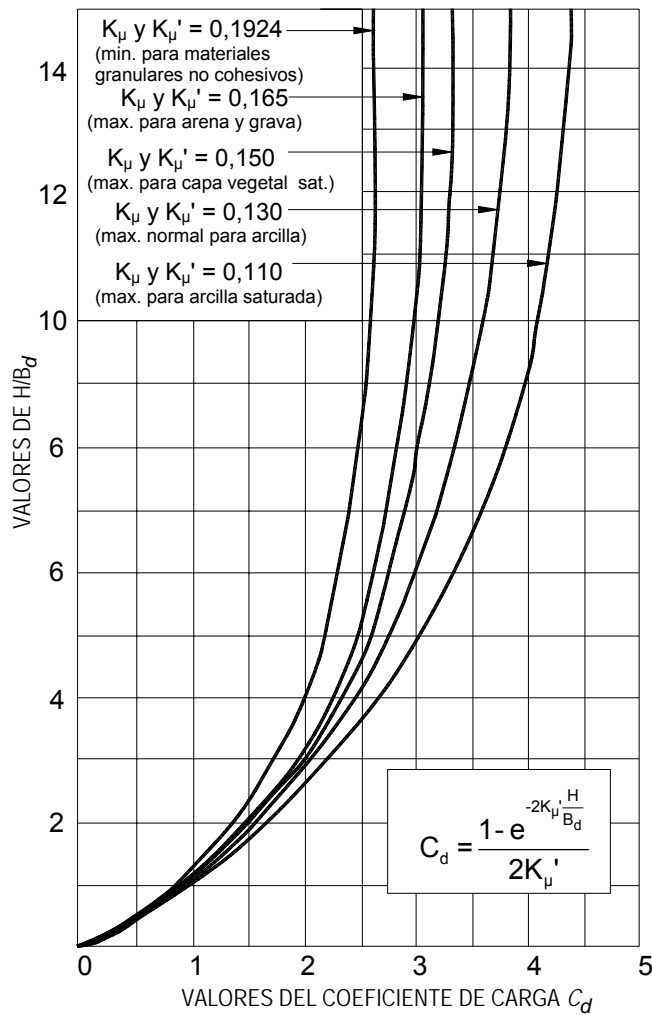
En las instalaciones en zanja ancha en las cuales el ancho de la zanja es 300 mm o más mayor que la dimensión de la alcantarilla en la dirección del ancho de la zanja,  $F_t$  no deberá ser mayor que el valor especificado para instalaciones bajo terraplén.



**Figura 12.11.2.2.1-1 – Instalaciones bajo terraplén. Secciones tipo cajón de hormigón prefabricado**



**Figura 12.11.2.2.1-2 – Instalaciones en zanja. Secciones tipo cajón de hormigón prefabricado**



**Figura 12.11.2.2.1-3 – Coeficiente  $C_d$  para instalaciones en zanja**

#### 12.11.2.2.2 Otras Instalaciones

Además de las instalaciones en zanja y bajo terraplén se pueden utilizar otros métodos de instalación para reducir las cargas sobre la alcantarilla, incluyendo instalaciones con proyección positiva parcial, proyección nula, proyección negativa, en zanja inducida y tesadas. Para estos tipos de instalaciones las cargas se pueden determinar mediante métodos aceptables basados en ensayos, análisis de interacción suelo-estructura o experiencias previas.

#### 12.11.2.3 Distribución de las Cargas Concentradas a la Losa Inferior de una Alcantarilla Tipo Cajón

El ancho de la faja de losa superior utilizada para distribuir las cargas de rueda concentradas, especificado en el Artículo 12.11.2, también se deberá utilizar para determinar los momentos, cortes y esfuerzos normales en

las paredes laterales y la losa inferior.

#### 12.11.2.4 Distribución de las Cargas Concentradas en las Alcantarillas Tipo Cajón Oblicuas

No es necesario corregir la distribución de las cargas de rueda como se especifica en el Artículo 12.11.2.3 para considerar los efectos de la oblicuidad.

#### 12.11.3 Estado Límite de Servicio

Para controlar el ancho de fisuración de las alcantarillas de hormigón armado colado in situ y prefabricado y de los arcos de hormigón armado colado in situ se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.7.3.4.

#### C12.11.3

En general las alcantarillas enterradas están sujetas a esfuerzos de compresión axial más elevados que la mayoría de los elementos solicitados a flexión. Estos esfuerzos pueden provocar una sustancial reducción de las tensiones en el estado límite de servicio, la cual muchas veces se desprecia en el diseño. Las siguientes ecuaciones, obtenidas a partir de la norma ACI SP-3, se pueden utilizar para considerar los efectos del esfuerzo axial sobre las tensiones en el estado límite de servicio:

$$f_s = \frac{M_s + N_s \left( d - \frac{h}{2} \right)}{(A_s j d)} \quad (\text{C12.11.3-1})$$

donde:

$$e = M_s / N_s + d + h / 2$$

$$i = 1 / (1 - j d / e)$$

$$j = 0,74 + 0,1(e / d) \leq 0,9$$

y donde:

$M_s$  = momento flector en el estado límite de servicio (N-mm/mm)

$N_s$  = esfuerzo axial en el estado límite de servicio (N/mm)

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

$h$  = espesor de la pared (mm)

$A_s$  = área de armadura por unidad de longitud (mm<sup>2</sup>/mm)

$f_s$  = tensión en las armaduras bajo condiciones de carga de servicio (MPa)

$e/d$  min = 1,15 (adimensional)

## **12.11.4 Seguridad contra las Fallas Estructurales**

### **12.11.4.1 Requisitos Generales**

Salvo las modificaciones aquí especificadas, todas las secciones se deberán diseñar para las cargas mayoradas aplicables especificadas en la Tabla 3.4.1-1 en estado límite de resistencia. El corte en las alcantarillas se deberá investigar de acuerdo con el Artículo 5.14.5.3

### **12.11.4.2 Momento de Diseño para las Alcantarillas Tipo Cajón**

Si se especifican enriñonados monolíticos con una inclinación de 45° la armadura negativa de las paredes y losas se puede dimensionar en base al momento flector en la intersección del enriñonado y el elemento de espesor uniforme. Caso contrario se deberán aplicar los requisitos de la Sección 5 .

### **12.11.4.3 Mínima Armadura**

#### *12.11.4.3.1 Estructuras Hormigonadas In Situ*

En las secciones transversales en las cuales la flexión provoca tracción, incluyendo la cara interna de las paredes, la armadura no deberá ser menor que la especificada en el Artículo 5.7.3.3.2. Se deberá proveer armadura de contracción y temperatura cerca de las superficies internas de las paredes y losas de acuerdo con el Artículo 5.10.8.

#### *12.11.4.3.2 Estructuras Tipo Cajón Prefabricadas*

En las secciones transversales en las cuales la flexión provoca tracción la relación entre la armadura principal de flexión en la dirección del ancho de la estructura y el área bruta de hormigón no deberá ser menor que 0,002. Esta armadura mínima se deberá proveer en las caras interiores de las paredes y en cada dirección en la parte superior de las losas de las secciones tipo cajón que tienen menos de 600 mm de recubrimiento.

Los requisitos del Artículo 5.10.8 no se aplicarán a las secciones tipo cajón de hormigón prefabricado que se fabrican en longitudes menores o iguales que 5000 mm. Cuando la longitud de fabricación es mayor que 5000 mm la mínima armadura longitudinal para contracción y temperatura debería satisfacer el Artículo 5.10.8.

### **12.11.4.4 Mínimo Recubrimiento de Hormigón sobre las Armaduras de las Estructuras Tipo Cajón Prefabricadas**

Salvo las modificaciones aquí especificadas, para las

estructuras tipo cajón prefabricadas se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.12.3.

Si la altura del relleno es  $\leq 600$  mm, el mínimo recubrimiento de hormigón sobre las armaduras de la losa superior deberá ser de 50 mm, cualquiera sea el tipo de armadura.

Cuando se utiliza malla soldada de alambres, el mínimo recubrimiento de hormigón deberá ser igual al mayor valor entre tres veces el diámetro de los alambres o 25 mm.

### 12.11.5 Construcción e Instalación

La documentación técnica deberá exigir que la construcción e instalación se realicen conforme a la Sección 27 de la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, "Alcantarillas de Hormigón."

## 12.12 TUBOS TERMOPLÁSTICOS

### 12.12.1 Requisitos Generales

Los presentes requisitos se deberán aplicar al diseño estructural de los tubos termoplásticos enterrados de paredes macizas, corrugadas o perfiladas, fabricados de PE o PVC.

### C12.12.1

Estas estructuras se vuelven parte de un sistema compuesto formado por el tubo termoplástico y la envolvente de suelo.

Se aplican las siguientes especificaciones:

- Para los tubos de PE:
  - Pared maciza – ASTM F 714
  - Corrugados – AASHTO M 294
  - Perfilados – ASTM F 894
- Para los tubos de PVC:
  - Pared maciza – AASHTO M 278; ASTM F 679
  - Perfilados – AASHTO M 304.

### 12.12.2 Estado Límite de Servicio

La máxima distorsión localizada admisible de los tubos plásticos instalados se deberá limitar en base a los requisitos de servicio y la estabilidad global de la instalación. La deformación unitaria en la fibra extrema traccionada no deberá ser mayor que la deformación unitaria a largo plazo admisible indicada en la Tabla 12.12.3.3-1. La deformación unitaria neta por tracción deberá ser la diferencia numérica entre la deformación unitaria por tracción debida a flexión y la deformación unitaria por compresión anular.

### C12.12.2

Los tubos diseñados y construidos de acuerdo con estas Especificaciones no deberían llegar a las deformaciones a largo plazo admisibles. El diseño también debería considerar las deformaciones resultantes de las condiciones impuestas durante la instalación de los tubos.

### 12.12.3 Seguridad contra las Fallas Estructurales

#### 12.12.3.1 Requisitos Generales

Los tubos plásticos enterrados se deberán investigar en

#### C12.12.3.1

Las deformaciones totales por compresión pueden

los estados límite de resistencia para esfuerzo normal, pandeo y deformación combinada.

provocar pandeo localizado, mientras que las deformaciones totales por tracción pueden provocar fisuración.

### 12.12.3.2 Propiedades de las Secciones

Las propiedades de las secciones de los tubos corrugados de PE, los tubos nervurados de PE y los tubos nervurados de PVC se pueden tomar, respectivamente, como se indica en las Tablas A12-11 a A12-13 del Apéndice A12.

### 12.12.3.3 Requisitos Químicos y Mecánicos

Las propiedades mecánicas a utilizar en el diseño deberán ser como se especifica en la Tabla 1.

Excepto para el pandeo, la elección ya sea de los requisitos para las propiedades mecánicas iniciales o a 50 años, según corresponda para cada aplicación en particular, deberá estar a cargo del Ingeniero. El pandeo se deberá investigar en base al valor del módulo de elasticidad a 50 años.

La clase de celda para tubos corrugados de PE conforme a la norma AASHTO M 294 especificada en la Tabla 1 se deberá tomar como 335400C, con evaluación adicional de la resistencia a la fisuración debida a las tensiones ambientales de acuerdo con el ensayo SP-NCTL como se especifica en el trabajo de Husan y McGrath (1999).

### C12.12.3.3

Las relaciones tensión/deformación de los materiales PE y PVC aquí descritos son no lineales y dependen del tiempo. Los requisitos para la resistencia a la tracción de diseño a 50 años se obtuvieron en base a modelos de diseño hidrostáticos e indican una expectativa de vida mínima de 50 años bajo la aplicación continua de dicha tensión. Los módulos de elasticidad a 50 años no representan un ablandamiento del material sino la relación dependiente del tiempo que existe entre la tensión y la deformación. Para cada incremento de la deflexión a corto plazo, cuando sea que ocurra, la respuesta reflejará el módulo inicial. Se indican las propiedades tanto a corto plazo como a largo plazo. Excepto para el pandeo, el Ingeniero debería determinar cuáles son más adecuadas para cada aplicación en particular. Los términos "inicial" y "a largo plazo" se refieren a las condiciones de carga, no a la edad de la instalación. La respuesta a las sobrecargas móviles reflejará el módulo inicial, independientemente de la edad de la instalación.

**Tabla 12.12.3.3-1 – Propiedades mecánicas de los tubos termoplásticos**

Tipo de tubo	Mínima clase de celda	Deformación unitaria a largo plazo admisible, %	Inicial		50 años	
			$F_u$ min (MPa)	$E$ min (MPa)	$F_u$ min (MPa)	$E$ min (MPa)
Tubo de PE de pared maciza – ASTM F 714	ASTM D 3350, 335434C	5,0	20,7	758	9,93	152
Tubo de PE corrugado – AASHTO M 294	ASTM D 3350, 335400C	5,0	20,7	758	6,21	152
Tubo de PE perfilado – ASTM F 894	ASTM D 3350, 334433C	5,0	20,7	552	7,72	138
	ASTM D 3350, 335434C	5,0	20,7	758	9,93	152
Tubo de PVC de pared maciza – AASHTO M 278, ASTM F 679	ASTM D 1784, 12454C	5,0	48,3	2760	25,5	965
	ASTM D 1784, 12364C	3,5	41,4	3030	17,9	1090
Tubo de PVC perfilado – AASHTO M 304	ASTM D 1784, 12454C	5,0	48,3	2760	25,5	965
	ASTM D 1784, 12364C	3,5	41,4	3030	17,9	1090

**12.12.3.4 Esfuerzo Normal****C12.12.3.4**

El esfuerzo normal mayorado por unidad de longitud de pared de un tubo plástico enterrado se deberá tomar como:

$$T_L = P_F \left( \frac{D_o}{2} \right) \quad (12.12.3.4-1)$$

donde:

$T_L$  = esfuerzo normal mayorado por unidad de longitud (N/mm)

$D_o$  = diámetro exterior del tubo (mm)

$P_F$  = presión vertical mayorada en la coronación (MPa)

La presión vertical mayorada en la coronación,  $P_F$ , se deberá tomar como:

$$P_F = \eta_{EV} \left( \gamma_{EV} VAF P_{sp} + 1,3 \gamma_{WA} P_w \right) + \eta_{LL} \gamma_{LL} C_L P_L \quad (12.12.3.4-2)$$

donde:

$$VAF = 0,76 - 0,71 \left( \frac{S_H - 1,17}{S_H + 2,92} \right) \quad (12.12.3.4-3)$$

El factor 1,3 que se aplica a la carga del agua en la Ecuación 2 toma en cuenta la incertidumbre en la determinación del nivel del agua subterránea. El Ingeniero puede modificar este factor en base a su conocimiento de las condiciones reales en el sitio de emplazamiento.

Para los factores  $\eta$ , ver las hipótesis respecto de la redundancia para las cargas de suelo y las sobrecargas especificadas en el Artículo 12.5.4.

La Figura C3.11.3-1 ilustra los efectos del nivel



$$S_H = \frac{\phi_s M_s R}{EA} \quad (12.12.3.4-4)$$

$$P_w = g \gamma_w H_s \times 10^{-9} \quad (12.12.3.4-5)$$

donde:

$P_F$  = presión vertical mayorada en la coronación (MPa)

$\eta_{EV}$  = factor de modificación de las cargas, especificado en el Artículo 1.3.2, según se aplican a las cargas de suelo verticales sobre las alcantarillas

$\gamma_{EV}$  = factor de carga para la presión vertical debida a la carga permanente del relleno, como se especifica en el Artículo 3.4.1

$\gamma_{WA}$  = factor de carga para la presión hidrostática, como se especifica en el Artículo 3.4.1

$VAF$  = factor de arqueamiento vertical

$P_{sp}$  = presión geostática del suelo ( $EV$ ) como se especifica en la Sección 3. No incluye la presión hidrostática (MPa)

$P_w$  = presión hidrostática (MPa)

$H_s$  = altura del nivel freático sobre la línea de arranque del tubo (mm)

$\gamma_w$  = densidad del agua ( $\text{kg/m}^3$ )

$\eta_{LL}$  = factor de modificación de las cargas, especificado en el Artículo 1.3.2, según se aplican a las sobrecargas sobre las alcantarillas

$\gamma_{LL}$  = factor de carga para la sobrecarga, como se especifica en el Artículo 3.4.1

$P_L$  = presión debida a la sobrecarga ( $LL$ ) y al incremento por carga dinámica ( $IM$ ) (MPa)

$C_L$  = coeficiente de distribución de la sobrecarga  $L_w / D_o < 1$

$L_w$  = ancho de distribución de la sobrecarga horizontal en la dirección circunferencial, a la altura de la coronación (mm)

$S_H$  = factor de rigidez anular

freático sobre el empuje del suelo.  $P_{sp}$  no incluye la presión hidrostática.  $P_{sp}$  es la presión debida al suelo por encima y por debajo del nivel freático directamente encima del tubo. La Tabla 3.5.1-1 contiene un listado de los pesos unitarios de los materiales más habituales.

El uso del factor de arqueamiento vertical se basa en el comportamiento demostrado por Burns y Richard (1964) según el cual los tubos para los cuales la relación entre la rigidez del suelo y la rigidez anular del tubo es elevada soportan considerablemente menos carga que el peso del prisma de suelo que se encuentra directamente sobre el tubo. Hashash y Selig (1990) demostraron este comportamiento experimentalmente; Moore (1995) lo demostró analíticamente. McGrath (1990) desarrolló la forma simplificada representada por la Ecuación 3.

Si se evalúan las condiciones de carga a corto plazo, para calcular  $S_H$  se debe utilizar el módulo de elasticidad inicial. De manera similar, si se evalúan las condiciones de carga a largo plazo, para calcular  $S_H$  se debe utilizar el módulo de elasticidad a 50 años.

Para verificar las demandas de esfuerzo normal a corto plazo se debería utilizar el módulo de elasticidad inicial. Para verificar las demandas de esfuerzo normal a largo plazo se debería utilizar el módulo de elasticidad a 50 años.

Si el material de relleno estructural es roca triturada compactada o no compactada se pueden utilizar valores de  $M_s$  para Sn-100 y Sn-85, respectivamente.

La práctica recomendada consiste en diseñar para una densidad Proctor normal del relleno 5 por ciento menor que la especificada por la documentación técnica.

Si el relleno estructural no se extiende como mínimo una distancia igual a un diámetro a cada lado de una alcantarilla debajo de 3500 mm o más de relleno, o medio diámetro, pero nunca menos que 450 mm, a cada lado de una alcantarilla debajo de hasta 3050 mm de relleno, el valor de  $M_s$  puede ser un valor compuesto representativo del relleno estructural y el material adyacente al relleno

$\phi_s$  = factor de resistencia para la rigidez del suelo,  $\phi_s = 0,9$

$M_s$  = módulo confinado del suelo especificado en la Tabla 1 (MPa)

$R$  = radio hasta el baricentro de la pared de la alcantarilla (mm)

$E$  = módulo de elasticidad inicial o a largo plazo como se especifica en la Tabla 12.12.3.3-1 (MPa)

$g$  = aceleración de la gravedad ( $m/sec^2$ )

$A$  = área de pared ( $mm^2/mm$ )

En ausencia de datos específicos del predio, el módulo secante confinado del suelo,  $M_s$ , se puede seleccionar de la Tabla 1 en base al tipo y densidad del relleno y a la presión geostática del suelo,  $P_{sp}$ . Para determinar  $M_s$  se puede interpolar linealmente entre los diferentes niveles de tensión del suelo.

Si una alcantarilla se construye debajo de 3050 mm de relleno o menos, el tipo y la densidad del suelo seleccionados de la Tabla 1 deberían ser representativos de las condiciones prevalentes en un ancho igual a medio diámetro a cada lado de la alcantarilla, pero nunca menor que 450 mm a cada lado de la alcantarilla.

Si una alcantarilla se construye debajo de más de 3050 mm de relleno, el tipo y la densidad del suelo seleccionados de la Tabla 1 deberían ser representativos de las condiciones prevalentes en un ancho igual a un diámetro a cada lado de la alcantarilla.

estructural (ver AWWA 1996).

El módulo secante confinado también se puede determinar experimentalmente utilizando una curva tensión-deformación obtenida de un ensayo de deformación uniaxial realizado sobre una muestra de suelo compactado hasta la densidad especificada para la obra. El módulo confinado es la pendiente de la secante desde el origen de la curva hasta un punto sobre la curva correspondiente a la presión geostática del suelo,  $P_{sp}$ .

**Tabla 12.12.3.4-1 –  $M_s$  en función del tipo de suelo y las condiciones de compactación**

Nivel de tensión $P_{sp}$ (MPa)	Sn-100 (MPa)	Sn-95 (MPa)	Sn-90 (MPa)	Sn-85 (MPa)
0,007	16,201	13,789	8,790	3,240
0,036	23,786	17,925	10,342	3,585
0,072	28,957	20,683	11,203	3,930
0,144	37,919	23,786	12,410	4,481
0,287	51,078	29,301	14,478	5,688
0,431	64,118	34,472	17,236	6,894
Nivel de tensión $P_{sp}$ (MPa)		Si-95 (MPa)	Si-90 (MPa)	Si-85 (MPa)
0,007		9,756	4,169	2,482
0,036		11,514	5,102	2,689
0,072		12,203	5,171	2,756
0,144		12,962	5,447	2,965
0,287		14,409	6,205	3,516
0,431				
Nivel de tensión $P_{sp}$ (MPa)		Cl-95 (MPa)	Cl-90 (MPa)	Cl-85 (MPa)
0,007		3,654	1,758	0,896
0,036		4,309	2,206	1,207
0,072		4,757	2,448	1,379
0,144		5,102	2,723	1,586
0,287		5,619	3,171	1,965
0,431		6,171	3,620	2,379

1. Los tipos de suelo se designan mediante dos letras que indican la clasificación del suelo, Sn para arenas y gravas, Si para limos y Cl para arcillas. En la Tabla 2 se listan los grupos de suelo comprendidos dentro de estas categorías, en base a las normas ASTM D 2487 y AASHTO M 145.
2. El sufijo numérico junto al tipo de suelo indica el nivel de compactación del suelo como porcentaje de la máxima densidad seca determinada de acuerdo con la norma AASHTO T 99.

**Tabla 12.12.3.4-1 – Equivalencia entre las clasificaciones de suelos ASTM y AASHTO**

Tipo básico de suelo (1)	ASTM D 2487	AASHTO M 145
Sn (Arena gravosa, SW)	SW, SP (2) GW, GP arenas y gravas con porcentaje de finos menor que 12%	A1, A3 (2)
Si (Limo arenoso, ML)	GM, SM, ML también GC y SC con porcentaje pasante tamiz 0,075 mm menor que 20%	A-2-4, A-2-5, A4
Cl (Arcilla limosa, CL)	CL, MH, GC, SC también GC y SC con porcentaje pasante tamiz 0,075 mm mayor que 20%	A-2-6, A-2-7, A5, A6

1. La clasificación indicada entre paréntesis es el tipo que se ensayó para desarrollar los valores del módulo confinado del suelo listados en la Tabla 1. Las correlaciones con otros tipos de suelos son aproximadas.
2. Los materiales de granulometría uniforme con un tamaño de partícula menor que pasante tamiz 0,425 mm no se deberán utilizar como relleno para las alcantarillas termoplásticas a menos que estén específicamente permitidos en la documentación técnica y que se tomen precauciones especiales para controlar el contenido de humedad y monitorear los niveles de compactación.

### 12.12.3.5 Resistencia de las Paredes

#### 12.12.3.5.1 Requisitos Generales

#### C12.12.3.5.1

La resistencia a la tracción mayorada de la pared frente al esfuerzo normal,  $R_r$ , se deberá tomar como:

$$R_r = \phi A F_u \quad (12.12.3.5.1-1)$$

donde:

$R_r$  = resistencia a la tracción mayorada frente al esfuerzo normal (N/mm)

$\phi$  = factor de resistencia especificado en el Artículo 12.5.5

$A$  = área de pared (mm<sup>2</sup>/mm)

$F_u$  = resistencia a la tracción como se especifica en la Tabla 12.12.3.3-1 (MPa)

La resistencia a la compresión mayorada de la pared frente al esfuerzo normal,  $R_r$ , se deberá tomar como:

$$R_r = \phi A_{ef} F_{cr} \quad (12.12.3.5.1-2)$$

donde:

$R_r$  = resistencia a la compresión mayorada frente al esfuerzo normal (N/mm)

$A_{ef}$  = área de pared efectiva (mm<sup>2</sup>/mm)

$f_{cr}$  = tensión crítica de pandeo especificada en el Artículo 12.12.3.5.2 (MPa)

También se deberán aplicar los límites sobre deformación unitaria combinada especificados en el Artículo 12.12.3.5.4.

Si al evaluar la capacidad de pandeo localizado como se especifica en el Artículo 12.12.3.5.3 se obtiene un área efectiva total reducida, para evaluar la resistencia mayorada se deberá utilizar el área efectiva reducida.

La evaluación del pandeo localizado reduce la capacidad de las secciones de pared de tubo en las cuales la relación entre el ancho y el espesor son elevadas.

#### 12.12.3.5.2 Pandeo

Las paredes del tubo se deberán investigar al pandeo. Si  $f_{cr} < F_u$ , el valor de  $R_r$  se deberá calcular nuevamente utilizando  $f_{cr}$  en lugar de  $F_u$ .

$$f_{cr} = 9,24 \frac{R}{A_{ef}} \sqrt{B' R_w \phi_s M_s \left( \frac{EI}{0,149 R^3} \right)} \quad (12.12.3.5.2-1)$$

donde:

$$B' = \frac{1}{1 + 4e^{-0,00021h}} \quad (12.12.3.5.2-2)$$

$$R_w = 1 - 0,33 \frac{h_w}{h} \quad (12.12.3.5.2-3)$$

y donde:

$f_{cr}$  = tensión crítica de pandeo (MPa)

$R$  = radio hasta el baricentro de la pared de la alcantarilla (mm)

$A_{ef}$  = área de pared efectiva (mm<sup>2</sup>/mm)

$B'$  = factor de distribución no uniforme de tensiones

$h$  = altura de la superficie del terreno sobre el tubo (mm)

$R_w$  = factor de flotabilidad en agua

$h_w$  = altura de la superficie del agua sobre el tubo (mm)

$\phi_s$  = factor de resistencia para la rigidez del suelo,  $\phi_s = 0,9$

$M_s$  = módulo confinado del suelo, Tabla 12.12.3.4-1 (MPa)

$E$  = módulo de elasticidad a largo plazo como se especifica en la Tabla 12.12.3.3-1 (MPa)

$I$  = momento de inercia (mm<sup>4</sup>/mm)

#### 12.12.3.5.3 Resistencia de las Paredes del Tubo al Pandeo Localizado

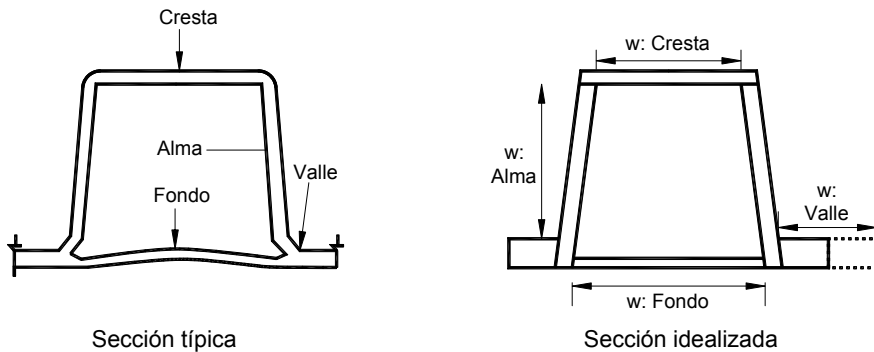
##### 12.12.3.5.3a Requisitos Generales

Los elementos de los tubos de paredes perfiladas se deberán diseñar para resistir el pandeo localizado de acuerdo con los siguientes requisitos.

##### 12.12.3.5.3b Perfil Idealizado

Para determinar la resistencia al pandeo, el tubo de paredes perfiladas se deberá idealizar en forma de

elementos rectos. A cada elemento se le deberá asignar un ancho basado en la distancia libre entre elementos adyacentes y un espesor basado en el espesor en el centro del Elemento. La Figura 1 ilustra la idealización de un típico perfil corrugado.



**Figura 12.12.3.5.3b-1 – Sección transversal típica e idealizada de un tubo de paredes perfiladas**

#### 12.12.3.5.3c Esbeltez y Ancho Efectivo

El ancho efectivo de cada elemento para el pandeo se deberá determinar de la siguiente manera:

$$b = \rho w \quad (12.12.3.5.3c-1)$$

donde:

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} \leq 1 \quad (12.12.3.5.3c-2)$$

$$\lambda = \left(\frac{w}{t}\right) \sqrt{\frac{\varepsilon}{k}} > 0.673 \quad (12.12.3.5.3c-3)$$

y donde:

$$\varepsilon = \frac{T_L}{(AE_{50})} \quad (12.12.3.5.3c-4)$$

siendo:

$A$  = área de pared especificada en el Artículo 12.12.3.5.1 (mm<sup>2</sup>/mm)

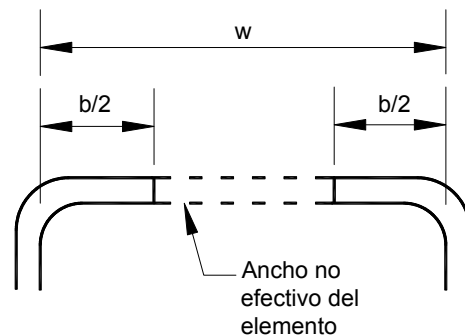
$b$  = ancho efectivo del elemento (mm)

$\varepsilon$  = deformación unitaria en el elemento (mm/mm)

$\rho$  = factor de ancho efectivo

#### C12.12.3.5.3c

La resistencia al pandeo localizado se basa en el concepto de ancho efectivo utilizado por la industria del acero conformado en frío (*AISI*, 1997). Esta teoría supone que aunque en el centro de un elemento tipo placa se inicie el pandeo, el elemento aún tiene una resistencia considerable en los bordes en los cuales está apoyado dicho elemento. Este concepto se ilustra en la Figura C1.



**Figura C12.12.3.5.3c-1 – Concepto de ancho efectivo**

$w$  = ancho libre total del elemento entre elementos de apoyo (mm)

$\lambda$  = factor de esbeltez

$t$  = espesor del elemento (mm)

$k$  = coeficiente de apoyo en los bordes

$E_{50}$  = módulo de elasticidad a 50 años (MPa)

$T_L$  = esfuerzo normal mayorado por unidad de longitud (N/mm)

El coeficiente de apoyo en los bordes,  $k$ , se puede tomar como 4,0 para los elementos que tienen apoyo en ambos bordes y como 0,43 para los elementos sin apoyo tales como los nervios.

El área efectiva total,  $A_{ef}$ , se deberá determinar como la sumatoria del área efectiva de cada elemento del perfil idealizado de la siguiente manera:

$$A_{ef} = \frac{A_g - \sum (1 - \rho_i) w_i t_i}{\omega} \quad (12.12.3.5.3c-5)$$

donde:

$A_{ef}$  = área de pared efectiva del tubo, menor valor entre el área bruta o el área reducida calculada en base al pandeo localizado ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )

$\omega$  = separación de las corrugaciones (mm)

$A_g$  = área de pared bruta dentro de una longitud de un período ( $\text{mm}^2$ )

#### 12.12.3.5.4 Deformación Unitaria Combinada

##### 12.12.3.5.4a Requisitos Generales

La deformación unitaria total por compresión mayorada en la pared de tubo debida al esfuerzo normal y a la flexión no deberá ser mayor que la deformación unitaria combinada por compresión limitante,  $\epsilon_{cu}$ , determinada de la siguiente manera:

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{bu} + \frac{T_L}{A_{ef} E_{50}} \times \frac{\gamma_B}{\gamma_E} \leq \frac{1,5 F_u}{E_{50}} \quad (12.12.3.5.4a-1)$$

para lo cual:

##### C12.12.3.5.4a

Los criterios para determinar la deformación unitaria por compresión combinada se basa en limitar el pandeo localizado. Para la deformación combinada se permite un límite mayor, ya que es menos probable que los elementos de las almas (sujetos fundamentalmente a flexión) sufran pandeo y por lo tanto aumentan la estabilidad de los elementos cerca de la cresta y el valle.

El límite para la deformación por compresión combinada es 50 por ciento mayor que para la compresión radial solamente; esto se debe a que es poco probable que los elementos de las almas, los cuales experimentan bajas deformaciones por flexión, sufran pandeo, aumentando así la estabilidad de los elementos cerca de la cresta y el valle.

$$\epsilon_{bu(max)} = \frac{1,5F_u}{E_{50}} - \frac{T_L}{A_{ef}E_{50}} \times \frac{\gamma_B}{\gamma_E} \quad (12.12.3.5.4a-2)$$

y donde:

$F_u$  = resistencia a la tracción especificada en el Artículo 12.12.3.5.1

$\epsilon_{bu(max)}$  = deformación unitaria combinada por compresión limitante mayorada, tomada como  $\gamma_B \epsilon_c$  (mm/mm)

$\gamma_B$  = 1,5; factor de carga modificado que se aplica a la deformación combinada

La deformación unitaria total por tracción mayorada en la pared de tubo debida al esfuerzo normal y flexión no deberá ser mayor que la deformación combinada por tracción limitante,  $\epsilon_{tu}$ , determinada de la siguiente manera:

$$\epsilon_{tu} = \epsilon_{bu} + \frac{T_L}{A_{ef}E_{50}} \times \frac{\gamma_B}{\gamma_E} \leq \epsilon_{tt} \quad (12.12.3.5.4a-3)$$

donde:

$\epsilon_b$  = deformación unitaria por flexión no mayorada (mm/mm)

$\epsilon_{bu}$  = deformación unitaria por flexión mayorada =  $\gamma_B \epsilon_b$  (mm/mm)

$\epsilon_{tt}$  = deformación unitaria por tracción a largo plazo mayorada =  $\gamma_B \epsilon_t$  (mm/mm)

$\epsilon_t$  = deformación unitaria por tracción admisible de acuerdo con la Tabla 12.12.3.3-1 (mm/mm)

#### 12.12.3.5.4b Deformación Unitaria por Flexión

En ausencia de un análisis más detallado, la deformación unitaria por flexión se puede calcular en base a una relación empírica entre la deformación unitaria y la deflexión, considerada como:

$$\epsilon_{bu} = \gamma_B D_f \left( \frac{c}{R} \right) \left( \frac{\Delta}{D} \right) \quad (12.12.3.5.4b-1)$$

para lo cual:

$$\Delta = 0,05D - \frac{T_L D}{A_{ef} E_{50} \gamma_E} \quad (12.12.3.5.4b-2)$$

Aunque para obtener un modelo más exacto de este comportamiento lo mejor sería incrementar el factor  $k$  de la Ecuación 12.12.3.5.3c-3, para este método de diseño simplificado se considera adecuado aumentar la deformación límite.

En cuanto a la capacidad de esfuerzo normal, la sección está limitada por la consideración de la capacidad de compresión anular exclusivamente. La verificación de la deformación por compresión combinada, es decir compresión anular más flexión, se utiliza para limitar la deflexión admisible del tubo.

Los elementos solicitados fundamentalmente a flexión (como por ejemplo el elemento de alma ilustrado en la figura 12.12.3.5.3b-1 cuando el tubo está flexionado) no están solicitados a tensiones elevadas cerca de su baricentro, donde se inicia el pandeo, y los valores teóricos de  $k$  para las placas en flexión son superiores a 20. Para simplificar el análisis para la combinación de esfuerzo normal y flexión, los elementos tales como el alma cuyo baricentro se encuentra a una distancia menor o igual que  $c/3$  del baricentro de la totalidad de la pared se pueden analizar exclusivamente para los efectos de las deformaciones por compresión anular. En otras palabras, se puede ignorar el aumento de deformación debido a la flexión.

#### C12.12.3.5.4b

El factor de forma empírico se utiliza para diseñar tubos de fibra de vidrio y se describe en la publicación *AWWA Manual of Practice M45 Fiberglass Pipe Design* (1996). Allí se demuestra que las deformaciones unitarias por flexión son mayores en los tubos de baja rigidez con rellenos de suelos que requieren un esfuerzo de compactación significativo (limos y arcillas), y son menores en los tubos de gran rigidez con rellenos de suelos que requieren poco esfuerzo de compactación (arenas y gravas).

La Tabla 1 no abarca todos los posibles rellenos y niveles de densidad. El Diseñador debería interpolar o extrapolar los datos de la tabla, según sea necesario para cada proyecto en particular.



y donde:

$\varepsilon_{bu}$  = deformación unitaria por flexión mayorada (mm/mm)

$D_f$  = factor de forma especificado en la Tabla 1

$R$  = radio al baricentro del perfil (mm)

$c$  = distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema (mm)

$\Delta$  = deflexión del tubo, reducción del diámetro vertical provocada por la flexión (mm)

$D$  = diámetro al baricentro de la pared del tubo (mm)

Un análisis más detallado debería considerar la probabilidad de que el suelo le proporcione al tubo un apoyo no consistente en la zona del enriñonado y de que ocurran deformaciones locales durante las operaciones de colocación y compactación del relleno.

Típicamente las deformaciones unitarias por flexión no se pueden pronosticar con precisión durante el diseño; esto se debe a la variabilidad de los materiales utilizados como relleno y al esfuerzo de compactación empleado durante su instalación. En las especificaciones constructivas se especifican límites para las deflexiones durante la instalación con el objetivo de asegurar que no se superen los parámetros de diseño.

El límite para la deflexión de diseño es igual a una reducción del 5 por ciento del diámetro vertical especificado en las especificaciones constructivas. A menos que en la documentación técnica se especifiquen medidas extraordinarias para minimizar el esfuerzo de compactación y controlar las deflexiones, los tubos se deben diseñar de manera que permitan esta deflexión.

**Tabla 12.12.3.5.4b-1 – Factores de forma,  $D_f$ , según la rigidez del tubo, material de relleno y nivel de compactación**

Rigidez del tubo ( $F/\Delta_y$ , MPa) $= EI / 0,149 R^3$	Material en que está embebido el tubo y nivel de compactación			
	Grava (1)		Arena (2)	
	Sin compactar a levemente compactada (3)	Moderadamente compactada a muy compactada (4)	Sin compactar a levemente compactada (3)	Moderadamente compactada a muy compactada (4)
0,062	5,5	7,0	6,0	8,0
0,124	4,5	5,5	5,0	6,5
0,248	3,8	4,5	4,0	5,5
0,496	3,3	3,8	3,5	4,5

1. GW, GP, GW-GC, GW-GM, GP-GC y GP-GM de acuerdo con ASTM D 2487 (incluyendo roca triturada)
2. SW, SP, SM, SC, GM y GC o mezclas de las mismas de acuerdo con ASTM D 2487
3. < 85% de la máxima densidad seca de acuerdo con AASHTO T 99; densidad relativa < 40% (ASTM D 4253 y D 4254)
4.  $\leq$  85% de la máxima densidad seca de acuerdo con AASHTO T 99; densidad relativa  $\geq$  40% (ASTM D 4253 y D 4254)

### 12.12.3.6 Requisitos para la Manipulación e Instalación

El factor de flexibilidad,  $FF$ , en mm/N, se deberá tomar como:

$$FF = \frac{S^2}{EI} \quad (12.12.3.6-1)$$

donde:

$I$  = momento de inercia (mm<sup>4</sup>/mm)

$E$  = módulo de elasticidad inicial (MPa)

$S$  = diámetro del tubo (mm)

El factor de flexibilidad,  $FF$ , se deberá limitar como se especifica en el Artículo 12.5.6.3.

### 12.13 PLACAS DE ACERO UTILIZADAS COMO REVESTIMIENTO DE TÚNELES

#### 12.13.1 Requisitos Generales

Los requisitos del presente artículo se deberán aplicar al diseño estructural de las placas de acero utilizadas para revestir túneles. La construcción se deberá realizar conforme a la Sección 25 de la norma *AASHTO LRFT Bridge Construction Specifications*, "Revestimientos para Túneles de Acero y Hormigón."

Las placas de revestimiento pueden tener dos alas, ser completamente corrugadas y con costuras longitudinales solapadas, o bien pueden tener cuatro alas, ser parcialmente corrugadas y con costuras longitudinales con alas. Cualquiera sea el tipo de placas, éstas se deberán abulonar entre sí de manera de formar anillos.

#### 12.13.2 Cargas

Los requisitos para cargas de suelo indicados en el Artículo 3.11.5 no se deberán aplicar a los túneles.

##### 12.13.2.1 Cargas de Suelo

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 12.4.1. Si no se utilizan métodos de análisis de suelos más refinados, el empuje del suelo se puede tomar de la siguiente manera:

$$W_E = g C_{dt} \gamma_s S \times 10^{-9} \quad (12.13.2.1-1)$$

donde:

$g$  = aceleración de la gravedad ( $\text{m/sec}^2$ )

$C_{dt}$  = coeficiente de carga para instalación en túnel especificado en la Figura 1

$\gamma_s$  = densidad total del suelo ( $\text{kg/m}^3$ )

$W_E$  = empuje del suelo en la coronación (MPa)

$S$  = diámetro o luz del túnel (mm)

#### C12.13.1

La capacidad de carga de un revestimiento para túneles no rígido, como por ejemplo la de una placa de acero, resulta de su capacidad de deformación bajo carga, de modo que la restricción lateral desarrollada por la resistencia lateral del suelo restringe aún más la deflexión. Por lo tanto, la deflexión tiende a igualar las presiones radiales y a cargar el revestimiento del túnel como si se tratara de un anillo en compresión.

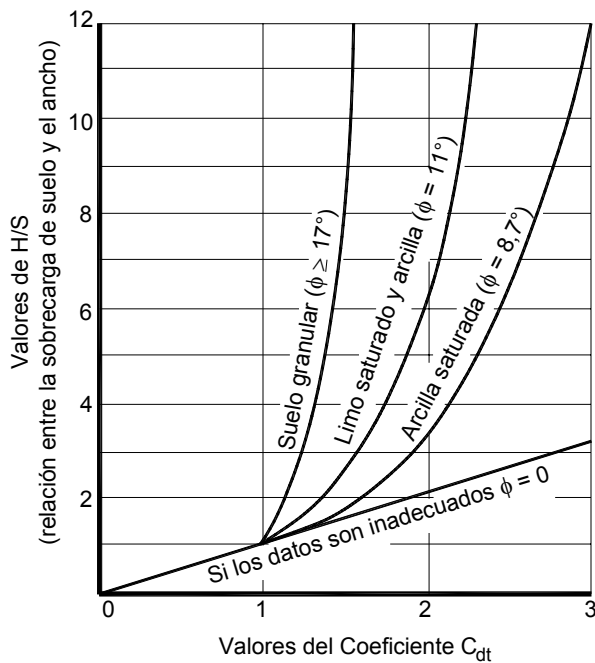
#### C12.13.2

La carga de suelo que debe soportar el revestimiento del túnel depende del tipo de suelo. En los suelos granulares con poca o ninguna cohesión la carga depende del ángulo de fricción interna del suelo y del diámetro del túnel. En los suelos cohesivos tales como las arcillas la carga a ser soportada por el revestimiento del túnel depende de la resistencia al corte del suelo sobre el techo del túnel.

##### C12.13.2.1

La Ecuación 1 es una forma de la fórmula de Marston. Permite cuantificar la presión total debida a la sobrecarga de suelo que actúa sobre el túnel en base al ángulo de fricción interna del suelo.

En ausencia de perforaciones y ensayos de suelo adecuados, al calcular  $W_E$  utilizar  $\phi_f = 0$ .



**Figura 12.13.2.1-1 – Diagrama para determinar el coeficiente  $C_{dt}$  para túneles en suelo**

donde:

$H$  = altura de suelo sobre la parte superior del túnel (mm)

### 12.13.2.2 Sobrecargas

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 12.6.1.

### 12.13.2.3 Presión de Inyección

Si la presión de inyección del mortero o cemento es mayor que la carga de diseño calculada, la carga de diseño sobre el revestimiento del túnel,  $W_T$ , deberá ser igual a la presión de inyección.

## 12.13.3 Seguridad contra las Fallas Estructurales

### 12.14.3.1 Propiedades de las Secciones

Las placas de acero para revestimiento de túneles deberán satisfacer los requisitos mínimos de la Tabla 1 en cuanto a las propiedades seccionales, los requisitos mínimos de la Tabla 2 en cuanto a la resistencia de las costuras y los requisitos mínimos de la Tabla 3 en cuanto a sus propiedades mecánicas.

### 12.13.3.2 Área de las Paredes

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 12.7.2.2 y 12.7.2.3 utilizando el área efectiva de la Tabla 12.13.3.1-1.

### 12.13.3.3 Pandeo

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 12.3.2.2 y 12.7.2.4, excepto que el factor de rigidez del suelo,  $k$ , puede variar entre 0,22 y 0,44 dependiendo de la calidad y la extensión del material de empaque utilizado.

### C12.13.3.3

El pandeo de las paredes depende de la rigidez,  $k$ , del suelo que rodea a las placas. Si para rellenar el vacío alrededor de las placas se utilizan cemento pórtland o materiales de empaque de buena calidad (es decir materiales que satisfagan los requisitos de la Sección 25 de la norma *AASHTO LRFT Bridge Construction Specifications*, "Revestimientos para Túneles de Acero y Hormigón") se puede utilizar  $k = 0,22$ . Para otros tipos de suelos o materiales de empaque in situ se sugiere utilizar  $k = 0,44$ . Si los suelos que rodean el túnel son desmoronables o si se dejan vacíos en el empaque puede ser necesario considerar más detalladamente cuál valor de  $k$  utilizar.

### 12.13.3.4 Resistencia de las Costuras

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 12.7.2.5.

### 12.13.3.5 Rigidez Constructiva

La rigidez constructiva se deberá indicar mediante un coeficiente de rigidez constructiva de la siguiente manera:

$$C_s = \frac{EI}{S^2} \quad (12.13.3.5-1)$$

donde:

$S$  = diámetro o ancho (mm)

$E$  = módulo de elasticidad (MPa)

$I$  = momento de inercia (mm<sup>4</sup>/mm)

El valor de  $C_s$  obtenido de la Ecuación 1 no deberá ser menor que los valores para placas de revestimiento para túneles indicados en el Artículo 12.5.6.4.

### C12.13.3.5

El anillo de las placas de revestimiento debe tener rigidez suficiente para resistir las cargas no equilibradas que provocan las operaciones de cementado habituales, los desmoronamientos locales y las cargas concentradas varias.

Por motivos de comodidad, la mínima rigidez constructiva requerida para estas cargas,  $C_s$ , se puede expresar utilizando la expresión indicada. Sin embargo, se debe reconocer que los valores límites aquí indicados son apenas mínimos recomendados. Es posible que las condiciones de trabajo en obra exijan mayores rigideces efectivas. La determinación final de este factor se deberá basar en un íntimo conocimiento del proyecto y en las experiencias previas.

Los factores de rigidez constructiva,  $C_s$ , obtenidos mediante la Ecuación 1 consideran el momento de inercia de una placa individual.

**Tabla 12.13.3.3.1-1 – Propiedades de la Sección Transversal**  
**– Placas de Acero para Revestimiento de Túneles**

Placas para revestimiento de túneles con 2 alas				
Espesor (mm)		Área efectiva (mm <sup>2</sup> /mm)	Momento de inercia (mm <sup>4</sup> /mm)	Radio de giro (mm)
1,91		2,44	557	15,12
2,67		3,43	808	15,29
3,43		4,42	1048	15,39
4,17		5,42	1296	15,47
4,55		5,92	1428	15,52
5,31		6,91	1692	15,63
6,08		7,92	1932	15,63
Placas para revestimiento de túneles con 4 alas				
Espesor (mm)	Área (mm <sup>2</sup> /mm)	Área efectiva (mm <sup>2</sup> /mm)	Momento de inercia (mm <sup>4</sup> /mm)	Radio de giro (mm)
2,67	3,38	1,70	689	14,3
3,04	3,86	1,93	803	14,4
3,43	4,32	2,16	901	14,4
4,17	5,31	2,67	1150	14,7
4,55	5,77	2,90	1230	14,1
5,31	6,71	3,35	1430	14,6
6,07	7,62	3,81	1970	16,1
6,35	7,85	3,94	1660	14,5
7,94	9,80	4,90	2020	14,3
9,53	11,68	5,84	2340	14,2

**Tabla 12.13.3.3.1-2 – Mínima resistencia de las costuras longitudinales para revestimientos de túneles de placas de acero con bulones y tuercas**

Espesor de las placas (mm)	Placas con 2 alas			Placas con 4 alas		
	Bulones en las costuras longitudinales		Resistencia última de la costura (N/mm)	Bulones en las costuras longitudinales		Resistencia última de la costura (N/mm)
	Diámetro (mm)	Material ASTM		Diámetro (mm)	Material ASTM	
1,91	16	A 307	292	–	–	–
2,67	16	A 307	438	13	A 307	380
3,43	16	A 307	686	13	A 307	628
4,17	16	A 307	803	13	A 307	730
4,55	16	A 307	905	16	A 307	788
5,31	16	A 449	1270	16	A 307	978
6,07	16	A 449	1343	16	A 307	1183
7,95	16	–	–	16	A 307	1679
9,53	16	–	–	16	A 307	1737

Todas las tuercas deberán satisfacer los requisitos correspondientes a ASTM A 307, Grado A o superior.

Los bulones en las costuras circunferenciales deberán satisfacer los requisitos correspondientes a ASTM A 307 o superior, cualquiera sea el espesor de la placa.

**Tabla 12.13.3.1-3 – Propiedades mecánicas – Placas de Acero para Revestimiento de Túneles (Placa antes del conformado en frío)**

Mínima resistencia a la tracción	290 MPa
Mínima tensión de fluencia	193 MPa
Alargamiento, 50 mm	30%
Módulo de elasticidad	200.000 MPa

## **12.14 ESTRUCTURAS DE TRES LADOS DE HORMIGÓN ARMADO PREFABRICADO**

### **12.14.1 Requisitos Generales**

Los presentes requisitos se deberán aplicar al diseño de las estructuras de hormigón armado prefabricado de tres lados apoyadas sobre zapatas de hormigón.

### **C12.14.1**

Las unidades se pueden fabricar utilizando hormigón estructural y encofrados convencionales o bien utilizando hormigón seco y encofrados vibratorios.

### **12.14.2 Materiales**

#### **12.14.2.1 Hormigón**

El hormigón deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.4.2, excepto que la evaluación de  $f'_c$  también se podrá basar en testigos.

#### **12.14.2.2 Armaduras**

Las armaduras deberán satisfacer los requisitos del Artículo 5.4.3, excepto que para las mallas soldadas de alambres se podrá utilizar una tensión de fluencia de 450 MPa. La máxima separación de las barras longitudinales de las mallas soldadas de alambres deberá ser de 200 mm. La separación de las barras circunferenciales de las mallas soldadas alambres no deberá ser mayor que 100 mm ni menor que 50 mm. Si se utiliza pretensado, éste deberá satisfacer los requisitos de la Sección 5.9.

### **12.14.3 Recubrimiento de Hormigón sobre las Armaduras**

En las estructuras prefabricadas de tres lados armadas con mallas soldadas de alambres el mínimo recubrimiento de hormigón deberá ser igual a tres veces el diámetro de los alambres, pero nunca menor que 25 mm, excepto para la armadura en la parte superior de las losas superiores de estructuras sobre las cuales hay menos de 600 mm de relleno, en cuyo caso el recubrimiento mínimo deberá ser igual a 50 mm.

#### 12.14.4 Propiedades Geométricas

Salvo las excepciones aquí indicadas, la geometría de las estructuras prefabricadas de tres lados puede variar en cuanto a su ancho, altura, espesor de pared, dimensiones del enriñonado y curvatura. El fabricante deberá especificar propiedades geométricas específicas. Las paredes deberán tener como mínimo 200 mm de espesor si el ancho es menor que 7300 mm y 250 mm de espesor si el ancho es mayor o igual que 7300 mm.

#### 12.14.5 Diseño

##### 12.14.5.1 Requisitos Generales

Salvo las excepciones aquí indicadas, los diseños deberán satisfacer las secciones aplicables de las presentes Especificaciones. El análisis se deberá realizar considerando una unión articulada en la zapata y deberá tomar en cuenta los movimientos anticipados de la zapata.

##### 12.14.5.2 Distribución de las Solicitaciones Debidas a las Sobrecargas en los Laterales

El ancho de la faja de losa superior utilizada para distribuir las cargas de rueda concentradas también se deberá utilizar para determinar los momentos flectores, cortes y esfuerzos normales en los laterales. El ancho de la faja no deberá ser mayor que la longitud de una unidad prefabricada.

##### 12.14.5.3 Distribución de las Cargas Concentradas en las Alcantarillas Oblicuas

Las cargas de rueda que actúan sobre una alcantarilla oblicua se deberán distribuir utilizando los mismos requisitos especificados para las alcantarillas con su armadura principal paralela a la dirección del tráfico. Para los elementos cuya oblicuidad es mayor que 15° en el análisis se deberá considerar el efecto de la oblicuidad.

##### 12.14.5.4 Transferencia de Corte en las Juntas Transversales entre Secciones de una Alcantarilla

Si se utilizan unidades prefabricadas de superficie superior plana y sobre las cuales la altura de recubrimiento es baja, se deberán proveer llaves de corte entre las partes superiores de dichas unidades prefabricadas.

##### 12.14.5.5 Ancho

Si se especifican enriñonados monolíticos con una

##### C12.14.5.2

Cada estructura prefabricada de tres lados se analiza independientemente, suponiendo que no hay transferencia de corte ni de tensiones entre las secciones. Debido a que se asume que no hay transferencia de corte entre las secciones, es necesario limitar el ancho de distribución para una carga de rueda al ancho de una unidad.

##### C12.14.5.4

En las estructuras de superficie superior plana con poco recubrimiento pueden ocurrir deflexiones diferenciales entre unidades adyacentes, lo cual podría provocar la fisuración del pavimento si no se utiliza una llave de corte.

inclinación de 45°, la armadura negativa de las paredes y losas se puede dimensionar en base al momento flector en la intersección del enriñonado y el elemento de espesor uniforme.

#### **12.14.5.6 Factores de Resistencia**

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 5.5.4.2 y 1.2.5.5, según corresponda.

#### **12.14.5.7 Control de la Fisuración**

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 5.7.3.4 correspondientes a estructuras enterradas.

#### **12.14.5.8 Mínima Armadura**

Los requisitos del Artículo 5.10.8.2 no se deberán aplicar a las estructuras prefabricadas de tres lados.

La armadura principal de flexión en la dirección del acnho deberá proveer una cuantía (relación entre el área de armadura y el área bruta de hormigón) como mínimo igual a 0,002. Se deberá proveer esta armadura mínima en todas las secciones transversales sujetas a tracción por flexión, en la cara interna de las paredes, y en cada dirección de la parte superior de las losas de las secciones de tres lados con menos de 600 mm de recubrimiento.

#### **12.14.5.9 Control de las Deflexiones en el Estado Límite de Servicio**

Las deflexiones límite especificadas en el Artículo 2.5.2.6.2 para estructuras de hormigón se deberán considerar obligatorias, y el uso peatonal limitado a las áreas urbanas.

#### **12.14.5.10 Diseño de las Zapatas**

El diseño deberá considerar los movimientos horizontales y verticales diferenciales y las rotaciones de las zapatas. El diseño de las zapatas deberá satisfacer todos los artículos aplicables de las Secciones 5 y 10.

#### **12.14.5.11 Relleno Estructural**

Los requisitos especificados para el material de relleno deberán ser consistentes con las hipótesis utilizadas para el diseño. A fin de evitar el asentamiento de la calzada en la zona adyacente a la estructura, la documentación técnica debería exigir que se logre como mínimo un grado de compactación igual al 95% de la Densidad Proctor Normal. Para las estructuras que utilizan un sistema de interacción suelo-estructura puede ser necesario compactar



el relleno hasta lograr una densidad mayor

**12.14.5.12 Protección contra la Socavación y  
Consideraciones Hidrológicas e  
Hidráulicas**

Se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.6 según corresponda.

## REFERENCIAS

- AA. 1983. *Aluminum Drainage Products Manual*. 1st ed. Aluminum Association, Washington, DC, p. 86.
- AWWA. 1996. "Fiberglass Pipe Design." *AWWA Manual of Water Supply Practice M45*. American Water Works Association, Denver, CO.
- Bellair, P. J. y J. P. Ewing. 1984. *Metal Loss Rates of Uncoated Steel and Aluminum Culverts in New York. Research Report 115*. Engineering Research and Development Bureau, New York State Department of Transportation, Albany, NY.
- Boulanger, R. W., R. B. Seed, R. D. Baird, y J. C. Schluter. 1989. "Measurements and Analyses of Deformed Flexible Box Culverts." In *Transportation Research Record 1231*. TRB, National Research Council, Washington, DC, pp. 25- 35.
- Burns, J. Q. y R. M. Richard. 1964. "Attenuation of Stresses for Buried Cylinders." *Proceedings of the Conference on Soil Structure Interaction*. University of Arizona, Tucson, AZ, pp. 378-392.
- Duncan, J. M., R. B. Seed y R. H. Drawsky. 1985. "Design of Corrugated Metal Box Culverts." En *Transportation Research Record 1008*. TRB, National Research Council, Washington, DC, pp. 33-41.
- Funahashi, M. y J. B. Bushman. 1991. "Technical Review of 100 mV Polarization Shift Criterion for Reinforcing Steel in Concrete." *Corrosion*, Vol. 47, No. 5, Mayo 1991, pp. 376-386.
- Hashash, N. y E. T. Selig. 1990. "Analysis of the Performance of a Buried High Density Polyethylene Pipe." *Proceedings of the First National Conference on Flexible Pipes*. Columbus, OH, Oct. 1990, pp. 95-103.
- Hurd, J. O. 1984. "Field Performance of Concrete Pipe and Corrugated Steel Pipe Culverts and Bituminous Protection of Corrugated and Steel Pipe Culverts." En *Transportation Research Record 1001*. TRB, National Research Council, Washington, DC, pp. 40-48.
- Husan, Y. G. y T. J. McGrath. 1999. "HDPE Pipe: Recommended Material Specifications and Design Requirements." *NCHRP Report 429*. TRB, National Research Council, Washington, DC.
- Hydraulic Design of Highway Culverts. 1985. *FHWA-IP-85-15. Hydraulic Design Series No. 5*. FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p. 272.
- Koepf, A. H. y P. H. Ryan. 1986. "Abrasion Resistance of Aluminum Culvert Based on Long-term Field Performance." En *Transportation Research Record 1087*. TRB, National Research Council, Washington, DC, pp. 15-25.
- McGrath, T. J. 1996. "A Proposed Design Method for Calculating Loads and Hoop Compression Stresses for Buried Pipe." *Draft report submitted to the Polyethylene Pipe Design Task Group of the AASHTO Flexible Culvert Liaison Committee*.
- \_\_\_\_\_. 1999. "Calculating Loads on Buried Culverts Based on Pipe Hoop Stiffness." En *Transportation Research Record 1656*. TRB, National Research Council, Washington, DC.
- McGrath, T. J. y V. E. Sagan. 1999. "LRFD Specifications for Plastic Pipe and Culverts." *NCHRP Report 438*. TRB, National Research Council, Washington, DC.
- Meacham, D. G., J. O. Hurd y W. W. Shislar. 1982. "Culvert Durability Study." *Report No. ODOT/LandD/82-1*. Ohio Department of Transportation.
- Moore, I. D. 1995. "Three-dimensional Response of Deeply Buried Profiled Polyethylene Pipe." En *Transportation Research Record 1514*. TRB, National Research Council, Washington, DC, pp. 49-58.
- NRC. 1978. "Durability of Drainage Pipe." *NCHRP Synthesis of Highway Practice No. 50*. TRB, National Research Council, Washington, DC, p. 37.
- Potter, J. C. 1988. "Life Cycle Cost for Drainage Structures." *Technical Report GL-88-2*. Preparado para *Department of the Army by the Waterways Experiment Station*, Vicksburg, MS, p. 72.

## APÉNDICE

**Tabla A12-1 – Tubos de acero corrugado -  
Propiedades de la sección transversal**

Corrugaciones 39 × 6,4 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
0,71	0,64	–	–
0,86	0,80	–	–
1,0	0,97	2,07	4,15
1,3	1,29	2,09	5,64
1,6	1,61	2,11	7,19
2,0	2,01	2,15	9,29
2,8	2,82	2,23	14,00
3,5	3,63	2,33	19,80
4,3	4,45	2,46	26,80

Corrugaciones 68 × 13 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
1,02	0,98	4,32	18,4
1,32	1,31	4,34	24,6
1,63	1,64	4,35	31,0
2,01	2,05	4,37	39,2
2,77	2,87	4,42	56,1
3,51	3,69	4,49	74,3
4,27	4,52	4,56	93,8

Corrugaciones 78 × 26 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
1,63	1,88	8,68	142
2,01	2,33	8,70	178
2,77	3,33	8,76	254
3,51	4,25	8,82	331
4,27	5,17	8,89	411

Corrugaciones 127 × 26 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
1,63	1,68	9,29	145
2,01	2,10	9,30	182
2,77	2,94	9,34	256
3,51	3,79	9,38	333
4,27	4,63	9,43	411

**Tabla A12-2 – Tubos de acero con nervios en espiral -  
Propiedades de la sección transversal**

Corrugaciones 19 × 19 × 190 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
1,63	1,08	6,55	46,2
2,01	1,51	6,35	60,6
2,77	2,51	6,02	90,7
3,51	3,63	5,79	121,8

Corrugaciones 20 × 26 × 292 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
1,63	0,79	9,73	75,1
2,01	1,11	9,47	99,6
2,77	1,87	9,02	152

Nota: Las propiedades efectivas de la sección se toman a la tensión de fluencia total.

**Tabla A12-3 – Placas estructurales de acero -  
Propiedades de la sección transversal**

Corrugaciones 150 × 50 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
2,79	3,294	17,3	990
3,56	4,240	17,4	1280
4,32	5,184	17,4	1580
4,78	5,798	17,5	1770
5,54	6,771	17,5	2080
6,32	7,726	17,6	2400
7,11	8,719	17,7	2720
8,08	9,887	17,7	3115
9,65	11,881	17,9	3800

**Tabla A12-4 – Tubos de aluminio corrugado -  
Propiedades de la sección transversal**

Corrugaciones 38 × 6,5 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
1,22	1,29	2,10	5,64
1,52	1,61	2,11	5,72

**Tabla A12-4 (Continuación)**

Corrugaciones 68 × 13 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
1,52	1,64	4,35	31,0
1,91	2,05	4,37	39,2
2,67	2,87	4,42	56,1
3,43	3,69	4,49	74,3
4,17	4,51	4,56	93,8

Corrugaciones 78 × 26 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
1,52	1,88	8,68	142
1,91	2,37	8,70	178
2,67	3,30	8,76	253
3,43	4,42	8,82	331
4,17	5,20	8,89	411

Corrugaciones 155 × 25 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
1,52	1,64	0,82	9,22
1,91	2,05	1,02	9,22
2,67	2,87	1,44	9,24
3,43	3,69	1,85	9,26
4,17	4,52	2,26	9,29

**Tabla A12-5 – Tubos de aluminio con nervios en espiral -  
Propiedades de la sección transversal**

Corrugaciones 19 × 19 × 190 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
1,52	0,88	6,91	41,9
1,91	1,20	6,78	55,3
2,67	1,93	6,55	83,1
3,43	2,73	6,40	111,9

Corrugaciones 20 × 26 × 292 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
1,52	0,66	10,06	66,9
1,91	0,90	9,93	89,3
2,67	1,48	9,65	137
3,43	2,14	9,37	188

Nota: Las propiedades efectivas de la sección se toman a la tensión de fluencia total.

**Tabla A12-6 – Placas estructurales o arcos cerrados de aluminio corrugado - Propiedades de la sección transversal**

Corrugaciones 230 × 64 mm			
Espesor (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> /mm)	$r$ (mm)	$I$ (mm <sup>4</sup> /mm)
2,54	2,97	21,43	1360
3,18	3,70	21,45	1700
3,81	4,45	21,46	2050
4,45	5,18	21,47	2390
5,08	5,93	21,49	2740
5,72	6,67	21,51	3080
6,35	7,41	21,52	3430

**Tabla A12-7 – Mínima resistencia de las costuras longitudinales de los tubos de acero y aluminio corrugado - Costuras remachadas o soldadas por puntos**

Tubos de aluminio corrugado 64 y 67 × 13 mm			
Espesor (mm)	Tamaño del remache (mm)	Remaches simples (N/mm)	Remaches dobles (N/mm)
1,52	7,94	131	204
1,91	7,94	131	263
2,67	9,53	228	460
3,43	9,53	237	482
4,17	9,53	245	496

Tubos de aluminio corrugado 76 × 26 mm		
Espesor (mm)	Tamaño del remache (mm)	Remaches dobles (N/mm)
1,52	9,53	241
1,91	9,53	299
2,67	12,7	409
3,43	12,7	613
4,17	12,7	796

Tubos de aluminio corrugado 152 × 26 mm		
Espesor (mm)	Tamaño del remache (mm)	Remaches dobles (N/mm)
1,52	12,7	234
1,91	12,7	291
2,67	12,7	407
3,43	12,7	524
4,17	12,7	635

**Tabla A12-7 (Continuación)**

Tubos de acero corrugado 64 y 67 × 13 mm			
Espesor (mm)	Tamaño del remache (mm)	Remaches simples (N/mm)	Remaches dobles (N/mm)
1,63	7,94	244	315
2,01	7,94	266	435
2,77	9,53	342	683
3,51	9,53	358	715
4,27	9,53	374	749

Tubos de acero corrugado 76 × 26 mm		
Espesor (mm)	Tamaño del remache (mm)	Remaches dobles (N/mm)
1,63	9,53	419
2,01	9,53	521
2,77	11,1	774
3,51	11,1	930
4,27	11,1	1030

**Tabla A12-8 – Mínima resistencia de las costuras longitudinales de los tubos de acero y aluminio corrugado - Costuras abulonadas**

Tubo de placas estructurales de acero 150 × 50 mm				
Espesor (mm)	Diámetro bulones (mm)	13 bulones/ m (N/mm)	20 bulones/ m (N/mm)	26 bulones/ m (N/mm)
2,77	19,1	628	–	–
3,51	19,1	905	–	–
4,27	19,1	1180	–	–
4,78	19,1	1360	–	–
5,54	19,1	1640	–	–
6,32	19,1	1930	–	–
7,11	19,1	2100	2630	2830
8,08	22,2	–	–	3430
9,65	22,2	–	–	4160

Tubo de placas estructurales de acero 230 × 64 mm			
Espesor (mm)	Diámetro bulones (mm)	Bulones de acero, 18 bulones/ m (N/mm)	Bulones de aluminio, 18 bulones/ m (N/mm)
2,54	20	409	385
3,18	20	599	508
3,81	20	790	648
4,45	20	930	771
5,08	20	1070	771
5,72	20	1220	771
6,35	20	1360	771

**Tabla A12-9 – Propiedades mecánicas - Tubos y arcos cerrados de metal corrugado y con nervios en espiral**

Material	Mínima resistencia a la tracción, $F_u$ (MPa)	Mínima tensión de fluencia, $F_y$ (MPa)	Módulo de elasticidad, $E_m$
Aluminio H34 <sup>(1) y (2)</sup>	214	165	69.000
Aluminio H32 <sup>(2) y (4)</sup>	186	138	69.000
Acero <sup>(3)</sup>	310	228	200.000

<sup>(1)</sup> Debe satisfacer los requisitos de AASHTO M 197 (ASTM B 744M), Aleación Alclad 3004-H34

<sup>(2)</sup> Debe satisfacer los requisitos de AASHTO M 197 (ASTM B 744M), Aleación Alclad 3004-H32

<sup>(3)</sup> Debe satisfacer los requisitos de AASHTO M 167 (ASTM B 761M), M218 y M246 (ASTM A 742)

<sup>(4)</sup> Con los tubos remachados se puede utilizar material H34 templado para lograr resistencia en las costuras. Con los tubos helicales se puede utilizar tanto material H32 como H34

**Tabla A12-10 – Propiedades mecánicas - Placas de acero y aluminio corrugado**

Material	Mínima resistencia a la tracción (MPa)	Mínima tensión de fluencia (MPa)	Módulo de elasticidad (MPa)
Espesor de la placa de aluminio <sup>(1)</sup> (mm)			
2,54 - 4,44	241	165	69.000
4,45 - 6,35	234	165	69.000
Espesor de la placa de acero <sup>(2)</sup> (mm)			
Todos los espesores	310	228	200.000

<sup>(1)</sup> Debe satisfacer los requisitos de AASHTO M 219 (ASTM B 746M), Aleación 5052

<sup>(2)</sup> Debe satisfacer los requisitos de AASHTO M 167 (ASTM A 761)

**Tabla A12-11 – Tubos de PE corrugado (AASHTO M 294)**

Tamaño nominal (mm)	Mín. diámetro interior, $DI$ (mm)	Máx. diámetro exterior, $DE$ (mm)	Mín. $A$ ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )	Mín. $c$ (mm)	Mín. $I$ ( $\text{mm}^4/\text{mm}$ )
305	300	373	3,17	8,89	393
380	376	457	4,02	11,4	869
455	450	546	4,87	12,7	1020
610	599	729	6,56	16,5	1900
760	749	925	8,25	19,1	2670
915	902	1080	9,52	22,9	3640
1050*	1034	1200	9,93	28,2	8900
1200*	1182	1380	10,90	29,2	8900

Para los tubos de 1050 mm y 1200 mm, los espesores de pared se deberían designar utilizando el requisito sobre resistencia a la tracción a largo plazo, es decir 621 MPa, hasta que en las especificaciones AASHTO para puentes y estructuras se establezcan nuevos criterios de diseño.



**Tabla A12-12 – Tubos de PE nervurados (ASTM F 894)**

Tamaño nominal (mm)	Mín. diámetro interior, <i>DI</i> (mm)	Máx. diámetro exterior, <i>DE</i> (mm)	Mín. <i>A</i> (mm <sup>2</sup> /mm)	Mín. <i>c</i> (mm)	Mín. <i>I</i> (mm <sup>4</sup> /mm)	
					Celda clase 334433C	Celda clase 335434C
457	452	533	6,26	8,7	852	623
533	528	615	8,78	10,4	1150	836
610	605	691	9,86	10,9	1330	968
686	679	770	12,5	13,2	2050	1490
762	756	851	12,5	13,2	2050	1490
838	832	945	14,8	15,1	2640	2160
914	908	1020	17,1	16,3	3310	2700
1070	1060	1200	16,5	18,1	4540	3720
1220	1210	1350	18,7	20,0	5540	4540

**Tabla A12-13 – Tubos de PVC con paredes perfiladas (AASHTO M 304)**

Tamaño nominal (mm)	Mín. diámetro interior, <i>DI</i> (mm)	Máx. diámetro exterior, <i>DE</i> (mm)	Mín. <i>A</i> (mm <sup>2</sup> /mm)	Mín. <i>c</i> (mm)	Mín. <i>I</i> (mm <sup>4</sup> /mm)	
					Celda clase 12454C	Celda clase 12364C
305	297	345	2,54	3,81	66	49
381	363	419	2,75	4,32	98	82
457	445	508	3,39	4,57	147	131
533	523	584	3,81	5,33	197	180
610	594	660	4,13	5,84	262	246
762	747	833	4,87	6,86	393	328
914	897	1000	5,50	7,87	574	508
1070	1050	1170	6,14	8,64	770	705
1220	1200	1320	6,69	9,40	1000	918