



Escuela Técnica Superior de
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

ESTUDIO COMPARATIVO SOBRE EL DISEÑO DE TABLEROS DE PUENTE MEDIANTE LA NORMATIVA AASHTO Y EL EUROCÓDIGO

Trabajo realizado por:

Jonathan Regueiro Méndez

Dirigido:

Óscar Ramón Ramos Gutiérrez

Titulación:

*Máster Universitario en
Ingeniería de Caminos, Canales y
Puertos*

Santander, septiembre de 2025

TRABAJO FIN DE MÁSTER

ESTUDIO COMPARATIVO SOBRE EL DISEÑO DE TABLEROS DE PUENTE MEDIANTE LA NORMATIVA AASHTO Y EL EUROCÓDIGO

AUTOR: Jonathan Regueiro Méndez

DIRECTOR: Óscar Ramón Ramos Gutiérrez

TITULACIÓN: Máster en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

PALABRAS CLAVE: AASHTO, Eurocódigo, Acciones, Combinación de acciones, Diseño estructural, Fiabilidad, Tablero de puente

RESUMEN

El objeto del presente Trabajo Fin de Máster es el de identificar las diferencias conceptuales y prácticas entre los códigos de diseño *LFRD Bridge Design Specifications* (perteneciente a la *American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO-*) y los Eurocódigos estructurales, refiriéndose específicamente al diseño de tableros de puentes de hormigón de puentes de carretera.

Con esto, se pretende entender y poner de manifiesto los elementos que los distinguen a ambos códigos, así como las ventajas e inconvenientes de su aplicación, todo esto mientras se tiene en cuenta las circunstancias de aplicación de cada uno.

El estudio se realizará analizando las principales similitudes y diferencias en cuanto a criterios de diseño, cargas de diseño, requisitos de materiales y métodos de análisis.

También se desarrolla un ejemplo de cálculo mediante el software Sofistik de un caso de tablero representativo, con el que se pretende comparar numéricamente lo expuesto hasta ese momento.

Para finalizar, se sintetizan las diferencias más notorias identificadas en el proceso para ambas normativas, exponiendo su grado de exigencia estructural y su facilidad de uso para los diseñadores.

COMPARATIVE STUDY OF BRIDGE DECK DESIGN WITH AASHTO AND EUROCODE REGULATIONS

AUTOR: Jonathan Regueiro Méndez

DIRECTOR: Óscar Ramón Ramos Gutiérrez

TITULACIÓN: Master's degree in civil engineering

PALABRAS CLAVE: AASHTO, Eurocodes, Loads, Load Combination, Structural Design, Reliability, Bridge Deck

SUMMARY

The objective of this Master's Dissertation is to identify the conceptual and practical differences between LFRD Bridge Design Specifications (from the American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO-) and structural Eurocodes, referring specifically to concrete road bridge decks.

With this, the purpose is to understand and exhibit the elements that characterize them, and to list the advantages and disadvantages of their use, all while considering the circumstances of application for each one.

The study will be made analyzing the main similarities and differences about design criteria, design loads, material requirements and methods of analysis.

Added to that, a calculus example using Sofistik's software will be developed for a representative bridge deck, aiming to provide a practical comparison of everything said until that moment.

To close the dissertation, the most relevant differences identified in the process will be listed, detailing the structural degree of demand and the ease of use by designers for each one.

RELACIÓN CON LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO SOSTENIBLE

La comparativa realizada en este TFM está enmarcada en los ODSs de la Agenda 2030, ya que contribuye con respecto a los ODS 9 (Industria, innovación e infraestructura) y ODS 11 (Ciudades y comunidades sostenibles), al estar relacionado con la optimización de infraestructuras claves en el desarrollo económico e industrial.

Además, este integra cierta consideración hacia el ODS 13 (Acción por el clima), al considerar la acción de los efectos climáticos sobre las estructuras, derivando en el ODS 12 (Producción y consumo responsable), cuando se toman en consideración las debidas medidas contra los agentes atmosféricos, lo que puede conllevar una degradación prematura de los materiales de construcción y exigir un malgasto de materiales y recursos en la reparación.

Un mejor uso de los códigos aquí expuestos conllevaría a una mayor durabilidad de los puentes y una vida útil más larga, lo que aprovecharía mejor los materiales al reconstruir o reparar menos frecuentemente.



ÍNDICE

1. Introducción	1
1.1. Objeto	2
2. Origen y evolución	3
2.1. Origen de la AASHTO LRFD	3
2.2. Desarrollo y armonización de los Eurocódigos	4
2.3. Documentos a comparar	5
3. Contexto y justificación	8
3.1. Tipología de tableros de puente	8
3.2. Justificación	12
4. Filosofía de diseño estructural	15
4.1. Requisitos mínimos	16
4.2. Principios del diseño por estados límite	20
4.3. Fiabilidad y calibración probabilística	21
4.4. Consideración de la durabilidad como requisito estructural	23
5. Clasificación de estados límite	29
5.1. Estados límite últimos (ULS / <i>Strength Limit States</i>)	29
5.2. Estados límite de servicio (SLS / <i>Service Limit States</i>)	30
5.3. Otros Estados Límite (AASHTO)	32
5.3.1. Estado Límite de Fatiga	32
5.3.2. Estado Límite de Evento Extremo	32
6. Clasificación de acciones	36
6.1. AASHTO	36
6.1.1. Cargas permanentes	36
6.1.2. Cargas Variables	39
6.2. EUROCÓDIGO	61
6.2.1. Cargas permanentes	61
6.2.2. Cargas Variables	68
6.2.3. Cargas Accidentales	82
7. Modelos de cargas de tráfico	100
7.1. Modelo HL-93 (AASHTO)	100
7.2. Modelos LM1 a LM4 (Eurocódigo)	106
7.3. Comparativa	118
8. Factores parciales y coeficientes de seguridad	121
8.1. Factores de carga y factores de combinación	121

8.2.	Modificadores de resistencia	126
8.3.	Tabla comparativa de modificadores de carga	129
9.	Combinación de Acciones	131
10.	Materiales y sus resistencias	138
10.1.	Propiedades del hormigón	138
10.1.1.	Propiedades	138
10.1.2.	Recubrimientos	143
10.2.	Propiedades del acero pasivo	148
10.3.	Propiedades del acero para pretensado	150
10.4.	Comparativa	152
11.	Verificaciones estructurales (ULS y SLS)	155
11.1.	ULS – Estados límite últimos	155
11.1.1.	Verificación a flexión	155
11.1.2.	Verificación a cortante	178
11.1.3.	Verificación a torsión	195
11.1.4.	Estabilidad global e inestabilidad local	203
11.2.	SLS – Estados límite de servicio	204
11.2.1.	Limitación de tensiones	204
11.2.2.	Verificación de deformaciones	210
11.2.3.	Control de fisuración	214
11.2.4.	Vibraciones y confort del usuario	222
11.3.	Otros estados límite	226
11.3.1.	Fatiga	226
11.3.2.	Eventos extremos	234
12.	Comparativa Práctica	236
12.1.	Descripción del ejemplo	236
12.2.	Resultados del ejemplo	257
13.	Comparación general	286
13.1.	Diferencias fundamentales	286
13.2.	Comparativa de filosofía de diseño	290
13.3.	Limitaciones del análisis y posibles mejoras	291
14.	Conclusiones	293
15.	Referencias	295

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1 - Sección cajón del Puente del Pasaje sobre la ría del Burgo en la AC-12. Fuente: mitma.gob.es.....	9
Figura 3.2 - Sección tipo del tablero con vigas doble "T" de la ampliación de la autovía B-22. Fuente: mitma.gob.es.....	10
Figura 3.3 - Sección maciza del paso superior de la N-432 de Badajoz a Granada, a la altura del PK 71+170. Fuente: mitma.gob.es.....	10
Figura 3.4 - Tablero aligerado proyectado para el AVE entre Zaragoza y Castejón, PK 303+200. Fuente: mitma.gob.es.....	11
Figura 3.5 - Sección de canto variable del Puente del Pasaje, sobre la ría del Burgo, en la AC-12. Fuente: mitma.gob.es.....	12
Figura 3.6 - Comparativa del número de puentes en el NBI por material del tablero.....	13
Figura 3.7 - Comparativa del número de puentes en función de la tipología de superestructura que presentan.....	14
Figura 4.1 - Ejemplo de uso de huecos en puentes como espacio habitable. Fuente: www.univision.com.....	28
Figura 6.1 - Mapa de velocidad del viento de diseño en millas por hora (m/s).....	41
Figura 6.2 - Proyecto de tren de alta velocidad en Taiwán (Tuntzuchiaio active fault). 13º Conferencia Mundial en Ingeniería sísmica.....	54
Figura 6.3 - Limitadores de movimientos longitudinales por cadenas. Fuente: structuraltechnologies.com.....	54
Figura 6.4 - Limitadores de deslizamientos longitudinales del tipo viscoso en el puente Chun-Su de Corea. 13º Conferencia Mundial en Ingeniería sísmica.....	55
Figura 6.5 - Esquema del gradiente vertical de temperatura en hormigón y acero según AASHTO.....	58
Figura 6.6 - Mapa de isotermas de la temperatura máxima anual del aire en España.....	75
Figura 6.7 - Mapa de zonas climáticas de invierno en España.....	75
Figura 6.8 - Correlación de la Tª del aire a la sombra y componentes máxima y mínima de la Tª en puentes.....	77
Figura 6.9 - Gráfico general con la forma del espectro de respuesta elástica.....	88
Figura 6.10 - Esquema de la aplicación de cargas sobre la infraestructura del puente.....	95
Figura 7.1 - Esquema de los ejes de carga de la AASHTO.....	102
Figura 7.2 - Gráfico de líneas de influencia para la obtención de las cargas de tráfico.....	104
Figura 7.3 - Esquema de aplicación de cargas verticales de los ejes de carga del modelo LM1.....	108
Figura 7.4 - Esquema de aplicación de cargas verticales del eje de carga del modelo LM2.....	109
Figura 7.5 - Esquema de aplicación de cargas verticales del eje de carga del modelo LM3.....	110
Figura 7.6 - Distribución de cargas a través de la capa de rodadura hasta el tablero.....	111
Figura 7.7 - Función de distribución de posición transversal de los vehículos de fatiga.....	114
Figura 7.8 - Características de los vehículos del modelo LMF2.....	115
Figura 7.9 - Esquema de aplicación del modelo de fatiga LMF3.....	116

Figura 7.10 - Características de los vehículos del LMF4 y su porcentaje sobre el total de v. pesados..	117
Figura 10.1 - Diagrama de distribución de deformaciones	140
Figura 10.2 - Diagramas tensión-deformación del hormigón (izquierda: real; derecha: parábola- rectángulo)	141
Figura 10.3 - Diagrama tensión-deformación: simplificación rectangular.....	142
Figura 10.4 - Dosificación y relación agua/cemento según la clase de exposición (Eurocódigo).....	142
Figura 10.5 - Diagrama de tensión-deformación del acero pasivo.....	150
Figura 10.6 - Diagrama de tensión-deformación del acero pasivo.....	152
Figura 11.1 - Esquema de patrones de ancho efectivo según AASHTO.....	159
Figura 11.2 - Esquema descriptivo de secciones con alma y alas según AASHTO	159
Figura 11.3 - Ábaco para la determinación del ancho efectivo	160
Figura 11.4 - Esquema de deformaciones, tensiones y fuerzas para el cálculo de M_n (Seguirant, et al., 2005)	163
Figura 11.5 - Curva tensión-deformación para un acero activo de 1860MPa según Ecuación 11.5.....	164
Figura 11.6 - Modelado de bielas y tirantes en diafragmas de una sección tipo cajón (Zhi-Qi & Zhao, 2020)	168
Figura 11.7 - Características geométricas de nodos del STM según AASHTO	169
Figura 11.8 - Esquema de longitud entre puntos de momento flector nulo	170
Figura 11.9 - Esquema de dimensiones efectivas en sección tipo "T" según Eurocódigo	171
Figura 11.10 - Ábaco para estimación del giro plástico.....	172
Figura 11.11 - Dimensiones de nudo en función de discontinuidad parcial (izq.) o completa (der.)	175
Figura 11.12 - Diagrama de deformaciones y fuerzas en la sección por el bloque equivalente de compresión	177
Figura 11.13 - Ejemplos de refuerzo de cable soldado (izq.) y cerco cerrado (der.).....	180
Figura 11.14 - Esquema de los parámetros necesarios para la resistencia a cortante del hormigón	183
Figura 11.15 - Esquema del cortante máximo vertical en la sección 1 de la longitud analizada	188
Figura 11.16 - Esquema del flujo de cortante y otros parámetros para el cálculo del esfuerzo rasante	194
Figura 11.17 - Esquema del área encerrada por el flujo de cortante en una sección cajón.....	197
Figura 11.18 - Esquema de combinación del momento torsor y el cortante según Eurocódigo	200
Figura 11.19 - Esquema descriptivo de la acción T_{Ed} y obtención de dimensiones de las paredes frente a torsión	201
Figura 11.20 - Detalles a considerar para el cálculo de la apertura de grieta en secciones tipo "T"	218
Figura 12.1 - Alzado longitudinal del puente de ejemplo	237
Figura 12.2 - Sección del puente de ejemplo con cotas.....	237
Figura 12.3 - Planta de la sección con las restricciones a los movimientos en cada apoyo	238
Figura 12.4 - Sección del puente de ejemplo con la posición del c.d.g. de las armaduras longitudinales (en verde).....	239
Figura 12.5 - Planos de sección con la profundidad de los tendones para los estribos y centros luz	240
Figura 12.6 - Plano de sección con la profundidad de los tendones para la sección de pilas	240

Figura 12.7 - Vista general de la geometría de los tendones	241
Figura 12.8 - Vista en detalle de la geometría del pretensado del primer vano.....	241
Figura 12.9 - Guitarra de profundidad del pretensado a lo largo del tablero	242
Figura 12.10 - Vista general del modelo 3D del tablero con los anchos no efectivos marcados en gris	243
Figura 12.11 - Representación gráfica de los anchos eficaces según Eurocódigo.....	244
Figura 12.12 - Vista general del modelo 3D del tablero con los anchos no efectivos marcados en gris	245
Figura 12.13 - Representación gráfica de los anchos eficaces según AASHTO	245
Figura 12.14 - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas del TS (HL-93)....	246
Figura 12.15 - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas del Design Truck con distancia corta entre ejes (HL-93)	247
Figura 12.16 - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas del Design con distancia larga entre ejes (HL-93).....	247
Figura 12.17 - - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas de x2 Design Trucks (HL-93).....	248
Figura 12.18 - Sección transversal de los casos planteados para el TS de la AASHTO	249
Figura 12.19 - Sección transversal de los casos planteados para el Design Truck de la AASHTO	250
Figura 12.20 - Sección transversal de los casos planteados para x2 Design Truck de la AASHTO	251
Figura 12.21 - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas del TS: 300 (LM1).....	252
Figura 12.22 - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas del TS: 200 (LM1)	253
Figura 12.23 - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas del TS: 100 (LM1).....	253
Figura 12.24 - Sección transversal de los casos planteados para el TS del Eurocódigo	254
Figura 12.25 - Sección transversal de los casos planteados para la UDL del Eurocódigo	255
Figura 12.26 - Sección transversal de los casos planteados para la carga de frenado del Eurocódigo	256
Figura 12.27 - Curvas tensión-deformación para el hormigón según AASHTO	259
Figura 12.28 - Curvas tensión-deformación para el hormigón según Eurocódigo	259
Figura 12.29 - Curvas tensión-deformación para el acero pasivo según AASHTO.....	261
Figura 12.30 - Curvas tensión-deformación para el acero pasivo según Eurocódigo	262
Figura 12.31 - Curvas tensión-deformación para el acero activo según AASHTO	263
Figura 12.32 - Curvas tensión-deformación para el acero activo según Eurocódigo	263
Figura 12.33 - Gráfica comparativa de los momentos en "y" debido al Peso Propio.....	265
Figura 12.34 - Guitarra de las pérdidas de pretensado según el Eurocódigo	265
Figura 12.35 - Guitarra de las pérdidas de pretensado según la AASHTO	266
Figura 12.36 - Gráfica comparativa de los momentos en "y" debido al Pretensado	267
Figura 12.37 - Momentos hiperestáticos del pretensado para el Eurocódigo.....	267
Figura 12.38 - Comparación del momento flector en "y" debido al Sistema Tándem.....	268

Figura 12.39 - Comparación del momento flector en "y" entre TS del Eurocódigo y DT corto de la AASHTO.....	269
Figura 12.40 - Comparación del momento flector en "y" entre TS del Eurocódigo y DT largo de la AASHTO.....	269
Figura 12.41 - Comparación del momento flector en "y" la UDL del Eurocódigo y "lane load" de la AASHTO.....	270
Figura 12.42- Comparación del M_y por fluencia entre la ejecución del tablero y la capa de rodadura.....	271
Figura 12.43 - Comparación del M_y por fluencia entre la ejecución de la capa de rodadura y la apertura al tráfico.....	272
Figura 12.44 - Comparación del M_y por fluencia entre la apertura al tráfico y tiempo infinito.....	272
Figura 12.45 – Momentos mínimos debido a la combinación de acciones pésima de ULS con y sin GPC.....	273
Figura 12.46 - Momentos mínimos debido a la combinación de acciones pésima de Strength I con y sin GPC.....	273
Figura 12.47 - Momentos máximos debido a la combinación de acciones pésima de ULS con y sin GPC.....	274
Figura 12.48 - Momentos máximos debido a la combinación de acciones pésima de Strength I con y sin GPC.....	274
Figura 12.49 - Axil N_x pésimo para ULS del Eurocódigo.....	274
Figura 12.50 - Axil N_x pésimo para Strength I de la AASHTO.....	275
Figura 12.51- Cortante V_y mínimo y máximo para el Eurocódigo.....	275
Figura 12.52 - Cortante V_y mínimo y máximo para la AASHTO.....	275
Figura 12.53 - Cortante V_z máximo para el Eurocódigo.....	276
Figura 12.54 - Cortante V_z máximo para la AASHTO.....	276
Figura 12.55 - Cortante V_z mínimo para el Eurocódigo.....	276
Figura 12.56 - Cortante V_z mínimo para la AASHTO.....	277
Figura 12.57 – Momento en "z" mínimo y máximo para el Eurocódigo.....	277
Figura 12.58 – Momento en "z" mínimo y máximo para la AASHTO.....	277
Figura 12.59 - Momento torsor mínimo y máximo para el Eurocódigo.....	278
Figura 12.60 – Momento torsor mínimo y máximo para la AASHTO.....	278
Figura 12.61 - Combinación de acciones más desfavorable del Eurocódigo para el dimensionamiento del armado pasivo longitudinal.....	279
Figura 12.62 - Resultado total del dimensionamiento en ULS del Eurocódigo.....	280
Figura 12.63 - Eurocódigo - Armadura de refuerzo longitudinal inferior en cm^2	282
Figura 12.64 - AASHTO - Armadura de refuerzo longitudinal inferior en cm^2	282
Figura 12.65 - Eurocódigo - Armadura de refuerzo longitudinal superior en cm^2	282
Figura 12.66 - AASHTO - Armadura de refuerzo longitudinal superior en cm^2	282
Figura 12.67 - Eurocódigo - Armadura de refuerzo frente a cortante en cm^2/m	285
Figura 12.68 - AASHTO - Armadura de refuerzo frente a cortante en cm^2/m	285

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 - Clases de exposición en hormigón según EN1992-1-1	25
Tabla 5.1 - Tabla resumen de Estados Límite en AASHTO y Eurocódigo	35
Tabla 6.1 - Factor de efecto de ráfaga.....	43
Tabla 6.2 - Coeficientes de arrastre.....	43
Tabla 6.3 - Valores del factor de localización para rangos de aceleraciones espectrales de largo periodo	48
Tabla 6.4 - Zonas sísmicas.....	48
Tabla 6.5 - Requisitos mínimos de análisis para efectos sísmicos en función de la zona sísmica	48
Tabla 6.6 - Valores del factor de localización para rangos de aceleraciones espectrales de corto periodo	50
Tabla 6.7 - Factores de modificación de respuesta sísmica para subestructuras	52
Tabla 6.8 - Factores de modificación de respuesta sísmica para conexiones	52
Tabla 6.9 - Rangos de temperatura.....	57
Tabla 6.10 - Clasificación de tableros según la EN1991-1-5: Acciones térmicas	74
Tabla 6.11 - Temperatura mínima anual del aire en España según la altura al nivel del mar y la zona de invierno.....	76
Tabla 6.12 - Peso específico de la nieve en función de la altitud	81
Tabla 6.13 - Valores del coeficiente de comportamiento sísmico según la parte del puente y su ductilidad	85
Tabla 6.14 - Valores de los parámetros para el espectro de respuesta elástica tipo 1.....	88
Tabla 6.15 - Valores de los parámetros para el espectro de respuesta elástica tipo 2	88
Tabla 6.16 - Valor de la longitud de independencia de sismos según terreno	93
Tabla 6.17 - Fuerza equivalente por impacto de un vehículo contra la subestructura	96
Tabla 6.18 - Fuerzas horizontales sobre elementos de contención en base a su clase resistente	97
Tabla 6.19 - Cargas por impacto de barcos en función del tonelaje del barco para cauces navegables	98
Tabla 6.20 - Cargas por impacto de barcos en función del tonelaje del barco para aguas marítimas.....	99
Tabla 7.1 - Cargas por eje y por la presión distribuida uniforme	108
Tabla 7.2 - Fuerza horizontal centrífuga característica en función del radio de curva.....	112
Tabla 7.3 - Grupos de combinaciones de carga de tráfico según Eurocódigo.....	113
Tabla 7.4 - Número de ciclos para aplicación de los modelos de fatiga	114
Tabla 7.5 - Comparativa de los modelos de carga del Eurocódigo y de la AASHTO.....	119
Tabla 8.1 - Coeficientes parciales de seguridad del Eurocódigo	122
Tabla 8.2 - Factores de combinación de cargas del Eurocódigo	123
Tabla 8.3 - Factores de carga generales de la AASHTO	124
Tabla 8.4 - Factores de carga para cargas permanentes de la AASHTO	125
Tabla 8.5 - Factores de carga para el Pretensado, Fluencia y Retracción según la AASHTO.....	125

Tabla 8.6 - Factores de carga de la carga viva de la AASHTO para la combinación de acciones "Service III"	125
Tabla 8.7 - Factores de carga para el asiento en cimentaciones según la AASHTO.....	126
Tabla 8.8 - Coeficientes parciales de seguridad para materiales según el Eurocódigo	127
Tabla 8.9 - Factores modificadores de resistencia según la AASHTO	128
Tabla 9.1 - Modificadores de carga según la AASHTO.....	133
Tabla 9.2 - Combinaciones de acciones de la AASHTO	135
Tabla 10.1 - Recubrimientos mínimos por exposición, categoría de refuerzo y situación (en pulgadas)	144
Tabla 10.2 - Clase estructural según clase de exposición.....	146
Tabla 10.3 - Recubrimiento mínimo para armaduras pasivas.....	147
Tabla 10.4 – Recubrimiento mínimo para armaduras activas	147
Tabla 10.5 – Comparativa de materiales	153
Tabla 10.6 - Comparativa de recubrimientos para acero pasivo	154
Tabla 11.1 - Factores de variabilidad para la obtención de la compresión en la zona traccionada	166
Tabla 11.2 - Parámetros para la obtención de la resistencia a rasante	187
Tabla 11.3 - Valores del coeficiente por estado de tensiones de compresión.....	191
Tabla 11.4 - Límites de tensión para el acero activo según la AASHTO	205
Tabla 11.5 - Límites de tensiones de tracción para el hormigón antes de pérdidas diferidas según AASHTO.....	206
Tabla 11.6 - Límites de tensión en el hormigón tras pérdidas diferidas del pretensado según AASHTO	206
Tabla 11.7 - Límites de tracciones en el hormigón tras las pérdidas diferidas del pretensado según AASHTO.....	208
Tabla 11.8 - Límites de abertura de grieta según el Eurocódigo por clase de exposición y tipo de armaduras.....	217
Tabla 11.9 - Valores del parámetro x según las características de la armadura	219
Tabla 11.10 - Diámetros de barra necesarios para cumplir con la apertura de grieta	220
Tabla 11.11 - Separación de barras máxima para cumplir con la apertura de grieta	220
Tabla 11.12 - Porcentaje de la IMD de vehículos pesados de acuerdo a la AASHTO	229
Tabla 11.13 - Curva S-N genérica para el estudio de fatiga.....	230
Tabla 11.14 - Umbral de $\Delta\sigma$ para un número de ciclos que hace fallar al elemento para armaduras pasivas	231
Tabla 11.15 - Umbral de $\Delta\sigma$ para un número de ciclos que hace fallar al elemento para armaduras activas	231
Tabla 12.1 - Resumen de valores de ancho efectivo según Eurocódigo	244
Tabla 12.2 - Parámetros del Tandem System del modelo de carga HL-93.....	246
Tabla 12.3 - Parámetros del Design Truck del modelo de carga HL-93.....	247
Tabla 12.4 - Parámetros de los x2 Design Truck del modelo de carga HL-93	248
Tabla 12.5 - Parámetros del TS: 300 del modelo de carga LM1.....	252

Tabla 12.6 - Parámetros del TS: 200 del modelo de carga LM1.....	252
Tabla 12.7 - Parámetros del TS: 100 del modelo de carga LM1	253
Tabla 12.8 - Resumen de características mecánicas y geométricas de la sección.....	258
Tabla 12.9 - Especificaciones para el hormigón de la AASHTO (ACI 318M) y del Eurocódigo.....	260
Tabla 12.10 - Especificaciones para el acero pasivo de la AASHTO (ACI 318M) y del Eurocódigo.....	262
Tabla 12.11 - Especificaciones para el acero activo de la AASHTO (ACI 318M) y del Eurocódigo	264
Tabla 12.12 - Valores de cálculo de las acciones, coeficientes y resultado de la combinación de acciones.....	279
Tabla 12.13 - Ejemplo de cálculo de armado longitudinal para la sección de pila.....	280
Tabla 12.14 - Comprobación de sensibilidad de la resistencia del hormigón en las cuantías de acero	283
Tabla 12.15 - Ejemplo de cálculo de armado transversal para la sección de pila	284

1. INTRODUCCIÓN

El diseño y construcción de puentes es uno de los aspectos más importantes en la ingeniería civil. Se ha probado en numerosas ocasiones que el desarrollo económico y la prosperidad de un país vienen directamente influenciados por la calidad y cantidad de la infraestructura de transportes de la que dispongan, implicando con ello que un país no puede desarrollarse plenamente si no cuenta con una red de infraestructuras moderna y eficiente.

Parte fundamental de esta red son las obras de paso, como puentes o viaductos, ya sea para ferrocarriles, tráfico por carretera, o tránsito de peatones, ya que permiten salvar obstáculos que de otro modo impedirían la continuidad de la vía o la dificultarían enormemente.

En las últimas décadas, la tecnología de la construcción de puentes se ha desarrollado enormemente con nuevas tipologías, materiales y técnicas de construcción.

Por ejemplo, el uso de una combinación de materiales como acero y hormigón se ha reinventado, apareciendo cada vez más puentes mixtos. Estos constan de infraestructura de acero y superestructura de hormigón, lo que se traduce en mejoras de peso, rapidez de ejecución y rendimiento económico, motivos que hacen que estén ganando popularidad desde hace unos 30 años (Janberg, s.f.).

Otro ejemplo sería el aumento en la luz salvada mediante un puente, y que es aplicable a los puentes de todos los materiales típicos. Ello se debe al empleo de las mejores técnicas disponibles, optimizando los procedimientos constructivos, así como que haya bajado el precio de los materiales con alta capacidad mecánica debido a la evolución del proceso de fabricación, o nuevas tipologías de puentes; las luces que se superan son cada vez mayores.

Para continuar con este desarrollo de la construcción de forma segura, las normativas han tenido que irse renovando con los años para incluir y estandarizar todas estas novedades en el sector de la construcción.

Esto es especialmente importante en el ámbito del diseño de obras de paso dada su complejidad, por lo que unificar y proponer unas especificaciones o prácticas comunes para todos los puentes puede ayudar a evitar accidentes trágicos por el fallo de los mismos.

Dentro del conjunto de normativas y recomendaciones estructurales para puentes, las más extendidas mundialmente son la *LRFD Bridge Design Specifications* y los Eurocódigos. También son consideradas las más exhaustivas y completas del elenco existente, aunque están creciendo en popularidad otras como la **GB 50010-2010** de la República Popular China, cuyo título es el *Code for design of concrete structures*.

Ambas tienen como objetivo el garantizar la seguridad, funcionalidad y durabilidad de los puentes, pero sus enfoques y criterios son ligeramente diferentes, puesto que se desarrollaron para otras condiciones y de acuerdo a distintos contextos socioeconómicos.

1.1. Objeto

Dentro de los puentes existen diversos elementos, como cimentaciones, pilas o soportes, tableros y otros elementos estructurales que dependen de la tipología del mismo.

Este Trabajo de Fin de Máster tiene como objetivo el realizar una comparativa exhaustiva entre la *LRFD Bridge Design Specifications* (perteneciente a la *American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO-*) y los Eurocódigos, aplicándola específicamente al diseño de tableros de puentes de carretera hechos de hormigón.

Esto se debe a que los tableros de hormigón son los más extendidos globalmente por su compromiso entre economía y luces a salvar. Con esta premisa, se puede extrapolar más fácilmente una conclusión global sobre ambas normativas. Además, analizar un elemento y material en concreto permitirá realizar una comparativa más en detalle y con ejemplos cuantitativos, lo que ayudará a llegar a conclusiones objetivas.

La comparativa se realizará analizando las principales similitudes y diferencias en cuanto a criterios de diseño, cargas de diseño, requisitos de materiales y métodos de análisis.

Se busca con ello, conocer las principales diferencias, intentar entender el porqué de tales diferencias, y observar en que se traduce en la práctica el aplicar una u otra.

El resultado esperado es que ambas no sean tan parecidas como en una primera instancia pueda parecer, que arrojen resultados sustancialmente diferentes en ciertos escenarios, y que ambas tengan puntos en los que diverjan completamente o que una norma contempla y la otra no.

Como conclusión, se espera exponer cuál de las dos normas es más completa, en que áreas tienen fortalezas y debilidades, y donde deberían o se podría mejorar la normativa basándose en su homóloga. Además, se planea añadir una breve opinión del autor sobre ambas normativas tras haberlas analizado en detalle.

El medio para alcanzar estos objetivos será un análisis de los textos de la normativa por capítulos concernientes a los puentes, extrayendo de ellos que aspectos los diferencian. Posteriormente, tras este análisis de un carácter más bien teórico, se procederá a la aplicación de ambas normativas a uno o más casos prácticos que se expondrán y justificarán más adelante, y donde se buscará un enfoque más cuantitativo de análisis.

2. ORIGEN Y EVOLUCIÓN

2.1. Origen de la AASHTO LRFD

En el 1931, la *American Association of State Highway Officials* (AASHO), publica la primera norma nacional de los Estados Unidos para el diseño y construcción de puentes de mano de los encargados de diseñarlos, construirlos y mantenerlos en buen estado. Estos eran los departamentos de transportes de cada estado. Es por eso que, en busca de un consenso general, crean la organización y posteriormente la primera norma de puentes (AASHTO, 2020).

De acuerdo a Aguilar y Nowak (Aguilar, et al., 2025), esta norma se basaba en el diseño mediante *Allowable Stress Design* (ASD), donde se comparaban la acción estimada sobre la estructura contra la resistencia límite de esta, dividida por un factor de seguridad que era asignado en base a la experiencia.

Posteriormente, con el avance de los conocimientos sobre estructuras, se comenzó a incorporar el concepto de *Load and Resistance Factor Design* (LRFD). Mediante dicho concepto, se incorporaba al cálculo el aspecto de fiabilidad mediante la inclusión de factores calibrados estadísticamente, con los que se cubren incertidumbres en el efecto de las acciones sobre la estructura y en la resistencia de la misma.

En 1979, el Ministerio de Transportes de Ontario publicó la primera edición del *Ontario Highway Bridge Design Code*, el cual incorporaba por primera vez el cálculo por estados límite basado en los índices de fiabilidad, y que sirvió de base para la calibración de la primera edición de la AASHTO LRFD.

La concepción de este último se logró gracias a la preocupación de numerosos ingenieros civiles sobre el estado desactualizado de la norma de la AASHTO frente a la creciente popularidad del *Ontario Highway Bridge Design Code*. En base a estas preocupaciones, el *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP), se propuso realizar un estudio preliminar sobre el estado actual de la normativa, llegando a la conclusión de que era recomendable adoptar el método LRFD y las teorías de fiabilidad.

Varios años después, tras una gran inversión, se publicó en 1994 la primera edición de la *Load and Resistance Factor Design - Bridge Design Specifications* redactada por la *American Association of State Highway Transportation Officials* (todo ello abreviado AASHTO de ahora en adelante).

Esta es empleada principalmente en los Estados Unidos, aunque otros países o administraciones como, por ejemplo, Turquía, Hong Kong y Nigeria también han adoptado dichas normativas, llegando incluso a formar parte de la asociación como miembros observadores sin voto en las decisiones. Por esto, resulta ser una de las normas sobre puentes más extendidas.

2.2. Desarrollo y armonización de los Eurocódigos

El camino hacia el nacimiento de los Eurocódigos comienza con la fundación en 1957 de la Comunidad Económica Europea (EEC), mediante el Tratado de Roma, con lo que se juntan una serie de países independientes en una agrupación con una cultura similar e intereses comunes buscando hacer crecer su economía a través del comercio, así como generar un conjunto fuerte y homogéneo (European Commission, 2017).

Tras los primeros años de la EEC y sucesivos años de crecimiento económico acelerado en Europa, se idea el concepto de los Eurocódigos por parte de la Comisión de la Comunidad Europea con el objetivo de eliminar obstáculos técnicos para el comercio y otras actividades. Por ejemplo, eliminar diferentes especificaciones técnicas o servir de puente entre ellas, de modo que un elemento estructural que vale en un país miembro de la Unión Europea debiera ser válido en otro. También tenía el objetivo de unificar las normativas para, en última instancia, sustituir a las normativas locales y disponer de solo una normativa común.

En el 1980 se plantea la idea a los países miembros y se les cuestiona al respecto. Esto da lugar al nacimiento de los primeros Eurocódigos en 1984.

Años después se decidió que los Eurocódigos se convertirían en el estándar europeo para la construcción, para lo que se encargó una nueva redacción al Comité Europeo de Normalización (CEN).

En 1992 el CEN comienza a publicar los primeros fragmentos del Eurocódigo con la peculiaridad de que disponía de una serie de valores para el cálculo estructural que estaban marcados, y los cuales se permitía cambiar a cada estado miembro para adaptar los Eurocódigos a su país.

En 2003 se empieza a recomendar y promover la sustitución de las normativas locales de cada país para usar únicamente los Eurocódigos. En 2007 se da por concluida la publicación y se comienza el periodo de coexistencia, por el cual las normativas locales con el mismo enfoque y metodología que los Eurocódigos todavía se pueden emplear.

En 2015 se comenzó la redacción de los Eurocódigos de 2ª generación, los cuales buscan expandir los documentos existentes y añadir varios nuevos para adaptarse a las nuevas tendencias estructurales. Su publicación comenzó en el 2020 y continúa a día de hoy. Con cada nueva publicación se retiran de validez los equivalentes de entre los anteriores Eurocódigos (Joint Research Centre. European Commission, s.f.).

Para finalizar, cabe destacar que los **Eurocódigos** se emplean en todos los estados miembros de la **Unión Europea** por obligación de esta última, pero además, se emplean en otros países europeos no miembros de la UE, como: Reino Unido y Ucrania, y en países no europeos como: Groenlandia, Kazajistán, Malasia y Angola, entre otros (Comisión Europea, s.f.).

2.3. Documentos a comparar

En el análisis de tableros de hormigón no es necesario el uso de todos los documentos que componen los Eurocódigos ni todos los capítulos de la AASHTO. Los documentos que se emplearán del conjunto completo de Eurocódigos, serán los siguientes:

❖ EN 1990 – Bases de cálculo de estructuras

Se empleará por su contenido respecto a la combinación de acciones, factores de seguridad y bases de diseño necesarias para obtener y calcular un tablero con suficiente capacidad resistente.

❖ EN 1991 – Acciones en estructuras

Expone las acciones a tener en cuenta en el cálculo del tablero, como viene expuesto en el documento anterior. Solo se contemplarán en el análisis los subdocumentos que contengan acciones aplicables a tableros de puentes.

❖ EN 1992 – Proyecto de estructuras de hormigón

Contiene reglas generales para el proyecto de estructuras de hormigón, además de un documento específico para cálculo de puentes de hormigón y sus disposiciones constructivas.

❖ Otros – EN 13670 y EN 206-1. *Ejecución de estructuras de hormigón y Hormigón: especificaciones, prestaciones, producción y conformidad*, respectivamente.

Puede ser de interés el añadir la EN 13670 y la EN 206-1 de contemplarse su contenido en la AASHTO, de modo que se puedan comparar.

Los capítulos que se emplearán en la comparativa de los que componen la AASHTO, serán los siguientes:

❖ *Section 1: Introduction*

Preámbulo introductorio del documento. Definición de términos y explicación de la metodología de diseño (LFRD).

❖ *Section 2: General design and location features*

Elección del trazado, geometría básica y gálibos, cimentaciones, objetivos de diseño, análisis hidrológico e hidráulico.

❖ *Section 3: Loads and Load factors*

Factores de carga a aplicar y combinación de acciones a tener en cuenta. Acciones sobre el puente que deberán tenerse en cuenta en el diseño (cargas permanentes, cargas vivas o de tráfico, viento, hielo, sismo, etc.)

❖ *Section 4: Structural análisis and evaluation*

Descripción de métodos de análisis para el cálculo y diseño de puentes. Descripción de modelado matemático, y distribución de las cargas sobre los modelos. Análisis estático. Análisis dinámico.

❖ *Section 5: Concrete Structures*

Contempla el uso de hormigón, hormigón armado, hormigón pretensado y otras tipologías de hormigón como materiales, describiendo los requisitos de sus características mecánicas, físicas y químicas. Descripción de los métodos de cálculo (ELS, FLS, ELU, EELS). Explicación del diseño ante flexión, axil, cortante y torsión. Diseño en zonas con distorsión mediante el modelo biela-tirante u otros. Diseño de hormigón pretensado. Diseño de armado. Diseño sísmico. Disposiciones para componentes estructurales. Anclajes. Durabilidad del hormigón.

❖ *Section 9: Decks and deck systems*

Disposiciones generales de diseño de tableros. Estados límite para su cálculo. Análisis de tableros. Diseño de tableros de losas de hormigón. Los demás subcapítulos están relacionados con tableros de otros materiales.

El resto de los capítulos existentes dentro de las normativas no son relevantes para el caso concreto que se busca analizar.

3. CONTEXTO Y JUSTIFICACIÓN

3.1. Tipología de tableros de puente

Se denomina tablero al conjunto de elementos de las obras de paso que aportan una superficie resistente y estable, diseñados con el fin de dar un servicio eficiente y seguro para los sistemas de transporte de bienes o personas, como los turismos o ferrocarriles, entre otros. Estos elementos pueden ser desde vehículos, peatones a ferrocarriles, etc. El tablero consiste en una superficie continua o tramificada, según la tipología del puente, construida mediante diversos materiales como puede ser hormigón armado, acero o elementos compuestos.

Según la organización de la AASHTO, un tablero es: "un componente que transfiere la carga de los vehículos al puente". Como elemento resistente transmisor de carga no se tienen en cuenta los elementos secundarios del tablero como juntas, protecciones y superficies de rodadura, aunque sí su peso. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010)

El diseño del tablero de un puente busca tener en cuenta factores como cuál será su uso, que cargas de tráfico deberá soportar, bajo qué condiciones climáticas va a trabajar y que requisitos estructurales debe cumplir.

En obras de paso de carreteras, la capa inmediatamente superior al tablero es el firme, que se ejecuta tras la capa de impermeabilización a la superficie superior del tablero. En carreteras, el firme suele ser de mezclas bituminosas, las cuales son una combinación de betún, filler, material granular e imprimaciones. En ferrocarriles, hay dos alternativas, "vía en balasto", donde la superestructura la conforman las traviesas, carriles, sujeciones y balasto, y la "vía en placa", que prescinde de balasto y traviesas, y se emplea un sistema con los carriles directamente fijados sobre la placa soporte y plataforma.

En puentes de tipo atirantado, colgante o de vigas, el tablero es un elemento que transfiere las cargas del tráfico hasta la estructura principal, sin embargo, en la mayoría de los puentes el tablero también es la estructura principal, por lo que realiza dos funciones, la ya mencionada de servir como superficie para la circulación sobre el puente, y la función resistente por la que transfiere las cargas a las pilas o estribos.

Dentro de los tableros se pueden encontrar varios tipos según la sección que presentan. A continuación, se ponen aquellos que se abordarán en el presente documento:

- ❖ Tablero con sección cajón o artesa (rango de luces óptimo: 35 a 80m)

Secciones cerradas que trabajan principalmente a torsión ya flexión por su gran inercia, y que pueden incluir diafragmas (superficies transversales al tablero), para evitar distorsiones angulares de la sección. Existen varios tipos, sección cajón simple, que apenas se emplea, y sección cajón con voladizos, la cual aprovecha mejor la resistencia de los materiales y es la más empleada.

Este último tipo puede tener las almas inclinadas, lo que reduce la distorsión sufrida llegando a ser 3 veces menor en una sección de estas características que una sección con almas verticales y evita en parte la necesidad de los mencionados diafragmas. (Manterola, pp. 284-286).

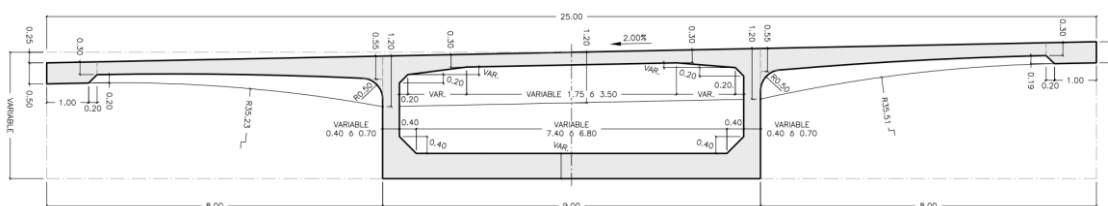


Figura 3.1 - Sección cajón del Puente del Pasaje sobre la ría del Burgo en la AC-12. Fuente: mitma.gob.es

❖ Tablero de vigas (rango de luces óptimo: 15 a 40m)

Una sección de gran simplicidad y popularidad para puentes de luz media en formato prefabricado, lo que le otorga rapidez de ejecución y calidad de construcción. Su sección permite formar el tablero mediante la cara superior de las vigas si la separación entre ellas es nula, o junto con prelosas prefabricadas si hay cierta separación entre vigas.

Si se quiere disminuir el peso propio de la viga, sin disminuir mucho la resistencia e incrementando a cambio la complejidad, se puede emplear una sección en "T" o doble "T". En este caso, el ala superior soportará la mayoría de compresión debido a la flexión positiva característica de una viga biapoyada isostática. Si tiene ala inferior (viga doble "T"), se encarga de la tracción, y si no tiene, el alma hará dicha función.

A este tipo de tablero se le suele añadir una capa de hormigón por encima con una malla electrosoldada, llamada capa de compresión y que ayuda a homogeneizar la sección en "T".

La sección rectangular y en "T" simple son secciones con poco rendimiento estructural desde el punto de vista de la relación peso-capacidad resistente y su baja resistencia a torsión, por eso, cuando la luz aumenta, se suele emplear la doble "T", que permite alojar más armadura pasiva y activa en el ala inferior y mejorar así la resistencia ante flectores positivos.

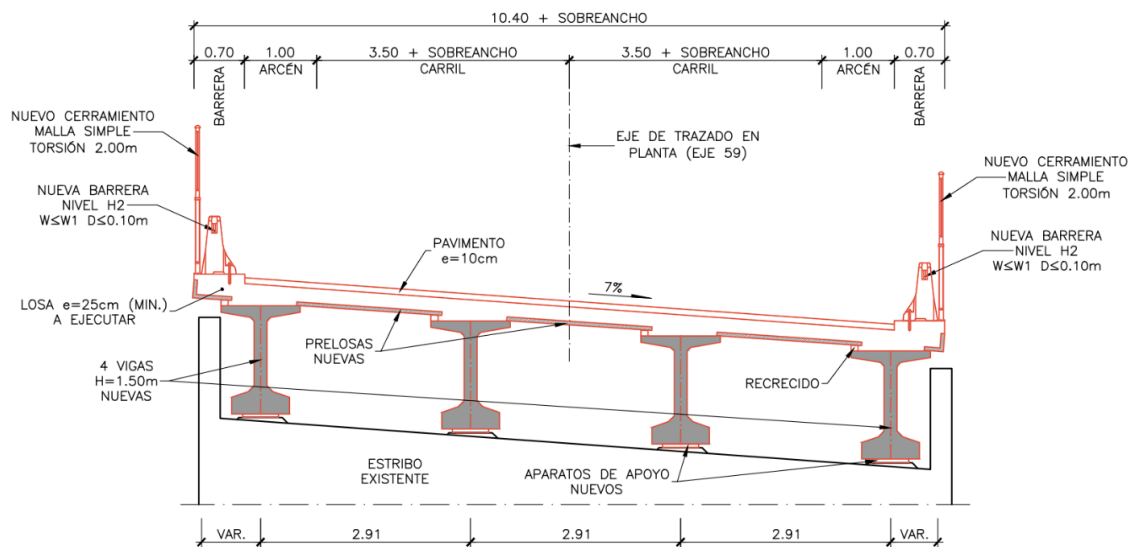


Figura 3.2 - Sección tipo del tablero con vigas doble "T" de la ampliación de la autovía B-22. Fuente: mitma.gob.es

❖ Tablero losa macizo (rango de luces óptimo: 10 a 35m)

Empleado en puentes de escasa luz. Una de sus pocas ventajas es su completa simplicidad. Por contrapartida, tiene un inconveniente importante, que es su relación peso-capacidad resistente, la cual es bastante deficiente en comparación con otros tableros.

Su uso, muchas veces está reservado a tableros sobre infraestructuras que limitan la luz a la que trabajan estos tableros. Esto sería en puentes colgantes, atirantados, etc., donde la luz entre apoyos del tablero es baja y no se necesita que el tablero aporte una gran rigidez.

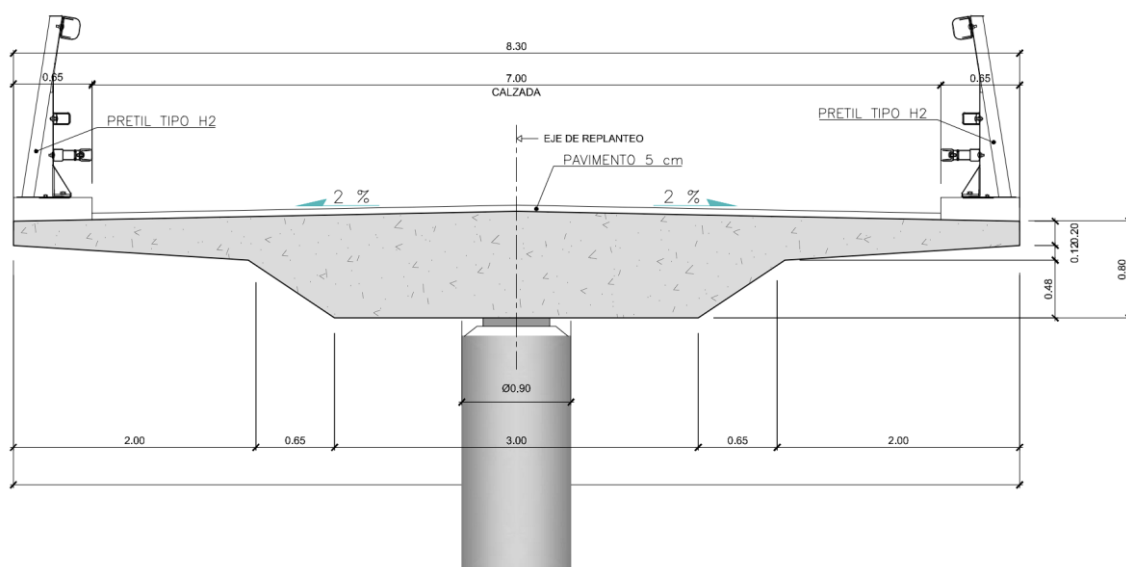


Figura 3.3 - Sección maciza del paso superior de la N-432 de Badajoz a Granada, a la altura del PK 71+170. Fuente: mitma.gob.es

❖ Tablero losa aligerado (rango de luces óptimo: 10 a 40m)

Muy parecida que la sección maciza, pero durante su ejecución se colocan vainas en el interior de la sección para reducir el volumen del hormigón en el centro de la sección, siempre respetando los espesores necesarios para el armado y protección del mismo. La forma de los huecos varía según la necesidad, al igual que los métodos de aligeramiento. Compensan el problema de la mala relación peso-capacidad resistente de las secciones macizas, ya que reducen mucho el peso sin apenas reducir la capacidad resistente.

Estos son más empleados en todos los ámbitos que los macizos, y permiten luces mayores. Esto incluye su uso como tablero en puentes tirantes, colgantes, "bowstring", etc., tal y como se mencionó para la sección maciza.

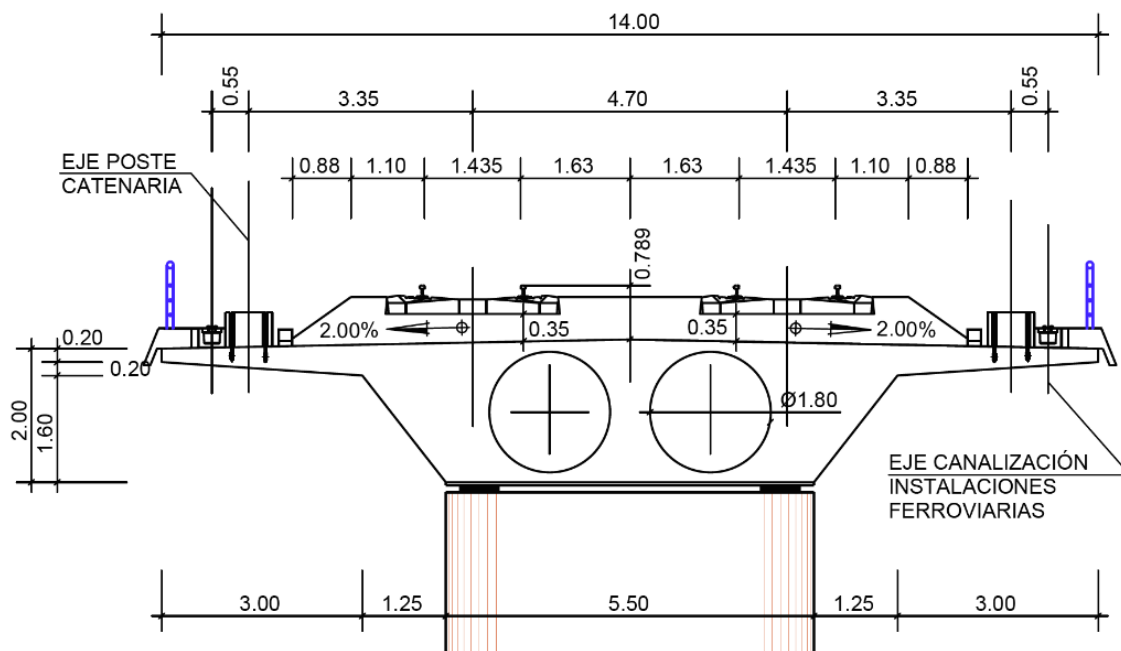


Figura 3.4 - Tablero aligerado proyectado para el AVE entre Zaragoza y Castejón, PK 303+200. Fuente: mitma.gob.es

❖ Tablero de canto variable (rango de luces óptimo: 25 a 200m)

Con la premisa de que, en un puente hiperestático de varios vanos, las partes que necesitan mayor canto de tablero son los apoyos, se crean tableros cuyo canto varía de un máximo en los apoyos a, por lo general, un mínimo en el centro luz (puentes hiperestáticos). Esto optimiza la sección empleando material solamente donde se vaya a aprovechar.

Su ejecución es más complicada que en las secciones de canto constante listadas hasta ahora, lo que supone un inconveniente importante que, en ciertas situaciones, puede llevar a descartar directamente este tipo de secciones.

Este tablero puede estar formado por las secciones descritas hasta ahora, a excepción del tablero de vigas, vigas en "T" o doble "T".

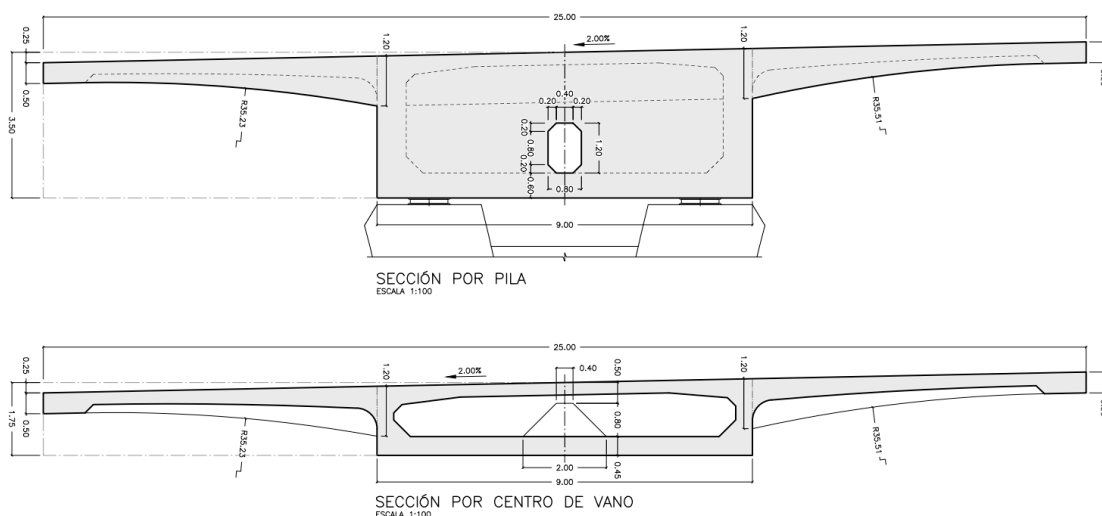


Figura 3.5 - Sección de canto variable del Puente del Pasaje, sobre la ría del Burgo, en la AC-12. Fuente: mitma.gob.es

Existen más secciones tipo, pero que ya incurren en el uso de materiales diferentes al hormigón o una mezcla de varios. Por ejemplo, puentes de celosía, que se fabrican en acero, o puentes mixtos con vigas, que tienen estructura metálica en la cara inferior del tablero (vigas), y losa de hormigón armado en la cara superior.

Estos tipos se listan a continuación:

- ❖ Tableros ortótropos de acero: con o sin vigas
- ❖ Tableros mixtos: con sección de vigas o de cajón, ambos de acero, y sobre ella, losa de hormigón
- ❖ Tableros de polímeros reforzados con fibras

3.2. Justificación

El fallo de un puente suele ser un suceso de considerable importancia, con gran repercusión económica, social y medioambiental. El tablero es uno de los elementos clave que pueden causar un fallo general de servicio o incluso colapsar, por ello, su capacidad estructural, durabilidad, funcionalidad y seguridad deben ser una de las prioridades durante el diseño.

Es por eso que el objetivo en este estudio de normativas se centra en el análisis de tableros de puente, además de para poder entrar en mayor detalle durante la comparativa.

En añadido a lo anterior, los tipos de tablero expuestos tienen una característica común: el uso de hormigón armado o pretensado en su concepción. Según los datos publicados por el *Bureau of Transportation Statistics* sobre el *National Bridge Inventory (NBI)*, el 52.06% de los puentes registrados en los Estados Unidos presentan un tablero de hormigón, ya sea armado o pretensado (Figura 3.6).

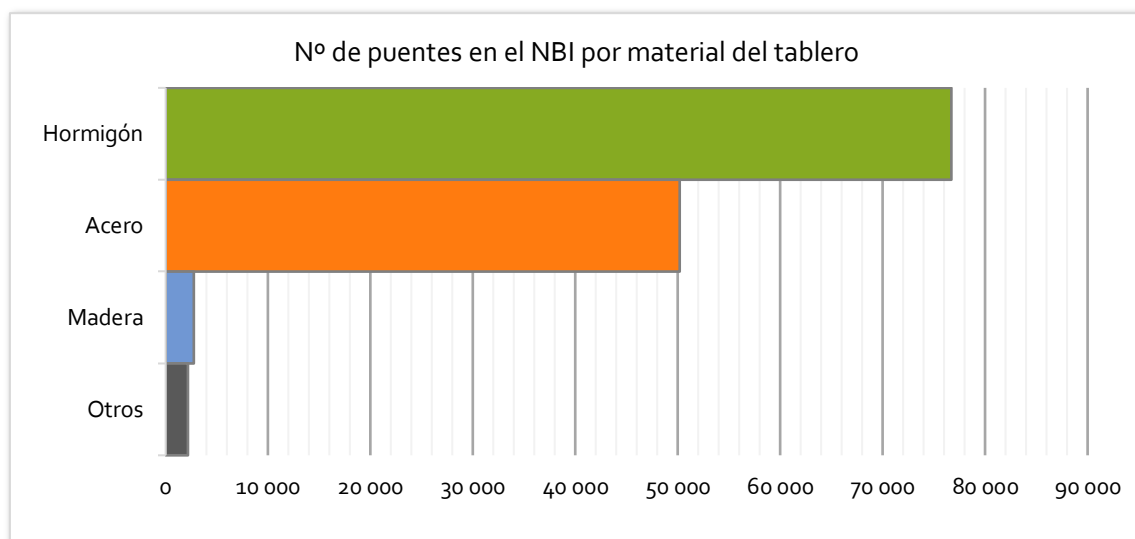


Figura 3.6 - Comparativa del número de puentes en el NBI por material del tablero

Teniendo en cuenta únicamente el elemento que transmite las cargas a elementos estructurales inferiores, lo que excluye las vigas, secciones cajón, arcos, etc., se obtiene la distribución de tipologías empleadas de la [Figura 3.7](#).

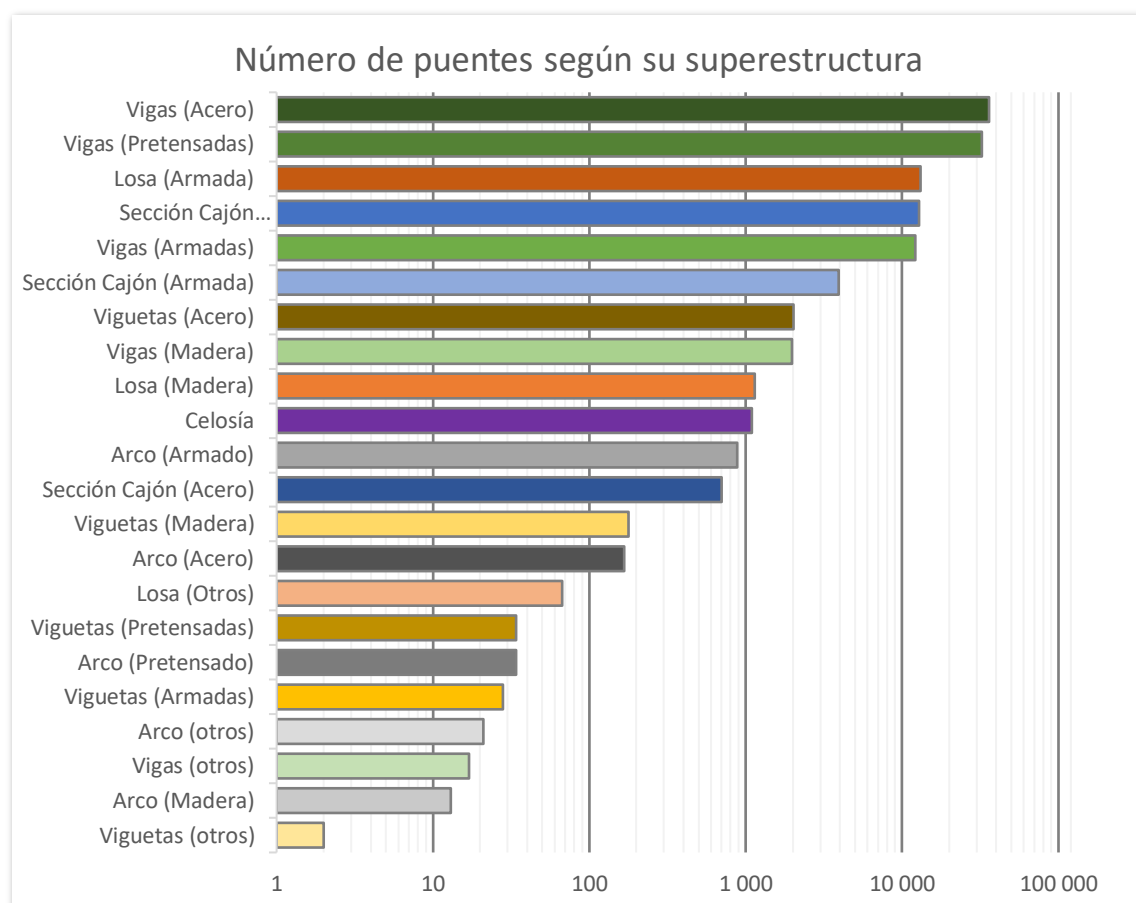


Figura 3.7 - Comparativa del número de puentes en función de la tipología de superestructura que presentan

De acuerdo con estos datos, de los 6 tipos de superestructura con mayor número de puentes según el **NBI**, 5 son de hormigón. Los tipos más empleados son puentes en base a vigas (*girder bridge*), losas (*slab*), y secciones cajón (*box girder*), de los cuales, el 65.1% son de hormigón.

No ha sido posible contar con una estadística similar para puentes en Europa, sin embargo, el *Federal Highway Administration* (FHWA), parte del *United States Department of Transportation* (U.S. DOT), publica en un artículo que 24 millones de m² de los 27.2 millones de m² del inventario estatal de puentes de Alemania (lo que supone un 88%), son de hormigón pretensado o de hormigón armado (Office of International Programs, 2005).

En base a esto, se ha decidido centrar el presente documento y la comparativa entre normativas para diseño de tableros de puente, en los tableros de hormigón armado y/o pretensados.

Si hay consideraciones específicas según la tipología del tablero en cada una de las normas, se tratarán de exponer con una comparación en detalle y tratar de discernir la razón tras ello. También se incluirán referencias a materiales distintos a hormigón si se considera necesario o útil a la comparación.

4. FILOSOFÍA DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Lo primero que cabe destacar en relación con lo articulado en el Eurocódigo para las bases de cálculo, es que el propio código reconoce la potestad del ingeniero para emplear reglas de cálculo y diseño de estructuras diferentes a las establecidas por el Eurocódigo.

Esto será posible siempre y cuando estas sean acordes a los principios enunciados por dicho documento, y que se demuestre que las reglas alternativas provean, como mínimo, de un nivel equivalente en materia de seguridad, aptitud de servicio y de durabilidad, a los obtenidos empleando el código.

Esto deja abierta una ventana a la innovación en materia de materiales, diseño y métodos constructivos, siempre que estos sean iguales o mejores que los contemplados en el Eurocódigo de forma manifiesta y respaldada por prueba fehaciente de ello.

En cuanto a la AASHTO, establece que: “Estas especificaciones no están pensadas para suplantar el correcto entrenamiento o ejercicio del buen juicio del diseñador, ya que solo establecen los requisitos mínimos necesarios para garantizar la seguridad pública”.

Dicha declaración se identifica fácilmente con lo expuesto en el Eurocódigo, buscando únicamente un consenso mínimo de lo que deben ser las estructuras en aras de una mayor seguridad para los usuarios y eficiencia en el gasto de los recursos económicos y materiales.

Ambas también concuerdan en las bases de diseño como, por ejemplo: que las estructuras deben ser diseñadas para resistir acciones excepcionales como sismos, incendios, etc.; y que las estructuras deben tener redundancia y ductilidad, esto es que en caso de fallo de un elemento la estructura pueda seguir en funcionamiento y que la estructura avise antes de fallar, respectivamente.

El Eurocódigo expone que los medios para alcanzar dichos objetivos de diseño deberían ser:

- ❖ La elección de materiales adecuados
- ❖ El cálculo y diseño de detalles constructivos adecuados
- ❖ El control del cálculo, producción y ejecución del proyecto.

Cabe destacar que en aspectos teóricos o de concepto, el Eurocódigo es más generalista que la AASHTO. Esto se debe a que, mientras la LRFD-BDS analizada solamente aplica a puentes, el Eurocódigo aplica a toda obra civil y edificación.

4.1. Requisitos mínimos

❖ AASHTO

En esencia la AASHTO se basa en unos requisitos mínimos que exigir al diseño y ejecución de puentes. La premisa es la de generar un diseño de puente que mantenga su integridad ante el evento de diseño con cierta fiabilidad, que la estructura pueda ser empleada tras dicho evento, generalmente extremo, tras una inspección; y que sea lo suficientemente estable para la circulación de los vehículos de emergencia de forma segura tras dicha inspección.

Además, son necesarios una serie de requisitos básicos al diseño:

- **Localización**

La localización del puente se debe escoger en función del obstáculo a cruzar, buscando un diseño eficiente y económicamente viable para su construcción, explotación, inspección y mantenimiento. También ha de ser seguro para el tráfico en condiciones normales y accidentales.

Debido a que uno de los principales objetivos de los puentes es salvar cauces de río, ya que no se pueden interrumpir, la AASHTO hace mucho hincapié en las inundaciones fluviales. En la misma, se comenta que la mayor parte de los desastres y/o problemas con puentes en los Estados Unidos se deben a problemas de socavamientos de la cimentación durante inundaciones, por lo que es un punto importante que verificar durante el diseño de puentes mediante este código.

Para un puente que supera un cauce, se debe buscar una zona que posibilite una reducción de la erosión del lecho. En su defecto, se plantea el uso de canales o un diseño que permita un mantenimiento sencillo para evitar la erosión.

También es necesario comprobar si hay modificaciones de la plataforma de inundación debido a la ejecución del puente, asegurándose que dicha ejecución no modifique las llanuras de inundación de forma que afecten a zonas vulnerables y a la vegetación de ribera.

En base a todo esto, este código requiere realizar un estudio de inundaciones para conocer las plataformas de inundación y los caudales de dichas inundaciones fluviales para ciertos periodos de retorno.

Las carreras de marea son también eventos hidráulicos que tiene gran relevancia para la AASHTO. Dicha importancia se debe a su interacción con los tifones y maremotos, cuya frecuencia en el continente americano es mucho mayor que en el europeo.

- **Trazado**

El trazado debe diseñarse de modo que el tráfico sobre y bajo el puente pueda circular adecuadamente. Si se puede, es positivo el tener en cuenta posibles extensiones o ensanches del puente en el futuro.

Se deben mantener los posibles obstáculos para la circulación a distancias adecuadas del trazado. Por ejemplo, para carreteras bajo puentes, alejar las pilas para evitar impactos de vehículos contra ellas. Estas distancias se detallan en el Capítulo 3 de la AASHTO RDG (Roadside Design Guide), la cual es un documento complementario a la LRFD-BDS que no se planea analizar en el presente trabajo.

Los puentes, deben también estar protegidos contra impactos de barcos y animales o debe poder soportar dichos impactos.

- **Espaciamiento marítimo y ferroviario**

Para construir puentes sobre cursos navegables de agua, ya sean fluviales o marítimos, se ha de pedir un permiso de construcción a la *US Coast Guard* u otros organismos que posean jurisdicción sobre la masa de agua, estableciendo en equipo con dicho organismo los gálibos verticales y horizontales.

Parecido se ha de realizar para pasos sobre autopistas/carreteras y ferrocarriles con los pertinentes organismos. Se pueden obtener los resguardos horizontales de la subestructura para carreteras en el propio LRFD-BDS, y los verticales consultando el documento de la AASHTO denominado *A policy on Geometric Design of Highways and Streets*. Para ferrocarriles, habría que contactar con AREMA, AAR y AASHTO para conocer estos valores.

- **Medioambiente**

Se deben cumplir con los requisitos de los Estados y de los organismos competentes en Medioambiente para la zona por la que vaya a discurrir el puente. Es importante también tener en cuenta el impacto en las comunidades locales, emplazamientos históricos, etc. Además, aunque no sea exigido por ningún organismo, se debe ser sensible con el medioambiente, ecología y estética del emplazamiento de la estructura.

- **Cimentación del puente**

El artículo 2.4.1 establece que es necesario realizar un estudio geotécnico del terreno bajo el puente de acuerdo con el Artículo 10.4. También se establece que se deberá hacer un levantamiento topográfico de la zona en la que se construirá el puente.

En añadido, exige que se estudie el socavamiento de las cimentaciones, ya que, como ya se ha comentado, es una de las principales causas de fallos de puente en los Estados Unidos. La estabilidad de estribos del puente en áreas de flujo turbulento también deberá ser investigado en profundidad.

Para terraplenes expuestos a la acción del agua se deberán ejecutar las medidas de protección oportunas frente a socavamiento

- **Transitabilidad**

El tablero del puente se debe diseñar para permitir una circulación cómoda. Para ello, se recomienda que el diseño contenga una losa de transición sobre el estribo. Con el mismo objetivo, establece que las juntas se deberían mantener en un mínimo necesario.

- **Constructibilidad**

Considerar las fases de ejecución durante el diseño para que el puente soporte adecuadamente todos los procesos por los que va a pasar. Además, debe facilitar en lo posible la ejecución, para que el exceso de dificultad no conlleve a errores de ejecución.

- **Economía**

Es importante durante el diseño, el tener en cuenta la disponibilidad de los materiales para no incurrir en gastos de transporte innecesarios. También se debe escoger el tipo de estructura, las dimensiones y los materiales del mismo de acuerdo al presupuesto estimado. En caso de no haber una elección obvia, se puede pedir a los contratistas que aporten alternativas.

- **Estética**

Se debe tener en cuenta el aspecto del puente en el diseño para complementar adecuadamente su entorno y presentar una apariencia atractiva pero resistente. Para obtener estos resultados, se recomienda evitar elementos no estructurales embellecedores, y buscar esta estética mediante la forma y relación entre los componentes del puente.

- **Drenajes**

Se logrará con un peralte transversal de la carretera o aceras sobre el puente. En caso de puentes muy anchos, de más de 3 carriles por sentido, puede ser necesario emplear firmes drenantes especiales o diseños de drenaje diferentes para evitar el hidroplaneo.

El agua de escorrentía en sentido longitudinal del trazado no deberá permear a la traza del puente, poniendo para evitarlo, drenajes en los extremos del puente de suficiente capacidad.

Si no se puede expulsar el agua al cauce justo bajo el puente, se habrá de incluir un sistema de drenaje longitudinal para expulsar el agua en los extremos del puente o llevar el agua a un sistema de tratamiento adecuado lejos del mismo.

Para el dimensionamiento del drenaje se emplea, por lo menos, la tormenta de diseño de las vías adyacentes al puente. Cuando haya cavidades con probabilidad de que se quede agua estancada en ellos, se deberá disponer de drenaje en su punto más bajo.

❖ EUROCÓDIGO

El Eurocódigo, por otro lado, es mucho más escueto y/o generalista en cuanto a lo que requiere de un diseño para dar este por válido, aunque dichos requisitos pueden inferirse a partir del contenido teórico del mismo.

De forma fundamental, y en base al contenido del Eurocódigo, se exigen 4 criterios mínimos para estar acorde a la misma:

- **Resistencia y estabilidad adecuadas:**

Se busca que la estructura esté dotada de suficientes medidas de diseño para que no colapse ni sufra daños intolerables bajo las acciones que se prevé que soporte durante su uso.

Haciendo referencia a Capítulo 5 del presente documento, lo que establece el Eurocódigo es que se han de cumplir los Estados Límite Últimos, donde se analizarán situaciones como el colapso, la pérdida de estabilidad, la rotura por fatiga, etc., para lo cual se han de calcular correctamente las acciones que actuaran sobre la estructura y las resistencias de la misma.

- **Funcionamiento adecuado al uso previsto:**

El objetivo acorde a este punto es que la estructura no se deforme, se fisure o mueva en exceso, de modo que se pueda utilizar con normalidad, evitando así cortes de uso de la estructura, lo que repercute en la explotación de la estructura.

En otras palabras, se han de cumplir los Estados Límite de Servicio, tanto los reversibles como los irreversibles.

- **Durabilidad suficiente:**

Que la estructura no sufra deterioro prematuro por el cual ya no cumpla con los anteriores 2 puntos antes de alcanzar su vida útil prevista.

Esto enfatiza la necesidad de tomar decisiones de diseño que ayuden a preservar la estructura ante agentes climáticos, desgaste por uso, etc., lo cual se puede conseguir eligiendo correctamente los recubrimientos, los materiales y detalles constructivos adecuados, etc. Todo esto, combinado con un plan de mantenimiento adaptado y adecuado, permitirá alcanzar la vida útil de la estructura y cumplir con la exigencia de durabilidad.

Es un punto que se tratara en más detalle en un apartado futuro.

- **Seguridad del usuario:**

Se contempla como requisito que la resistencia de la estructura bajo condiciones de incendio durante el tiempo requerido en el EN1991-1-1 sea suficiente y que se deberá diseñar para que no reciba un daño significativo de explosiones, impactos y errores humanos que impliquen el prematuro colapso de la estructura.

Además, se ha de limitar el daño potencial o directamente evitarlo mediante: la eliminación de los riesgos que conllevan al daño, seleccionar una forma estructural que se vea solamente afectada por el daño ligeramente, buscando la redundancia estructural, evitando estructuras que no avisen antes del fallo por acumulación de daño o, por último, diseñar el puente de forma que los elementos se repartan las acciones o daño de forma solidaria.

4.2. Principios del diseño por estados límite

Comenzando por el Eurocódigo, se define como Estado Límite aquellos que, más allá de los mismos, la estructura deja de satisfacer los criterios de proyecto para los que fue diseñada. Por lo tanto, deja de cumplir con su función en mayor o menor medida.

Citando directamente las líneas de la AASHTO:

El Estado Límite es una condición a partir de la cual el puente o componente deja de satisfacer los requisitos para los que fue diseñado.

De acuerdo a esto, la definición es la misma, por lo que en esencia se basan en lo mismo para comprobar las estructuras que cubren.

Las diferencias comienzan cuando se ve como subdividen los estados límite cada uno de los códigos. Mientras que la AASHTO establece 4 tipos de Estado Límite en sus líneas, el Eurocódigo solamente establece 2.

Esto se debe a que los Estados Límite de la AASHTO son mucho más concreto por la característica de que es un código aplicado solamente a un tipo de estructura, por lo que las situaciones reales de uso están mucho más definidas y se pueden abordar directamente.

Por el contrario, el Eurocódigo, al tener que adaptarse a muchos tipos de estructuras, parte de una definición más generalista de sus Estados límite para abarcar más.

A la hora del cálculo, la diferencia práctica es despreciable, ya que cada estado límite que presentan ambas normas se subdivide en varias comprobaciones que en su mayoría son equivalentes entre códigos. Aquellos aspectos que no sean equivalentes y de verdad diferencien a cada norma se comentarán más adelante.

4.3. Fiabilidad y calibración probabilística

En base a la importancia de la estructura, el Eurocódigo plantea una serie de requisitos. La importancia se obtiene mediante unos criterios que se basan en las consecuencias debido al fallo de la estructura. Analizando las consecuencias que tendría el fallo, se puede clasificar con una de las 3 clases de fiabilidad al puente. Dicha clase viene con una serie de requisitos a exigir.

Basándonos en el EN1992, todo puente diseñado con dicho Eurocódigo es, como mínimo, un RC2, el cual supone una consecuencia moderada de pérdida de vidas humanas, consecuencias moderadas económicas, sociales y medioambientales.

Esta clase de fiabilidad tiene asociado un Índice de fiabilidad mínimo que debe cumplir, lo cual es uno de los mentados requisitos.

Según la AASHTO, la fiabilidad consiste en el grado de garantía que presenta el puente de no colapsar ante el evento de diseño. Además, es el principio en el que se basa el *Load and Resistance Factor Design* que yace en el núcleo de las bases de cálculo de la AASHTO.

Más concretamente, el concepto de modificar las cargas generadas sobre el puente por las acciones actuantes sobre él, al igual que modificar la resistencia de los elementos que lo conforman. Con esto, la AASHTO busca incrementar el índice de fiabilidad de la estructura.

Con el objeto de una mayor claridad, se define el Índice de Fiabilidad como un artificio estadístico cuya función es cuantificar en un número simple la consistencia de una estadística. En otras palabras, realiza una función similar a la desviación estándar.

En el caso concreto aquí comentado, se traduce en como de consistente es la estadística de fallo de un puente, lo que a su vez se traduce en la probabilidad de fallo de la estructura a lo largo de su vida útil.

Según la AASHTO, un Índice de fiabilidad de 3.5 se traduce en una consistencia de ocurrencia del 99.977% a lo largo de la vida útil del puente. Lo que básicamente significa que la estructura tiene una probabilidad de fallar del 0.02% en toda la vida útil si se consigue ese Índice de fiabilidad.

En base a esto, la AASHTO introduce un modificador de carga que, según sus estudios, de ser mayor que la unidad, aumenta dicho índice notablemente. El ejemplo expuesto es que, para un valor de este modificador de 1.1, el índice crece de 3.5 a 4, lo que se traduce en una disminución de la probabilidad de fallo de la estructura desde 0.02% a un 0.003%.

Por ello, ha sido introducido en la ecuación fundamental del Estado Límite empleada por este código. Esto se ha realizado factorizando la ductilidad, redundancia y operatividad de la estructura en unos modificadores ligeramente mayores o menores que la unidad según las características que vaya a tener el puente a diseñar.

El ajuste de los factores de carga y de resistencia de la AASHTO se obtuvieron en los primeros años de la norma mediante simulaciones de Monte Carlo, las cuales se verificaban contra la extensa base de datos sobre puentes de la que disponían los *Department of Transportation* (DOT) de los 50 estados de los Estados Unidos.

En resumen, este origen convierte a la AASHTO en una norma con un enfoque semi-empírico, donde la fiabilidad de las estructuras se obtiene en base a una calibración empírica de los factores de carga y resistencia, que son parámetros probabilísticos.

El Estado Límite de la AASHTO "*Strength I*" se ha calibrado para obtener un $\beta = 3.5$ para un puente con una vida útil de 75 años.

Siguiendo con el Eurocódigo, la clase de fiabilidad RC2 que el EN1992 otorga, implica que todos los puentes diseñados con ese código tienen como mínimo un $\beta = 3.8$ a 50 años. Si la estructura tiene mayor importancia que RC2, por lo que exige una mayor fiabilidad, β se debe aumentar mediante el uso de unos factores modificadores sobre los coeficientes parciales de seguridad.

Los coeficientes de simultaneidad de las acciones variables del Eurocódigo se obtienen de acuerdo con estos modelos probabilistas, lo cual ayuda a obtener la clase de fiabilidad adecuada.

En añadido, con el aumento de la clase de fiabilidad también aumenta el nivel de control requerido por el Eurocódigo sobre la calidad del proyecto y de la ejecución. En esencia, el concepto de fiabilidad de la estructura es lo que da origen a los coeficientes parciales en ambas normas y de los factores de combinación para el Eurocódigo.

En resumen, la fiabilidad en estructuras se representa con la variable β . Esta variable se asocia a un número de años y de probabilidad de fallo. Cuanto más alto el número para una misma cantidad de años vista, menor riesgo de fallo de la estructura.

La AASHTO marca como objetivo de su contenido, alcanzar $\beta = 3.5$ a 75 años, que implica una probabilidad de fallo de 0.02% según la propia norma. El Eurocódigo declara que alcanza $\beta = 3.8$ a 50 años.

Para llevar el valor del Eurocódigo a 75 años, ha de estimarse el fallo a ese tiempo. De acuerdo a Melchers and Beck (Melchers & Beck, 2018), la probabilidad de fallo a un año "t", se puede estimar con la ecuación 4.1 para valores muy pequeños de "p".

$$P_f(t) = 1 - e^{-t \cdot p} \approx t \cdot p \quad 4.1$$

Luego, mediante el cálculo de la función de distribución normal estandarizada de probabilidad, se obtiene un valor $\beta = 3.702$ correspondiente a una probabilidad de fallo de 0.0026% que es el resultado de aplicar la ecuación 4.1. Esto implica que la AASHTO es menos exigente que el Eurocódigo si el foco se pone únicamente en el valor β .

En teoría, el mayor conservadurismo del Eurocódigo respecto a la AASHTO (mayor β), se debe a su enfoque más generalista y probabilístico, frente al basado en datos empíricos de la norma norteamericana. En otras palabras, como los Eurocódigos deben adaptarse a mayor cantidad de escenarios que solo a puentes, y la cantidad de variables aumenta; esto disminuye el grado de certeza con la que se puede aseverar una misma cantidad de probabilidad fallo.

4.4. Consideración de la durabilidad como requisito estructural

La durabilidad en estructuras es una característica por la cual se valora su velocidad de deterioro. Por ello, se dice que una estructura es duradera cuando se emplean en su construcción materiales adecuados, se diseña acorde a las solicitaciones y recibe un mantenimiento adecuado en tiempo y forma, lo que la hace llegar, como mínimo, a su vida útil al evitar un rápido deterioro de la misma.

Por lo tanto, el primer punto a la hora de hablar de la durabilidad de una estructura es el diseñar para su vida útil mínima o requerida. En otras palabras, cuantos años debe soportar la carga de diseño el puente con el mantenimiento indicado para el en proyecto.

Ciertas situaciones imprevistas, negligencias de ejecución o ausencia de mantenimiento periódico desembocan en la necesidad de realizar tareas de rehabilitación o incluso demolición y reconstrucción. Para evitar esto, se propone una vida útil de la estructura.

Diseñando para que el puente dure una cantidad determinada de años se busca el evitar tener que rehabilitar o reconstruirlo en un periodo corto tras su inauguración. Ahora bien, la exigencia de vida útil no es determinante cuando no se respetan los mínimos de calidad de ejecución material o los plazos y calidad del mantenimiento.

La AASHTO considera que todos los puentes diseñados con la misma deben apuntar a una vida útil de 75 años. El Eurocódigo requiere una vida útil de 100 años de vida, lo que son 25 más que la AASHTO, y siendo por tanto más restrictiva la primera.

Para obtener estas vidas útiles sin afectar a la fiabilidad de la estructura, ambos códigos calibran sus coeficientes parciales empleados en la combinación de acciones actuantes sobre la estructura, de modo que está fiabilidad aumente o, por lo menos, no disminuya.

Ambos códigos proponen una serie de medidas que el diseñador puede o debe tener en cuenta para mejorar la durabilidad de la estructura.

El Eurocódigo expone en el punto 2.4 del EN1990 que, garantizar la durabilidad consiste en buscar que la estructura no se deteriore hasta el punto de no poder desempeñar su función en algún punto de su vida útil, siempre que las condiciones de mantenimiento sean normales y para el ambiente en la localización sea el previsto.

Para conseguirlo, pone el foco en:

- ❖ Interacción suelo-estructura
- ❖ Realizar un cálculo adecuado
- ❖ El uso que se le da a la estructura
- ❖ Identificar correctamente el tipo de ambiente
- ❖ Usar materiales adecuados al ambiente
- ❖ Escoger la tipología correcta de puente para la localización
- ❖ Emplear formas adecuadas de la estructura
- ❖ Realizar una ejecución de calidad
- ❖ Realizar el mantenimiento adecuadamente

También expone que la protección del acero de refuerzo ya sea del hormigón armado o pretensado, pasa por la calidad y espesor del hormigón que lo recubre, así como la ausencia de grietas que lleguen a afectar a dichos aceros.

Debido a esto, se relaciona el recubrimiento mínimo de hormigón que se le debe dar al acero con la clase de exposición a la que está sujeto el puente. Por ello, establece una serie de exposiciones a partir de las cuales, en parte, se establecerá el recubrimiento mínimo de hormigón respecto a las armaduras

Tabla 4.1 - Clases de exposición en hormigón según EN1992-1-1

Designación de la clase	Descripción del entorno
1. Sin riesgo de ataque por corrosión	
X0	Hormigón sin armadura: Cualquier exposición salvo hielo, abrasión o ataque químico. Hormigón con armadura: ambiente muy seco.
2. Corrosión inducida por carbonatación	
XC1	Seco o permanentemente húmedo
XC2	Húmedo, raramente seco
XC3	Humedad moderada
XC4	Sequedad y humedad cíclicas
3. Corrosión inducida por cloruros	
XD1	Humedad moderada
XD2	Húmedo, raramente seco
XD3	Sequedad y humedad cíclicas
4. Corrosión inducida por cloruros de agua marina	
XS1	Exposición al aire saturado de sal, pero no en contacto directo con el agua del mar
XS2	Permanentemente sumergida
XS3	Zonas de mareas, salpicaduras y aspersiones
5. Ataque hielo/deshielo	
XF1	Moderada saturación de agua, sin productos de deshielo
XF2	Moderada saturación de agua, con productos de deshielo
XF3	Alta saturación de agua, sin los productos de deshielo
XF4	Alta saturación de agua con productos de deshielo o agua de mar
6. Ataque químico	
XA1	Agresión química débil
XA2	Agresividad química moderada
XA3	Agresividad química alta

En caso de que sea un acero de refuerzo expuesto al aire y otros agentes, propone que se emplee acero anticorrosivo o recubrirlo de algún otro material protector como pintura.

Si la estructura planteada es especial, como un monumento de algún tipo, se deberían tomar medidas extra.

La AASHTO es menos general a la hora de proponer puntos a tener en cuenta para garantizar o mejorar la durabilidad.

Empezando por los materiales, expone que estos deben ser de calidad y ejecutados de forma adecuada. Concretamente, indica que los elementos de acero deben poder autoprotgerse del deterioro (inoxidables), o que se deben recubrir o proteger catódicamente durante toda su vida útil.

Para las armaduras de refuerzo que vayan a estar en contacto con el aire o sales disueltas, se deben recubrir de epoxi, hormigón, pintura, estar protegidas catódicamente o estar galvanizadas.

Los accesorios metálicos empleados en madera serán adecuados y compatibles con esta, no siendo sensibles a agentes biológicos o la humedad, o bien estar preparados para afrontarlos. La propia madera deberá estar protegida mediante preservativos de la misma como barnices, tintes protectores u otros.

En cuanto a elementos de aluminio deberán estar aislados eléctricamente del acero y hormigón para evitar corrosión galvánica entre los elementos. Respecto a los plásticos, se evitará el deterioro debido a la acción de los rayos UV o el propio calor del Sol mediante las protecciones oportunas

Como medidas prácticas no relacionadas directamente a los materiales propone el tallar pequeños surcos en la cara inferior del borde de los tableros para evitar que el agua escurra por las superficies atacando el hormigón y generando manchas de humedad y verdín.

Cerca de las juntas selladas del tablero, se recomienda que las superficies de pilas y estribos tengan una pendiente mínima del 5% hacia fuera del mismo, evitando el estancamiento del agua. Se recomienda lo mismo para juntas abiertas, pero aumentando la magnitud de la pendiente al 15%.

Se deberá usar hormigón especial designado como "AE", el cual tiene una gran porosidad, para climas en los que exista una alta probabilidad de procesos de hielo-deshielo, superando los 20 ciclos anuales. Se debe emplear con cuidado, ya que la alta porosidad tiene un alto impacto en la resistencia del hormigón.

Se deberá rellenar de mortero especial las vainas de tendones de postesado, de modo que se proteja el acero activo de agentes climáticos.

Las decisiones relativas a medidas de aumento de durabilidad deberán realizarse en base a un análisis de coste-vida útil. Por ejemplo, coste inicial de implementar el uso de materiales con durabilidad aumentada versus los beneficios a largo plazo de las medidas.

La AASHTO expone una tabla con los principales casos de problemas de durabilidad en puentes, que los causan, cuanto tardan en aparecer y las medidas preventivas o correctoras que se pueden emplear. Un par de ejemplos serían:

- ❖ Desgaste mecánico de las capas de rodadura → Se produce por abrasión y pulido de la superficie debido al contacto de los neumáticos, agua permeando y circulando, o mal curado tras su colocación → Su tiempo de aparición varía → Se puede prevenir permitiendo un correcto curado y mediante el sellado de fuentes de agua.
- ❖ Reacción de carbonato alcalino → generación de microgrietas en toda la losa acompañadas de tensiones localizadas que producen desconchamiento → Reacción expansiva entre los componentes alcalinos del cemento y los carbonatos en algunos áridos con contenido arcilloso → Aparecen tras 5 a 15 años → Se puede prevenir evitando el uso de áridos con arcillas.

Los apoyos del puente en estas y otras situaciones deberán estar debidamente protegidos del ataque de la sal y la suciedad. Una correcta transición entre el asfalto y la junta es recomendable para evitar que el agua se infiltre.

Como medidas externas, la AASHTO propone:

Hacer visitable las estructuras, ya que facilita el mantenimiento y, por tanto, mejora la durabilidad. Esto se puede conseguir instalando escaleras, habilitando zonas de paso, luces, creando huecos tapados, etc.

Cuando se proyecta una sección cajón, celular o multicelular de suficiente canto, se recomienda hacerlos visitables con pasos de hombre.

Asimismo, es recomendable que las partes diseñadas para su movimiento, dilatación o que tengan flexibilidad se puedan visitar. Esto es especialmente recomendable para apoyos, juntas, etc.

Una estructura especialmente difícil de mantener debe evitar diseñarse y ejecutarse en un primer lugar. Si es un hecho inevitable, se deben buscar formas para facilitar: el reemplazo de partes de la estructura, el aumento de la resistencia estructura y, por último, el proveer al puente de las capas protectoras que se consideren necesarias.

Las zonas de apoyos y juntas se deben diseñar para facilitar el uso de gatos para la sustitución de los elementos de apoyo, además de la limpieza y reparación.

Los huecos en la estructura que favorecen que animales o personas los habiten deben ser evitados, asegurados o tapados para que este suceso no tenga lugar.



Figura 4.1 - Ejemplo de uso de huecos en puentes como espacio habitable. Fuente: www.univision.com

Como se puede comprobar de la información citada en este apartado, la AASHTO propone una serie de prácticas más tangibles en comparación a lo propuesto por el Eurocódigo. Aunque muchas de ellas puedan parecer obvias para los ingenieros con más experiencia de diseño y/o ejecución de puentes, mentarlas es importante para aquellos que no han adquirido esa experiencia, no poseen la formación necesaria o que simplemente no habían llegado a esas soluciones anteriormente por sí mismos.

5. CLASIFICACIÓN DE ESTADOS LÍMITE

La primera característica de la norma europea es que hay dos tipos de Estados Límite. Los Estados Límite Últimos (de ahora en adelante denominados ULS, del inglés *Ultimate Limit States*), que son aquellas que están asociados al colapso u otras formas similares de fallo estructural; y los Estados Límite de Servicio (de ahora en adelante denominado SLS, del inglés *Service Limit States*), que corresponden a condiciones más allá de las cuales no se cumplen los requisitos de aptitud de servicio de una estructura o elemento estructural. (Artículo 1.5 de la EN1990).

Por su parte, la AASHTO, contempla ligeras diferencias en los principios del uso de los Estados Límite. En este código se establecen cuatro tipos básicos de Estados Límite. Los *Strength Limit States*, que son aquellos que están asociados al colapso u otras formas similares de fallo estructural, los *Service Limit States*, que corresponden a condiciones más allá de las cuales no se cumplen los requisitos de aptitud de servicio de una estructura o elemento estructural, el *Fatigue and Fracture Limit State*, el cual busca limitar la abertura máxima de grieta debido a variaciones cíclicas de cargas que conlleven a fractura de la estructura durante la vida útil y, por último, los *Extreme Event Limit States*, que deben asegurar que la estructura no colapse y mantenga cierto estado de servicio cuando un evento extraordinario actúe sobre la estructura, como por ejemplo, terremotos, inundaciones, colisiones, etc.

A continuación, se expondrán en mayor detalle las comprobaciones a realizar dentro de todos estos Estados Límite. Como un adelanto a la clasificación, se puede establecer de forma generalista que no todos los Estados Límite son igual de importantes. Esto se debe a que algunos de ellos son opcionales o aplicables únicamente a tipologías de puente concretas o a situaciones particulares. Esta opcionalidad es lo que induce a pensar que esos Estados Límite no son tan críticos.

Al final del capítulo se detalla una tabla resumen de los Estados Límite considerados para ambas normas bajo el título Tabla 4.1.

5.1. Estados límite últimos (ULS / *Strength Limit States*)

Este Estado Límite busca la seguridad de las personas y la integridad de la propia estructura.

Se consideran como tal los Estados de la estructura previos al colapso estructural. Se deben verificar, si aplica, como Estados Límite: el fallo de los materiales, la pérdida de equilibrio de la estructura y el fallo por fatiga.

Acorde con lo expresado anteriormente y a lo expresado en los documentos de referencia, es lógico establecer una correlación entre el Estado Límite Último (ULS) del Eurocódigo y el *Strength Limit State* de la AASHTO, ya que en esencia contemplan las mismas comprobaciones. Estas son:

- ❖ AASHTO: Resistencia a flexión y axil, resistencia a cortante, resistencia a momento torsor y estabilidad global de la estructura. También existe la resistencia a pandeo, que se emplea en pilas/columnas.
- ❖ EN: pérdida de equilibrio (EQU), fallo por falta de resistencia de los materiales (STR), fallo del terreno (GEO), fallo por fatiga (FAT), pérdida de equilibrio debido a acciones verticales (UPL), y fallos hidráulicos y de erosión (HYD).

En base a esta clasificación, se pueden apreciar varias diferencias. La primera es que el Eurocódigo agrupa como ULS el fallo frente a fatiga, mientras que la AASHTO le otorga su propio Estado Límite, lo que refleja que le asigna una mayor importancia de forma implícita que el Eurocódigo.

Otra diferencia es la ausencia de una categoría específica para el fallo geotécnico en el *Strength Limit State* de la AASHTO. Esto se debe a su inclusión parcial dentro de la estabilidad global de la estructura. Dicho fallo, según el punto 3.4.1 de la AASHTO, se debe comprobar bajo el *Strength Limit State* y el *Extreme Event Limit State*, por lo que pertenece a 2 estados límite diferentes.

El Eurocódigo menciona UPL y HYD como comprobación de ULS, pero la AASHTO solo los tiene en cuenta como una acción, no un estado límite de la estructura.

Por último, el ULS GEO no se comprueba en la AASHTO como parte de la estructura general, sino en un capítulo específico sobre cimentaciones y subestructura.

5.2. Estados límite de servicio (SLS / Service Limit States)

Serán denominados como tales los Estados límite que se refieran al funcionamiento de la estructura bajo un uso normal, el confort de las personas o la apariencia física de la construcción.

El Eurocódigo marca la importancia de distinguir entre Estados Límite de Servicio reversibles e irreversibles.

La verificación del SLS debería basarse en 3 grandes grupos, como son las deformaciones, las vibraciones y los daños de la estructura.

Las interpretaciones de ambos tipos de Estados Límite serán detalladas más adelante en su correspondiente capítulo.

Para el SLS, ambas normativas coinciden en cuanto a las comprobaciones a realizar. Esto se debe a que son estados límite muy marcados por el confort/percepción de los usuarios, y en la mayoría de los casos siempre se fijan en las mismas características de los puentes cuando estos no están bien diseñados o sobrepasan sus límites operativos.

Las subcategorías correspondientes a estos estados límite son:

- ❖ Estado Límite de Servicio de Tensiones
Comprobaciones relativas a durabilidad por grietas longitudinales por compresión, fluencia por cargas permanentes excesivas y a durabilidad por grietas transversales por tracciones.
- ❖ Estado Límite de Servicio por Fisuración
La AASHTO establece limitación de espaciamiento de armaduras pasivas y mínimo de armadura perimetral.
El Eurocódigo, por su parte, establece una cuantía mínima de acero longitudinal y limita las dimensiones de grieta.
- ❖ Estado Límite de Servicio de Deformaciones
El Eurocódigo pide que se comprueben las flechas de la estructura en varias secciones, pero deja a criterio del diseñador la definición de los límites.
La AASHTO lo considera una comprobación opcional siempre que no se trate de un puente con tablero de chapa de acero ortótropa, cajones de 3 lados prefabricados y tableros ligeros de metal o hormigón (pasarelas y similares).
- ❖ Estado Límite de Servicio por Vibraciones
Ambos códigos establecen esta comprobación como opcional salvo que existan posibilidades de que la frecuencia de vibración debido a acciones de tráfico, viento, etc. se acerquen a la frecuencia natural de vibración de la estructura. Y en cuyo caso, los límites de comprobación se asignan acordándolos con el promotor del puente.

Las mayores diferencias vendrían dadas por las combinaciones y los parámetros límite para las comprobaciones, los cuales se detallan en el [capítulo 8](#) y en el [capítulo 9](#) respectivamente.

5.3. Otros Estados Límite (AASHTO)

5.3.1. ESTADO LÍMITE DE FATIGA

Según la AASHTO, la fatiga no se comprueba para losas de hormigón en casos de tableros de múltiples vigas o en cajones de obras de drenaje. Sin embargo, sí que establece la necesidad de comprobar este estado límite en ciertos casos como: si la tracción debido a la carga de tráfico de diseño a fatiga es mayor a la compresión debido a cargas permanentes incluido pretensado, y si la tensión debido a ciertas cargas es mayor al límite especificado en la Tabla 11.7.

El Eurocódigo requiere de una comprobación a fatiga en caso de estar ante una obra de paso de carretera cuyo tráfico de vehículos pesados sea considerablemente intenso. Pero luego establece una serie de excepciones:

- ❖ Para los refuerzos de acero pasivo, se añade la condición de que la tensión en dicho refuerzo, el cual sufre una situación frecuente de explotación, debe ser menor a 70 MPa.
- ❖ No sería necesario la comprobación frente a fatiga si en las fibras extremas de la sección solo hay compresión bajo ciertas cargas que se detallarán más adelante.
- ❖ Tampoco sería necesario estudiar la fatiga si hay armaduras activas exteriores o armaduras activas no adherentes situadas dentro del canto de la sección de hormigón.

En casos diferentes a los listados, pero que haya tráfico intenso de vehículos pesados o de transporte ferroviario, la fatiga ha de comprobarse.

5.3.2. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO

Es una categoría especial de la AASHTO. A pesar de ello, el Eurocódigo también tiene en cuenta la mayoría de las consideraciones incluidas en el, pero sus comprobaciones se incluyen bien en ULS o SLS.

Se basa en la ocurrencia de eventos extraordinarios desde un punto de vista estadístico, así como accidentales o naturales desde un punto de vista del tipo de suceso. Su objetivo es la salvaguarda de las vidas humanas.

Cabe destacar que la mayoría de ellos aplican principalmente a la subestructura del puente solo. Esto no implica que, por ejemplo, un barco no pueda impactar contra el tablero del puente, ya que sí puede suceder, tal y como se pudo observar durante el accidente ocurrido

en Brooklyn el pasado 17 de mayo del 2025 (Maturana, 2025). Sin embargo, en la mayoría de los casos el riesgo es mayor en la subestructura, tal y como sucedió en el accidente ocurrido en Baltimore el 26 de marzo de 2024 (Euronews, 2024).

Este Estado Límite comprueba que la estructura resista a:

❖ Sismo

Basado en la actividad sísmica de la ubicación de la estructura, así como las características del terreno.

Se aplica a tableros de puente que estén fijos a sus pilas o estribos, de modo que las acciones en el terreno pasen a la pila y de esta al tablero.

El principio de aplicación es el mismo para el Eurocódigo en su Estado Límite Último.

❖ Impacto de navíos

Estudio de la colisión accidental o no accidental de navíos contra sub o superestructura en base a la fuerza que genera dicha colisión. Aplicable para puentes localizados en aguas con 0.6 metros de profundidad o más según la AASHTO.

En base al Eurocódigo, que clasifica esta situación de proyecto como ULS, no se especifican límite inferiores o superiores para ningún parámetro, solo establece el valor de la acción cuando esta sea posible y relevante.

❖ Impacto de vehículos

Según la AASHTO, este estado límite se centra únicamente en el impacto de vehículos en las pilas de los puentes cuando se circule en una calzada por debajo del nivel de la superficie de rodadura del puente. En ciertos casos, se detalla que no es necesario comprobar el pilar frente a este tipo de esfuerzos. El impacto de vehículos contra barreras de contención se incluye en el Estado Límite de Resistencia.

El Eurocódigo lo clasifica como parte del ULS. Además, tiene más consideraciones respecto a colisiones que afectan al tablero además de las hechas por la AASHTO para las pilas. Empezando por el impacto de vehículos contra los pretiles, siguiendo con colisión contra el bordillo de la acera en puentes con carril peatonal y terminando con el impacto de vehículos en el lateral del tablero si no se cumplen unos requisitos mínimos de gálibo.

❖ Explosiones

En la AASHTO apenas se dan directrices de diseño para este estado límite. Únicamente se detalla las características de la explosión que se deben tener en cuenta y bibliografía de referencia.

El EN1991-1-7 no considera de forma explícita la situación de explosión sobre ninguna parte de los puentes, solo comenta su consideración para edificaciones.

❖ Inundaciones, tsunamis y demás eventos hidráulicos

No aplica a puentes salvo criterio del proyectista o exigencia del promotor de la misma. No hay una metodología concreta en los códigos para aplicar sobre tableros. Los documentos consultados comentan que se puede estimar la acción del impacto de una ola sobre la superestructura en base a guías de organismos costeros de varios países. Luego se procedería a un cálculo frente a flexión, cortante, etc.

El Eurocódigo no establece ninguna consideración al respecto de esta situación de proyecto.

❖ Efectos dinámicos y estáticos de hielo en pilas

Como su propio nombre indica, este límite solo aplica a pilas, ya que se produce debido al impacto o presión ejercida por bloques de hielo que transporta la corriente de un cauce bajo el puente. Su aplicación a tableros es poco plausible.

No se tiene en cuenta esta situación de proyecto en el Eurocódigo.

Tabla 5.1 - Tabla resumen de Estados Límite en AASHTO y Eurocódigo

ESTADOS LÍMITE

EUROCÓDIGO		AASHTO	
Nombre	Siglas	Nombre	Siglas
Estado Límite Último	ULS	Estado Límite de Resistencia	STR
Flexión	STR	Flexión	
Axil	STR	Axil	
Cortante	STR	Cortante	
Torsión	STR	Torsión	
Fatiga (EN)	FAT	Estabilidad Global	
Estabilidad	EQU		
Estado Límite de Servicio	SLS	Estado Límite de Servicio	SLS
Tensiones	STS	Tensiones	
Grietas	CRK	Grietas	
Deformación	DEF	Deformación	
Vibraciones	VIB	Vibraciones	
		Estado Límite de Fatiga	FLS
		Fatiga	
		Estado Límite de Evento Extremo	EELS
		Sismo	
		Colisión de barco	
		Colisión de vehículo	
		Explosión	

6. CLASIFICACIÓN DE ACCIONES

La precisión a la hora de representar las cargas que sufre la estructura es uno de los puntos esenciales en los que concuerdan la AASHTO y el Eurocódigo, de modo que se consiga un nivel de seguridad óptimo, lo que se traduce en un alto grado de fiabilidad.

En este capítulo se expondrán las acciones que consideran ambas normativas para su aplicación a puentes y se detallará un breve resumen de como considera cada una que se deben obtener sus valores.

Posteriormente, se expondrá la base de la combinación de acciones para la verificación estructural y las diferencias entre ambos códigos.

6.1. AASHTO

6.1.1. CARGAS PERMANENTES

❖ CARGAS MUERTAS: DC, DW Y EV

Estas cargas son las más básicas que actúan sobre una estructura, que son: el peso propio (DC), el peso de la capa de rodadura y otros accesorios (DW), y el peso muerto de los rellenos de tierra (EV). La primera siempre ha de ser considerada en el diseño. La segunda generalmente siempre está presente en forma de aglomerado, pero la tercera es posible que no esté presente.

Se calculan mediante pesos específicos y volúmenes de los elementos. Con esto se obtiene la fuerza con lo que los atrae la gravedad terrestre y, por tanto, la acción que tienen sobre la estructura.

❖ CARGAS POR DEFORMACIONES IMPUESTAS: CR, SH, PS

Este tipo de cargas relativas a fuerzas internas han de ser calculadas siempre para estructuras de hormigón, que es lo que se está tratando en el presente documento, sin embargo, "PS" solo se debe tener en cuenta si existe pretensado en el elemento.

La primera es el *Creep* o fluencia (CR), que afecta a los elementos de hormigón debido a estar sometido a altas tensiones respecto a su resistencia máxima, lo que degrada el material y sufra esfuerzos internos.

El cálculo de esta acción se basa en la siguiente ecuación presente en el artículo 5.4.2.3.2 de la AASHTO:

$$\psi(t, t_i) = 1.9 k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118} \quad 6.1$$

Donde, en resumen, se calculan una serie de factores “k” para afectar al parámetro “t_i”, que es la edad del hormigón en el momento de su puesta en carga. El resultado del cálculo es el coeficiente de fluencia, el cual se aplica a la deformación provocada por las cargas permanentes vistas previamente, lo que devuelve la deformación por fluencia empleada en el cálculo de la acción sobre la estructura.

El segundo es el *Shrinkage* o retracción (SH), el cual consiste en la pérdida de humedad del hormigón a lo largo del tiempo, lo que se traduce en un acortamiento del mismo y, a su vez, en esfuerzos internos al elemento.

Similar a la fluencia, la retracción consiste en una deformación que luego se traduce en una acción a analizar, como tensión o momento flector mediante teoría de materiales. La deformación se obtiene mediante la ecuación:

$$\varepsilon_{sh} = k_s k_{hs} k_f k_{td} 0.48 \times 10^{-3} \quad 6.2$$

Donde se modifica la constante 0.48×10^{-3} con factores dependientes de su volumen, de la humedad del lugar, de la resistencia del hormigón a compresión y del tiempo que ha pasado desde el comienzo de su fraguado.

En caso de no disponer de datos fiables de humedad, se puede suponer que el coeficiente de retracción es de 0.0002 después de 28 días y de 0.0005 después de 1 año. Como con la fluencia, este coeficiente se aplica a la deformación provocada por las cargas permanentes para obtener la deformación por retracción.

▪ Pretensado

El pretensado es una técnica de construcción muy extendida, la cual consiste en aplicar a la estructura un axil acompañado o no, de un momento. Se aplican estos esfuerzos sobre la pieza de forma que se opongan a las acciones desfavorables y así se reduzcan las sollicitaciones sobre la estructura.

Se consigue al aplicar una deformación previa a unos elementos longitudinales de acero mediante una fuerza de tracción que luego mediante adherencia o anclajes, transmiten esfuerzos axiles y/o flectores al hormigón por compatibilidad de deformaciones.

Debido a la naturaleza hiperestática de algunos puentes, se producen efectos de segundo orden debido a esta deformación impuesta sobre el acero y el hormigón, que se deben considerar en el cálculo mediante la acción "PS".

Generalmente, los efectos de segundo orden se calculan por medios informáticos sustrayendo del efecto total del pretensado, el efecto primario del mismo.

❖ CARGAS GEOTÉCNICAS: EH, ES Y DD

Las cargas geotécnicas se deben al contacto de la estructura con una masa de tierras de diversas características que, ya sea por su propio peso (EH), las cargas que soportan (ES) o efectos secundarios al consolidamiento de las mismas (DD).

Las principales variables que afectan al valor de estas acciones son: el tipo de material del que están formadas las tierras, la presencia de agua y en qué cantidad y, por último, la compacidad de las tierras.

La acción "EH" se describe en la AASHTO como *Lateral Earth Pressure* o presión lateral de tierras, y se debe al propio peso del material que, siendo granular y poseer escasa cohesión intergranular, se comporta parcialmente como un líquido. Esto implica que, a pesar de estar estable y sin movimientos, el material intenta fluir, generando presión sobre los elementos que lo contienen.

Su cálculo se basa, principalmente, en la teoría de Rankine y teorías geotécnicas fundamentales y ampliamente probadas. En la teoría de Rankine se enuncia la existencia de un coeficiente de empuje al reposo, mediante el cual se puede transformar la presión vertical gravitatoria debido a la masa del material, en un empuje horizontal.

Esto es especialmente relevante para los estribos de obras de paso, puesto que la mayoría de los estribos de puentes se basan en ser muros de contención de tierras además de apoyos que soportan el puente.

Por brevedad y por ser principalmente acciones aplicadas a cimentaciones y estribos (que no son el objeto de la comparación del presente documento), no se entra en más detalle al respecto.

Sin embargo, es interesante destacar que la AASHTO provee una serie de tablas y ábacos para agilizar y evitar el cálculo manual completo del problema geotécnico para muros de gravedad. También incluye explicaciones sobre muros de gravedad, pantallas, así como para el uso de muros anclados y muros modulares. Esto abarca las opciones típicas de muros de contención rígidos y flexibles.

Añadido a lo anterior, ya que su inclusión se incorpora a todo el proceso de cálculo que se hace para la acción "EH", puede ser necesario tener en cuenta el peso de elementos dispuestos permanentemente sobre las tierras, ya que las tierras transmiten parte de la carga que reciben sobre ellas a los elementos que las contienen. Esto se denomina *Earth Surcharge Load* o carga por sobrecarga en tierras.

Los capítulos 3.11.6.1, 3.11.6.2 y 3.11.6.3, contienen las instrucciones para calcular este añadido extra a la presión de tierras en función del tipo de carga y de si el muro es rígido o flexible.

Por último, está el *Downdrag* o rozamiento negativo, el cual es un fenómeno típico de pilotes de cimentación profunda. Este consiste en que debido al consolidamiento de las tierras circundantes a un elemento estructural enterrado, principalmente pilotes, la tierra tiende a moverse hacia abajo en el terreno, lo que genera una fuerza que arrastra por el rozamiento con la superficie de la estructura.

Este fenómeno se ve agravado en rellenos de tierras poco compactados con grandes sobrecargas (ES), lo que consolida el terreno más rápido y en mayor medida, generando una fuerza mayor de arrastre por momento negativo. Todo esto se traduce generalmente, en un axil hacia abajo en el elemento estructural, lo que genera grandes tracciones en el mismo y puede llevar a fallo si no se contempla en el diseño.

6.1.2. CARGAS VARIABLES

❖ CARGAS VIVAS: LL, PL, IM, CE, BR, CT

Puesto que se considera que uno de los puntos más importantes en este estudio es analizar las diferencias entre cargas de tráfico consideradas por cada código; la carga vehicular (LL), la carga peatonal (PL), la carga por fuerza centrífuga (CE) y la carga de frenado (BR), se verán en detalle en el [capítulo 7](#).

- **Colisión de vehículo (CT)**

Como ya se ha mencionado en el punto [5.3.2](#) del presente documento, la AASHTO solo considera como *Vehicular Collision Force: CT* a los impactos de vehículos contra la subestructura del puente.

Como resumen, se detallan una serie de casos en los que la subestructura del puente se considera lo suficientemente resistente y un valor de carga estática equivalente al impacto por valor de 2670 kN aplicados a 15° respecto al borde del pavimento y a una altura de entre 0.61 m y 1.525 m.

Para saber si existe la necesidad de aplicar esta acción se puede recurrir a calcular la probabilidad anual de colapso del puente. Según la probabilidad y la importancia del puente este puede estar exento o no de la aplicación de la fuerza.

❖ CARGAS HIDRÁULICAS: WA

Esta acción abarca varios fenómenos físicos relacionados con el agua.

El primer fenómeno es el efecto hidrostático que ejerce el agua sobre un elemento que la está conteniendo. El cual depende de la altura de la lámina de agua para conocer la magnitud y el punto de aplicación. Como en principio los tableros de puente no van a contener nunca agua, es una parte de la carga hidráulica que no habría que tener en cuenta para su diseño.

Relacionado con el anterior, existe el fenómeno de la subpresión, donde la estructura sufre un empuje vertical hacia arriba debido a estar sumergida en el agua. La magnitud es proporcional a la altura de la lámina de agua y se aplica solamente en cimentaciones de puente, especialmente zapatas superficiales donde no se toman medidas para mitigar este fenómeno.

También se tiene en cuenta para el diseño la fuerza dinámica del agua fluyendo, que es algo típico en ríos, rías y en el mar, aunque este último caso se trata en un punto separado en el siguiente párrafo. Esta acción también se aplica solamente a la subestructura, donde el paso del agua rozando contra la estructura genera un arrastre que resulta en una presión contra la misma. Esta presión puede actuar longitudinal o lateralmente al apoyo de estudio, y se deben estudiar ambos casos. La expresión para la obtención de la presión se detalla a continuación:

$$p = \frac{C_D V^2}{1000} \quad 6.3$$

donde

p es la presión debido al flujo del agua en *kilopounds per square feet (ksf)*

C_D es el coeficiente de arrastre obtenido de la tabla 3.7.3.1-1 de la norma

V es la velocidad del agua en *feet per second*, correspondiente a la inundación de diseño para el STR o SLS y para el control de inundaciones bajo el EELS

Para la fuerza dinámica del agua en el mar, se considera el oleaje. Similar a como se detalla en el apartado sobre inundaciones y tsunamis del EELS en el [artículo 5.3.2](#) del presente documento, no se especifica ningún método de cálculo, sino que se recomienda acudir al *Shore Protection Manual* publicado por el *Coastal Engineering Research Center*.

❖ CARGAS POR VIENTO: WS Y WL

▪ Carga de viento en estructuras (WS) – Presión de diseño

Los puentes, como estructuras que, por lo general, están a cierta altura, son especialmente susceptible a la acción del viento.

Para considerar su acción sobre la estructura, se calcula la presión del viento sobre el total del área expuesta de la estructura que esté perpendicular a la dirección del viento. Según la AASHTO, el viento se debe tomar como horizontal y que pueda venir de cualquier dirección. En caso de que una dirección del viento no aporte un esfuerzo desfavorable a la estructura, se puede despreciar.

La presión del viento es función de la velocidad de circulación del mismo. Para caracterizar un parámetro tan cambiante, se toma como velocidad del viento de diseño a la velocidad de una ráfaga de viento de 3 segundos con probabilidad de excedencia del 7% con 50 años de periodo de retorno.

Para la combinación de cargas "*Strength V*" y "*Service I*" que se explican en el capítulo de combinación de acciones, las velocidades de diseño serían 80 y 70 millas por hora de acuerdo con la tabla 3.8.1.1.2-1 de la AASHTO. Para "*Strength III*" se debe acudir a la [Figura 6.1](#) para obtener la velocidad según la localización de la estructura a calcular.

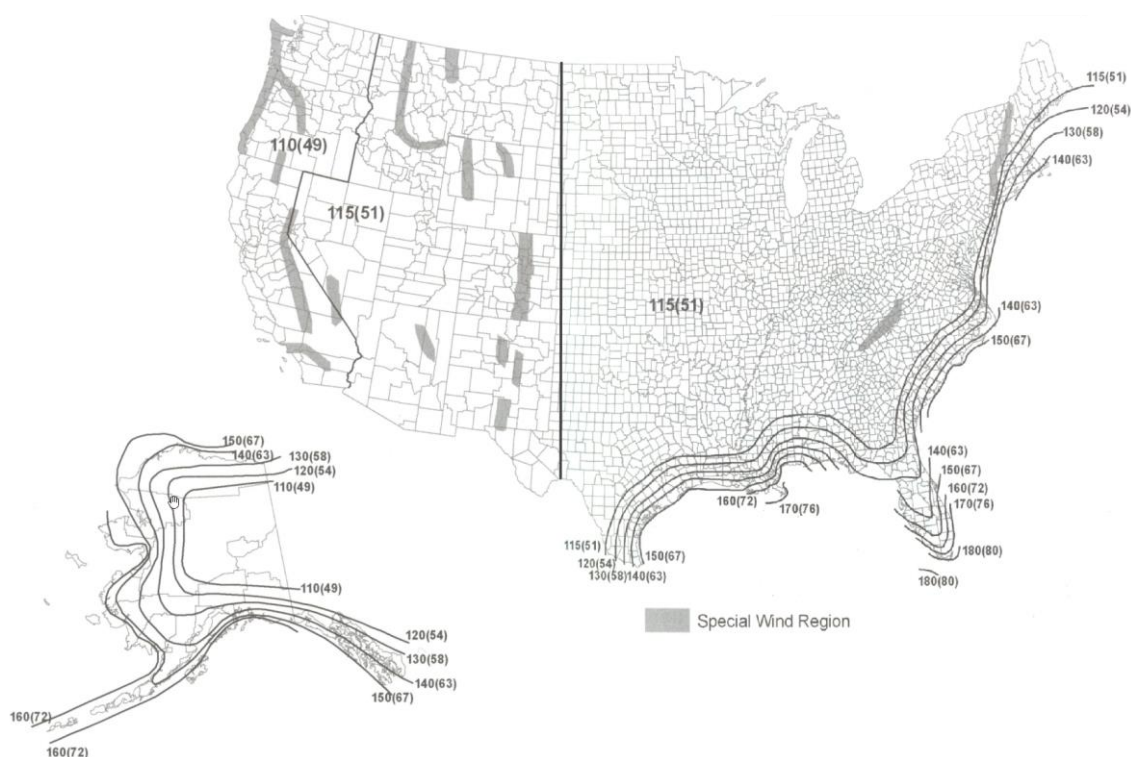


Figura 6.1 - Mapa de velocidad del viento de diseño en millas por hora (m/s)

En esta figura se pueden observar las velocidades de diseño en millas por hora y, entre paréntesis, en metros por segundo. Las zonas en gris corresponden a zonas montañosas, cañones, acantilados oceánicos y otras zonas de viento especiales; en las cuales es necesario un estudio específico del viento.

Otro aspecto a considerar es la clase de exposición del puente, ya que dependiendo desde donde sople el viento la rugosidad del terreno puede ser diferente, así como los obstáculos ante el puente, lo que cambia la presión ejercida por el viento. La rugosidad puede ser:

- ❖ Rugosidad tipo B: Suelo urbano, bosques, etc. Lugares con muchos obstáculos juntos del tamaño aproximado de una vivienda unifamiliar.
- ❖ Rugosidad tipo C: Terreno abierto con algunos obstáculos bastante separados y con alturas pequeñas de hasta 10 metros. Aquí entran las llanuras y similares.
- ❖ Rugosidad tipo D: Suelo completamente plano y sin ninguna obstrucción, como grandes masas de agua (por ejemplo, lagos), desiertos de sal o hielo, etc.

La exposición depende de la rugosidad y la distancia que se puede aseverar que se cumple dicha rugosidad:

- ❖ Exposición al viento de categoría B: Para terrenos con rugosidad tipo B en los primeros 460 metros y con estructuras menores a 10 metros de altura. Lo mismo si es tipo B durante más de 900 metros.
- ❖ Exposición al viento de categoría C: Es la exposición si no se cumplen las condiciones para categoría B o D.
- ❖ Exposición al viento de categoría D: Para terrenos con rugosidad D durante 1525 metros. Si existe terreno de rugosidad tipo D dentro de una distancia de 183 metros en la dirección que sopla el viento, la categoría también sería D.

En base a esto se pueden obtener los parámetros para calcular la presión del viento, la cual viene dada por la siguiente expresión:

$$P_z = 2.56 \cdot 10^{-6} \cdot V^2 \cdot K_z \cdot G \cdot C_D \quad 6.4$$

donde

P_z es la presión del viento de diseño (en *kilopounds per square feet*)

V es la velocidad del viento de diseño en millas por hora

- K_z es el coeficiente de exposición y elevación. Para las combinaciones "*Strength V*" y "*Service I*" se toma como 1. Para los demás se toman de la tabla C3.8.1.2.1-1 de la AASHTO o aplicando las fórmulas 3.8.1.2.1-2, 3.8.1.2.1-3 y 3.8.1.2.1-4 de la misma norma. Como su nombre indica, depende de la categoría de exposición y altura de la parte del puente a estudiar.
- G es el factor de ráfaga de viento, obtenido de la Tabla 6.1 y que es igual a la unidad para las combinaciones "*Strength V*" y "*Service I*"
- C_D es el coeficiente de arrastre, obtenido de la Tabla 6.2

Tabla 6.1 - Factor de efecto de ráfaga

Structure Type	Gust Effect Factor, G
Sound Barriers	0.85
All other structures	1.00

Tabla 6.2 - Coeficientes de arrastre

Component		Drag Coefficient, C_D	
		Windward	Leeward
I-Girder and Box-Girder Bridge Superstructures		1.3	N/A
Trusses, Columns, and Arches	Sharp-Edged Member	2.0	1.0
	Round Member	1.0	0.5
Bridge Substructure		1.6	N/A
Sound Barriers		1.2	N/A

Una vez obtenida la presión del viento, se puede aplicar sobre el tablero, descomponiendo la acción en transversal y longitudinal sobre la estructura si la dirección del viento no es perpendicular al puente. Se debe escoger la dirección del viento que genere mayores sollicitaciones sobre el tablero.

Hay que tener especial consideración en tableros inclinados para dar peralte al puente debido a una curva. En estos casos, la superficie inferior del tablero o la capa de rodadura se convierten en grandes áreas de presión de viento. La AASHTO considera esto especialmente importante debido a la transmisión de las cargas a la subestructura.

Por último, se debe tener cuidado con la presión del viento sobre superficies grandes de barreras, como en el caso de barreras de sonido. Estas se deberán diseñar suponiendo que la presión de diseño por viento actúa en dirección normal a la superficie de la barrera de forma distribuida sobre toda ella. Lógicamente, la cimentación de la barrera deberá soportar la carga, la cual se simulará mediante una carga lineal equivalente a multiplicar la presión del viento de diseño por la altura de la barrera, y que se aplica a una altura igual a 0.55 veces la altura de la barrera.

Cuando se analiza la estabilidad global de la estructura bajo STR se debería tener en cuenta el efecto desestabilizador del viento sobre el tablero cuando este actúa desde abajo hacia arriba. Se puede tomar la carga como 1 kPa para la combinación de cargas "*Strength III*" y como 0.5 kPa para la combinación de cargas "*Service IV*".

▪ **Carga de viento en estructuras (WS) – Aplicación de cargas en puentes de múltiples vigas**

Los puentes con superestructura que pueda aportar una resistencia similar a la de un diafragma bien porque lo tienen o por su forma, se deben considerar como hábiles para transmitir las cargas recibidas en el lateral de su sección, el tablero, los vehículos, barreras, etc.; directamente a los apoyos.

En caso de que esta resistencia horizontal no se pueda aportar por forma o ausencia de diafragma, se debe considerar que la distribución de cargas tiene lugar mediante la regla de la palanca.

Concretamente, en puentes de múltiples de vigas, se puede calcular la fuerza del viento "*W*", según la ecuación 6.5 y se puede aplicar en las alas de los elementos exteriores para transmitirla a los puntos de arriostramiento por su correspondiente camino de cargas de la estructura.

$$W = \frac{\eta_i \cdot \gamma \cdot P_z \cdot d}{2} \quad 6.5$$

donde

W es la fuerza lineal aplicada al ala en kip/ft

P_z es la presión de diseño del viento en ksf

d es la altura del elemento estructural en pies

γ es el factor de carga correspondiente a la combinación de acciones a estudiar

η_i es el factor modificador que contempla la ductilidad, redundancia e importancia operacional que se verá más adelante

Para los dos primeros caminos de carga para acciones laterales existentes en la estructura, se puede aplicar la expresión 6.6 para obtener el momento lateral el ala debido al viento.

$$M_W = \frac{W \cdot L_b^2}{10} \quad 6.6$$

donde

M_w es el momento lateral en el ala por viento en kip·ft

L_b es el espaciamiento entre puntos arriostramiento en pies

Para el tercer camino de cargas se deberá emplear la ecuación 6.7:

$$M_w = \frac{W \cdot L_b^2}{10} + \frac{W \cdot L^2}{8N_b} \quad 6.7$$

Donde

N_b es el número de miembros/vigas longitudinales

L es la luz del vano en pies

Si la estructura no tiene diafragma o una geometría que equivalga a uno desde un punto de vista de transmisión de esfuerzos, la expresión anterior pasaría a ser: $P_w = W \cdot L_b$, estando P_w en kips.

En secciones tipo cajón se deberá aplicar $\frac{1}{4}$ de la fuerza del viento en la losa inferior de la viga cajón exterior. Los otros $\frac{3}{4}$ de la fuerza del viento junto a la fuerza del viento sobre la carga viva "WL", la carga de viento sobre barreras, etc.; se deberá considerar que se transmiten directamente a los apoyos por medio de los diafragmas.

▪ Consideraciones sobre las vibraciones aeroelásticas

Cuando el puente en diseño entra dentro de la categoría de ser sensibles al viento, se deben comprobar las fuerzas debido a las vibraciones aeroelásticas actuando sobre él. Estas vibraciones generan tensiones sobre los elementos sensibles a ellas, pudiendo además entrar en resonancia, por lo que han de ser estudiadas.

Los puentes clasificados como sensibles al viento son: los puentes con relación luz-canto y longitud-ancho mayores a 30, los puentes colgantes o atirantados y los puentes con periodos de traslación mayores a 1 segundo.

Las limitaciones establecidas por la norma para este caso de vibraciones es que estos puentes han de:

- ❖ Tener una aceleración vertical debido a turbulencias de viento inferior a 0.05g para vientos inferiores o iguales a 30 millas por hora
- ❖ Tener una aceleración vertical debido a turbulencias de viento inferior a 0.10g para vientos de entre 30 y 50 millas por hora
- ❖ No sufrir ningún daño de fatiga por fenómenos aeroelásticos
- ❖ Se debe diseñar el puente, desde un punto aerodinámico, para que no sufra vibración catastrófica o movimientos inadmisibles para una velocidad de viento constante durante 10 minutos igual al 85% de la velocidad de viento de diseño.

▪ **Carga de viento sobre la carga viva (WL)**

Para simular la acción del viento actuando sobre los vehículos que circulan sobre el puente, se aplicará una fuerza de 1.46 kN/m transversalmente al puente a una altura de 1.83 metros, así como una fuerza de 0.6 kN/m longitudinalmente a la misma altura. Ambas se aplican simultáneamente.

❖ CARGAS POR HIELO: IC

Esta acción tiene lugar cuando la masa de agua que cruza un puente, el cual tiene sus pilas en el cauce, se congela o tiene fragmentos de hielo de gran tamaño flotando en la corriente.

Es una acción que afecta exclusivamente a la subestructura de un puente.

Los bloques de hielo producen impactos en las pilas, lo que supone una acción dinámica que se puede modelar con una carga estática equivalente.

El congelamiento produce una expansión de volumen en el agua mientras se convierte en hielo. Si las pilas del puente o su cimentación se encuentran sumergidas en el tramo de agua que se congela, esta expansión ejerce presión sobre la estructura, lo que se ha de estudiar en casos que haya probabilidad de que suceda.

❖ CARGAS POR TERREMOTO: EQ

Los terremotos producen vibraciones en el suelo en forma de ondas, las cuales sacuden las estructuras. Siendo los puentes infraestructuras estratégicas en la mayoría de los casos, se deben diseñar para que la probabilidad de colapso sea muy pequeña aun a costa de sufrir un daño considerable y ver su servicio temporalmente interrumpido.

Para ello, la AASHTO ha diseñado las siguientes consideraciones para obtener un 7% de probabilidades de excedencia en 75 años de que la estructura sufra daño suficiente para interrumpir el servicio, pero no para que colapse.

Como se comentará también más adelante, los terremotos afectan al tablero de un puente principalmente cuando alguno de sus apoyos está empotrado, lo cual no es común para puentes en zonas sísmicas. Sin embargo, para esos casos simplemente se calculan los efectos del sismo de diseño sobre las estructuras de apoyo, y luego, se trasladan los esfuerzos al tablero, con lo que posteriormente se comprueba a flexión, cortante, etc.

También es aplicable cuando se restrinjan los movimientos en un apoyo en cualquiera de las direcciones para mitigar esfuerzos debido a la expansión y contracción térmica del tablero, lo cual es una práctica común de diseño en puentes localizados en zonas con muy baja actividad sísmica. Estas restricciones permiten la transmisión de las fuerzas laterales de las pilas a la superestructura.

Para el caso típico de un puente en zona sísmica con apoyos elastoméricos o de otro tipo, pero con características amortiguadoras y limitadores de desplazamiento lateral que cumplan los requisitos sísmicos de la AASHTO; la exigencia que detalla la norma es que se cumplan las longitudes de apoyo de la superestructura sobre las pilas o estribos, de modo que no se descalce el tablero por el movimiento horizontal provocando fallo por pérdida de estabilidad global (STR).

▪ Obtención de la zona sísmica

Se comienza clasificando el nivel de actividad sísmica en el suelo sobre el que se construirá el puente. Esto depende de la velocidad de transmisión de ondas sísmicas por el suelo y de las características del suelo.

Para clasificar el terreno sobre el que se construye el puente como zona sísmica clase 1, 2, 3 o 4, se consultan los mapas que provee la AASHTO para todo su territorio nacional (van desde la figura 3.10.2.1-1 a la 3.10.2.1-21), y obtener de ellos " S_1 ", que es el coeficiente de aceleración espectral de largo periodo (una clasificación concreta de las ondas "S" o secundarias típicas de los terremotos, donde se toma la media de la aceleración en un periodo de tiempo de 1 segundo).

Una vez con el S_1 , se clasifica el suelo del lugar de la obra con letras entre A y F según:

- ❖ El tipo de suelo
- ❖ Número de golpes del ensayo SPT
- ❖ Según la velocidad media de la onda de cortante para los primeros 30.5 metros de profundidad de suelo
- ❖ Según la media de la resistencia a cortante del terreno saturado

Solo hace falta escoger uno de esos parámetros. Según la letra de la clase hay varios para escoger.

Con S_1 y la clase, se obtiene F_v de la [Tabla 6.3](#), con lo que se aplica la ecuación 6.8 y obtener S_{D1} . El siguiente paso es entrar en la [Tabla 6.4](#) y obtener la zona sísmica de la estructura.

$$S_{D1} = F_v \cdot S_1 \quad 6.8$$

Tabla 6.3 - Valores del factor de localización para rangos de aceleraciones espectrales de largo periodo

Site Class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 1.0 sec (S_1) ¹				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F ²	*	*	*	*	*

Tabla 6.4 - Zonas sísmicas

Acceleration Coefficient, S_{D1}	Seismic Zone
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

La zona sísmica dice, primero, si es necesario realizar alguna comprobación en especial respecto a sismos; y segundo, en caso de tener que comprobar, que condiciones hay que aplicar según la zona.

Una vez se ha determinado la necesidad de realizar alguna comprobación y si es necesario hacerla, se acude a la [Tabla 6.5](#) para saber qué tipo de análisis dinámico se debe realizar para obtener una carga estática equivalente que aplicar a la estructura.

Tabla 6.5 - Requisitos mínimos de análisis para efectos sísmicos en función de la zona sísmica

Seismic Zone	Single-Span Bridges	Multispan Bridges					
		Other Bridges		Essential Bridges		Critical Bridges	
		regular	irregular	regular	irregular	regular	irregular
1	No seismic analysis required	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

donde

UL es el método de carga elástica uniforme

- * implica que no es necesario un análisis dinámico sísmico
- SM es el método elástico unimodal
- MM es el método elástico multimodal
- TH es el método tempo-histórico

El ser regular/irregular es una característica del puente de acuerdo con la variabilidad longitudinal de su rigidez, peso y geometría. Si estas no cambian mucho de vano a vano o de apoyo a apoyo, se considera un puente regular.

Los métodos multimodal y tempo-histórico requieren de cálculo asistido por ordenador. El primero por requerir de un modelo de análisis en 3 dimensiones y requerir la consideración de un número de modos de vibración de por lo menos 3 veces el número de vanos, lo que para un puente moderno requiere una ingente cantidad de cálculos que sería inviable hacer a mano.

El método de carga elástica uniforme es una simplificación del método elástico unimodal, por lo que solo se explicará este último.

▪ Cálculo de C_{sm}

Para aplicar el método de carga elástica se necesita obtener C_{sm} , que es el coeficiente de respuesta sísmica.

Existen 3 ecuaciones para su cálculo:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T_m}{T_0} \right) \quad 6.9$$

$$C_{sm} = S_{DS} \quad 6.10$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T_m} \quad 6.11$$

- ❖ La ecuación 6.9 que sirve para periodos de vibración de modo, T_m , menores o iguales a T_0 .
- ❖ La ecuación 6.10, que es para periodos T_m entre T_0 y T_s
- ❖ Y la ecuación 6.11, que es para periodos T_m mayores que T_s

Sabiendo que T_m es el periodo de vibración de la estructura y se calcula mediante:

$$T_m = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 \cdot g \cdot \alpha}} \quad 6.12$$

donde

γ es un factor modal con unidades kip-ft² que depende del peso y la deformación correspondiente a la carga p_0

α es un factor modal con unidades ft² que describe la deformación $v_s(x)$ producida por la carga p_0

p_0 es una carga uniforme linear arbitraria igual a la unidad

g es la aceleración de la gravedad

Y donde $T_0 = 0.2T_s$ y $T_s = S_{D1}/S_{DS}$, por lo que se necesita conocer S_{DS} para elegir que ecuación se debe usar. S_{D1} se tiene del cálculo de la zona sísmica.

$$S_{DS} = F_a \cdot S_s \quad 6.13$$

donde

F_a es el factor de localización para el espectro de aceleración de periodo corto, el cual se obtiene de la Tabla 6.6 y depende de S_s y la clasificación del terreno realizada anteriormente.

S_s es el coeficiente del espectro de respuesta acelerada horizontal para un periodo de 0.2 segundos. Este parámetro se obtiene de los mismos mapas que S_1 (figuras 3.10.2.1-1 a la 3.10.2.1-21 de la AASHTO), y que dependen de la localización de la estructura dentro del territorio estadounidense.

Tabla 6.6 - Valores del factor de localización para rangos de aceleraciones espectrales de corto periodo

Site Class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 0.2 sec (S_s) ¹				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Con esto se determina que ecuación a emplear, y para las ecuaciones 6.10 y 6.11 se cuenta con los datos necesarios para el cálculo. Para la ecuación 6.9 habrá que calcular también el parámetro A_S , que es el coeficiente de aceleración sísmica pico del terreno, el cual viene dado por:

$$A_S = F_{pga} \cdot PGA \quad 6.14$$

donde

F_{pga} es factor de localización para el espectro de aceleración de periodo cero

PGA es el coeficiente de aceleración pico del terreno, y se obtiene de las figuras 3.10.2.1-1 a la 3.10.2.1-21 de la AASHTO, al igual que S_S y S_1 .

▪ Obtención de $p_e(x)$

Con el coeficiente C_{sm} y el peso equivalente de la superestructura, se puede obtener $p_e(x)$, que es la intensidad de la carga estática sísmica equivalente que representa al primer modo de vibración de la estructura frente a seísmos, y es la principal fuerza que se emplea en la comprobación del EELS de seísmos. Este se obtiene mediante la expresión:

$$p_e(x) = \frac{\beta \cdot C_{sm}}{\gamma} \cdot w(x) \cdot v_s(x) \quad 6.15$$

donde

$w(x)$ es el peso de la superestructura modelizado como carga lineal en función de x

$v_s(x)$ es la deformación $v_s(x)$ producida por la carga arbitraria p_0

β es un factor dependiente de $w(x)$ y $v_s(x)$

▪ Aplicación a la estructura

Una vez calculada la sollicitación base para el sentido longitudinal y para el sentido transversal de la estructura de forma independiente, lo que corresponde hacer ya que las características de rigidez y modos de vibración cambian en función de la dirección del análisis, es combinar las sollicitaciones para formar 2 situaciones de proyecto.

Una en la que se combina el 100% de la fuerza en la dirección longitudinal con el 30% de la fuerza en la dirección transversal. La otra en la que se combina el 100% de la fuerza en la dirección transversal con el 30% de la fuerza en la dirección longitudinal.

Debido a que sería antieconómico el diseñar las estructuras para soportar las cargas por sismos de forma elástica, se contempla dividir las cargas por un factor reductor en función del elemento estructural a comprobar, de modo que, si la deformación inelástica de dicho elemento no supone un fallo crítico de la estructura, se puede minorar por un factor R que se obtiene de las siguientes tablas:

Tabla 6.7 - Factores de modificación de respuesta sísmica para subestructuras

Substructure	Operational Category		
	Critical	Essential	Other
Wall-type piers—larger dimension	1.5	1.5	2.0
Reinforced concrete pile bents			
• Vertical piles only	1.5	2.0	3.0
• With batter piles	1.5	1.5	2.0
Single columns	1.5	2.0	3.0
Steel or composite steel and concrete pile bents			
• Vertical pile only	1.5	3.5	5.0
• With batter piles	1.5	2.0	3.0
Multiple column bents	1.5	3.5	5.0

Tabla 6.8 - Factores de modificación de respuesta sísmica para conexiones

Connection	All Operational Categories
Superstructure to abutment	0.8
Expansion joints within a span of the superstructure	0.8
Columns, piers, or pile bents to cap beam or superstructure	1.0
Columns or piers to foundations	1.0

Esto resultaría en 2 parejas de cargas lineales $P_e(x)$ y $P_e(y)$, que se obtienen de aplicar el valor de $p_e("x" \text{ o } "y")$ dividido entre el " R " obtenido de las tablas y multiplicado por el porcentaje de combinación según la pareja.

Con esas cargas y la zona sísmica se procede a determinar las comprobaciones a realizar.

- ❖ **En zona sísmica 1:** teniendo $A_s < 0.05$, se aplica en las direcciones restringidas de los apoyos un 15% de la reacción vertical debido a la parte proporcional de la carga permanentes y de la carga viva sobre las conexiones del puente. En los demás casos de A_s , se aplica el 25% en lugar del 15%. Si se tienen apoyos empotrados, se aplicaría toda la carga permanente tributaria al apoyo como fuerza horizontal en ambas direcciones del plano XY.
- ❖ **En zona sísmica 2:** se aplican las fuerzas $P_e(x)$ y $P_e(y)$ a los elementos que se deben comprobar. Además, se añaden consideraciones especiales para cimentaciones.
- ❖ **En zona sísmica 3 y 4:** se toman las solicitaciones menores de entre:
 - Lo calculado para la zona sísmica 2, pero para cimentaciones el factor R que minorra la carga será igual a 1.
 - Cálculo usando el momento de sobrerresistencia, que es el cálculo mediante momento resistente normal, pero empleando un valor de $\Phi > 1.0$, lo que implica una mayoración de la resistencia.

Generalmente el usar un $R=1$ como en el primer punto de la zona sísmica 3 y 4 devolverá un resultado más conservador que el del segundo punto.

- **Limitadores de movimientos**

Son una medida de seguridad requerida cuando se emplea un diseño de aislamiento sísmico en la superestructura. Esto consiste en el uso de apoyos elásticos que no transmiten el movimiento de las pilas al tablero, lo que solo incrementaría las solicitaciones sobre las pilas debido a la oscilación añadida de la masa del tablero.

Al emplear estos apoyos, se está permitiendo a la subestructura moverse de forma relativamente libre respecto al tablero cuando es sacudida por ondas sísmicas, lo que evita transmitir esfuerzos. Al hacer esto se aísla la superestructura de la subestructura en cierta medida.

Sin embargo, esto tiene el inconveniente de que existe la posibilidad de que el tablero se descalce con el movimiento, es decir, que pierda su apoyo por rotura de los apoyos elásticos debido a los movimientos laterales. Esto es especialmente peligroso en puentes de vigas, como puentes con vigas doble "T".

Para evitar que el puente pierda equilibrio por descalce si se rompe el apoyo elástico, se ejecutan unos limitadores de movimientos horizontales en las direcciones que exista mayor riesgo de deslizamiento sobre el apoyo. Esto consiste, básicamente, en poner un muro o pieza anclada a la pila o estribo que limite el movimiento de la superestructura a partir de cierta magnitud de desplazamientos.

A modo ilustrativo, se presentan dos imágenes con 2 tipos de limitadores. Uno que limita lateralmente el movimiento, y otro que lo limita longitudinalmente.



Figura 6.2 - Proyecto de tren de alta velocidad en Taiwán (Tuntzuchiaio active fault). 13º Conferencia Mundial en Ingeniería sísmica



Figura 6.3 - Limitadores de movimientos longitudinales por cadenas. Fuente: structuraltechnologies.com

Las fotos corresponden a puentes ejecutados en Taiwán y Japón respectivamente, por lo que están diseñados para zonas con una muy alta actividad sísmica.

Como se puede ver, la primera imagen tiene unos elementos integrados en el dintel de la pila que sobresalen hacia arriba. Estos se denominan muros guía y limitan el movimiento lateral máximo que puede tener el tablero en caso de que colapsen los apoyos elásticos.

En la segunda imagen se aprecia un sistema de limitación de desplazamientos longitudinales mediante cadenas el cual está relativamente extendido en Japón.

La AASHTO exige que estos elementos se diseñen para una acción resultante de multiplicar el parámetro A_s por la carga permanente del vano más ligeros de entre los adyacentes.

Existe también la posibilidad de que el sismo provoque un movimiento vertical hacia arriba que llegue a superar las cargas gravitatorias de la superestructura, por lo que en zonas sísmicas 2, 3 y 4 se deberá estudiar esta posibilidad y ejecutar elementos limitadores de movimientos para paliar esta acción. A continuación, se muestra un ejemplo de mantenedor vertical instalado en un puente coreano cerca de Seúl.



Figura 6.4 - Limitadores de deslizamientos longitudinales del tipo viscoso en el puente Chun-Su de Corea. 13^o Conferencia Mundial en Ingeniería sísmica.

❖ CARGAS GEOTÉCNICAS: LS

Además de las cargas permanentes debido al empuje de tierras, también se ha de considerar en las partes de la subestructura susceptibles de ello, la sobrecarga que ejerce sobre el terreno el tráfico que circula por encima de un relleno.

Por ejemplo, sobre el relleno del trasdós del estribo circulan los vehículos que acceden al puente, creando una carga dinámica y estática. O cuando existe una carretera que discurre entre los apoyos de un puente que está a una cota superior, el paso de los vehículos puede afectar a las zapatas o muros de estribo cercanos con su peso.

Su aplicación sobre la estructura es similar a lo que se ha explicado en las cargas permanentes para la acción "ES". En este caso se aplica la ecuación 3.11.6.4-1 del código, la cual depende del coeficiente de empuje al reposo, el peso específico del suelo y de la altura equivalente a la carga vehicular.

Este último parámetro se obtiene de las tablas 3.11.6.4-1 y 3.11.6.4-2 para varias alturas de muro a considerar, teniendo que interpolar los valores intermedios. Se puede reducir el valor de la presión si existe una losa de transición en el estribo que se apoye en este último, de modo que la tierra no se lleve toda la carga.

❖ CARGAS POR DEFORMACIONES IMPUESTAS: TU, TG Y SE

▪ Cargas inducidas por una Temperatura Uniforme

Es de sobra conocido que los cambios de temperatura generan cambios de volumen, los cuales suponen deformaciones de dilatación o contracción en las 3 dimensiones según la magnitud de la variación.

En base al coeficiente de expansión térmica característico del material empleado en la construcción del puente y unas temperaturas máximas y mínimas, se puede obtener la deformación impuesta sobre la estructura debido a la temperatura.

La AASHTO proporciona 2 métodos de cálculo de las temperaturas.

El primero es mediante una tabla que clasifica el rango de temperaturas según el clima considerado y el material del puente. Se decide el clima en base al número de días con temperatura media igual o menor a 0º Celsius. Si ese número es menor a 14 días, el clima es frío, en caso contrario, es moderado. Con esto y la Tabla 6.9, se obtiene el rango de temperaturas.

Tabla 6.9 - Rangos de temperatura

Climate	Steel or Aluminum	Concrete	Wood
Moderate	0° to 120°F	10° to 80°F	10° to 75°F
Cold	-30° to 120°F	0° to 80°F	0° to 75°F

El segundo método consiste en acudir a unos mapas de curvas isotermas proporcionados en la AASHTO en las figuras 3.12.2.2-1 a 3.12.2.2-4, e interpolando para la localización de la estructura se obtienen la temperatura máxima y mínima de diseño.

Con ambas temperaturas, se obtiene el rango máximo de temperaturas que sufrirá la estructura, y multiplicando por el coeficiente de expansión térmica se obtiene la deformación unitaria impuesta por la temperatura uniforme en toda la sección. Esto generará un axil en dicha sección si esta tiene el movimiento impedido de algún modo, como por ejemplo por sus apoyos.

▪ Cargas inducidas por el Gradiente de Temperatura

Similar a la variación uniforme de temperatura, el gradiente impone una deformación sobre la estructura. Sin embargo, esta genera un momento flector, ya que una parte de la sección a analizar se calienta y deforma más que otra, generando un desequilibrio compensado por el momento.

La AASHTO considera un gradiente de temperatura solo en vertical de la estructura, no hace referencia a nada sobre el gradiente transversal.

Para obtener el perfil de temperaturas según la profundidad de la sección se han de obtener los valores T_1 y T_2 para temperaturas positivas y negativas. Ambos se consiguen de la tabla 3.12.3-1 de la AASHTO, para lo que se necesita primero saber la zona térmica de la estructura dentro del territorio de los Estados Unidos. Esto se obtiene de la figura 3.12.3-1 de la norma.

Además de esto, se necesita conocer " F_3 ", " A " y " t ", que es específico para superestructuras de acero estructural.

Sin un estudio exhaustivo, F_3 se debe tomar como 0. " A " es 12" para tableros de hormigón de más de 16" de altura, para tableros de hormigón de menos de 16" de altura se tomará igual a dicha altura menos 4", y para superestructuras de acero toma el valor de 12" junto a un valor de " t " igual a la altura de la losa de hormigón sobre el acero.

Con esto y la [Figura 6.5](#) se puede crear el perfil de temperaturas de la sección del puente, calcular las deformaciones asociadas a dicho perfil y calcular los esfuerzos que induce en la estructura.

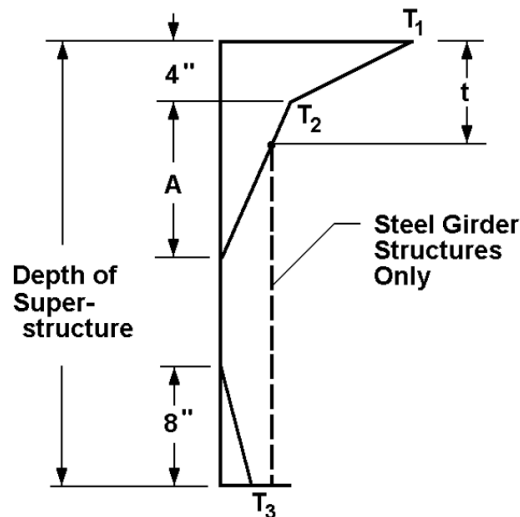


Figura 6.5 - Esquema del gradiente vertical de temperatura en hormigón y acero según AASHTO

❖ CARGAS POR FRICCIÓN: FR

Consisten en la aplicación de las fuerzas horizontales debidas a la fricción entre dos superficies en contacto moviéndose en diferentes direcciones.

Esta fuerza es característica de apoyos, en cuyo caso se obtiene la fuerza solicitadora mediante la expresión 6.16, y se aplica en ambas superficies en contacto solamente cuando es desfavorable.

Por ejemplo, cuando hay un apoyo que permite el movimiento longitudinal del tablero sobre él, y dicho tablero se expande térmicamente debido a una variación térmica uniforme, el movimiento en conjunto con las acciones gravitacionales del tablero genera un rozamiento al pasar, lo que genera fuerzas horizontales longitudinales sobre la pila o estribo.

$$F_{roz} = \mu \cdot N \quad 6.16$$

donde

F_{roz} es la fuerza de fricción generada entre las dos superficies

μ es el coeficiente de rozamiento entre las dos superficies, el cual debe tener en cuenta la humedad y estado de limpieza del contacto entre superficies.

N es la reacción normal a la superficie de contacto. En caso de apoyos es la reacción en el apoyo.

❖ CARGAS POR COLISIÓN DE BUQUES: CV

Esta acción contempla el impacto contra la sub o superestructura por parte de barcos que circulan por un cauce o masa de agua bajo un tablero de puente. Dicho impacto puede ser intencional o accidental, y es algo que se debe tener en cuenta a la hora de escoger el barco tipo para la colisión.

Se debe contemplar esta acción para toda masa de agua navegable de más de 0.6 metros de calado.

La fuerza del impacto se aplicará como fuerza puntual a la altura media del nivel del agua de la masa de agua, como la fuerza distribuida por el impacto de toda la profundidad de la proa del barco o como la fuerza distribuida de una barcaza a la altura del bloque vertical del casco de altura igual a la altura del bloque del casco.

La dirección del impacto será paralela al eje longitudinal del cauce sobre el que discurre el puente, lo que implica que puede aplicarse la carga del impacto en cualquier punto del puente siempre que este sea plausible. En ausencia de eje, se puede aplicar de la forma más desfavorable posible.

El cálculo de la fuerza del impacto se basa en obtener la velocidad a la que iría la embarcación, la fuerza que genera en base a esa velocidad y la masa del barco en TPM, así como las dimensiones del barco (como el ancho del casco/proa, la altura del casco, etc.).

La determinación del tipo de barco se basa en conseguir que la frecuencia de colapso anual del puente, la cual se obtiene según la ecuación 3.14.5-1 de la AASHTO, sea menor a 0.0001 para puentes esenciales y 0.001 para puentes de importancia normal.

En cuanto a la velocidad, se puede obtener de la gráfica en la figura 3.14.6-1, la cual depende de una serie de parámetros característicos del cauce a analizar y del tráfico típico del mismo.

Como acción mínima a aplicar se empleará la barcaza de diseño, que consiste en una embarcación de 11x60 metros con un desplazamiento de agua en vacío de 200 toneladas.

Con todos estos valores y al aplicar la ecuación 6.17, se obtiene la fuerza estática equivalente al impacto del buque, P_s , analizado contra pilas.

$$P_s = 8.15 \cdot V \cdot \sqrt{DWT} \quad 6.17$$

Para superestructuras, hay que plantear que parte del barco impacta contra la misma. Empezando por el impacto de la proa, que se calcula con:

$$P_{BH} = R_{BH} \cdot P_S \quad 6.18$$

donde

P_{BH} es la fuerza del impacto por proa en la superestructura en kip

R_{BH} es el ratio entre altura de superestructura expuesta al impacto y la altura total de la proa del barco

Si lo que impacta es la cabina del barco:

$$P_{DH} = R_{DH} \cdot P_S \quad 6.19$$

donde

P_{DH} es la fuerza del impacto por cabina en la superestructura en kip

R_{DH} es el un factor reductor que se calcula con la ecuación 6.20

$$R_{DH} = 0.2 - \left(\frac{DWT}{100000} \right) \cdot 0.1 \quad 6.20$$

Si lo que impacta es el mástil:

$$P_{MT} = 0.1 \cdot P_{DH} \quad 6.21$$

donde

P_{MT} es la fuerza del impacto por mástil en la superestructura en kip

Para impacto de barcasas contra pilas, se debe calcular la longitud de proa dañada con la expresión 3.14.12-1 de la AASHTO, para lo cual se debe calcular "KE" con la expresión 3.14.7-1, que es la energía de colisión del barco, para la cual hay que hallar antes el parámetro "C_H" con las expresiones 3.14.7-2 o 3.14.7-3, el cual es el coeficiente masico hidrodinámico.

Hecho todo esto, se tienen completamente calculadas las solicitaciones en cualquier situación de impacto de navío.

En cuanto a la aplicación de la fuerza, además de lo ya mencionado al principio del punto, se debe aplicar la fuerza calculada con un 100% de intensidad en la dirección paralela al eje del cauce y con un 50% en la dirección ortogonal a este.

❖ CARGAS POR EXPLOSIÓN: BL

La explosión de cualquier elemento cerca de una estructura genera un alto grado de sollicitación sobre la misma por medio de la presión ejercida por el desplazamiento del aire entre el origen de la explosión y la superficie del puente.

Es una acción importante según las circunstancias, ya que la intencionalidad de esta puede conllevar fácilmente a un colapso de la estructura.

La AASHTO apenas da información sobre cómo tratar el cálculo y aplicación de esta acción.

Según la documentación a la que hace referencia la norma, para su cálculo se deberá establecer el escenario de la explosión mediante la definición del tipo de explosivo y su carga explosiva equivalente en TNT, la masa del explosivo y su localización entorno a la estructura.

Con esto se puede obtener la sobrepresión pico del aire desplazado. Luego, la duración del frente de explosión se consigue con curvas empíricas.

En base a esto ya se conoce la presión, durante cuánto tiempo se aplica y donde.

Se debe tener cuidado si existen superficies que puedan refractar la onda de explosión hacia un punto no considerado previamente.

Como acción aplicada bajo combinación EELS, el objetivo del diseño será evitar el completo colapso de la estructura bajo la explosión de diseño planteada.

6.2. EUROCÓDIGO

6.2.1. CARGAS PERMANENTES

❖ CARGAS GRAVITATORIAS

Similar a la AASHTO, estas son las cargas más básicas aplicadas sobre una estructura, que son las que dependen de la gravedad y la masa que poseen los elementos que conforman el tablero o que se apoyan sobre él.

No hay diferencias a destacar con la AASHTO en el cálculo de estas acciones, ya que se basan en física elemental.

En base a la geometría de los elementos y su peso específico se obtiene el peso del elemento que luego se distribuye uniformemente a modo de simplificación.

En el Eurocódigo, estas cargas se obtienen para la masa del tablero, la masa de la capa de rodadura en caso de que exista, las barreras y otros elementos de seguridad y señalización sobre el puente.

❖ CARGAS POR DEFORMACIONES IMPUESTAS

▪ Retracción del hormigón

Es la pérdida de humedad del hormigón durante su proceso de curado y afecta principalmente a elementos pretensados. Esto se debe a que el pretensado se suele aplicar a los pocos días de la puesta en obra del hormigón (alrededor de 7 días), momento de la vida del hormigón en el que su contenido de agua aún es elevado.

Al aplicar tensión sobre la pieza, así como por el ambiente, el hormigón pierde humedad y, con ello, volumen. Esto se traduce en un acortamiento de la pieza de hormigón que, por compatibilidad de deformaciones, también se traduce en un acortamiento del acero activo del pretensado.

Como se ha indicado con anterioridad para la AASHTO, el acero activo aporta una tensión favorable a la estructura en función de su deformación positiva de tesado, por lo disminuir esa deformación implica una pérdida de tensión en el acero activo el cual es beneficioso para la resistencia del elemento.

Por ello, es importante cuantificar durante el diseño cual será el acortamiento por retracción, de modo que se pueda calcular la pérdida de tensión del pretensado.

Esto se calcula mediante la ecuación 6.22, en la cual se descompone la deformación de retracción en una deformación de retracción por pérdida de humedad tras el endurecimiento del hormigón, y otra por deformación autógena de retracción que caracteriza al proceso de endurecimiento del hormigón.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad 6.22$$

Donde ε_{cd} es la retracción por pérdida de humedad posterior al endurecido es igual a $k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$, cuyos parámetros se pueden obtener del EN1992-1-1 dentro de la tabla 3.3 para k_h y la tabla 3.2 para $\varepsilon_{cd,0}$. También se detalla una expresión dependiente del tiempo para desarrollar un histograma de deformaciones para un cálculo más preciso.

Y donde ε_{ca} es la retracción autógena durante el endurecimiento y que se obtiene de la ecuación 6.23. Al igual que para la retracción por humedad, se detalla una expresión en función del tiempo para el uso en un cálculo más detallado.

$$\varepsilon_{ca}(t \rightarrow \infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad 6.23$$

▪ Fluencia

La fluencia es la deformación a largo plazo del hormigón debido a la reorganización de las partículas que lo componen debido a estar sometido a una tensión durante largos periodos de tiempo.

Como es una deformación de acortamiento, produce los mismos efectos sobre el elemento pretensado que la retracción, lo que se traduce en una reducción de la tensión favorable del pretensado.

La deformación para una tensión de compresión menor a $0.45 \cdot f_{ck}$ para t_0 , lo que es la edad del hormigón cuando se aplican las cargas, se calcula en base a ábacos y la ecuación 3.6 del EN1992-1-1. Se necesita:

- ❖ Tensión de compresión, σ_c
- ❖ El módulo tangente, E_c , que se puede obtener multiplicando 1.05 por el E_{cm} de la tabla 3.1 del mismo documento
- ❖ Usar el ábaco de la figura 3.1 del mismo documento para obtener $\varphi(\infty, t_0)$, el cual es el coeficiente de fluencia a tiempo infinito de una tensión de compresión aplicada en t_0 . El ábaco necesita:
 - h_0 que es el espesor medio de secado, se calcula mediante $2 \cdot A_c / u$, donde A_c es el área de la sección y "u" es el perímetro de la sección expuesto a secado.
 - La clase de cemento del hormigón (clase S, N o R)
 - Saber las condiciones de humedad para usar el ábaco "a)" o el "b)"

Se sustituye $\varphi(\infty, t_0)$ por $\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ en la expresión 3.6, también del EN1992-1-1, para tensión de compresión mayor a $0.45 \cdot f_{ck}$, el cual es implica que la fluencia es no lineal. La ecuación de cálculo es:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot e^{1.5(k_\sigma - 0.45)} \quad 6.24$$

Donde

k_σ es un coeficiente que es igual a σ_c entre $f_{ck}(t_0)$.

Además de esto, cuando se estén analizando efectos de segundo orden se debe tener en cuenta dichos efectos de la fluencia. Estos se producen debido a los momentos flectores de primer orden sobre el elemento a analizar.

- **Pretensado**

Como ya se ha explicado para la AASHTO, el pretensado consiste en traccionar un acero de alta ductilidad y transferir la tensión que genera esa deformación por la ley de Hooke, al hormigón.

Debido a que el acero activo trabaja muy al límite de su resistencia elástica al estirarlo, las normas suelen establecer una serie de medidas de seguridad a la magnitud de la tensión aplicable al acero activo.

En el Eurocódigo esto comienza por limitar la tensión máxima de tesado a un valor igual o menor al mínimo de entre $0.8 \cdot f_{pk}$ y $0.9 \cdot f_{py}$, los cuales son la resistencia a tracción y el límite elástico idealizado del acero de pretensado escogido para la sección. Los valores 0.8 y 0.9 son asignados por la norma y pueden ser modificados por los países miembros de la UE para su aplicación en su país.

Al multiplicar por el área del acero de pretensado, se obtiene P_{max} que será la fuerza máxima posible en el acero de una sección cualquiera de la estructura.

Ya que las tensiones aplicadas por pretensado son de gran magnitud y se suelen aplicar poco después de la puesta en obra del hormigón, se limita la tensión que puede haber en el hormigón de la sección en el momento de aplicar los esfuerzos de pretensado a la pieza.

La limitación es de $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck}(t)$, siendo $f_{ck}(t)$ la resistencia característica del hormigón a “t” días de haber sido puesto a fraguar.

En caso de tener varios tendones (conjuntos de barras o cables de acero activo), y no tensarlos todos a la vez, lo que genera un desequilibrio de tensión en cada tendón, se deberá exigir una resistencia media a compresión del 50% de lo exigido como resistencia final del hormigón de pretensado por la empresa diseñadora y comercializadora del sistema de pretensado.

Además del límite de seguridad de tesado y el de compresión máxima al momento de la transferencia, se debe tener en cuenta que la magnitud de las fuerzas aplicadas por el pretensado sobre la sección disminuye desde que se tesan los tendones debido a varios motivos.

Se pueden clasificar las pérdidas por el tiempo. Se tienen pérdidas instantáneas de pretensado ($\Delta P_i(x)$), para los sucesos justo tras transferir el pretensado a la pieza, ya sea por adherencia o por anclajes. Y luego se tienen pérdidas diferidas de pretensado ($\Delta P_{c+s+r}(x)$), para las que tienen lugar a lo largo del tiempo por pérdida de propiedades de los materiales.

$P_{m0}(x)$ sería la fuerza aplicada por el pretensado a lo largo de "x" justo en el momento de la transferencia de esfuerzos. Para obtenerlo se debe restar $P_{máx} - \Delta P_i(x)$, para lo que es necesario conocer como calcular $\Delta P_i(x)$, lo que se hace sumando ΔP_{el} , ΔP_r , $\Delta P_{\mu}(x)$ y ΔP_{sl} , que son, respectivamente, las pérdidas por acortamiento elástico del hormigón, las pérdidas por relajación del acero a corto plazo, las pérdidas por rozamiento del acero con su conducto y las pérdidas debido a penetración de cuña del anclaje.

A continuación, se explica brevemente como obtener cada una de esas pérdidas:

- ❖ Para las pérdidas elásticas (ΔP_{el}) es necesaria el área del pretensado (A_p), su módulo elástico (E_p), el coeficiente "j" para tener en cuenta el número de tesados sucesivos, la variación de compresión en el centro de gravedad de la armadura activa a "t" días y el módulo de elasticidad del hormigón a "t" días.

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad 6.25$$

- ❖ Las pérdidas por rozamiento ($\Delta P_{\mu}(x)$) en sistemas de postesado se obtienen con la ecuación 6.26, en la que se tiene como nuevos parámetros " μ ", que es el coeficiente de rozamiento entre tendón y vaina y se puede tomar de la tabla 5.1 del 1992-1-1, " θ " que es el sumatorio de variaciones de ángulo a lo largo del tendón, " k ", que es el coeficiente de rozamiento parásito y se toma con un valor de entre 0.005 y 0.01, y " x ", que es la coordenada longitudinal del tendón.

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{máx} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad 6.26$$

- ❖ Las pérdidas de penetración de cuña (ΔP_{sl}) se iguala la longitud de deslizamiento de cuña directamente a deformación perdida en el acero, con la cual es posible hallar la tensión que se pierde al tener esa disminución de deformación empleando la Ley de Hooke. Con esa tensión, al multiplicar por el área del acero activo, se obtienen las pérdidas de pretensado.

- ❖ Para las pérdidas por relajación, el Eurocódigo dedica el Anexo D del EN1992-1-1, para explicar el método del tiempo equivalente para su obtención, aunque es meramente informativo y solo abarca de forma muy somera las ecuaciones, pero no su aplicación concreta debido a su gran variabilidad a tramos de deformación instantánea a lo largo del tiempo, por lo que aquí tampoco se entrará en más detalle.

Para finalizar, la fuerza de pretensado a tiempo infinito sería $P_{m,\infty}(x)$, se obtiene de restar a $P_{m0}(x)$ las pérdidas diferidas en el tiempo $\Delta P_{c+s+r}(x)$, que según el Eurocódigo se puede estimar de forma simplificada mediante la siguiente expresión:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]} \quad 6.27$$

donde

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$	es el valor absoluto de la variación de tensión en la armadura activa, producida por la fluencia, retracción y relajación en una posición "x", a tiempo "t"
ε_{cs}	es la deformación de retracción estimada conforme al punto (6) del apartado 3.1.4 del documento EN1992-1-1 en valor absoluto
$\Delta \sigma_{pr}$	es el valor absoluto de la variación de la tensión en la armadura activa en la posición x, a tiempo t, debida a la relajación del acero de la armadura activa. Se obtiene en base a la situación cuasipermanente de acciones que se verá en el <u>Capítulo 9</u> referente a combinación de acciones
$\sigma_{c,QP}$	es la tensión en el hormigón adyacente a la armadura activa debida al peso propio, al pretensado inicial y a otras acciones cuasipermanentes si son relevantes. El valor de $\sigma_{c,QP}$ puede ser el efecto de parte del peso propio y del pretensado inicial, o el efecto de una combinación total cuasipermanente de acciones.
A_c	Área de la sección de hormigón
I_c	Inercia de la sección de hormigón
z_{cp}	Profundidad del centro de gravedad del acero activo

Muchos de estos parámetros no son directos y se obtienen de las propias acciones sobre la estructura, de ahí que el cálculo de las pérdidas diferidas sea normalmente un cálculo ejecutado por software, ya que es moderadamente complejo. Aun así, ayuda bastante tener una expresión tan condensada para las 3 pérdidas diferidas de fuerza del pretensado.

❖ CARGAS GEOTÉCNICAS

Al igual que se especifica en el apartado del mismo nombre para la AASHTO, no se entrará en demasiado detalle en estas acciones por ser aplicables a las cimentaciones y, según la tipología, a los estribos. Como este documento se plantea aplicado a tableros, no se detallan estas acciones.

Ambos códigos coinciden en un importante número de consideraciones y métodos de cálculo. Los principales puntos que abarca el 1997-1-1 del Eurocódigo serían:

- ❖ **Modelo de cálculo:** analítico, semiempírico, numérico
- ❖ **Acciones:** pesos de suelo y agua, tensiones preexistentes en terreno, empujes de tierras, presión del agua, fuerzas de filtración, sobrecargas sobre el terreno, eliminación de cargas o excavaciones, cargas de tráfico, hinchamientos y retracciones por vegetación, clima y cambios de humedad, fluencia del terreno, deslizamientos de suelo, asiento del terreno, disolución o descomposición del suelo, aceleraciones de terremotos y otras fuentes, efecto de la temperatura, acción del hielo, pretensado por anclajes o codales, y, por último, rozamiento negativo.
- ❖ Plantea 3 nuevos métodos de combinación de acciones diferentes a los que se verán para los tableros.
- ❖ **Parámetros del terreno:** geología y estratificación, niveles freáticos, flujos de agua, estado tensional, curvas granulométricas, pesos específicos, porosidad, humedad, forma de granos, rugosidad granos, densidad relativa, límites de Atterberg con los que nombrar al suelo, hinchamiento, contenido materia orgánica y carbonatos, permeabilidad, resistencia al corte del suelo, velocidad de consolidación, mineralogía de rocas, velocidad de propagación de ondas en rocas, absorción de agua en rocas, meteorización de roca y resistencia a compresión simple de la roca.
Estos parámetros se deberían obtener mediante ensayos de todo tipo.
- ❖ Se deben seguir ciertas pautas y cubrir una serie de requisitos a la hora de presentar los resultados de los ensayos geotécnicos de reconocimiento del terreno, los cuales se pueden leer en el capítulo 3.4 del EN1997-1-1.
- ❖ Se exige un seguimiento la ejecución de la obra para asegurarse de que las hipótesis que se hayan realizado durante el cálculo sean correctas, así como el comprobar que todo vaya a lo esperado, así como para generar un registro de ensayos de supervisión para el presente y futuro de la obra.

- ❖ **Consideraciones relativas a:** la rotura hidráulica (subpresión, sifonamiento, erosión interna y tubificación del terreno en túneles), la estabilidad global de las estructuras geotécnicas,
- ❖ El grueso del resto del documento trata de recomendaciones, obligaciones y directrices para la ejecución para obras geotécnicas como: rellenos, retirar agua/bajar nivel freático del terreno, mejora y refuerzo del terreno, cimentaciones superficiales como zapatas, cimentaciones profundas tipo pilote, anclajes geotécnicos, estructuras de contención y terraplenes.

En estos apartados no se dice nada concreto a nivel cálculo, son puntos a tener en cuenta, limitaciones de parámetros, etc.

No es hasta los anexos que se exponen métodos y explicaciones de cálculo.

En el anexo C se comienza con la explicación de la forma de cálculos los empujes sobre las estructuras debido a tierras, estando en el punto C.1 la explicación por integración, así como unos ábacos similares a los de la AASHTO para obtener directamente los parámetros de empuje pasivo K_p y empuje activo K_a en función del tipo de ciertos condicionantes. Luego está el método analítico para el cálculo de las "K".

Para cimentaciones de zapata se exponen en el anexo D la formulación necesaria para obtener la capacidad portante del terreno. En el anexo E se trata el método semiempírico para el mismo fin.

En resumen, este documento apenas aporta nada a nivel cálculo que comparar con la AASHTO, ya que ambas se basan en las mismas teorías clásicas de la geotecnia, y realmente no hay valores que apliquen a tableros directamente, lo que significaría que se puedan calcular y comparar. Debido a esto, se puede decir que ambas normas establecen cosas similares, con la obvia diferencia de su enfoque documental.

6.2.2. CARGAS VARIABLES

❖ SOBRECARGA DE USO

Es la forma de llamar a la carga viva para el Eurocódigo, ya que se debe recordar que este no aplica únicamente a puentes, como si lo hace la AASHTO.

En edificación, esta carga representa a la acción de los usuarios sobre la estructura, lo cual es lo mismo que la carga viva en puentes. En edificios y similares estos usuarios suelen ser personas u objetos, aunque también incluyen coches para garajes y otros.

Para zonas de uso de personas, las cargas son mucho menores que para simular el tráfico de coches, además de que se engloban todas las posibilidades de tipos de carga en una carga distribuida y una concentrada, cubriendo con ello las mayores solicitaciones que se esperan, así como la parte proporcional al efecto dinámico.

Para el caso de cargas sobre puentes, como se dijo en el punto correspondiente de la AASHTO, se tratará en el Capítulo 7 del presente documento en mayor profundidad, ya que es una de las principales acciones sobre puentes.

❖ OLEAJE Y CORRIENTES

A fecha de la redacción del proyecto todavía no existe un documento oficial del Eurocódigo en el que se traten estas acciones sobre estructuras, por lo que tampoco existe para puentes. Sin embargo, la redacción de un borrador ha terminado recientemente y se espera que se apruebe hacia finales del año 2025.

Según parece, se introducirá como parte del documento EN1991, dentro de la categoría de acciones sobre estructuras, lo que lo convertiría en el documento EN1991-1-8, justo a continuación del de acciones accidentales.

❖ VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS

La acción del viento cuenta con su propio documento específico para el Eurocódigo. Este es el EN1991-1-4 del 2018.

En él, se trata el cómo hacer la modelización de la acción del viento, la obtención de la velocidad de cálculo y la presión asociada ejercida por el viento, la obtención y aplicación de los coeficientes reguladores de presión y fuerza del viento y, por último, un capítulo específico con disposiciones para puentes.

Para empezar, en el capítulo de puentes se establece que la acción del puente se aplica en dirección transversal al eje del puente junto con la acción vertical asociada al viento si procede y en la dirección longitudinal. En caso de que el puente sea curvo, la dirección longitudinal está marcada por un vector ficticio que une el principio y el final del puente. La dirección transversal en ese caso sería la perpendicular a dicho vector.

Las fuerzas que actúan en la dirección longitudinal o "y", según el Eurocódigo, generalmente no actúan simultáneamente a las que actúan en dirección transversal o "x", por lo que no se deberían combinar. Las que si actúan simultáneamente a cualquiera de esas dos es la vertical o "z" y se deben aplicar conjuntamente.

El sentido de la forma se establece de acuerdo al que sea más desfavorable, por lo que es buena práctica comprobar ambos sentidos.

Para la obtención de la fuerza actuante sobre la estructura se deberá saber si se necesita un cálculo que incluya respuesta dinámica o no.

En caso de no necesitar calculo dinámico, $c_s c_d$ es igual a la unidad y se puede simplificar la expresión de cálculo de la fuerza debido al viento F_w . Para puentes normales de menos de 40m no se necesita análisis dinámico de viento, por lo que se aplicaría la simplificación.

Según el anexo nacional español al EN1991-1-4, se establece que no es necesario considerar los efectos dinámicos si la frecuencia de flexión vertical es mayor a 2 Hz o el puente tiene una luz menor a 80m. Tampoco se tendrían que considerar en caso de que se cumpla a la vez que: la luz es menor a 200 metros, la máxima distancia entre puntos de momento flector nulo bajo solo peso propio es menor a 30 veces el canto y anchura del tablero mayor al 10% de la distancia transversal entre puntos nulos.

La fuerza F_w por el método simplificado viene dada por la ecuación 6.28.

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref} \quad 6.28$$

donde

ρ es la densidad del viento y tiene un valor de 1.25 kg/m³

v_b es la velocidad básica del viento

C es el factor de carga de viento

A_{ref} es el área de referencia sobre la que actúa el viento

Estos parámetros dependen de otros excepto la densidad, y su obtención se detalla a continuación:

$$A_{ref} = d_{tot} \cdot L \quad 6.29$$

donde

d_{tot} es el canto total de la parte expuesta del puente. En caso de analizar el viento en "x" su valor es igual al canto expuesto en transversal del tablero más las barreras y el

tráfico de así necesitarlo. Para el viento en "z" d_{tot} pasa a ser igual a solo el canto del puente

L es la longitud del puente

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad 6.30$$

donde

c_{dir} es un coeficiente que tiene en cuenta la dirección del viento. Se considera 1 como recomendación

c_{season} es un coeficiente que tiene en cuenta la estación. Se considera 1 como recomendación

$v_{b,0}$ es el valor fundamental de la velocidad del viento y se obtiene de un mapa territorial. El de España se puede encontrar en la figura AN.1 del 1991-1-4.

$$C = c_e \cdot c_{fx,z} \quad 6.31$$

donde

c_e es el factor de exposición. Se explica su obtención en la ecuación 6.33

$c_{fx, fz}$ es el factor de fuerza en la dirección del análisis. c_{fz} valdría ± 0.9 según el anexo nacional

$$c_{f,x} = c_{fx,0} \quad 6.32$$

donde

$c_{fx,0}$ es el factor de fuerza sin flujo de cola, y que puede tomarse como 1.3 u obtenerlo de la figura 8.3 del EN1991-1-4, el cual consiste en unos esquemas y un ábaco. Si el lateral de la estructura está inclinado, se puede reducir el valor de $c_{fx,0}$ en 0.5% por cada grado de inclinación respecto a la vertical. Si hay peralte, se debe aumentar en 3% por cada grado.

Si c_0 , que es el factor de orografía, es igual a la unidad, entonces c_e se puede obtener del ábaco presentado en la figura 4.2 del EN1991-1-4. c_0 es igual a la unidad en puentes normales, mientras que con encauzamiento tipo valle se debe tomar como 1.1.

En caso de que haya obstáculos en el camino del puente su cálculo se complica y sería necesario realizar un estudio de la zona.

Como alternativa, se puede aplicar lo expuesto en el anexo A, punto 3, donde en base a la pendiente en tanto por uno y "s" que es un factor de localización orográfica obtenido de los ábacos de las figuras A.2 y A.3; se puede calcular c_0 con las ecuaciones A.1, A.2 y A.3 del mismo documento.

Para los casos en que c_0 no es igual a la unidad se deberá emplear la siguiente fórmula:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad 6.33$$

donde

q_b es la presión debido al viento con su velocidad media y se obtiene con: $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$

$q_p(z)$ es la presión debido al viento con su velocidad pico

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad 6.34$$

donde

$I_v(z)$ es la intensidad de turbulencia, que se calcula con la expresión 4.7 del EN1991-1-4

$v_m(z)$ es la velocidad media del viento

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad 6.35$$

donde

$c_r(z)$ es el factor de rugosidad que se obtiene con:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad 6.36$$

donde

k_r es el factor del terreno y se calcula con:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad 6.37$$

donde

z_0 es la longitud de la rugosidad

$z_{0,II}$ es 0.05 metros

Con este enrevesado proceso llamado método simplificado, se puede aplicar la ecuación 6.28 para obtener F_w en el sentido transversal y en vertical al obtener "C" para ambas direcciones con c_{fx} y c_{fz} .

En caso de necesitar un análisis dinámico sería necesario realizar un estudio aerodinámico con métodos numéricos o ensayos en un túnel de viento.

Por último, cabe exponer que, para la carga de viento actuando sobre el tráfico se debe limitar el valor de combinación del viento $\psi_0 \cdot F_{wk}$ (se comentará este término en el capítulo de combinación de acciones), a F_w^* , el cual se obtiene empleando en su cálculo $v_{b,0}^* = 23$ m/s en vez de $v_{b,0}$.

❖ CARGAS POR ACCIÓN TÉRMICA

El clima en la localización de una estructura provoca cambios diarios o estaciones de la temperatura, radiación solar, etc. lo que, inevitablemente, se traduce en una variación de temperaturas en la estructura a lo largo del tiempo y sus dimensiones.

Esta variación de temperatura se traduce en una variación de volumen por medio de dilatación y contracción al reordenarse las partículas para ocupar más o menos espacio en función de la temperatura.

Cuando el puente no está fijado a ningún apoyo u otras estructuras, esta variación de volumen no produce ningún esfuerzo, por lo que no sería necesario estudiarla. En la mayoría de los puentes es necesario fijar de algún modo el tablero a alguno de sus apoyos en algunas de las direcciones posibles de movimiento, ya que si no muy probablemente se sobrepasaría el estado límite de equilibrio. En el caso de fijación es donde comienzan los esfuerzos internos sobre la estructura.

La acción de la temperatura se divide en:

- Componente Uniforme
- Componente diferencial lineal en Z
- Componente diferencial lineal en Y
- Componente diferencial no lineal autoequilibrado

Primero, se obtiene el coeficiente de dilatación térmica en función del material que se analice. Estos aparecen en la norma en la tabla C.1 del anexo C del documento EN1991-1-5.

Ahora se clasifica el tipo de tablero del puente en base al siguiente esquema:

Tabla 6.10 - Clasificación de tableros según la EN1991-1-5: Acciones térmicas

Tipo 1	Tablero de acero	Cajón de acero
		Celosía o viga armada de acero
Tipo 2	Tablero Mixto	
Tipo 3	Tablero de Hormigón	Losa de hormigón
		Viga de hormigón
		Cajón de hormigón

Se obtienen la temperatura mínima ($T_{\min.}$) y máxima ($T_{\max.}$) del aire a la sombra en la localización del puente, las cuales se pueden obtener del mapa de isotermas del anexo nacional correspondiente o mediante estudio climático del entorno y/o registros locales de temperaturas. En estos últimos casos debe obtenerse una probabilidad de excedencia de 0.02 anual.

En el caso de España, existe una pareja de mapas proporcionados por el anexo nacional. El primero es un mapa de isotermas de temperaturas máximas (Figura 6.6) y el segundo de zonas climáticas en invierno (Figura 6.7), dando este último la temperatura mínima en base a la Tabla 6.11 a la que se accede en base a la zona climática.

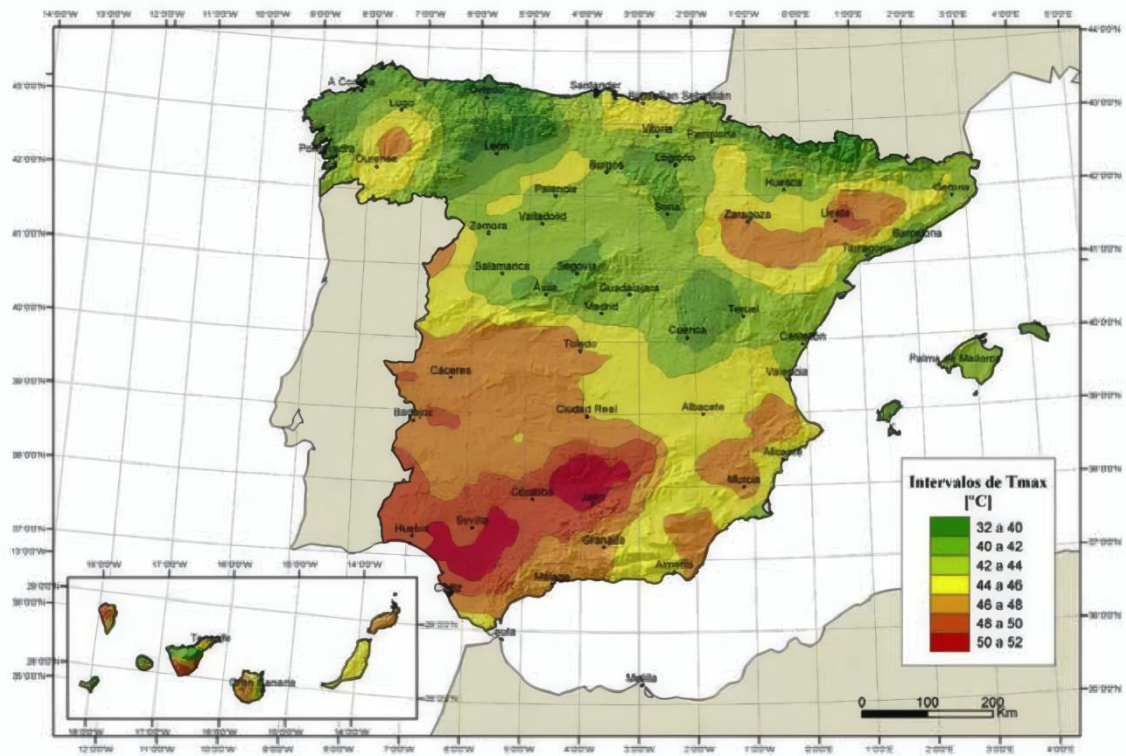


Figura 6.6 - Mapa de isotermas de la temperatura máxima anual del aire en España

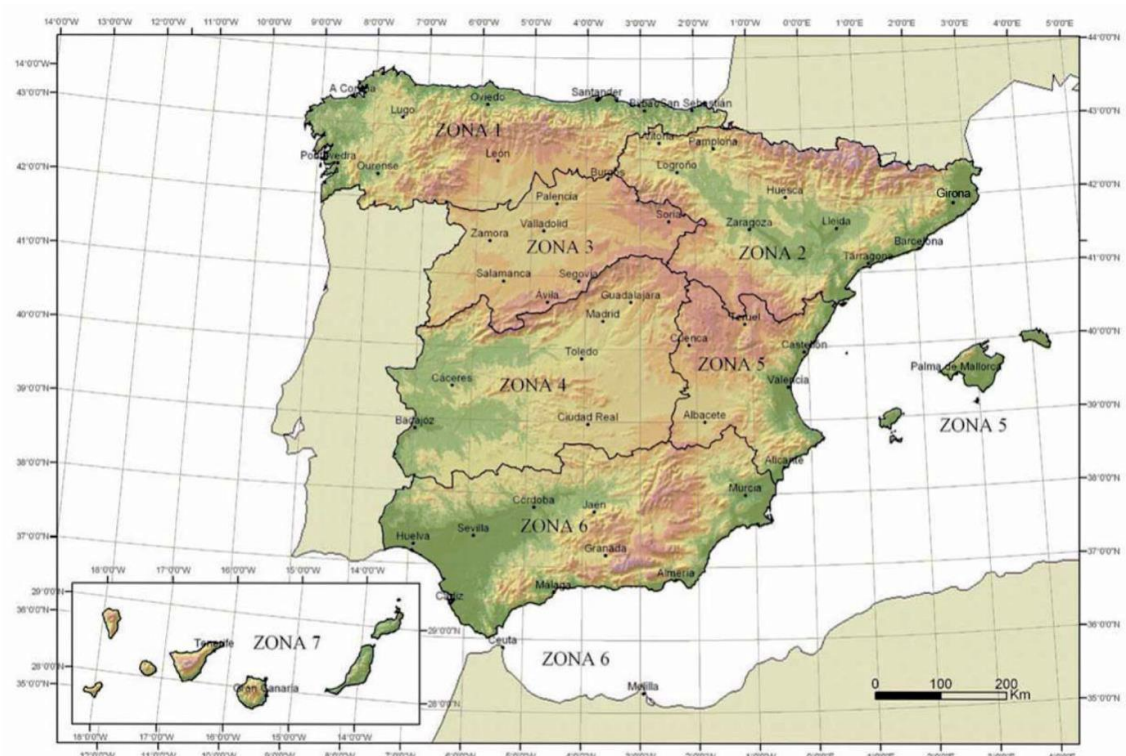


Figura 6.7 - Mapa de zonas climáticas de invierno en España

Tabla 6.11 - Temperatura mínima anual del aire en España según la altura al nivel del mar y la zona de invierno

Tabla AN.1 – Temperatura mínima anual del aire, $T_{\min}$. [°C]

Altitud [m]	Zona de clima invernal (según figura AN.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	- 7	- 11	- 11	- 6	- 5	- 6	6
200	- 10	- 13	- 12	- 8	- 8	- 8	5
400	- 12	- 15	- 14	- 10	- 11	- 9	3
600	- 15	- 16	- 15	- 12	- 14	- 11	2
800	- 18	- 18	- 17	- 14	- 17	- 13	0
1 000	- 20	- 20	- 19	- 16	- 20	- 14	- 2
1 200	- 23	- 21	- 20	- 18	- 23	- 16	- 3
1 400	- 26	- 23	- 22	- 20	- 26	- 17	- 5
1 600	- 28	- 25	- 23	- 22	- 29	- 19	- 7
1 800	- 31	- 26	- 25	- 24	- 32	- 21	- 8
2 000	- 33	- 28	- 27	- 26	- 35	- 22	- 10

Obtenidos los valores de $T_{\min}$ y $T_{\max}$, se pueden obtener $T_{e,\min}$ y $T_{e,\max}$ que son las componentes uniformes de las temperaturas, y que se obtienen del ábaco expuesto en la siguiente imagen en base al tipo de estructura y las temperaturas obtenidas de los mapas:

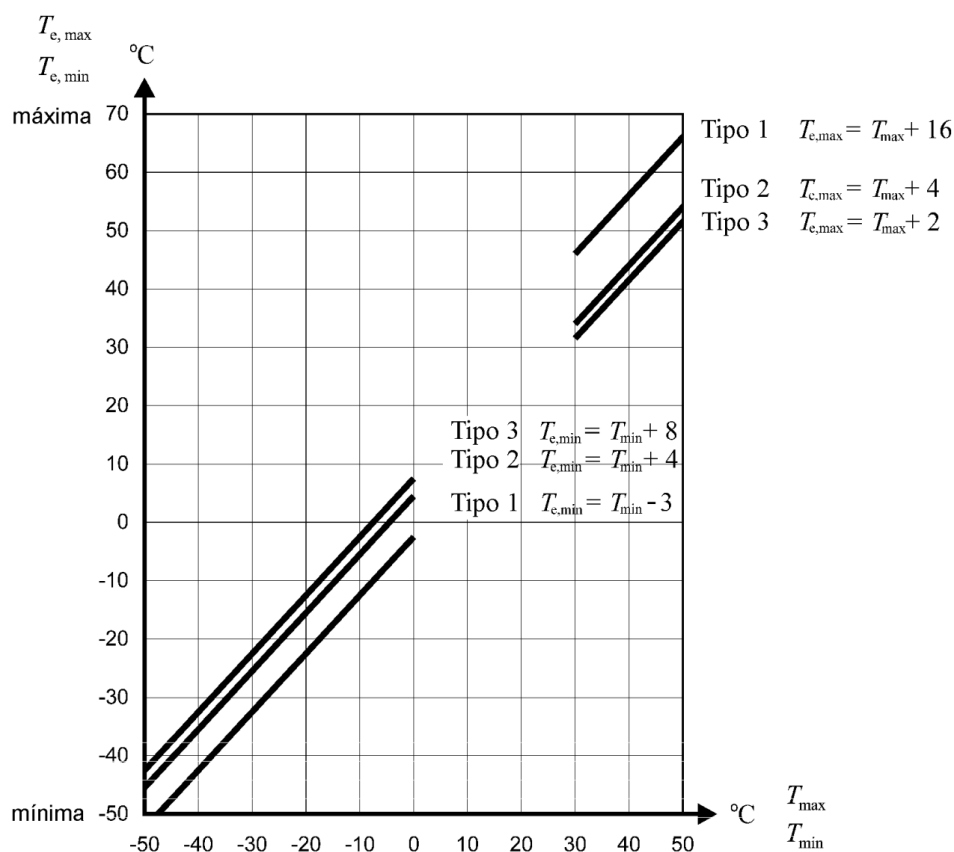


Figura 6.8 - Correlación de la T^a del aire a la sombra y componentes máxima y mínima de la T^a en puentes

Ahora se necesita conocer la temperatura inicial (T_0) desde el que se produce la variación de temperatura y así estimar el valor de dicha variación. Se obtiene del anexo A y según este tendría un valor de 10°C , pero es un parámetro de determinación nacional y el anexo nacional le da un valor de 15°C en España.

Restando las componentes uniformes y la temperatura inicial se obtiene la variación de contracción y dilatación en función de si en la resta se usa la temperatura mínima o la máxima respectivamente.

Para el estudio de deformaciones térmicas en los apoyos y juntas de dilatación se pueden emplear para el cálculo de las acciones, la variación de dilatación más 20°C y la variación de contracción más 20°C .

Teniendo las variaciones de temperaturas, hay que trasladar estos valores a acciones sobre la estructura. El modo de hacer esto es imponiendo la deformación resultante del cambio de temperatura al tablero, apoyo o subestructura.

La deformación se obtiene de multiplicar el coeficiente de dilatación térmica por la variación de temperatura empleada:

$$\varepsilon = \alpha_T \cdot \Delta T$$

6.38

Todo esto ha sido referido a la componente uniforme de la variación de temperatura, pero muchos aspectos se comparten con los diferenciales.

El diferencial de temperatura se da por el calentamiento de un solo lado de la estructura. Cuando sobre está la radiación solar, la cara en la que impacta dicha radiación se calienta respecto a la cara opuesta. Esto provoca un diferencial que es vertical para la radiación que impacta sobre la capa de rodadura.

Se pueden emplear 2 planteamientos para la obtención de la componente vertical en función de lo que diga el anexo nacional. En el caso de España, se establece el uso del planteamiento 1 para tableros tipo 1 y tipo 2, mientras que para tableros tipo 3 se usa el planteamiento 2.

El planteamiento 1 consiste en representar el diferencial de forma lineal con las variaciones de temperatura de la parte caliente (fibra superior) y la parte fría (fibra inferior), que se pueden obtener de la tabla 6.1 del EN1991-1-5, los cuales se han calculado para una superficie de rodadura de 50 mm, por lo que, de tener otra capa de rodadura, se pueden modificar las variaciones de temperatura mediante el parámetro k_{sur} de la tabla 6.2 del mismo documento.

El planteamiento 2 consiste en aplicar un perfil de temperaturas a la sección de la estructura según se esté calentando o enfriando la capa de rodadura. El valor de las variaciones de temperatura y el punto de profundidad de la sección en la que se aplican se puede obtener de las figuras 6.2a, 6.2b y 6.2c del EN1991-1-5, empleándose cada una para tableros tipo 1, 2 y 3 respectivamente.

Estas figuras son aplicables solamente para un espesor de capa de rodadura de 10 cm, teniendo que acudir al anexo B para los valores de ΔT correspondientes a otros espesores, pero aplicados a las mismas figuras que el caso de 10 cm.

Una vez más, teniendo las variaciones de temperatura, se les puede asignar un perfil de deformaciones con el coeficiente de dilatación, las cuales luego se deben imponer a la estructura, la cual si está restringida desarrollará unas tensiones internas que se tienen en cuenta como acciones.

En caso de puentes inclinados por peralte u otro motivo, la radiación solar puede incidir lateralmente generando un diferencial de temperaturas transversal. Para ese caso, el código establece el considerar una diferencia lineal de 5°C entre los extremos.

Para puentes cajón se recomienda tener en cuenta la diferencia de temperatura entre el interior y exterior del cajón. Como simplificación, se establece que se puede usar un diferencial lineal de 15°C.

Para situaciones específicas en las que se deban mezclar los efectos simultáneos de la componente uniforme y la componente diferencial, se pueden aplicar las ecuaciones 6.3 y 6.4 del documento, las cuales se aplican como combinación de acciones, cuyos factores de combinación serían $\omega_N=0.35$ y $\omega_M=0.75$ para ΔT_N y ΔT_M respectivamente.

Si se necesita emplear el planteamiento 2 para el diferencial de temperaturas, se puede sustituir ΔT_M por ΔT .

❖ CARGAS EN CONSTRUCCIÓN

Durante la construcción de un puente se pueden dar una serie de cargas específicas de la construcción y que luego probablemente no vuelvan a aplicarse sobre él. Estas son cargas de maquinaria, izado de elementos, carga muerta de estructuras auxiliares, acopios de materiales sobre el tablero, etc.

Estas acciones se abarcan en el documento EN1991-1-6 del Eurocódigo. Su característica común principal es la temporalidad, ya que se plantean como cargas que actúan solo durante la construcción, y aunque luego existan cargas equivalentes durante la vida útil de la estructura, ya no pertenecerían a esta clasificación y no se les debería aplicar las premisas de este capítulo.

Las cargas temporales que se plantean en este documento son:

- ❖ Manipulación de elementos estructurales: son las acciones que sufre un elemento al ser transportado, izado y colocado debido a su propio peso y la parte dinámica del mismo por el movimiento.
- ❖ Asientos: Las estructuras auxiliares y acopios de materiales pueden generar asientos extras en cimentaciones, movimientos en muros, etc.
- ❖ Interacción entre la acción del pretensado y las estructuras auxiliares, como las cimbras, o el efecto de los gatos de tesado sobre la estructura durante su uso.
- ❖ Las diferentes fases de construcción pueden tener efectos adversos en las predeformaciones aplicadas a las estructuras, por lo que se deberán analizar todos los cambios de cargas para asegurar la integridad estructural al aplicar la predeformación a la estructura.
- ❖ Similar a lo anterior, se deberán tener los efectos de la temperatura, retracción e hidratación para cada fase en busca de posibles cambios que puedan poner en riesgo la estructura.

- ❖ Se deberá analizar la acción del viento en las fases intermedias de construcción, como por ejemplo izados, incluida la componente dinámica de presentarla.
- ❖ La acumulación de nieve
- ❖ La acción del agua sobre la estructura principal o las auxiliares durante su ejecución. Se incluye el efecto de posibles acumulaciones de maleza o suciedad en el agua que provoque impacto sobre las estructuras. Similar para el hielo flotante. La acumulación de agua sobre superficies sin terminar o los defectos que esta pueda provocar.
- ❖ Consideración del efecto por hielo atmosférico.
- ❖ Cargas de construcción debidas a personal y herramientas (Q_{ca}), acopio de material (Q_{cb}), equipamiento temporal (Q_{cc}), maquinaria y equipos (Q_{cd}), acumulación de RCDs (Q_{ce}), cargas por una estructura en fase de ejecución sobre otra (Q_{cf}). Estas cargas, su tipología y sus posibles valores se presentan en la tabla 4.1 del EN1991-1-6.

El valor de la mayoría y forma de aplicación de estas acciones puede obtenerse mediante la aplicación de las disposiciones presentadas en el resto de los documentos del EN1991. La excepción es el último punto de la lista, que se presentan en la mentada tabla 4.1.

Hay que tener en cuenta las acciones accidentales presentadas más adelante también en este apartado para los estados intermedios de las estructuras en los que se posible que actúen dichas acciones accidentales. Por ejemplo, puede ser importante considerar el impacto de vehículos contra estructuras auxiliares como cimbras si estas están en zonas que puedan ser alcanzadas por ellos.

Se presentan varias acciones accidentales específicas a la construcción de la obra, como efecto de la caída de equipo en o desde la estructura, el impacto por tropiezo o caída humana sobre la estructura, impacto de equipo de construcción o efectos de la rotura de sujeciones temporales.

Una acción concreta para puentes es la acción del rozamiento en los apoyos debido al empuje de segmentos en puentes que se ejecuten de ese modo.

❖ CARGAS POR NIEVE

La acumulación de nieve sobre estructuras puede suponer una importante acción debido a su peso, y la potencial de acumulación, por lo que debe tenerse en cuenta dentro de las acciones variables para la combinación de los estados límite fundamentales.

El EN1991-1-3 solo se debe aplicar para emplazamientos en los que nieve, pero estén por debajo de 1500m, ya que se estima que las consideraciones del capítulo solo funcionan hasta esa altura. En zonas que la frecuencia e intensidad de nieve sean escasas, se considerará la acción de la acumulación de nieve como accidental.

El valor característico de la carga de nieve se obtiene de s_k y se da a nivel del terreno. Sin embargo, cualquier cálculo o valor de la carga de nieve contenido en el cuerpo principal del documento es inválido para puentes de carretera.

Como se expone en el punto 1.1 del EN1991-1-3, el documento no proporciona indicaciones acerca de la acción de la nieve en puentes. Esto implica que su aplicación no sería válida o exigida por el documento, sin embargo, el anexo nacional español en su anotación 5.2 (5) establece que:

En puentes de carretera, se debe considerar la hipótesis de nieve extendida en una anchura igual a la del tablero menos el ancho de dos carriles, con un espesor de nieve igual a la altura del elemento de contención. A estos efectos se debe tomar para el cálculo de la sobrecarga de nieve el peso específico indicado a continuación.

En base a esto, la única consideración necesaria extra del documento para el cálculo de la acción de la nieve sobre un puente ha de ser la obtención del peso específico de la misma, el cual se obtiene en el anexo AN.1, mediante la siguiente tabla:

Tabla 6.12 - Peso específico de la nieve en función de la altitud

Altitud, H [m]	γ [kN/m ³]
$1800 \geq H \geq 1\,500$	3,3
$1500 > H \geq 1\,000$	2,7
$1000 > H \geq 800$	2,0
$H < 800$	1,5

Teniendo el ancho del tablero, el ancho de carril, la altura del elemento de contención y el peso específico, se puede obtener una carga distribuida media sobre todo el tablero, la cual se aplicará como carga variable y se combinará con aquellas acciones que sea lógico o esperable que se apliquen al mismo tiempo.

6.2.3. CARGAS ACCIDENTALES

❖ ACCIONES SÍSMICAS

Los principios de cálculo de las acciones sísmicas para puentes en el Eurocódigo se pueden encontrar en el EN1998-2. En ese documento se trata los principios de los sismos, el cálculo de la aceleración debido a ellos, el espectro de respuesta modal, el cálculo de las acciones actuantes sobre la estructura y detalles constructivos que favorecen la resistencia en esa situación.

Esta información aplica a puentes típicos y también a puentes atirantados o puentes arco, pero no aplica a puentes colgantes o móviles, para los cuales será necesario un estudio específico.

El principal foco de atención para los puentes, tal y como se expresa para el artículo correspondiente de la AASHTO, son los apoyos y subestructura, ya que el tablero suele estar aislado sísmicamente de la subestructura en aquellos puentes localizados en zonas sísmicas o en aquellos que tenga sentido económico o social el tomar dichas decisiones de diseño.

- **Requisitos básicos y criterios de conformidad**

El documento exige que tras un evento sísmico de diseño el puente no colapse, de modo que pueda repararse rápidamente o usarse justo después por servicios de emergencia como conexión vital. Esto se logra con un comportamiento dúctil de la estructura, así como un dimensionamiento correcto de acuerdo a un periodo de retorno elevado de 475 años.

Los puentes deben clasificarse de acuerdo con su importancia para un correcto análisis sísmico, la cual se da en función del coste humano, económico y social si la estructura falla. El concepto es igual al expresado en el artículo 4.3 del presente documento.

Continuando con la fiabilidad de la estructura, también se introduce un coeficiente de importancia (γ_i) similar a los ya expuestos anteriormente, con el cual se busca aumentar la fiabilidad (β). Para una clase de importancia I o RC1 se emplea un coeficiente de 0.85, para importancia II o RC2 se emplea 1 y para importancia III o RC3 se emplea 1.3.

La mayoría de los puentes son de importancia II o RC2, por lo que la obtención de las acciones se calibra para obtener una fiabilidad adecuada a ella, que es el motivo por el que el coeficiente de importancia es 1 para dicha situación.

En caso de que un sismo tenga una alta probabilidad de ocurrencia para ese tipo de acciones, se deberá impedir que la estructura principal sufra daño, permitiéndose únicamente en elementos disipadores de energía.

Para cumplir todos estos requisitos, se deben cumplir una serie de requisitos de conformidad para buscar la ausencia de colapso y la limitación de daño.

Se tienen en cuenta 2 clases de comportamiento sísmico permitido por los criterios mencionados: un comportamiento dúctil y de ductilidad limitada o esencialmente elástico.

El comportamiento dúctil se busca en zonas de sismicidad alta, de modo que se dote al puente de medidas fiables para disipar la energía. Este comportamiento se logra, generalmente, mediante la generación de rótulas plásticas en las pilas, siendo el método más fiable el que se formen en todas las pilas al mismo tiempo, lo que maximiza la disipación de energía.

Los tableros de puente deben permanecer esencialmente elásticos, por lo que no se deben formar rótulas plásticas en él salvo contadas excepciones

Se debe promover su aparición en lugares accesibles y reparables de la estructura, que es por lo que se diseña para que se produzcan en pilas y no en el tablero o estribos, que son muy difíciles de reparar.

En el caso de comportamiento de ductilidad limitada, no se forman rótulas, aunque si puede producirse histéresis para ayudar a la disipación de energía. Esto le otorga un coeficiente de comportamiento "q" menor o igual a 1.5 siempre y cuando el funcionamiento de las rótulas plásticas en el peor de los casos sea fiable. De no ser fiables por las características del sismo, se deberá emplear $q = 1$, como, por ejemplo, en puentes atirantados.

Se requiere que la resistencia a flexión en los puntos que se formen las rótulas plásticas sea adecuada y acorde a lo explicado más adelante al respecto, pero lo que se empleará el dimensionamiento por capacidad. Esto solo aplica a puentes con comportamiento dúctil y que, por tanto, se prevea que desarrollen rótulas plásticas en caso de sismo de diseño.

Este método consiste en diseñar cada rótula plástica como si todas las demás rótulas hubiesen sobrepasado su resistencia a flexión, lo que se llama "sobrerresistencia".

En este punto, la norma explica los criterios para alcanzar la ductilidad global, para lo cual establece que el desplazamiento último (asociado al ULS), debe, tras 5 ciclos de carga-deformación, ser tal que no se produzca un descenso superior al 20% de la resistencia última de los elementos dúctiles, así como que no se inicie el fallo del acero de confinamiento del hormigón o su pandeo local.

En el capítulo 2.4 del EN1998-2 se establecen una serie de recomendaciones y exigencias a la hora de diseñar el puente, ya que incorporar las medidas de seguridad oportunas durante la concepción del diseño es más sencillo que hacerlo a posteriori.

- **Bases para la obtención de la acción sísmica**

Para obtener la acción sísmica sobre la estructura se han de emplear espectros de respuesta o bien representación de sismos a lo largo del tiempo. Estos servirán para describir las acciones horizontales y verticales. Dichas acciones solo se tienen en cuenta en casos de puentes de poca luz o en los que haya esfuerzos axiales de gran magnitud.

Los terremotos, en ocasiones, tienen desplazamientos extremos permanentes, como la formación de fallas, para cuyo caso el cálculo de las acciones de este documento es insuficiente y se deberá realizar un estudio específico de sismicidad.

Para puentes de gran longitud existe la posibilidad de que algunas de las pilas del puente se encuentren en terrenos con diferentes características sísmicas, por lo que se pide tener en consideración la variación espacial del movimiento para estos casos. Con esto, se tiene en cuenta estas diferencias entre apoyos mediante desplazamientos característicos de los mismos junto a la inercia sísmica de la estructura.

Para el uso del método temporal de representación de sismos se debe cumplir los requisitos de compatibilidad establecidos por la norma, junto a compatibilidad de frecuencia y duración. En puentes con aislamiento sísmico u otras peculiaridades, se recomienda usar este método para el análisis no lineal.

El método de cálculo aquí expuesto se basará en la hipótesis simplificadora del cálculo sísmico por la cual solo se tiene en cuenta el primer modo de vibración, que en la mayoría de las estructuras suele ser el que aporta mayores esfuerzos.

La base teórica de este método simplificado emplea las fuerzas de inercia correspondientes al primer modo de vibración, así como su periodo natural de vibración, el cual se obtiene tomando la ordenada adecuada del espectro de respuesta de cálculo para la localización de la estructura. El periodo fundamental también se estima en base a ciertas simplificaciones.

- **Parámetros de cálculo - q**

Para pilas empotradas al tablero, se establece un comportamiento dúctil.

Se debe obtener el parámetro de comportamiento, q , para la dirección "x" y la dirección "y". Esto viene dado en la Tabla 6.13 en la cual, el valor de "q" para pilas de hormigón y comportamiento dúctil depende de $\lambda(\alpha_s)$, que es 1 si el índice de cortante, α_s , es mayor que 3 y que es igual a $\sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$ si el índice de cortante está entre 1 y 3.

El valor del índice de cortante se obtiene mediante $\alpha_s = L_s/h$, donde L_s es la distancia entre donde se plantea ubicar la rótula plástica y el punto de momento nulo, y "h" es el canto de la sección en la dirección que aplica el momento flector de la rótula.

Tabla 6.13 - Valores del coeficiente de comportamiento sísmico según la parte del puente y su ductilidad

Tipo de elementos dúctiles	Comportamiento sísmico	
	De ductilidad limitada	Dúctil
Pilas de hormigón armado:		
Pilas verticales trabajando a flexión	1,5	$3,5 \lambda(\alpha_s)$
Pilas inclinadas trabajando a flexión	1,2	$2,1 \lambda(\alpha_s)$
Pilas de acero:		
Pilas verticales trabajando a flexión	1,5	3,5
Pilas inclinadas trabajando a flexión	1,2	2,0
Pilas con triangulaciones centradas	1,5	2,5
Pilas con triangulaciones descentradas	—	3,5
Estribos conectados rígidamente al tablero:		
En general	1,5	1,5
Estructuras encajadas en el terreno (véase 4.1.6(9), (10))	1,0	1,0
Arcos	1,2	2,0
* $\alpha_s = L_s/h$ es el índice de cortante de la pila, donde L_s es la distancia entre la rótula plástica y el punto de momento nulo, y h es el canto de la sección transversal en la dirección en que flexa la rótula plástica.		
Para $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1,0$ $3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$		

▪ Parámetros de cálculo – Tipo de suelo y región sísmica

Para poder conocer la influencia del terreno sobre la acción sísmica que aplicará sobre la estructura, es necesario clasificar el terreno de acuerdo al perfil estratigráfico, la velocidad de onda de corte, el número de golpes SPT y la resistencia al corte sin drenaje del suelo.

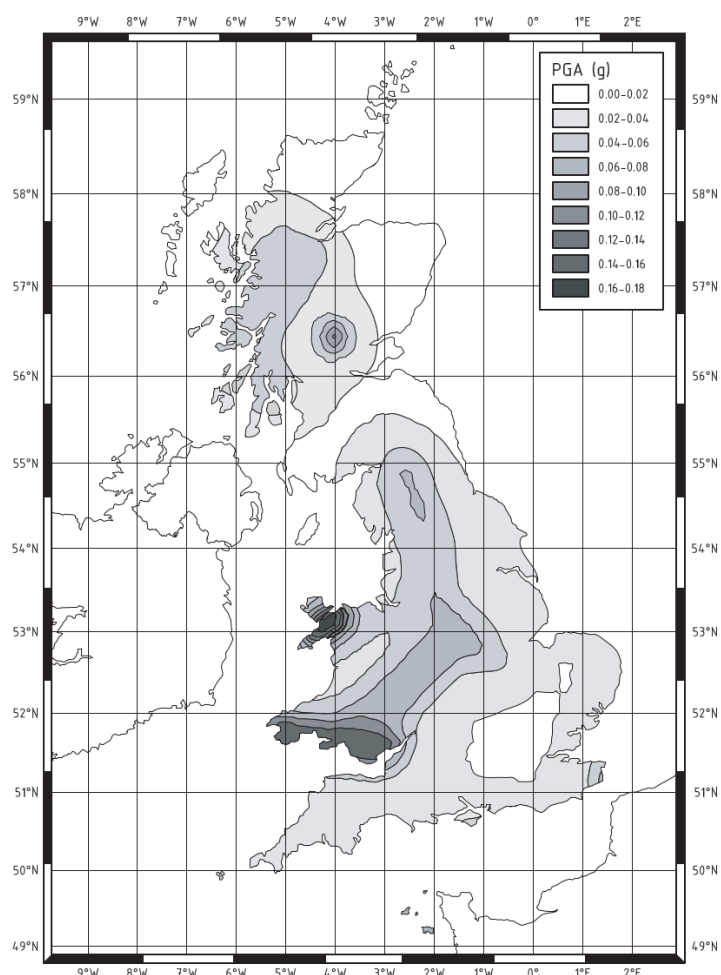
Con uno o varios de los parámetros se puede entrar en la tabla 3.1 del EN1991-1 y obtener el tipo de terreno desde un punto de vista sísmico. El anexo nacional puede ofrecer su propia tabla de clasificación del suelo.

La región sísmica sirve para conocer la aceleración máxima de referencia para un terreno tipo A, a_{gR} , la cual tiene asociado un periodo de retorno, T_{NCR} , para el requisito de no colapso. Este parámetro es necesario también para obtener a_g , que es igual a $\gamma_I a_{gR}$, y a su vez, este sirve para determinar si una zona es de baja o muy baja sismicidad.

Esto último es importante ya que permite el uso de métodos de cálculo sismorresistente simplificados en caso de zona de baja sismicidad y no tener en cuenta el cálculo sismorresistente si la zona es de muy baja sismicidad.

El umbral de baja sismicidad según el anexo nacional español sería que $a_g \cdot S$ sea menor que 0.1g. Para la muy baja sismicidad el umbral está en $a_{gR} < 0.04g$.

El Eurocódigo sugiere que los redactores de los anexos nacionales deberían crear mapas de zonificación sísmica, cosa que España no ha hecho, si no que propone su cálculo mediante una serie de fórmulas y unas extensas tablas en función de las coordenadas del emplazamiento del puente. Por el contrario, el anexo nacional británico contiene un mapa zonificado con el valor de dicha aceleración, tal y como se muestra a continuación:



▪ Parámetros de cálculo – Espectro de respuesta

Para obtener el espectro de cálculo de respuesta elástica horizontal, $S_d(T)$, se deben obtener antes los parámetros S , T_B , T_C y T_D , ya que son necesarios para aplicar las siguientes fórmulas y graficar así el espectro:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad 6.39$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad 6.40$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad 6.41$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad 6.42$$

donde

S es el coeficiente de suelo

T_B es el límite inferior del periodo del tramo de aceleración espectral constante

T_C es el límite superior del periodo del tramo de aceleración espectral constante

T_D es el valor que define el comienzo del tramo de respuesta de desplazamiento constante del espectro

β es el coeficiente de umbral inferior del espectro de cálculo horizontal, que toma valor de 0.2

Para obtener el espectro de cálculo de respuesta elástica vertical, se deben emplear las mismas ecuaciones, pero reemplazando a_g por a_{vg} , tomando $S = 1$ y $q = 1.5$. El resto de los parámetros son iguales para el horizontal y el vertical.

Según los terremotos que más contribuyen a la peligrosidad sísmica, se determina la magnitud de ondas superficiales M_s , que si no es mayor a 5.5, se recomienda que se use el tipo 2 de espectro de respuesta. En caso contrario, se recomienda el tipo 1. A continuación, se muestran las tablas de las que extraer los valores para el espectro de respuesta para el tipo 1 y 2 según el tipo de terreno:

Tabla 6.14 - Valores de los parámetros para el espectro de respuesta elástica tipo 1

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabla 6.15 - Valores de los parámetros para el espectro de respuesta elástica tipo 2

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Para graficar el espectro con estos valores hay que basarse en:

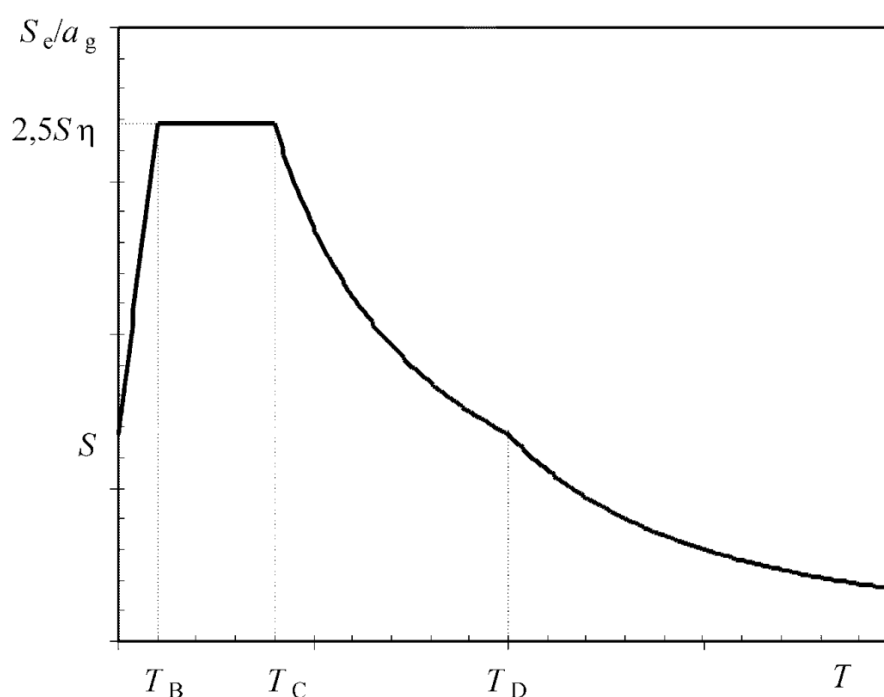


Figura 6.9 - Gráfico general con la forma del espectro de respuesta elástica

▪ Cálculo de acciones en pilas

El resto del procedimiento para el cálculo de la acción sobre la estructura no está definido en la norma, puesto que existen diversas consideraciones a tener en cuenta, como cuantos modos de vibración se van a tener en cuenta en el cálculo.

Para simplificar la explicación, se simplificará todo lo posible y solo se tendrá en cuenta el primer modo de vibración, lo que puede desembocar en que, dependiendo de la estructura a diseñar y su contexto sísmico, se infravaloren las acciones debido al terremoto de diseño.

Como ya se ha explicado, la acción sísmica aplica principalmente a la subestructura, concretamente a las pilas, por lo que la explicación será enfocada hacia las mismas.

Primero, es necesario obtener la rigidez del elemento estructural, K , para lo que el anexo C del EN1998-2 nos permite hacerlo mediante:

$$K = E_c \cdot J_{eff} = v \cdot \frac{M_{Rd}}{\Phi_y} \quad 6.43$$

donde

E_c es el módulo de elasticidad del hormigón

M_{Rd} es el momento de resistencia último de la sección de la rótula plástica. Se verá en el Capítulo 11 como se calcula.

Φ_y es la curvatura del límite elástico de la sección de la rótula plástica, el cual se obtiene de aplicar la ecuación 6.46

V es un coeficiente de corrección que toma valor de 1.2

J_{eff} es el momento de inercia efectivo, el cual se puede obtener de aplicar:

$$J_{eff} = 0.08 \cdot J_{un} + J_{cr} \quad 6.44$$

donde

J_{un} es la inercia de la sección sin fisurar

J_{cr} es la inercia de la sección fisurada y la armadura está en el límite elástico. Se obtiene con:

$$J_{cr} = \frac{M_y}{E_c \cdot \Phi_y} \quad 6.45$$

donde

M_y es el momento flector correspondiente al límite elástico

$$\Phi_y = (\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{cy})/d_s \quad 6.46$$

donde

d_s es el canto útil respecto al centro de gravedad de la armadura de tracción

ε_{sy} es la deformación del acero pasivo correspondiente al límite elástico

ε_{cy} es la deformación en compresión del hormigón cuando la tensión del acero de las armaduras de tracción alcanzan el límite elástico

Ahora se necesita obtener el peso total que puede llegar a oscilar debido al sismo de diseño, W_E . Está compuesto de la suma del peso de la estructura, carga muerta de los accesorios y capa de rodadura, y de la parte proporcional de la carga viva que se supone está actuando en el momento del sismo.

Con los datos hasta ahora se obtiene el periodo fundamental de vibración o el periodo de vibración del primer modo, T :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_E/g}{K}} \quad 6.47$$

Entrando con este periodo en el gráfico del espectro de respuesta, se obtendrá un valor concreto de la aceleración espectral, el cual se aplica a la siguiente ecuación para obtener el cortante en las pilas derivado del sismo:

$$V_E = \frac{S_e \cdot W_E}{g} \quad 6.48$$

donde

g es la aceleración de la gravedad

Esta acción se debe repartir entre todas las pilas del puente de forma proporcional a su rigidez frente al total de todas las pilas.

El momento flector generado por el sismo se puede obtener a partir del cortante estableciendo condiciones de contorno, como por ejemplo en pilas, se puede establecer que esta esté empotrada en la base por la cimentación y en la parte superior por el tablero, a partir de lo cual se puede estimar el momento.

Siguiendo con el caso de las pilas fijas al tablero, esto implicaría que los esfuerzos actuando sobre las pilas se transferirían al tablero por efecto pórtico, con lo que en este caso se debería tener en cuenta la acción de sismo también para el tablero a la hora de dimensionar la armadura y sección frente a ULS y SLS.

▪ Control de desplazamientos

Para cumplir con un control de desplazamientos adecuados, se deben dejar espacios o holguras para los elementos estructurales críticos, de modo que se permita el movimiento. Estos espacios serán de una dimensión mayor a la suma del desplazamiento máximo sísmico, el desplazamiento a largo plazo por acciones permanentes y el desplazamiento debido a las acciones térmicas.

El desplazamiento total, d_{Ed} , se deberá obtener de acuerdo con la ecuación 6.49, y se dará como criterio frente a sismos cumplido si el espacio disponible es mayor a dichos desplazamientos.

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \psi_2 d_T \quad 6.49$$

donde

d_G es el desplazamiento a largo plazo debido a acciones permanentes y cuasi permanentes

d_T es el desplazamiento debido a acciones térmicas, el cual se obtendría de multiplicar la longitud del puente por la deformación térmica obtenida en el correspondiente artículo del presente documento

ψ_2 es el coeficiente de combinación para la acción térmica cuasi permanente, tal y como se explicará en el capítulo 8.

d_E es el valor de cálculo del desplazamiento sísmico, que se obtiene de la expresión:

$$d_E = \pm \eta \cdot \mu_d \cdot d_{Ee} \quad 6.50$$

donde

η es el coeficiente de corrección del amortiguamiento, que se calcula a partir del coeficiente de amortiguamiento, ξ

μ_d es el coeficiente de ductilidad, que es igual a "q" para $T \geq 1.25T_c$ o a $\mu_d = (q-1) \frac{T_0}{T} + 1 \leq 5q-4$ si $T \leq 1.25T_c$

d_{Ee} es el desplazamiento sísmico correspondiente al análisis lineal

▪ Fuerzas de levantamiento

Cuando la acción vertical de un sismo se estima que pueda provocar una reacción vertical hacia arriba, la cual es mayor a la reacción de compresión debido a la carga permanente, se deberá proyecta y ejecutar unos dispositivos de anclaje vertical que impedirán el despegue de la estructura.

Para requerirse estos elementos, la reacción vertical de despegue ha de ser un porcentaje superior a la reacción de compresión. Para puentes proyectados con un comportamiento dúctil, este porcentaje es del 80%. Para puentes proyectados con un comportamiento de ductilidad limitada, el porcentaje será del 50%.

▪ Longitud de solape

Para garantizar que el tablero no se descalce con el movimiento sísmico, se deberá garantizar una entrega mínima a la superficie de soporte. Con esto, se pretende que, a pesar del desplazamiento máximo previsto, la estructura de soporte siga realizando su función. La ecuación que describe la longitud de solape necesaria entre el tablero y el apoyo es la siguiente:

$$l_{ov} = l_m + d_{eg} + d_{es} \quad 6.51$$

donde

l_m es la longitud mínima que se le debe dar a un apoyo para transmitir las cargas desde el tablero a la pila o estribo. Nunca debe ser menor a 400 mm.

d_{es} es el desplazamiento sísmico efectivo del soporte debido a la deformación de la estructura, el cual se calcula con $d_{es}=d_{Ed}$ para tableros que transmiten directamente el sismo. Para tableros con una holgura (s), que no transmiten esfuerzos hasta alcanzar un cierto límite de desplazamientos en la dirección considerada, se obtiene mediante $d_{es}=d_{Ed}+s$

d_{eg} desplazamiento relativo entre tablero y apoyo debido a la variación espacial del desplazamiento sísmico del suelo. Si se está a menos de 5 km de una falla que pueda provocar un terremoto de más de 6.5 grados, se deberá tomar d_{eg} como el doble obtenido de la expresión:

$$d_{eg} = (2 d_g/L_g)L_{eff} \quad 6.52$$

donde

L_g es la distancia más allá de la cual los movimientos del suelo por sismo pueden considerarse independientes. Se obtiene de la Tabla 6.16 para el tipo de terreno calculado con anterioridad.

L_{eff} es la longitud efectiva del tablero. Esta distancia es la que hay entre la junta del tablero a analizar y la conexión rígida a la subestructura que esté más cercana. Generalmente, esta distancia es igual a la distancia entre el centro del puente y uno de los estribos, que es donde tiende a estar la junta más cercana.

d_g es el valor de cálculo del desplazamiento del suelo, el cual se obtiene mediante la ecuación 6.53 y ya tiene todos sus parámetros definidos para el cálculo del espectro de respuesta.

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad 6.53$$

Tabla 6.16 - Valor de la longitud de independencia de sismos según terreno

Tipo de terreno	A	B	C	D	E
L_g (m)	600	500	400	300	500

❖ IMPACTOS DE TRÁFICO RODADO

La impredecibilidad del tráfico rodado puede llevar en ocasiones a que no se muevan de acuerdo a lo esperado. Obstáculos en la calzada, despistes o incluso imprudencia al volante son solo algunos de los motivos por los que un conductor puede perder el control de su vehículo o salirse de la vía por la que se supone deba circular. Cuando esto sucede, el impacto con algún elemento circundante a la calzada puede ser uno de los desarrollos inevitables.

En el caso de puentes, debido a la falta de espacio sobre el tablero, la pérdida del control del vehículo o el intento de esquivar un obstáculo suele encaminar a golpear las barreras de contención o, en caso de la existencia de una acera para el tráfico peatonal, el impacto contra dicha acera o contra la mediana que separa ambas vías por seguridad.

Todas estas acciones han de ser tenidas en cuenta a la hora de diseñar el tablero, ya que se transmiten a él desde los elementos de seguridad y contención.

Para ello, el Eurocódigo dedica un subcapítulo del EN1991-2 a estas acciones. Su exposición comienza con la colisión de vehículos bajo el puente.

▪ Colisión de vehículos bajo el puente – Pilas o estribos

Cuando las pilas o estribos se sitúan cerca de una vía que transcurre bajo el puente, existe el riesgo de que los vehículos en una de las situaciones mencionadas, se salga de la vía y termine impactando contra la subestructura del puente.

El fallo de una pila por el impacto de un vehículo es plausible, y es por eso por lo que es una situación que se debe tener en cuenta.

La fuerza del impacto se deberá suponer de 1000 kN en la dirección de movimiento del vehículo y de 500 kN en la dirección perpendicular a esa, aunque no aplicadas simultáneamente. La altura de aplicación de la fuerza deberá ser de 1.25m como mínimo.

Para un esquema de aplicación, se ha acudido al EN1991-1-7, el cual se expone a continuación:

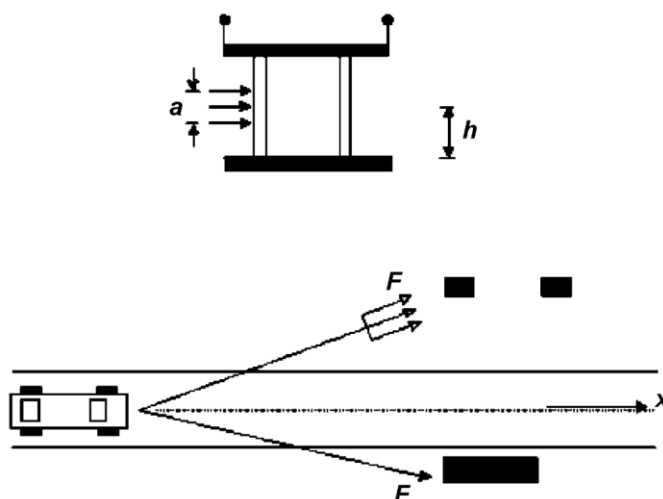


Figura 6.10 - Esquema de la aplicación de cargas sobre la infraestructura del puente

En el cual el área de aplicación de la carga que recomienda la norma es de $a=0.25$ m por $b=1.5$ m, siendo b menor al ancho del elemento contra el que impacta el vehículo, si no, se coge el ancho del elemento.

▪ Colisión de vehículos bajo el puente – Tablero

Un impacto crítico para un puente es el del impacto de camiones u otros vehículos contra el lateral de un tablero de puente.

Es una situación recurrente en las carreteras españolas, donde hay varias decenas de casos registrados en prensa solo en los últimos años; y estadounidenses donde los casos se cuentan en miles anualmente (NHTSA, 2018), lo que probablemente se extrapole al resto del mundo.

Esto sucede debido al despiste o negligencia de los conductores de los vehículos que no respetan la señalización vertical que indica el gálibo o una limitación de altura. También puede ser por una señalización incorrecta o directamente la ausencia de esta.

El Eurocódigo tiene en cuenta esta situación en el subcapítulo 4.3.2 del EN1991-1-7, donde se definen los casos que están exentos del análisis de esta situación de proyecto, así como varias cargas en función de la categoría de la carretera en caso de que sea necesario analizarla.

No se ha de tener en cuenta este impacto, según el anexo nacional, cuando se cumpla el gálibo mínimo reglamentario de carreteras o cuando existan elementos de protección contra el impacto que resistan íntegramente sin afectar al tablero las cargas expuestas en la [Tabla 6.17](#). Estas cargas serían las que habría que aplicar en caso de tener que analizar la situación de proyecto.

Tabla 6.17 - Fuerza equivalente por impacto de un vehículo contra la subestructura

Categoría de tráfico	Fuerza estática equivalente de cálculo F_{dx}^a [kN]
Autopistas y carreteras nacionales y principales	500
Carreteras locales en áreas rurales	375
Carreteras y vías urbanas	250
Patios y aparcamientos	75
a x = dirección de circulación.	

Se puede reducir la carga por un factor r_f cuando el gálibo se encuentre entre 5 y 6 metros, variando el coeficiente de reducción linealmente entre 1 y 0 según se aumenta el gálibo.

El área de aplicación de la carga es de 0.25x0.25 metros.

Puede ser necesario tener en cuenta el impacto de la carga del mismo modo que el expresado, pero en lugar de aplicarse en el lateral del tablero, se aplica desde abajo, con un ángulo de 10° hacia arriba.

En caso de que el puente discurra de forma diagonal sobre la vía inferior, se deberá tener en cuenta la descomposición del vector carga entre la dirección longitudinal del puente y la transversal.

▪ Colisión de vehículos sobre el puente – Colisión contra bordillo

La fuerza que se debería suponer que ejerce un coche al impactar contra el bordillo de una acera sobre un puente, se puede tomar como 100 kN que actúan a 0.05m bajo la directriz superior del bordillo. La aplicación será de 0.5 metros de longitud y pasará del bordillo al tablero.

Se considera que, si es desfavorable, se debería aplicar simultáneamente una carga de tráfico del 75% de la carga correspondiente al Sistema Tándem en el primer carril del puente, lo que sería 75% de 300 kN en el caso del modelo de carga LM1.

▪ Colisión de vehículos sobre el puente – Colisión contra sistema de contención

Puesto que los puentes suelen discurrir a una altura considerable del suelo, sus barreras no pueden ser iguales a las biondas colocadas en carreteras, ya que estas disipan la energía cinética del impacto mediante su propia deformación, reduciendo de este modo la gravedad de la colisión. Esto es posible gracias a que existe terreno firme al otro lado de la barrera, o al menos algo de margen.

Sin embargo, en un puente, no se pueden colocar barreras tan deformables, puesto que el riesgo de caída al vacío sería elevado. La alternativa podría ser el diseño con sobreancho del tablero, de modo que, aunque se deformase la barrera, el vehículo siguiese teniendo una superficie de apoyo, pero esto sería antieconómico.

Entonces, las barreras de puentes son de vital importancia y han de ser dimensionadas adecuadamente y de forma rígida. Esto a su vez se traduce en que, como no se disipa gran parte de la energía en la deformación de la barrera, la energía del impacto se traspassa al tablero para que la resista. De ahí la importancia de la consideración de este tipo de impactos en el cálculo de tableros.

El Eurocódigo plantea la consideración de esta acción en base a la [Tabla 6.18](#) con clases recomendadas de barreras de contención, y asociado a esa clase propone una acción horizontal aplicada sobre la barrera a 0.1 m bajo la parte superior de la misma.

Tabla 6.18 - Fuerzas horizontales sobre elementos de contención en base a su clase resistente

Clase recomendada	Fuerza horizontal (kN)
A	100
B	200
C	400
D	600

Se recomienda acudir a la norma EN 1317-2 para más detalles.

Simultáneamente a la fuerza horizontal, se recomienda aplicar el 75% de la carga del Sistema Tándem en el primer carril de carga, igual que se expone en la colisión contra bordillo.

Estas fuerzas son sobre la propia barrera, pero estas acciones las tiene que soportar el tablero mediante la unión de la barrera. Suponiendo que la conexión aguanta justo la fuerza horizontal que se le aplica en base a la [Tabla 6.18](#), el tablero debe soportar localmente en la conexión 1.25 veces los esfuerzos transmitidos por la barrera, que debiera ser un momento igual a la carga horizontal por la altura de la barrera menos los 0.1 metros de profundidad de aplicación de la carga. A eso hay que añadirle la carga vertical expuesta anteriormente.

▪ Acciones sobre los parapetos peatonales

Similar al impacto de vehículos sobre las barreras de contención, se deberá aplicar una fuerza que simule la acción peatonal sobre la barrera, la cual se estima con una carga distribuida de 1 kN/m a lo largo de todo el parapeto.

En caso de que la vía peatonal no este segregada del tráfico rodado, se deberá considerar una carga accidental puntual igual a 1.25 veces la resistencia característica del parapeto, la cual dependerá de la categoría de la barrera, la cual se puede diseñar en base a la EN 1317-6.

IMPACTOS DE BARCOS

Similar a lo que sucede con el tráfico sobre ruedas, sucede para barcos, tal y como se expone en la introducción del capítulo sobre las acciones por impacto de barcos de la AASHTO.

El Eurocódigo sugiere que se debe clasificar los barcos que puedan impactar contra los puentes de acuerdo al sistema de la Conferencia Europea de Ministros de Transporte (CEMT). Dicha clasificación junto a longitud, masa y fuerzas ejercidas en "x" e "y" por los barcos, se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 6.19 - Cargas por impacto de barcos en función del tonelaje del barco para cauces navegables

CEMT ^a Clase	Tipo de barco de referencia	Longitud ℓ (m)	Masa m (toneladas) ^b	Fuerza F_{dx} ^c (kN)	Fuerza F_{dy} ^c (kN)
I		30-50	200-400	2 000	1 000
II		50-60	400-650	3 000	1 500
III	"Gustav König"	60-80	650-1 000	4 000	2 000
IV	Clase „Europe“	80-90	1 000-1 500	5 000	2 500
Va	Barco grande	90-110	1 500-3 000	8 000	3 500
Vb	Remolcador + 2 gabarras	110-180	3 000-6 000	10 000	4 000
Vla	Remolcador + 2 gabarras	110-180	3 000-6 000	10 000	4 000
Vlb	Remolcador + 4 gabarras	110-190	6 000-12 000	14 000	5 000
Vlc	Remolcador + 6 gabarras	190-280	10 000-18 000	17 000	8 000
VII	Remolcador + 9 gabarras	300	14 000-27 000	20 000	10 000

a CEMT: Conferencia Europea de Ministros de Transporte, clasificación propuesta el 19 de junio de 1992, aprobada por el Consejo de la Unión Europea el 29 de octubre de 1993.

b La masa m en toneladas (1 tonelada = 1 000 kg) comprende la masa total de la embarcación, incluyendo la estructura del barco, la mercancía y el combustible. Con frecuencia se la denomina el tonelaje de desplazamiento.

c Las fuerzas F_{dx} y F_{dy} incluyen el efecto de la masa hidrodinámica, se basan en los cálculos de base y utilizan las condiciones esperadas para cada clase de vía navegable.

Estas fuerzas se deben mayorar por 1.3 y por 1.7 para impacto frontal e impacto lateral respectivamente cuando no se haga un cálculo dinámico del impacto, de modo que se obtenga una acción estática equivalente.

También es importante destacar que los barcos expuestos en la [Tabla 6.19](#) son solamente para casos de puentes que transcurren sobre cauces de agua navegables interiores, no marítimas.

Para vías marítimas se detalla la [Tabla 6.20](#), la cual se expone a continuación:

Tabla 6.20 - Cargas por impacto de barcos en función del tonelaje del barco para aguas marítimas

Clase de barco	Eslora ℓ (m)	Masa m^a (t)	Fuerza $F_{dx}^{b,c}$ (kN)	Fuerza $F_{dy}^{b,c}$ (kN)
Pequeño	50	3 000	30 000	15 000
Mediano	100	10 000	80 000	40 000
Grande	200	40 000	240 000	120 000
Muy grande	300	100 000	460 000	230 000
a La masa en toneladas (1 t = 1 000 kg) incluye el total de la masa de la embarcación, incluyendo la estructura del barco, la mercancía y el combustible. Con frecuencia se la denomina el tonelaje de desplazamiento. No incluye la masa hidráulica añadida. b Las fuerzas indicadas corresponden a una velocidad de aproximadamente 5,0 m/s. Incluyen los efectos de la masa hidráulica añadida. c Cuando sea pertinente deberían justificarse los efectos de los bulbos.				

Los coeficientes mayoradores por consideración dinámica, son los mismos que para las vías navegables interiores.

Para puertos, las fuerzas pueden reducirse en un 50%, mientras que para impactos laterales en cualquier vía marítima se pueden reducir al 30%.

En caso de necesitar cálculos más detallados y avanzados, se puede acudir a los subcapítulos 4.3 y 4.4 del anexo C del EN1991-1-7, donde se ofrecen fórmulas y consideraciones para hacer el cálculo personalizado a las características del navío tipo que se tenga planteado que puede circular por la zona.

La aplicación de las fuerzas se deberá hacer como dos fuerzas mutuamente excluyentes que consisten en: una fuerza frontal en la dirección de circulación normal y una fuerza lateral en una dirección perpendicular a la anterior, a la que habría que sumarle una fuerza de rozamiento por el contacto del casco del barco con el elemento estructural al pasar.

Se deben aplicar a una altura de 1.5 metros sobre el nivel del agua y en un área de $0.5 \cdot b_{\text{pier}}$ metros cuadrados, donde 0.5 metros son la altura y b_{pier} es el ancho del elemento que recibe el impacto. En caso de impacto lateral, el área será de 1.0·0.5 metros cuadrados.

El tablero de un puente también puede recibir el impacto de un navío. Concretamente de su cabina, casco o mástil (si lo tiene). El Eurocódigo establece que se debería aplicar una fuerza estática de 1000 kN, la cual es equivalente a la fuerza dinámica del impacto.

En vías marítimas, donde la envergadura de los barcos suele ser mayor, se puede sustituir la fuerza de 1000 kN por una acción equivalente a entre el 5 y 10% de la fuerza de impacto de proa, de acuerdo a lo indicado en la Tabla 6.20.

7. MODELOS DE CARGAS DE TRÁFICO

7.1. Modelo HL-93 (AASHTO)

En puentes de carretera, las cargas vivas son una de las prioridades del análisis estructural, puesto que reflejan el estado de la explotación de la estructura por los usuarios. En la mayoría de las acciones, el usuario no tiene relevancia más que de forma indirecta. En este caso, ellos son los principales causantes de las acciones.

Se pueden subclasificar en acciones gravitatorias, dinámicas y horizontales.

Dentro de las acciones gravitatorias entra el peso que añaden sobre la estructura los vehículos y los peatones que circulan por ella. Definir un único valor de peso para cada uno de los dos puede ser complicado, ya que caracterizar el tráfico de carreteras de un país al completo puede ser una tarea compleja y difícil.

Es por ello que la AASHTO establece un modelo de carga calibrado a una estimación razonable de las características del vehículo tipo que transita por las carreteras. Sin embargo, comenta que las características de la carga vehicular deberán adecuarse al tráfico de la zona y estar en acuerdo con las características de la explotación del puente, como puede ser la existencia de semáforos en un puente de una zona industrial, lo que propense una acumulación inusual de camiones sobre el mismo. En este caso, debería incrementarse los valores de la carga viva gravitacional.

El método de cálculo de la acción sobre la estructura se basa en la definición de: número de carriles de circulación, definición de factores de presencia vehicular en múltiples carriles, carga por eje y rueda de los vehículos de diseño, dimensiones de dichos ejes y ruedas; y, por último, la definición de cómo se aplican las cargas.

Comenzando por el número de carriles, se establecen carriles de 3.66 metros de anchos, en base a los cuales se obtienen el número de carriles al dividir el ancho libre entre bordes del puente entre el ancho nominal del carril.

Luego, al conocer cuántos carriles se dispondrán, se establecen los factores de presencia de múltiples vehículos en varios carriles a la vez. Esto se hace para contemplar la baja probabilidad de que varios vehículos ocupen 3 o más carriles al mismo tiempo.

Para representar las cargas correspondientes al tráfico tipo de los Estados Unidos, se llevó a cabo un estudio para caracterizarlo (Cohen, 1990), en base a lo cual se crea el modelo de carga viva HL-93. Este modelo sustituye al modelo HS20 de versiones anteriores de la norma, y se calibró para representar un nivel de sollicitación equivalente al 95 % de los efectos medidos en tráfico real.

Un modelo de carga es una serie de tipos de carga diferentes agrupados en una situación de proyecto que busca obtener una respuesta en la estructura similar a la que sufriría frente a las acciones reales a las que sustituye el modelo de carga.

En este caso, el HL-93 consiste en la aplicación de un Camión Tipo o un Sistema Tándem, más una carga distribuida uniforme sobre los carriles de tráfico.

Es importante destacar que, aunque se llame Camión Tipo a la carga que se aplica junto a la carga distribuida, esta carga no representa a ningún camión en concreto, sino que entre ambas representan la acción de un grupo de vehículos tipo que circulan normalmente por las carreteras. De ese modo, se obtiene una simulación adecuada de cargas para obtener unos esfuerzos sobre la estructura muy similares a la realidad.

En caso de tener una proporción anormalmente alta de vehículos pesados, haber condiciones especiales de explotación (por ejemplo, la entrada a un puerto), o donde haya muchos vehículos de transporte especiales, se debe estudiar la adaptación del modelo de carga a dichas condiciones, ya que supondrá un aumento importante de las sollicitaciones a la estructura.

Según la AASHTO, se establece un modelo de carga que representa la sollicitación típica del tráfico estadounidense, el cual se llama HL-93. El Camión Tipo del HL-93 consiste en 1 carga de 35.6 kN en el eje delantero y cargas de 145 kN en el eje medio y el trasero. El Sistema Tándem del mismo modelo de carga serían 2 ejes de 111 kN cada uno.

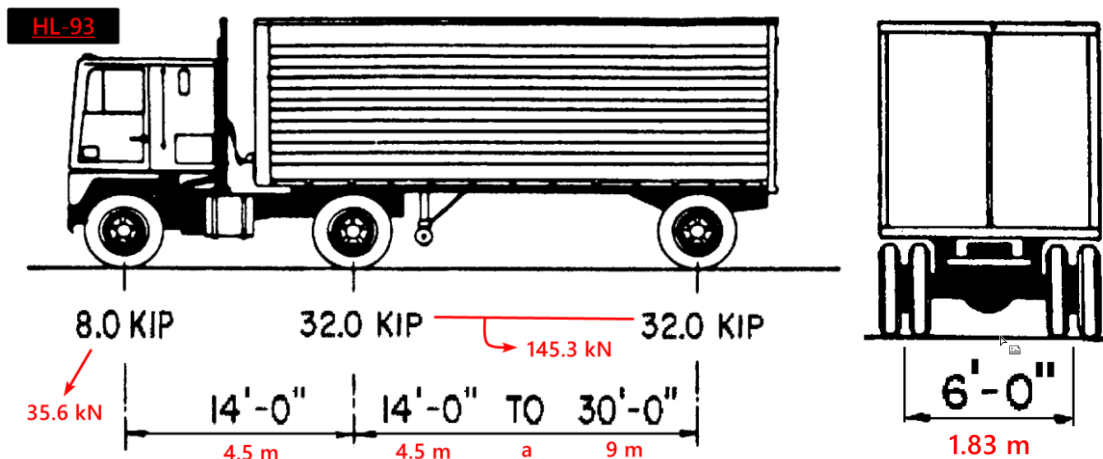
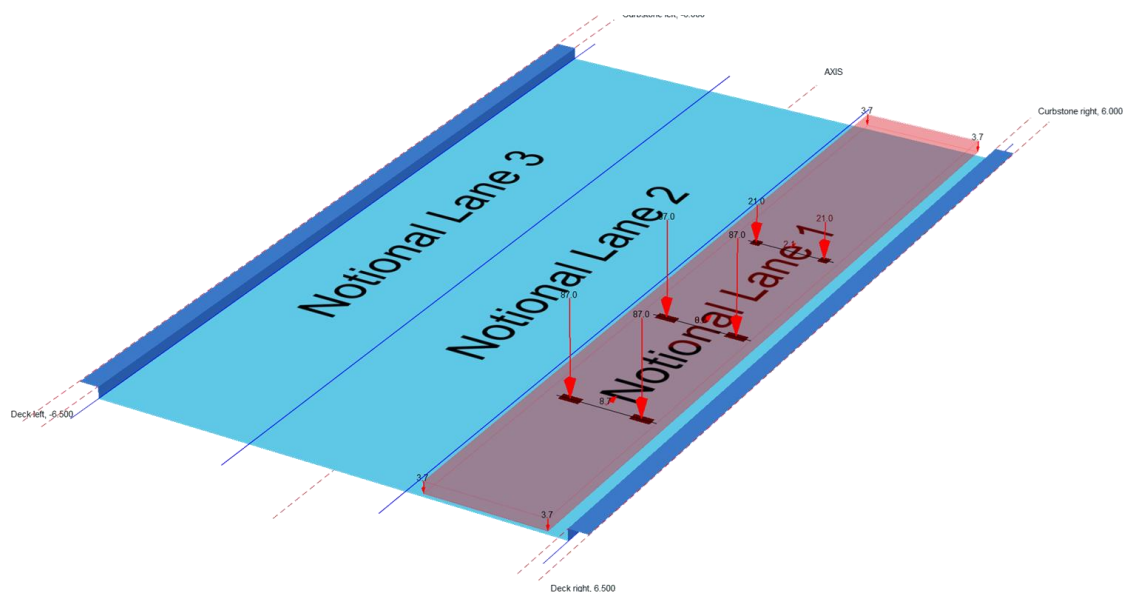


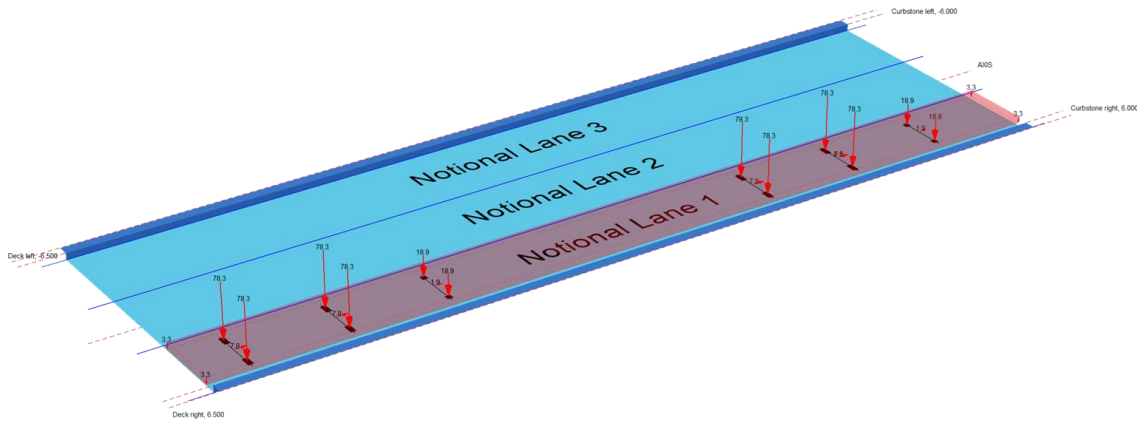
Figura 7.1 - Esquema de los ejes de carga de la AASHTO

La separación entre las ruedas del eje en todos los casos es de 1.83 m, mientras que el área de contacto de las ruedas sería de 25.4x50.8 cm.

La carga distribuida correspondiente al modelo de carga sería de 9.34 kN/m longitudinalmente distribuida y a lo ancho de 3.05m. En otras palabras, esto sería una presión de 3.06 kN/m² en una tira de 3.05m de ancho centrada en el carril de 3.66m de ancho.



También se añade un caso más al modelo de carga HL-93, el cual consiste en la aplicación de 2 Camiones Tipo en el mismo carril separados 15.2 m o más y con una carga distribuida del 90% de la normal. Además, cada camión deberá estar situado en vanos adyacentes, de modo que se mayor el momento negativo generado en el apoyo intermedio.



Los ejes de cada carga deberán colocarse longitudinal y transversalmente en los carriles del puente de modo que se genere la mayor sollicitación posible.

La posición exacta no se puede establecer, ya que depende del número de vanos y tipo de tablero. A nivel longitudinal, por lo general, para puentes de un solo vano o con vanos isostáticos, la disposición del modelo de carga HL-93 más desfavorable será la colocación de la carga distribuida en toda la longitud del vano, la cual se aplicará al mismo tiempo que el Camión Tipo aplicado con su último eje en el centro luz.

Al cambiar a un tablero continuo de varios vanos se añade hiperestatismo, con el cual la distribución longitudinal más desfavorable ya no es tan intuitiva. Debido a esto, se hace uso de líneas de influencia, mediante las cuales se obtiene una envolvente de todas las posiciones posibles de carga, devolviendo solamente las más desfavorables para cada posición. Esto supone una complejidad de cálculo importante, y es el motivo por el cual se suelen usar medios computacionales para su cálculo.

En la [Figura 7.2](#) se expone un ejemplo de líneas de influencia calculadas para el puente del ejemplo práctico, el cual es de 3 vanos continuos. En ella, se puede observar en rojo el emplazamiento de la carga distribuida para obtener el menor y mayor momento flector posible respectivamente. En verde se pueden localizar los apoyos/pilas.

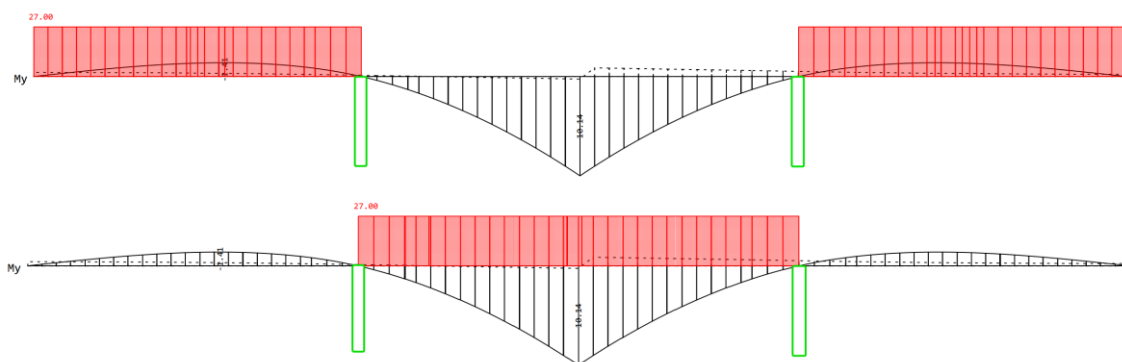


Figura 7.2 - Gráfico de líneas de influencia para la obtención de las cargas de tráfico

Al colocar las cargas distribuidas en los vanos laterales, se genera un momento negativo en el centro luz, mientras que, si se carga solo el vano central, se genera el mayor momento flector positivo posible para ese carril y esa carga. En este caso, cargar todo el tablero provoca que las cargas en los vanos laterales actúan favorablemente en el centro luz del vano central, reduciendo el momento resultante.

Para finalizar, en el modelo de carga también se incluyen ciertas consideraciones entorno a las cargas en caso de que se quiera comprobar la estructura frente a fatiga. La primera consiste en establecer que se usa siempre un Camión Tipo con separación de 9m entre ejes traseros. Después, se establece que la frecuencia de la carga para fatiga será igual a la media diaria de tráfico de pesados en un solo carril. Esta media se debería obtener de un estudio de tráfico.

❖ CARGA PEATONAL: PL

Las cargas por peatones se consideran para puentes con uso híbrido de coches y personas. Se establece una carga de 3.6 kN/m^2 para toda acera que supere 0.6 m de ancho, que será aplicada simultáneamente a las cargas debido a vehículos.

Para determinar los factores de presencia múltiple cuando hay carga peatonal se debe considerar la acera como un carril cargado.

❖ INCREMENTO DINÁMICO: IM

Para abarcar la acción dinámica de los vehículos sobre el puente, se afecta a las cargas expuestas hasta ahora con un coeficiente mayorador. Con él, se tiene en cuenta el efecto martillo de las ruedas de los vehículos sobre el puente debido a las discontinuidades en la capa de rodadura (juntas, baches, etc.); así como la respuesta dinámica del puente al paso de vehículos debido a las flechas del mismo o a la resonancia con el tráfico.

El valor de incremento varía entre el 15% y el 75% más de carga dependiendo de que esfuerzo a comprobar. Para las juntas del puente habría que multiplicar la carga por 1.75. Para estudiar fatiga y agrietamiento sería por 1.15. Y para todos los demás casos sería por 1.33.

La norma establece que no se aplicará mayoración a las cargas peatonales ni a la carga distribuida.

❖ FUERZA CENTRÍFUGA: CE

Esta acción consiste en la compensación de la inercia rotacional de cualquier cuerpo en movimiento, por el cual presenta resistencia a cambiar de dirección. Cuando un vehículo gira el volante, el vehículo como ente con masa y en base a las leyes de Newton, se opone al cambio de dirección y trata de seguir recto. Para vencer dicha inercia, se moviliza el rozamiento lateral en los neumáticos contra el asfalto. Esa fuerza normal al sentido de la marcha del vehículo que aplican los neumáticos al asfalto, lo tiene que soportar el tablero del puente.

Debido a lo explicado, normalmente solo se considera la fuerza centrífuga de los vehículos cuando estos toman curvas, es decir, cuando el puente no es rectilíneo; por lo que la fuerza resultante dependerá del radio de la curva, así como de la velocidad del vehículo.

Para calcular la fuerza resultante de este fenómeno, la AASHTO propone el previo cálculo de un factor "C" que luego se aplica a la carga total de los ejes de la carga vehicular para cada carril. No se aplica a la carga distribuida. La expresión empleada se detalla a continuación:

$$C = f \frac{v^2}{gR} \quad 7.1$$

donde

v es la velocidad de proyecto de la carretera.

f es un factor que vale 1 para comprobaciones de fatiga y 4/3 para los demás casos.

g es la aceleración de la gravedad.

R es el radio de la curvatura en el eje del carril de estudio.

El resultado es una fuerza perpendicular al sentido de la marcha para cada carril ocupado, las cuales se aplican a 1.83 m de altura respecto al asfalto y se deben afectar con los factores de presencia múltiple según sea la situación.

Aunque los vehículos también giran para cambiar de carril al adelantar, las fuerzas resultantes se consideran inferiores en uno o más ordenes de magnitud que las de un vehículo tomando una curva. Esto se debe a la naturaleza de ambas maniobras.

❖ CARGA POR FRENADO: BR

Parecido a la fuerza centrífuga, los vehículos, como elementos con masa que obedecen a la primera ley de Newton, una vez en movimiento rectilíneo tienden a mantenerse en movimiento. Por ello, cuando un vehículo necesita detenerse, para vencer la inercia se debe aplicar una fuerza de rozamiento opuesta al sentido de la marcha contra el asfalto, lo cual genera una sollicitación contraria al rozamiento en el tablero.

Para simular el frenado del tráfico, la norma propone aplicar como fuerza horizontal a 1.83m, la mayor de entre: el 25% del peso de las cargas por eje del Camión Tipo o Sistema Tándem; o el 5% del Camión Tipo o Sistema Tándem más carga distribuida.

7.2. Modelos LM1 a LM4 (Eurocódigo)

Los modelos de carga planteados por el Eurocódigo están pensados para cubrir las situaciones típicas de tráfico sobre puentes. Estos consisten en las cargas debidas a coches, camiones y otros vehículos de categoría especial por sus dimensiones o tara de carga.

Los modelos aquí presentados están calibrados para una longitud de puente de hasta 200 metros, a partir de los cuales, los resultados obtenidos por la aplicación de estos modelos de carga pasan a ser conservadores, por lo que podría ser interesante realizar un estudio específico de tráfico para caracterizar las cargas del puente y así ajustar más las sollicitaciones.

Se recuerda la obvia necesidad de tener en cuenta acciones extraordinarias de tráfico que no están consideradas en la norma cuando su aplicación al puente sea relativamente frecuente. Esto considera, por ejemplo, puentes cerca de zonas industriales especiales, puertos, etc.

Para considerar estas variables, el Eurocódigo establece los factores de ajuste α y β , para los modelos de carga LM1 y LM2, los cuales toman un valor de 1 por defecto para representar un tráfico intenso con gran un porcentaje superior a lo normal de vehículos pesados, lo que cubre la mayoría de las situaciones de congestión sobre el puente e incluso los efectos de un vehículo especial de 600 kN.

La norma recomienda que, en situaciones típicas de autovía de tráfico fluido, α tome valores de 0.8 o 0.9.

❖ CARRILES NOMINALES

La anchura de la calzada se deberá medir entre bordillos de acera o entre caras internas de sistemas de contención de vehículos.

Dicha anchura, se divide en carriles nominales sobre los que luego se aplicarán los modelos de carga. Su concepto es similar a los carriles físicos de carretera, los cuales están delimitados por señalización horizontal, pero no obligatoriamente estos deben coincidir.

El ancho de diseño considerado para los carriles nominales es de 3 metros. El único caso en el que el ancho será menor a 3 metros es en tableros con una anchura de calzada entre 5.4 y 6 metros, situación en la que se consideran 2 carriles nominales de ancho igual al ancho total de calzada entre 2.

En caso de que el ancho de calzada sea menor a 5.4 metros, solo se considera 1 carril nominal de 3 metros y el ancho restante será área residual. Para calzadas de más de 6 metros, el número de carriles será determinado por la parte entera del cociente entre el ancho de calzada y 3 metros. El resto de la división será ancho residual.

Si la calzada está dividida físicamente por una mediana, entonces ambos lados de la mismas se tratarán como calzadas separadas a efectos de división en carriles nominales, pero la numeración de los carriles será global para ambos lados para un mismo tablero.

A la hora de cargar los carriles para el cálculo de, por ejemplo, resistencia a flexión, se cargarán los carriles y se escogerá su distribución sobre el tablero de modo que se obtenga la solicitación más elevada.

Esto no será así para comprobar la estructura ante fatiga, caso en el que la localización deberá escogerse de acuerdo con las condiciones normales de tráfico esperadas.

Similar se hará con la aplicación de las cargas de los modelos, las cuales se aplicarán en cada carril nominal en una longitud determinada y en un punto longitudinal concreto, de modo que se genere la mayor solicitación. Esto es igual que lo explicado para la AASHTO sobre las líneas de influencia en el punto anterior.

El área restante se cargará con una carga específica de acuerdo con lo que especifique cada modelo de carga.

CARGAS VERTICALES

▪ Modelo de carga 1: LM1

Consiste en cargas concentradas y distribuidas uniformemente para cubrir el tráfico normal de coches y vehículos pesados. Es el modelo de carga central de la norma y el principal para la comprobación de ULS.

Las cargas concentradas se aplican mediante un Sistema Tándem (TS), cuyos ejes tienen las cargas especificadas en la Tabla 7.1 para cada carril nominal. Como simulan vehículos, se aplican 2 ejes de cargas, que es por lo que se les llama tándem, que implica "conjunto de dos elementos que se complementan" (RAE).

Cada uno de estos ejes constan de 2 neumáticos idénticos, los cuales se supone que apoyan sobre la capa de rodadura en un área de 0.4x0.4 metros. La separación entre ejes centrales longitudinales de ambas ruedas será de 2 metros. La separación entre el eje delantero y trasero del "TS" será de 1.2 metros.

El eje de carga estará centrado en el carril nominal, por lo que en casos de 2 o más carriles nominales existirán 0.5 metros de margen al borde del carril nominal adyacente o borde de calzada, sumando entre los dos bordes más la separación entre neumáticos los 3 metros del carril nominal tipo.

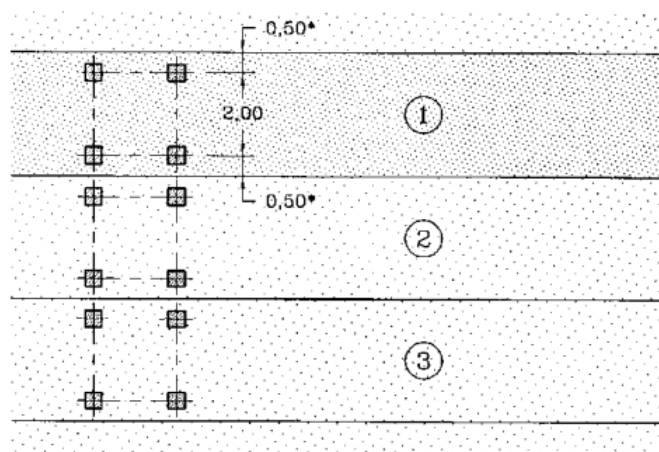


Figura 7.3 - Esquema de aplicación de cargas verticales de los ejes de carga del modelo LM1

Las cargas distribuidas del modelo se aplican a todo el ancho del carril nominal y su longitud será tal que produzca la mayor sollicitación posible para el esfuerzo que se esté estudiando (flector positivo, flector negativo, momento torsor positivo, etc.). Su valor característico se presenta también en la Tabla 7.1 de acuerdo al carril nominal en el que se aplique.

Tabla 7.1 - Cargas por eje y por la presión distribuida uniforme

Localización	Sistema Tándem TS	Sistema UDL
	Cargas por eje Q_{ik} (kN)	q_{ik} (o q_{rk}) (kN/m ²)
Carril 1	300	9
Carril 2	200	2,5
Carril 3	100	2,5
Otros carriles	0	2,5
Área restante (q_{rk})	0	2,5

Las cargas de la tabla ya incluyen el efecto dinámico del tráfico que pretenden representar.

Es importante recordar que los valores de carga presentados en la tabla deberán ser afectados por el coeficiente α , según sea necesario o adecuado a lo que se ha explicado anteriormente sobre él.

▪ **Modelo de carga 2: LM2**

Consiste en una única carga por eje que se aplica en una huella de neumático concreta para cubrir los efectos dinámicos del tráfico típico sobre puentes cortos o con vanos cortos.

El Eurocódigo establece un solo valor de 400 kN para la carga del eje, lo que ya incluye la carga dinámica. Su aplicación puede ser en cualquier punto de la calzada para maximizar su efecto.

A este modelo de carga se le aplica el parámetro de ajuste β para tener en cuenta la intensidad y tipo de tráfico. Normalmente se puede considerar igual a 1 para ser conservador. Si el valor es diferente, se puede usar el mismo valor que para α cuando se aplica al "TS".

En cuanto a sus dimensiones de aplicación, se detallan en la siguiente figura:

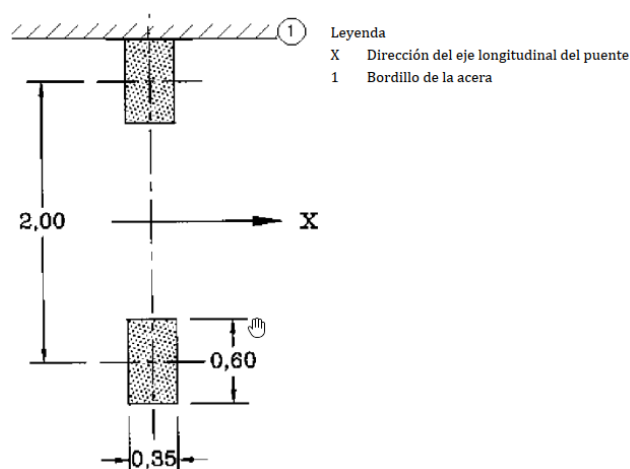


Figura 7.4 - Esquema de aplicación de cargas verticales del eje de carga del modelo LM2

▪ **Modelo de carga 3: LM3**

Modelo de carga específico para tener en cuenta los vehículos de transporte especiales, los cuales normalmente solo pueden ir por rutas especiales.

Se consideran vehículos tipo de entre 600 y 3600 kN de peso total dividido en varias posibilidades de ejes. Por brevedad se exponen los 2 vehículos especiales más extremos, que serían:

- ❖ Vehículo de 600 kN aplicados en 4 ejes de 150 kN cada uno
- ❖ Vehículo de 3600 kN aplicados en: 15 o 18 ejes de carga de 240 o 200 kN respectivamente.

Las dimensiones de aplicación también cambian con lo expuesto para el LM1 y el LM2. En este caso los ejes son de 3 metros de ancho para los ejes de 150 y 200 kN, así como de 4.5 metros para los ejes de 240 kN. El resto de las dimensiones se pueden observar en la siguiente figura:

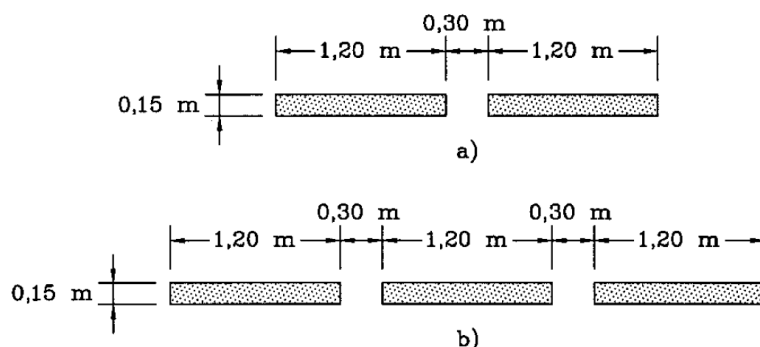


Figura 7.5 - Esquema de aplicación de cargas verticales del eje de carga del modelo LM3

▪ Modelo de carga 4: LM4

Es un modelo especial para cubrir las cargas de acumulación de personas sobre puentes, lo que puede ser especialmente relevante en ciudades, donde puede haber concentraciones de personas celebrando o manifestándose.

Este modelo se representa aplicando una carga uniforme distribuida igual a 5 kN/m^2 , la cual incluye el efecto dinámico. Esta acción solo se tendrá en consideración en combinación de acciones como una acción transitoria.

Su aplicación se realizará en toda la superficie del tablero, incluyendo la mediana de haberla, ya que las personas pueden subirse a ella.

❖ DISTRIBUCIÓN DE CARGAS

Los modelos LM1 y LM2 aplican cargas concentradas, las cuales se aplican en base a las huellas de los neumáticos tipo, como ya se ha mencionado. Sin embargo, entre la superficie de la capa de rodadura y el tablero tiene lugar una redistribución de la carga debido a la elasticidad de los elementos, especialmente cuando la capa de rodadura es en base a mezcla bituminosa.

Dicha redistribución se considera proyectando la superficie de contacto del neumático con un ángulo de 45° hacia abajo hasta la mitad del espesor del hormigón, punto en el que se considera que se aplica la carga.

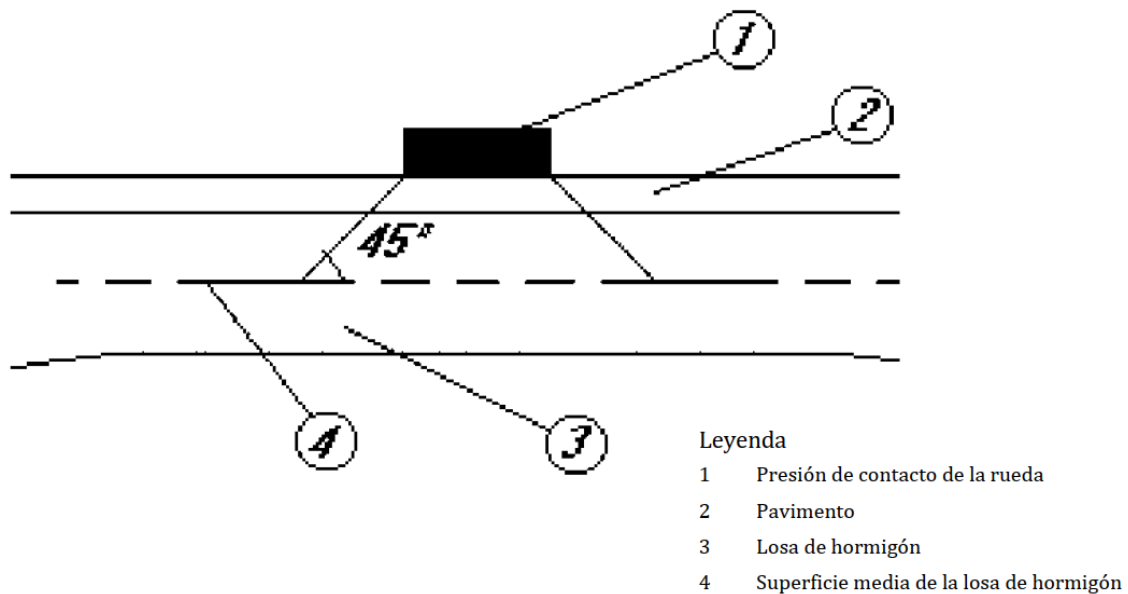


Figura 7.6 - Distribución de cargas a través de la capa de rodadura hasta el tablero

❖ FUERZAS HORIZONTALES

▪ Fuerzas longitudinales – Frenado y aceleración

Los vehículos para detenerse aplican una fuerza longitudinal de rozamiento que debe soportar el tablero. Lo mismo cuando arrancan desde cero o simplemente aceleran.

Ambas cargas se considerarán con el mismo valor, pero en sentido opuesto. Su valor está limitado a 900 kN por arriba y a $180 \cdot \alpha$ por abajo. Se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{lk}) + 0,10\alpha_{q1}q_{lk}w_1L \quad 7.2$$

donde

Q_{1k} es la carga concentrada correspondiente al "TS" del LM1 para el carril nominal 1

q_{1k} es la carga distribuida del LM1 para el carril nominal 1

w_1 es el ancho del carril nominal 1

L es la longitud del tablero o de la zona considerada

En caso de aplicar el LM3, la fuerza de frenado se deberá definir en el estudio específico de tráfico que determina la necesidad de considerar dicho vehículo especial en el cálculo.

Su aplicación se hará a nivel de capa de rodadura en el eje del carril nominal considerado.

▪ **Fuerzas transversales – Centrífuga y otras**

Es la fuerza ejercida por la circulación de los vehículos al tomar esta una curva por el principio de la inercia, tal y como se explica para el apartado equivalente de la AASHTO en el presente documento, y tiene el símbolo Q_{tk} .

Los valores para aplicar se dan en la Tabla 7.2, dependiendo estos del radio de la curva del puente. También dependen de la carga vertical del TS del LM1 (Q_v).

Tabla 7.2 – Fuerza horizontal centrífuga característica en función del radio de curva

$Q_{tk} = 0,2 Q_v$ (kN)	si $r \leq 200$ m
$Q_{tk} = 40 Q_v / r$ (kN)	si $200 \text{ m} \leq r \leq 1\,500$ m
$Q_{tk} = 0$	si $r > 1\,500$ m

En caso de haber varias curvas, se deberán tener en cuenta varios posibles valores.

Se aplica como carga puntual en cualquier sección del tablero, buscando con su posición generar la mayor sollicitación posible, lo que supone el escenario más desfavorable para la estructura.

Otra fuerza transversal sería la de derrape, la cual se tendrá en cuenta aplicando un 25% de la fuerza longitudinal de frenado en transversal, actuando simultáneamente a la fuerza de frenado.

GRUPOS DE CARGAS DE TRÁFICO

Las cargas expuestas hasta el momento puede que actúen conjuntamente o no, por lo que el Eurocódigo establece una tabla de grupos de cargas que suelen actuar conjuntamente, tomando para cada grupo el valor de la acción más adecuado entre el valor característico, frecuente o de combinación.

Cada uno de los grupos es mutuamente excluyente con los demás:

Tabla 7.3 - Grupos de combinaciones de carga de tráfico según Eurocódigo

		Calzada					Pasos peatonales y ciclistas	
Tipo de carga		Fuerzas verticales				Fuerzas horizontales		Sólo fuerzas verticales
Referencia		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-{1}
Sistema de carga		LM1 (TS y UDL)	LM2 (Eje único)	LM3 (Vehículos especiales)	LM4 (Carga debida a una multitud)	Fuerzas de frenado y acelerado	Fuerza centrífuga y transversal	Carga uniformemente distribuida
Grupos de cargas	gr1a	Valores característicos						Valor de combinación
	gr1b		Valor característico					
	gr2	Valores frecuentes				Valor característico	Valor característico	
	gr3							Valor característico
	gr4				Valor característico			Valor característico
	gr5	Véase el anexo A		Valor característico				
Acción componente dominante (designada como componente asociada con el grupo)								

❖ MODELOS PARA FATIGA

Al ser el tráfico en movimiento lo mismo que una carga cíclica, es necesario tener en cuenta la posibilidad de que produzca o ayude a producir problemas de fatiga en la estructura.

Como las tensiones son muy dependientes de las características del tráfico, se definen varios modelos de carga específicos de fatiga de modo que se puedan tener en cuenta todas las situaciones de uso posibles.

Existe la posibilidad de que sea necesario aplicar cargas horizontales al mismo tiempo que las verticales de los modelos de carga que se van a exponer más adelante.

Los modelos serán el LM1(F), LMF2, LMF3, LMF4, LMF5; donde el primero es similar al LM1 y el resto son específicos de fatiga.

El LM1(F), LMF2 y LMF3 están destinados a determinar las tensiones máximas y mínimas debidas a las cargas de estos modelos. El LM1(F) y LMF2 tienen como objetivo comprobar si la vida útil de fatiga es ilimitada o no, es decir, comprobar si para la intensidad de estas cargas hay un límite de ciclos antes de que exista fallo local o general por fatiga.

El LM1(F) es conservador y cubre la variación de tensiones entre todos los carriles, mientras que el LMF2 busca ser más preciso y analizar un solo carril.

Los modelos LMF3, LMF4 y LMF5 tienen como objetivo hallar la vida útil por fatiga al usar curvas de resistencia a fatiga definidas en cada uno de los capítulos del Eurocódigo por materiales. Esto los hace incompatibles con el LM1(F) y LMF2.

Para poder proceder con la verificación de fatiga, se deberá tener por lo menos el número de carriles de tráfico lento con el número anual de vehículos pesados (tara mayor a 100 kN o 10 ton). Esto es necesario para LMF3 Y LMF4. El número aproximado se puede obtener de la siguiente tabla:

Tabla 7.4 - Número de ciclos para aplicación de los modelos de fatiga

Categorías de tráfico		N_{obs} por año y carril de tráfico lento
1	Carreteras y autovías con dos o más carriles por sentido con alto flujo de camiones	$2,0 \times 10^6$
2	Carreteras y autovías con flujo intermedio de camiones	$0,5 \times 10^6$
3	Carreteras principales con bajo flujo de camiones	$0,125 \times 10^6$
4	Carreteras locales con bajo flujo de camiones	$0,05 \times 10^6$

Cuando la ubicación de la carga en efectos locales sea importante en LMF3, LMF4 y LMF5 (especialmente en tableros ortótropos); se puede emplear una distribución del eje central de vehículo que circula por el carril igual a la siguiente figura:

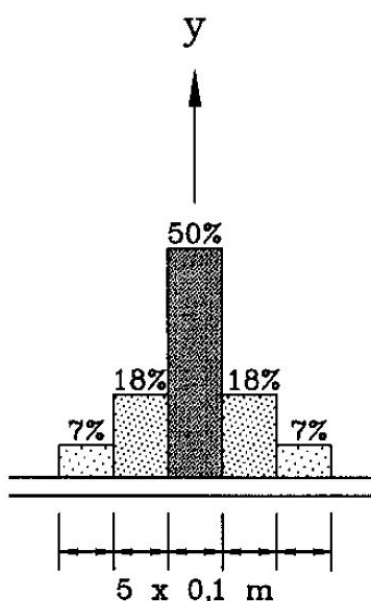


Figura 7.7 - Función de distribución de posición transversal de los vehículos de fatiga

▪ LM1(F)

Se usa la configuración del LM1, pero aplicando los valores de carga concentrada a un 70% y los valores de la carga distribuida al 30%. Con esto se obtendría la tensión máxima y mínima que sufre el puente para obtener la variación y aplicar ciclos de carga.

▪ LMF2

Consiste en el uso de camiones imaginarios para obtener las variaciones de tensiones, de entre las cuales se empleará en el cálculo a fatiga la mayor. Estos camiones se aplican circulando solos por el carril más desfavorable a la fatiga (si se desconoce el carril, se deberán aplicar a todos), y se caracterizan en la tabla siguiente:

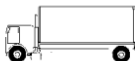
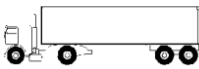
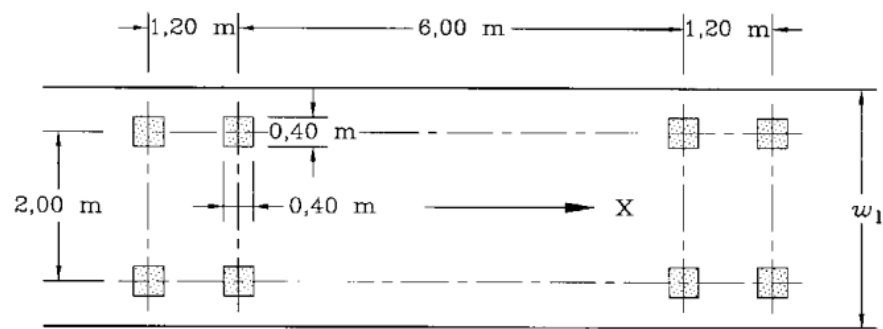
1	2	3	4
SILUETA DEL CAMIÓN	Espacio entre ejes (m)	Cargas frecuentes por eje (kN)	Tipo de rueda (véase la tabla 4.8)
	4,5	90	A
		190	B
	4,20 1,30	80	A
		140	B
		140	B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90	A
		180	B
		120	C
		120	C
		120	C
	3,40 6,00 1,80	90	A
		190	B
		140	B
		140	B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90	A
		180	B
		120	C
		110	C
		110	C

Figura 7.8 - Características de los vehículos del modelo LMF2

Estos camiones se aplican circulando solos por el carril y se obtiene las tensiones máxima y mínima de su paso por el puente.

▪ LMF3

Se aplican ejes de 120 kN de acuerdo a las dimensiones de la siguiente figura:



Leyenda

w_1 Anchura del carril

X Eje longitudinal del puente

Figura 7.9 - Esquema de aplicación del modelo de fatiga LMF3

La variación de tensiones se obtiene por el paso de este vehículo por el puente. Se puede tener en cuenta 2 vehículos en el mismo carril para amplificar la acción de fatiga si se considera necesario. Este segundo vehículo estará a 40 metros de distancia del primero como mínimo, y su carga por eje será de 36 kN en vez de 120 kN.

▪ LMF4

Se aplican cargas de camiones tipo que representan camiones reales para simular el tráfico de carreteras europeas. El conjunto de camiones se escogerá en base a la siguiente tabla:

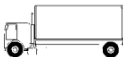
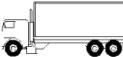
TIPO DE VEHÍCULO			TIPO DE TRÁFICO			
1	2	3	4	5	6	7
			Larga distancia	Media distancia	Tráfico local	
Camión	Espacio entre ejes (m)	Cargas equivalentes por eje (kN)	Porcentaje de camiones	Porcentaje de camiones	Porcentaje de camiones	Tipo de rueda
	4,5	70	20,0	40,0	80,0	A
		130				B
	4,20	70	5,0	10,0	5,0	A
	1,30	120				B
		120				B
	3,20	70	50,0	30,0	5,0	A
	5,20	150				B
	1,30	90				C
	1,30	90				C
		90				C
	3,40	70	15,0	15,0	5,0	A
	6,00	140				B
	1,80	90				B
		90				B
	4,80	70	10,0	5,0	5,0	A
	3,60	130				B
	4,40	90				C
	1,30	80				C
		80				C

Figura 7.10 - Características de los vehículos del LMF4 y su porcentaje sobre el total de v. pesados

El concepto de este modelo de carga es escoger el tipo de tráfico que se tiene en el puente según un estudio de tráfico. Se escoge de entre las columnas 4, 5 y 6 el que más se adecúe al estudio. En esa columna se nos muestra la composición del tráfico en porcentajes del total. En base a eso y al tráfico estimado de pesados del estudio de tráfico se escogen los camiones que pasan por el puente, los cuales tienen asociadas distintas cargas.

Cada camión pasa individualmente por el puente generando una variación de tensiones que se usaran para el estudio de fatiga. Se podría comprobar la fatiga calculando el daño que genera cada uno de los conjuntos de camiones tipo en base a las cantidades de ellos que circulan por el puente según se ha calculado. Luego se suman los daños de todos los conjuntos de camiones para observar si el daño acumulado supera la unidad, lo que implicaría fallo por fatiga.

▪ LMF5

Consiste en aplicar directamente los datos de tráfico recogidos en el estudio de tráfico, ya sea aplicando directamente el número o en base a la estimación realizada en el estudio por extrapolación de carreteras cercanas del mismo tipo. La base de comprobación se explica para cada tipo de material en su correspondiente documento del Eurocódigo.

❖ ACCIONES PEATONALES Y DE BICICLETAS

Estas acciones se aplican mediante un modelo de carga compuesto por acciones por tráfico de bicicletas, peatones y pequeñas cargas de mantenimiento (estas últimas son para pasarelas). Este modelo considera cargas verticales y horizontales, así como estáticas y dinámicas.

El modelo no pretende describir cargas reales, sino que representa los efectos del tráfico real para esas acciones.

Para puentes de carretera con acera, la carga distribuida característica, q_{fkr} , tiene un valor de 5 Kn/m^2 , la cual también sirve para simular el tráfico en un carril bici. Mientras que la carga concentrada, Q_{fwr} , es igual a 10 kN actuando en una superficie de $10 \times 10 \text{ cm}$. Aunque el modelo considere cargas horizontales, estas solo se aplican a pasarelas y no a puentes de carretera.

7.3. Comparativa

Como el objeto de este estudio es el de comparar ambos códigos, se ha planteado una situación común de un tablero de 11 metros de ancho y 50 metros de largo para dar estas hipótesis a los modelos de carga y así obtener valores numéricos que poder comparar directamente.

Hacerlo, entraña ciertas dificultades, ya que existen muchos condicionantes de aplicación en ambas normas, lo que hace una comparación de iguales bastante difícil. Sin embargo, se ha tratado de igualar las condiciones todo lo posible para que los valores sean comparables y obtener así una imagen clara de lo que exige cada uno.

Esto solo se ve acrecentado para cargas de tráfico en el estudio de fatiga, ya que la magnitud de las tensiones máxima y mínima dependen en gran medida de la distribución de las cargas. Es decir, de la cantidad de ejes, de su ancho, de la distancia entre ellos, de las áreas de aplicación y de su posición transversal.

Por lo tanto, hay demasiada variabilidad para tenerla en cuenta en una tabla resumen sin un caso concreto. Y aún en esa situación, los valores obtenidos no serían completamente comparables a menos que se hiciese el análisis completo de daño frente a fatiga, lo que, por brevedad, no se realizará.

A continuación, se presenta la tabla resumen comparativa:

Tabla 7.5 - Comparativa de los modelos de carga del Eurocódigo y de la AASHTO

EUROCÓDIGO				AASHTO			
CARGAS VERTICALES							
TS				Cargas concentradas			
Descripción	Valor	Uds.	Notas	Descripción	Valor	Uds.	Notas
LM1	1200	kN	3 carriles	HL-93 (TS) ^{(h) (i) (d)}	753	kN	2 ejes
LM2	400	kN	1 carril	HL-93 (Truck) ^{(h) (i) (d)}	1106	kN	3 ejes; separación de 4.5m
				HL-93 (L. Truck) ^{(h) (i) (d)}	1106	kN	3 ejes; separación de 9m
LM3				(j)			
LM3 ₀	600	kN	1 carril, 4 ejes				
LM3 _f	3600	kN	1 carril, 15-18 ejes				
Distribuida							
LM1 ^{(a) (b)}	4.27	kN/m ²		HL-93 ^{(a) (b)}	2.17	kN/m ²	
LM4 ^(b)	5.00	kN/m ²					
CARGAS HORIZONTALES							
Frenado ^(c)	855	kN	[180-900] kN	Frenado	208	kN	
Aceleración	-855	kN	Contrario al Frenado	25% ^(h)	208	kN	Porcentaje de HL-93(Truck)
Centrífuga ^{(d) (e)}	48.00	kN		μ = 0.05 ^{(a) (c) (h)}	101	kN	Rozamiento Lateral
Derrape	214	kN	En transversal	Centrífuga ^{(e) (d)}	126	kN	v = 120km/h
				C	0.15		Coef. de Fuerza Centrífuga
FATIGA ^(m)							
N _{obs} ^(f)	2 000 000	veh/año		Ciclos	1 460 000	veh/año	
LM1(f)				Carga	450	kN	
Concentrada	840	kN					
Distribuida	1.28	kN/m ²					
LMF2							
LMF2 ₀	280	kN	2 ejes				
LMF2 _f	630	kN	5 ejes				
LMF3	480	kN	4 ejes				
LMF4 ^(g)							
Camión 1	200	kN	800 000 ciclos				
Camión 2	310	kN	200 000 ciclos				
Camión 3	490	kN	600 000 ciclos				
Camión 4	390	kN	300 000 ciclos				
Camión 5	450	kN	100 000 ciclos				

NOTAS:

- | | |
|--|--|
| (a) Carga media para un tablero de 11m de ancho | (f) Ciclos de carga para autovía en trayectos de 50 a 100km |
| (b) Se aplica a toda el área del puente | (g) Esta distribución se obtiene del N_{obs} y la tabla 4.7 del EN1991-2 |
| (c) Para un puente de 50m de longitud | (h) Incluye factor de presencia múltiple |
| (d) Para 3 carriles cargados | (i) Incluye aumento por carga dinámica |
| (e) Para una curva de 1000m de radio | (j) La AASHTO no especifica carga para vehículos especiales |
| (k) Valor máximo físicamente posible en 1 carril por día para proporción de pesados según AASHTO | |
| (l) Carga de un D. Truck con 1.2 de factor de presencia múltiple y 1.15 de incremento dinámico | |
| (m) Los valores de carga de fatiga y el nº de ciclos por si solos no aportan suficiente información para comparar, pero sirven de referencia | |

8. FACTORES PARCIALES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

8.1. Factores de carga y factores de combinación

La modificación de las cargas asociadas a las acciones presentadas en los capítulos anteriores presenta diferencias conceptuales importantes entre el Eurocódigo y la AASHTO. Esto influye en cómo se realizan las combinaciones de carga y, en consecuencia, el cómo se evalúa la seguridad de los tableros de puente.

El Eurocódigo se basa en el método de coeficientes parciales, por el cual, cada acción se modifica con un coeficiente " γ " que representa la incertidumbre asociada al valor propuesto o calculado de la acción, de modo que al aplicarlo se tiene en cuenta la posible desviación real frente al valor característico calculado.

Se usan diferentes valores para diferente naturaleza de las acciones, diferentes estados límite y diferente impacto sobre la estructura.

En base a esto, los coeficientes toman valores más cercanos a la unidad para acciones permanentes como el peso propio, mientras que para acciones variables se les da un valor más lejano a la unidad, ya que existe mayor probabilidad de desvío frente al valor característico.

También es importante detallar que, los valores mayores a la unidad suelen ser para acciones desfavorables a la situación de proyecto analizado, mientras que son menores o iguales a la unidad si la acción es favorable. Con esto se aumenta la seguridad de la estructura, es decir, se aumenta la fiabilidad. El motivo es que, al minorar una acción favorable, se está minimizando el riesgo en caso de que deje de actuar sobre la estructura.

A continuación, se presenta la tabla con los valores de los coeficientes parciales de seguridad para acciones sobre puentes:

Tabla 8.1 - Coeficientes parciales de seguridad del Eurocódigo

COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD				
Situación de proyecto persistente y transitoria	Acciones permanentes		Pretensado	Acción variable
		Asientos		

ULS frente a equilibrio (EQU) - Conjunto A

(Ecuación 6.10)		$\gamma_{G,j}$	$\gamma_{G,set}$	γ_p	$\gamma_{Q,i}$
Tráfico rodado y peatonal	Fav.	0.95 ó 0.8	0.00	1.00	0.00
	Desfav.	1.05	0.00	1.30	1.35
Otras acciones variables	Fav.	0.95 ó 0.8	0.00	1.00	0.00
	Desfav.	1.05	0.00	1.30	1.50
Comprobar STR en elementos dependientes de EQU - Tráfico rodado y peatonal	Fav.	1.35	0.00	1.00	0.00
	Desfav.	1.25	0.00	1.30	1.35
Comprobar STR en elementos dependientes de EQU - Otras acciones	Fav.	1.35	0.00	1.00	0.00
	Desfav.	1.25	0.00	1.30	1.50

ULS frente a resistencia (STR) y ULS de Geotecnia (GEO) - Conjunto B

(Ecuación 6.10), (Ecuación 6.10a) y (Ecuación 6.10b)		$\gamma_{G,j}$	$\gamma_{G,set}$	γ_p	$\gamma_{Q,i}$
Tráfico rodado y peatonal	Fav.	1.00	0.00	1.00	0.00
	Desfav.	1.35	1.2 ó 1.35	1.30	1.35
Otras acciones variables	Fav.	1.00	0.00	1.00	0.00
	Desfav.	1.35	1.2 ó 1.35	1.30	1.50

ULS frente a resistencia (STR) y ULS de Geotecnia (GEO) - Conjunto C

(Ecuación 6.10)		$\gamma_{G,j}$	$\gamma_{G,set}$	γ_p	$\gamma_{Q,i}$
Tráfico rodado y peatonal	Fav.	1.00	0.00	1.00	0.00
	Desfav.	1.00	1.00	1.30	1.15
Empuje horizontal de tierras, agua subterránea, etc.	Fav.	1.00	0.00	1.00	0.00
	Desfav.	1.00	1.00	1.30	1.30
Otras acciones variables	Fav.	1.00	0.00	1.00	0.00
	Desfav.	1.00	1.00	1.30	1.30

Además de estos coeficientes, existen los factores de combinación ψ . Su función es la de reducir las acciones variables concomitantes a la acción dominante, de modo que se tenga en cuenta la probabilidad de concurrencia simultánea en el cálculo. En esencia, reduce el valor de la acción variable que acompaña a la dominante de acuerdo a lo alta que sea la probabilidad de que sucedan al mismo tiempo sobre el puente.

Por ejemplo, en el caso de que se esté analizando una situación de proyecto donde el tráfico sea importante y, por lo tanto, dominante, irá acompañada por el viento o temperatura con un valor reducido gracias a ψ .

El factor de combinación puede tomar diferentes valores para la misma acción acompañante en base a la situación de proyecto planteada dentro de los Estados Límite de Servicio (SLS). Puede ser ψ_0 , ψ_1 o ψ_2 para combinaciones característica, frecuente o cuasipermanente. Con esto se busca no ser demasiado conservador y acercarse más a una situación real de acciones sobre la estructura.

Existen diferentes conjuntos de valores para ψ según el tipo de estructura a estudiar. Por ejemplo, hay diferentes valores para edificios, puentes de carretera y puentes de ferrocarril. A continuación, se exponen los factores de combinación para puentes de carretera.

Tabla 8.2 - Factores de combinación de cargas del Eurocódigo

Acción	Símbolo		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas de tráfico (véase la tabla 4.4 de la Norma EN 1991-2)	gr1a (modelo de carga 1 + cargas de peatones o bicicletas) ¹⁾	TS	0,75	0,75	0
		Carga uniformemente distribuida	0,40	0,40	0
		Cargas de peatones + bicicletas ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (eje simple)		0	0,75	0
	gr2 (fuerzas horizontales)		0	0	0
	gr3 (cargas de peatones)		0	0,40	0
	gr4 (modelo de carga 4 - Carga debida a muchedumbres)		0	–	0
	gr5 (modelo de carga 3 - Vehículos especiales)		0	–	0
Fuerzas del viento	F_{Wk}				
	– Situaciones de proyecto persistentes		0,6	0,2	0
	– Ejecución		0,8	–	0
	F_W^*		1,0	–	–
Acciones térmicas	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Cargas de nieve	$Q_{Sn,k}$ (durante la ejecución)		0,8	–	–
Cargas de construcción	Q_c		1,0	–	1,0

1) Los valores recomendados de ψ_0 , ψ_1 y ψ_2 para gr1a y gr1b corresponden a tráfico rodado con coeficientes de ajuste α_{Qi} , α_{Qj} , α_{Qr} y β_Q iguales a 1. Los relacionados con la carga uniformemente repartida corresponden a escenarios comunes de tráfico en los que puede producirse una acumulación de camiones poco habitual. Se pueden establecer otros valores para otras clases de vías o de tráfico estimado, basados en la elección de los coeficientes α correspondientes. Por ejemplo, en puentes que soporten un tráfico intenso y continuo puede establecerse un valor de ψ_2 distinto de cero para el sistema de carga uniformemente repartida del modelo de carga 1. Véase también la Norma EN 1998.

2) El valor de combinación de la carga de vías peatonales y ciclistas mencionado en la tabla 4.4a de la Norma EN 1991-2, es un valor “reducido”. Se pueden aplicar a este valor los factores ψ_0 y ψ_1 .

3) Los valores recomendados de ψ_0 para las acciones térmicas pueden, en la mayoría de los casos, reducirse a 0 para los estados límite últimos EOU, STR y GEO1). Véanse también los Eurocódigos de cálculo.

En cuanto a la contraparte de la AASHTO, esta adopta un enfoque más directo, por el cual las acciones se modifican con factores de carga específicos para cada combinación de cargas de las que se verán más adelante en el capítulo de Combinación de Acciones.

Se basa en considerar un solo elemento modificador y luego establece unas combinaciones que incluyen determinadas cargas de acuerdo a lo que la propia norma establece que se debe comprobar. En base a esto, se elimina la necesidad de un factor de combinación, ya que esa parte se controla entre el valor numérico del propio factor de carga y la definición de las combinaciones específicas.

El resultado es un método más directo y sencillo de aplicar que el expuesto por Eurocódigo, pero notablemente más rígido, por lo que puede ser difícil adaptar las combinaciones preestablecidas a las necesidades de un proyecto en específico.

A pesar de esto último, este método entra claramente en consonancia con los principios de diseño de la AASHTO, ya que esta considera que nada de lo expuesto en ella deberá sustituir el pensamiento libre y crítico del ingeniero.

A continuación, se muestran las diferentes tablas que recogen los factores de carga de la norma. Cabe destacar que, en ellas, también se exponen las combinaciones de acciones de las que se hablará más adelante en el presente documento:

Tabla 8.3 - Factores de carga generales de la AASHTO

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Tabla 8.4 - Factores de carga para cargas permanentes de la AASHTO

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall and Compound Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• MSE wall internal stability soil reinforcement loads			
○ Stiffness Method			
▪ Reinforcement and connection rupture		1.35	N/A
▪ Soil failure – geosynthetics (Service I)		1.20	N/A
○ Coherent Gravity Method		1.35	N/A
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
○ Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
○ All others		1.95	0.90
• Internal and Compound Stability for Soil Failure in Soil Nail Walls		1.00	N/A
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Tabla 8.5 - Factores de carga para el Pretensado, Fluencia y Retracción según la AASHTO

Bridge Component	PS	CR, SH
Superstructures—Segmental	1.0	See γ_p for DC, Table 3.4.1-2
Concrete Substructures supporting Segmental Superstructures (see 3.12.4, 3.12.5)		
Concrete Superstructures—nonsegmental	1.0	1.0
Substructures supporting non-segmental Superstructures		
• using I_g	0.5	0.5
• using $I_{effective}$	1.0	1.0
Steel Substructures	1.0	1.0

Tabla 8.6 - Factores de carga de la carga viva de la AASHTO para la combinación de acciones "Service III"

Component	γ_{LL}
Prestressed concrete components designed using the refined estimates of time-dependent losses as specified in Article 5.9.5.4 in conjunction with taking advantage of the elastic gain	1.0
All other prestressed concrete components	0.8

Tabla 8.7 - Factores de carga para el asiento en cimentaciones según la AASHTO

Foundation Movement and Movement Estimation Method	SE
Immediate Settlement	
• Hough method	1.00
• Schmertmann method	1.40
• Local owner approved method	*
Consolidation settlement	1.00
Lateral Movement	
• Soil-structure interaction method (P-y or Strain Wedge)	1.00
• Local owner approved method	*
*To be determined by the owner based on local geologic conditions.	

El factor de carga γ_{Eq} que corresponde a la acción del empuje lateral pasivo de tierras, habrá de ser determinado específicamente para cada proyecto. Esto se debe a que, si se habla con propiedad, este efecto es una resistencia y no una carga, por lo que estrictamente hablando no se le podría aplicar un “factor de carga”. Como se expone, esto deberá ser analizado para cada proyecto que tenga en cuenta ese efecto.

Algo similar sucede para el factor de carga del gradiente de temperatura (TG), denominado γ_{TG} y presente como tal en la tabla principal. Según la norma, este parámetro se debería determinar para cada proyecto en específico, pero propone unos valores orientativos de:

- ❖ $\gamma_{TG}=0.0$ para el RLS y EELS
- ❖ $\gamma_{TG}=1.0$ para el SLS cuando no se considera la carga viva (LL)
- ❖ $\gamma_{TG}=0.5$ para el SLS cuando se considera la carga viva (LL)

8.2. Modificadores de resistencia

Similar a la base del uso de los coeficientes parciales y los factores de carga, se establecen unos modificadores en ambas normas para tener en cuenta las incertidumbres que rodean las resistencias de materiales o estructuras.

Estas incertidumbres son el error a la hora de determinar las propiedades de los materiales, diferentes condiciones ambientales o problemas en la ejecución.

El primero puede ser por la dispersión estadística en los ensayos o diferencias en el equipamiento de los laboratorios. El segundo se trata de humedades, temperatura, partículas intrusas, etc. El tercero se trata de un problema inherente de obra donde entra el error humano, negligencias, etc.

Todo esto es lo que tratan de tener en cuenta estos modificadores. Ahora bien, cada una de la norma aborda esto de una forma notablemente diferente.

El Eurocódigo lo tiene en cuenta en base a los coeficientes parciales de seguridad para materiales, γ_M , el cual se aplica sobre el valor característico de la resistencia de los materiales. En otras palabras, modifica f_{ck} , f_{yk} y f_{pk} , que son, respectivamente, la resistencia característica del hormigón, del acero pasivo y del acero de pretensado.

Estos valores característicos ya no son una media de resistencias, sino que son el percentil 5% inferior de las resistencias, de modo que el 95% de los datos obtenidos de ensayos sean superiores al valor característico. Por lo que se realiza un cálculo aún más conservador con estos coeficientes.

El valor del propio coeficiente también varía en función de la situación de proyecto planteada.

Se aplican dividiendo el valor característico entre el propio coeficiente, por lo que el coeficiente habrá de ser mayor a la unidad para minorar la resistencia adecuadamente. A continuación, se exponen los valores para hormigón, acero pasivo y acero de pretensado:

Tabla 8.8 - Coeficientes parciales de seguridad para materiales según el Eurocódigo

Situaciones de proyecto	γ_c para hormigón	γ_s para acero de armadura pasiva	γ_s para acero de armadura activa
Persistente y transitoria	1,5	1,15	1,15
Accidental	1,2	1,0	1,0

Este sistema desemboca en que la aplicación de la minoración de resistencia es independiente a la aplicación de modificadores de carga, por lo que se aplican independientemente de la combinación, aunque siguen dependiendo de la situación de proyecto.

Por otro lado, supone un sistema modular y flexible que permite ajustar las consideraciones de diseño libremente, lo que es una consecuencia esperable, ya que es el objetivo del Eurocódigo permitir que sus países miembros establezcan sus propios valores de este tipo de parámetros, de modo que puedan personalizar y adaptar los Eurocódigos al contexto de su país.

Para la AASHTO se utiliza un planteamiento diferente, el cual se basa en lo que llaman factores de resistencia, ϕ , que no aplica a los materiales, sino que se aplica como factor global a la resistencia nominal de la sección en la comprobación que se esté realizando.

La elección del factor de resistencia se basa en el tipo de sollicitación, la resistencia que se plantea calcular y/o el modo de fallo. Por ejemplo, existe un tipo para resistencia a flexión, otro para cortante, etc. y dentro de estas resistencias puede haber variaciones en el valor según si la sección está controlada por tracción o compresión. Se exponen todos los correspondientes a estructuras de hormigón en la [Tabla 8.9](#).

El origen de este uso es que la AASHTO aplica muchos de sus puntos en base a la experiencia combinada con la teoría, por lo que, en base a la dispersión estadística de los resultados, así como las características mencionadas, se determina su valor.

Un ejemplo sería que para una estructura dúctil (avisa antes de su fallo), se le aplica un factor más cercano a 1, lo que implica una menor reducción de resistencia. Sin embargo, para la misma estructura con modo de fallo frágil, se le aplicaría un factor menor.

Tabla 8.9 - Factores modificadores de resistencia según la AASHTO

Resistencia a minorar	Factor de resistencia ϕ
Flexión y tracción en hormigón armado	0.90
Flexión y tracción en hormigón pretensado	1.00
Cortante y torsión	0.90
Compresión axial con espirales o tirantes (excepto sismo en EELS)	0.75
Apoyo sobre hormigón	0.70
Compresión en bielas	0.70
Compresión en zonas de anclaje	0.80
Tracción en acero de zonas de anclaje	1.00
Resistencia durante hincado de pilotes	1.00

En resumen, el Eurocódigo modifica las resistencias de los materiales, mientras que la AASHTO modifica la resistencia del elemento estructural al completo. La diferencia parece poca, pero a nivel conceptual son completamente diferentes.

Al final, se intercambian los papeles con respecto a los factores de carga/coeficientes parciales, ya que, en ellos la AASHTO era muy concreta y algo rígida, sin embargo, en este caso, la AASHTO proporciona un abanico más grande de posibilidades al aplicar el factor según el modo de fallo, tipo de hormigón y resistencia a comprobar. Ahora, el Eurocódigo emplea pocos valores que tienen en cuenta muchas variables en ellos si los comparas directamente con los de la AASHTO.

8.3. Tabla comparativa de modificadores de carga

Como resumen del capítulo, se presenta una tabla con los coeficientes parciales de seguridad para acciones (Eurocódigo), y los factores de carga (AASHTO), de modo que se puedan observar las diferencias.

Se ha planteado el uso de las combinaciones de acciones de la AASHTO como guía, ya que, en ella los factores de carga cambian para cada combinación. En base a ello, se escoge la combinación de acciones del Eurocódigo que sea equivalente junto a sus coeficientes de seguridad.

Comparativa coeficientes parciales / factores de carga

Código →	EN	AASHTO	AASHTO	EN	AASHTO	EN	AASHTO	AASHTO
Combinación de acciones	ULS - STR	Strength I	Strength V	SLS	Service I	Accidental	EELS I	EELS II
DC Peso Propio	1.35	1.25	1.25	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
DW Carga Muerta	1.35	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
PS Pretensado	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CR Fluencia	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SH Retracción	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
LL Carga Viva	1.35	1.75	1.35	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50
CE Fuerza Centrífuga	1.50	1.75	1.35	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50
BR Frenado	1.50	1.75	1.35	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50
PL Carga Peatonal	1.35	1.75	1.35	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50
WS Carga de viento	1.50	-	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
WL Viento con tráfico	1.50	-	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
- Nieve	1.50	-	-	1.00	-	-	-	-
TU Tª Uniforme	1.50	0.50	0.50	1.00	1.00	1.00	-	-
TG Gradiente de Tª	1.50	-	-	1.00	0.50	1.00	-	-
SE Asiento	1.20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-
EQ Sismo	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-
CT Colisión vehículo	-	-	-	-	-	1.00	-	1.00
CV Colisión barco	-	-	-	-	-	1.00	-	1.00
IC Hielo	-	-	-	-	-	-	-	1.00
BL Explosiones	-	-	-	-	-	1.00	-	1.00

*Todo es desfavorable excepto por el pretensado, PS

Los valores de SLS y situación accidental son prácticamente iguales entre las dos normas. Sin embargo, para las acciones permanentes y variables existen bastantes diferencias en función de que código se emplee. Incluso dentro de la norma estadounidense, hay mucha variabilidad entre combinación de acciones, lo que apunta una vez más a la diferencia de planteamientos que ejerce la norma.

Se puede deducir en base a esto que, el Eurocódigo considera, en general, que hay menos incertidumbre en sus métodos para calcular las acciones, por lo que no necesita ser tan conservador con los coeficientes de seguridad para estado límite último. Por el contrario, la AASHTO considera muy variable el valor del tráfico, por lo que cubre esa incertidumbre con un valor mayor.

Como contraparte, los papeles se intercambian para la acción del viento. En esta acción la AASHTO tiene certeza en el valor de cálculo o no ha observado empíricamente grandes desviaciones entre la realidad y el uso de la norma, por lo que propone tomar el valor característico de la acción sin modificar, mientras que la norma europea la considera notablemente variable y cubre la incertidumbre aumentando el coeficiente parcial.

También es interesante ver que la AASHTO no considera importante el efecto térmico en la estructura para el ULS, pero el Eurocódigo sí.

9. COMBINACIÓN DE ACCIONES

El paso denominado “Combinación de acciones” dentro del diseño de un puente, es el punto intermedio entre la definición de cargas y la verificación estructural mediante Estados Límite. Hasta el momento se ha expuesto: que acciones pueden actuar sobre un puente y como calcularlas, los factores que ajustan el valor de las acciones para tener en cuenta la fiabilidad y, por último, que estados límite se plantean en cada norma y que buscan comprobar.

Sin embargo, un tablero de puente no se ve sometido a solamente una acción en un determinado momento, si no que tienden a sufrir varias al mismo tiempo. Es por esto que las normativas plantean ciertas reglas para crear situaciones de proyecto en el que aplican varias acciones al mismo tiempo, respetando para ello la lógica y probabilidad de ocurrencia de todas las acciones. En otras palabras, se plantean situaciones en las que es posible y probable que actúen conjuntamente sobre la estructura.

Para ello, en palabras del EN 1990:2019:

“Se deben seleccionar las situaciones de proyecto a considerar en el cálculo teniendo en cuenta las circunstancias bajo las cuales la estructura debe cumplir su función. [...] Las situaciones de proyecto deberán ser lo suficientemente severas y variadas como para tener en cuenta todas las condiciones que se puedan prever razonablemente que vayan a ocurrir durante la ejecución o utilización de la estructura”

El Eurocódigo establece varias situaciones de proyecto para cubrir todos los contextos posibles entorno a la estructura. Estas situaciones son: situaciones de proyecto permanentes o transitorias, situaciones de proyecto accidentales, situación de sismo y 3 extra para el estado límite de servicio denominadas situación de proyecto característica, frecuente y casi permanente.

A modo de síntesis, la combinación de acciones consiste en juntar acciones permanentes, accidentales, el pretensado y acciones variables en un solo valor aplicable a la estructura.

En realidad, lo que se suelen juntar son los efectos que tienen las acciones al aplicarlas sobre la estructura, ya sea bien aplicando las acciones sobre la sección transversal, sobre la sección longitudinal, la planta o las uniones. Es por ello que, cuando se habla de combinación de acciones para la comprobación de flexión en Estado Límite Último, en realidad lo que se combina son los momentos flectores que producen las acciones en la dirección del análisis.

Esto se entiende rápidamente al pensar en la acción térmica. Debido a ella, se producen deformaciones en los elementos estructurales. La acción, es esa deformación, sin embargo,

lo que se combina es el axil o momento flector que genera dicha deformación sobre el elemento, no las deformaciones en sí.

El medio para obtener este valor conjunto son las ecuaciones normativas que presentan cada uno de los códigos.

Pero primero, para el Eurocódigo, se debe plantear lo que es el valor de cálculo, E_d . Este, se aplica a unas hipótesis de cargas y tiene en cuenta las características geométricas de la estructura, el valor de las acciones y los coeficientes parciales de seguridad. Se obtiene de la siguiente expresión:

$$E_d = E\{\gamma_{F,i} F_{rep,i}; a_d\} \quad i \geq 1 \quad 9.1$$

donde

E es el efecto de las acciones

a_d es el valor de cálculo de los datos geométricos del elemento resistente u objeto de la acción necesarios para obtener la propia acción.

$\gamma_{F,i}$ es el coeficiente parcial de la acción a la que acompaña

$F_{rep,i}$ es el valor representativo de la acción correspondiente "i". Se obtiene de la expresión:

$$F_{rep} = \psi F_k \quad 9.2$$

donde

ψ es el factor de simultaneidad de las acciones. En acciones no variables toma como valor 1.0

F_k es el valor característico de la acción

Similar al Eurocódigo, la AASHTO presenta una fórmula general para el cálculo del valor de cálculo de una acción, en base a la cual se realiza la combinación de acciones. Se diferencia de la presentada por la norma europea en su formato simple y en la inclusión de un modificador de carga, η , con el cual se tienen en cuenta la ductilidad, redundancia y clasificación operacional de la estructura, tal y como se adelantó en el capítulo 4.3.

La expresión sería:

$$Q = \sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \quad 9.3$$

donde

- Q es el efecto total factorizado de las acciones consideradas
- γ_i es el factor de carga correspondiente a cada una de las acciones de la combinación de acuerdo a las [Tabla 8.3](#), [Tabla 8.4](#), [Tabla 8.5](#), [Tabla 8.6](#), [Tabla 8.7](#)
- Q_i es el efecto de las acciones consideradas en la combinación de acciones
- η_i es el modificador de carga, tal y como se explicó anteriormente. Se obtiene de la siguiente expresión:

$$\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0.95 \quad 9.4$$

donde

- η_D es el modificador que tiene en cuenta la ductilidad de la estructura según la [Tabla 9.1](#)
- η_R es el modificador que tiene en cuenta la redundancia de la estructura según la [Tabla 9.1](#)
- η_I es el modificador que tiene en cuenta la clasificación operacional de la estructura según la [Tabla 9.1](#)

Tabla 9.1 - Modificadores de carga según la AASHTO

Modificadores de carga		
$\eta_D \geq 1.05$	Strength Limit State	Componentes y conexiones no dúctiles
$\eta_D = 1$		Para diseños típicos
$\eta_D \geq 0.95$		Para componentes y conexiones con medidas que aumentan la ductilidad por encima de lo indicado por la AASHTO
$\eta_D = 1$	Otros	Para otros estados límite
$\eta_R \geq 1.05$	Strength Limit State	Miembros no redundantes
$\eta_R = 1$		Para diseños normalmente redundantes o cimentaciones donde ϕ ya considera la redundancia
$\eta_R \geq 0.95$		Para niveles de redundancia superiores al uso de vigas continuas y secciones torsionalmente cerradas
$\eta_R = 1$	Otros	Para otros estados límite
$\eta_I \geq 1.05$	Strength Limit State	Para puentes críticos o esenciales
$\eta_I = 1$		Para puentes normales
$\eta_I \geq 0.95$		Para puentes poco importantes
$\eta_I = 1$	Otros	Para otros estados límite

Volviendo al Eurocódigo, para cada situación de proyecto planteada, la expresión que resulta de resolver los corchetes de la ecuación 9.1 cambia ligeramente, dando lugar a 6 expresiones para 6 situaciones de proyecto, cada una con ligeras diferencias entre ellas según la situación de proyecto que se busque estudiar. Estas expresiones son lo que se conoce como **Combinación de acciones**.

Así, en caso de la combinación de acciones persistentes o transitorias en Estado Límite Último (ELU), la expresión sería:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 9.5$$

En caso de combinación accidental en ULS, la expresión no incluiría coeficientes parciales de seguridad acompañando a las variables, ya que todos valen 1.0, y se añadiría la acción accidental a comprobar a la ecuación, tal y como se muestra a continuación:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ o } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 9.6$$

Para sismos, la expresión cambia eliminando la existencia de una acción dominante y quedando solamente la acción concomitante. Se expresa como:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 9.7$$

Por último, para cada una de las situaciones correspondientes al SLS existe una expresión ligeramente diferente, pero esencialmente similar:

❖ Combinación Característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 9.8$$

❖ Combinación Frecuente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 9.9$$

❖ Combinación Cuasipermanente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad 9.10$$

Esta forma de dividir las combinaciones permite al Eurocódigo adaptarse a más tipos de estructuras y tipos de acciones que la AASHTO, la cual solo se aplica a puentes, por lo que las ecuaciones pueden ser más específicas al abarcar menos casos de uso.

En cuanto a la AASHTO, se proponen una serie de combinaciones específicas que se obtienen de plantear la expresión detallada en la [Tabla 9.2](#) para diversas situaciones de proyecto. Estas combinaciones son:

Tabla 9.2 - Combinaciones de acciones de la AASHTO

STRENGTH LIMIT STATE	
Strength I	Para condiciones de uso normal del puente sin viento
Strength II	Combinación de vehículos especiales establecidos según el criterio del organismo promotor de la construcción el puente
Strength III	Combinación para comprobación solamente frente a la acción del viento. Se basa en la premisa de que, ante un fuerte viento, no habrá grandes cantidades de vehículos
Strength IV	Para magnificar los efectos de las cargas muertas. Combinación importante en puentes con grandes luces, donde la carga muerta domina a la carga viva
Strength V	Acción del viento a 128 km/h actuando a la vez que la carga vehicular
EXTREME EVENT STATE	
Extreme Event I	Combinación en caso de terremoto junto a la acción de las cargas vivas
Extreme Event II	Para comprobar diversos eventos accidentales como impactos, explosiones, inundaciones, hielo, etc. Actúa junto a la carga viva multiplicada por $\gamma_{EQ} = 0.5$
SERVICE LIMIT STATE	
Service I	Para comprobación del uso normal del puente con un viento de 112 km/h
Service II	Para comprobar la plastificación de las estructuras de acero y el deslizamiento de conexiones debido a la carga viva.
Service III	Para comprobar longitudinalmente la tensión y agrietamiento de secciones pretensadas
Service IV	Similar a la anterior, pero para columnas
FATIGUE	
Fatigue I	Combinación de verificación ante fractura por fatiga frente a infinitos ciclos de carga
Fatigue II	Similar a la anterior, pero frente a un número finito de ciclos de carga

Por lo general, las combinaciones más empleadas en el diseño estructural son la combinación persistente o transitoria aplicada al ULS para el Eurocódigo, así como la combinación característica de SLS. Para la AASHTO se emplean principalmente la combinación de "Strength I" y la de "Service III".

El uso de ambos pares de combinaciones es el mismo. La combinación persistente y la de “*Strength I*” se emplean para el dimensionamiento del armado y comprobaciones resistentes frente a flexión, cortante y torsión. Las combinaciones de SLS combinación característica y combinación “*Service III*” se usan para el dimensionamiento y comprobación del pretensado.

La importancia que tiene cada una varía en función del proyecto, por lo que no se puede establecer que unas son más importantes que otras.

A modo de nota comparativa se plantea crear las combinaciones de ULS/*Strength I*, así como la combinación accidental y EELS I. Todas ellas aplicadas a un puente de hormigón pretensado para carreteras con capa de mezcla bituminosa y asientos en sus pilas.

ULS: $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.20 \cdot SE + 1.00 \cdot PS + 1.35 \cdot (CR+SH) + 1.35 \cdot (UDL+TS) + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (TU+TG)$

La combinación expuesta se basa en comprobar el efecto del tráfico sobre el puente. Esto se hace con el tráfico como acción variable dominante, el asiento en una de sus pilas como carga permanente y las variaciones de temperatura que son la acción concomitante.

Accidental: $1.00 \cdot PP + 1.00 \cdot CM + 1.00 \cdot PS + 1.00 \cdot A_{Ed,x} + 1.00 \cdot 0.30 \cdot A_{Ed,y} + 1.00 \cdot 0.20 \cdot UDL$

Según el punto 5.5 del EN1998-2, no hace falta combinar el efecto de las deformaciones impuestas en caso de sismo a menos que se usen neoprenos zunchados. Según la tabla AN.5 del EN1990, se establece que se debe emplear un $\psi_2=0.2$ para la UDL del LM1 en situación de sismo. Según el punto 4.3.3.5.1 del EN1998-1, para combinar las acciones horizontales y verticales de sismo se deben combinar con un $\psi_2 = 0.3$.

Strength I: $1.25 \cdot PP + 1.50 \cdot DW + 1.00 \cdot PS + 1.00 \cdot (CR+SH) + 0.50 \cdot TU + 1.00 \cdot SE + 1.75 \cdot (LL+IM+BR)$

Se combinan las cargas permanentes, incluyendo las deformaciones reológicas y los asientos. Luego se añaden las cargas variables por temperatura y carga viva.

EELS I: $1.00 \cdot PP + 1.00 \cdot DW + 1.00 \cdot PS + 1.00 \cdot (CR+SH) + 0.5 \cdot (LL+IM+BR) + 1.00 \cdot EQ$

Igual que la anterior, pero cambiando los factores de carga, quitando el efecto de la temperatura y asiento, y añadiendo el efecto del sismo.

Por lo general, el Eurocódigo es más severo con el peso propio de la estructura, ya que asigna un coeficiente γ_g de 1.35 frente al 1.25 de la AASHTO. Luego, la carga muerta se multiplica por 1.5 en la AASHTO, frente al 1.35 del Eurocódigo, lo que compensa un poco con el peso propio. Aun así, esta consideración provoca que, en estructuras con grandes volúmenes de hormigón, los esfuerzos aumenten notablemente, cuando ya son uno de los factores limitantes para el diseño. Además, a esto habría que sumarle lo que se verá más adelante sobre los pesos unitarios de los materiales.

Por el contrario, la AASHTO resulta más restrictiva en las acciones variables de tráfico, especialmente en la combinación *Strength I*, donde aplica un factor de 1.75 a la carga de viva y otras fuerzas relacionadas, como el frenado, mientras que el Eurocódigo mantiene un valor de 1.50.

En resumen, las diferencias aquí expuestas se traducen en que el Eurocódigo tiende a penalizar más a los puentes de gran luz y que, generalmente, tienen asociado un mayor canto y volumen de hormigón, mientras que la AASHTO resulta más exigente en tableros esbeltos, donde los efectos del tráfico y de las cargas longitudinales asociadas alcanzan mayor relevancia.

10. MATERIALES Y SUS RESISTENCIAS

Expuestas las formas de obtener acciones y el cómo se combinan, queda un paso intermedio extra antes de poder realizar las comprobaciones de los Estados Límite.

Hasta el momento, se ha hablado de las acciones que actúan sobre la estructura, pero la estructura reacciona antes esas acciones en base a sus propiedades, ya sean propiedades materiales o geométricas.

Por ello, se ha de exponer que consideraciones hace cada uno de los códigos en cuanto a los materiales, ya que será principalmente lo que determine sus capacidades resistentes.

10.1. Propiedades del hormigón

El hormigón es el principal material en puentes, como ya se ha expuesto en los primeros capítulos del documento. Su popularidad viene de su combinación con el acero, pero con los años ha ido evolucionando y mejorando sus características mecánicas, las cuales se expondrán a continuación para ambos códigos.

10.1.1. PROPIEDADES

❖ AASHTO

Con la mentada evolución, se ha llegado a crear un hormigón a base de árido ligero, el cual compensa un poco uno de los principales puntos contrarios al uso del hormigón, que es los grandes volúmenes que necesitan las secciones y las grandes magnitudes que alcanza el peso propio de la estructura cuando el canto aumenta con las luces a salvar.

La AASHTO establece que no se deberá usar hormigón de una resistencia de menos de 16.5 MPa para puentes de hormigón armado, así como que no se usará hormigón de menos de 27.6 MPa para puentes de hormigón pretensado.

Esto no suele ser un problema, ya que, hoy en día hasta los peores hormigones disponibles en las plantas de hormigón suelen superar esas resistencias para hormigón de clase A (armado) y clase P (pretensado). Los que no lo hacen, suelen ser hormigones pobres o en masa que se usan como hormigón de limpieza u otros usos no estructurales, nada similar a un puente.

Para clases de hormigón A, A(AE) y P (véase la *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*), usados cerca de agua salada, deberán tener un ratio agua/cemento menor a 0.45.

La dosificación de cemento Portland y otras cementitas será menor de 800 libras/yarda³ o 475 kg/m³ en sistema internacional para hormigones normales. Para hormigón de pretensado (P), la dosificación puede aumentar hasta las 1000 libras/yarda³ o 595 kg/m³.

El coeficiente de expansión térmica se establece en $6 \cdot 10^{-6} \frac{1}{9F}$, el cual es importante para el estudio de la acción térmica en la estructura, ya sea por temperatura uniforme (TU) o el gradiente de temperatura (TG).

Para la obtención del módulo de elasticidad del hormigón, E_c , necesario para muchos cálculos en los que se involucran deformaciones o la rigidez, se plantea la expresión siguiente:

$$E_c = 120\,000 \cdot K_1 \cdot w_c^2 \cdot f_c'^{0.33} \quad 10.1$$

donde

K_1 es un factor corrector que depende del árido empleado en el hormigón. Se determina en base a ensayos, y a falta de información se debe tomar como 1.0

w_c peso unitario del hormigón en kip/ft³. Varía entre 0.145 y 0.155 kip/ft³, dependiendo de la resistencia del hormigón. Hasta $f_c' = 5$ ksi se toma como 0.145, luego obedece a la expresión $0.140 + 0.001 \cdot f_c'$ hasta los 15 ksi. En sistema internacional esto implica que varía entre 23.23 kN/m³ y 24.83 kN/m³ para 5 y 15 ksi respectivamente.

f_c' es la resistencia del hormigón a compresión en ksi

El coeficiente de Poisson para temas relativos a deformaciones y métodos elásticos se puede tomar con un valor de 0.2.

El módulo de ruptura o resistencia a flexión del hormigón se obtiene de la expresión $0.24 \sqrt{f_c'}$ para hormigón normal de hasta 15 ksi, mientras que la resistencia a tracción se obtiene de la expresión $0.23 \sqrt{f_c'}$ para hormigones de hasta 10 ksi.

La AASHTO establece la máxima deformación posible en la fibra más comprimida del hormigón en 0.003 m/m.

La norma también establece una serie de hipótesis de cálculo para el "*Strength Limit State*" y el "*Extreme Event Limit State*".

- ❖ Se descarta la resistencia de tracción del hormigón para el cálculo
- ❖ Se obtienen las tensiones en acero pasivo y activo en función de una curva tensión-deformación representativa de dichos aceros

- ❖ Para el hormigón, la curva tensión-deformación se considera rectangular o parabólico. Se pueden usar otras curvas, pero que sean confirmadas por correlación de valores teóricos con resultados de ensayos tensión-deformación
- ❖ Se puede considerar que se alcanza un equilibrio de deformaciones cuando el acero alcanza una deformación correspondiente al límite elástico a la vez que el hormigón alcanza su deformación máxima en la fibra más comprimida

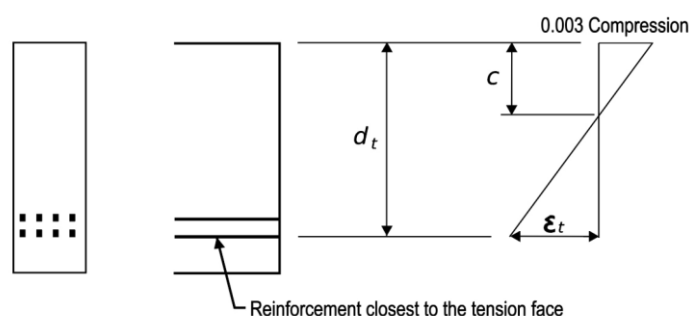


Figura 10.1 - Diagrama de distribución de deformaciones

- ❖ Como estimación del tamaño del bloque de compresión en el diagrama de la [Figura 10.1](#) se puede emplear un equivalente rectangular de valor $\alpha_1 \cdot f_c$ para la tensión y $a = \beta_1 \cdot c$ para la profundidad del bloque de compresión.

El valor de α_1 se debe tomar como 0.85 para hormigones de hasta 10 ksi, y como $0.85 - 0.02 \cdot (f_c' - 10)$ para hormigones superiores a eso. Se limita el valor de α_1 a no menor que 0.75.

El valor de β_1 se debe tomar como 0.85 para hormigones de hasta 4 ksi, y como $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \cdot (f_c' - 4)$, para hormigones superiores a eso. Se limita el valor de β_1 a no menor que 0.65.

Los valores típicos para los hormigones de la AASHTO son: 6 ksi para hormigón pretensado y 4 ksi para hormigón armado, o lo que es lo mismo, 41 y 28 MPa.

❖ EUROCÓDIGO

Para empezar, se establece que la resistencia del hormigón a compresión se basará en el ensayo de probeta cilíndrica. Se establece que la resistencia a compresión característica del hormigón será la correspondiente al fractil 5% de todos los resultados de los ensayos a compresión. Por lo que el 95% de la muestra de probetas deberá arrojar una resistencia mayor al valor f_{ck} .

Es importante destacar que esta resistencia característica se mide a los 28 días de curado. Se dan medios en la norma para obtener valores a distinto número de días "t".

Para conseguir hormigones de diferentes resistencias y con otras características, se establecen los tipos de cementos R, N y S.

En una tabla se dan los valores de resistencia a tracción del hormigón en base a su resistencia a compresión a 28 días. En base a esos datos, se puede obtener la resistencia a tracción a "t" días.

En la misma tabla se puede obtener el módulo de elasticidad y una serie de deformaciones que posteriormente se pueden emplear para graficar una curva tensión deformación característica para el hormigón escogido.

Se establece el coeficiente de Poisson en 0.2 y el coeficiente de dilatación térmica en $1 \cdot 10^{-7} \frac{1}{K}$

Se ofrecen 3 curvas de tensión-deformación para el hormigón. La primera es empleada en el cálculo estructural no lineal. La segunda es para cálculo de secciones transversales en casos lineales y tiene una forma parábola rectángulo. La tercera es también para cálculo de secciones transversales, pero tiene forma simplificada bilineal.

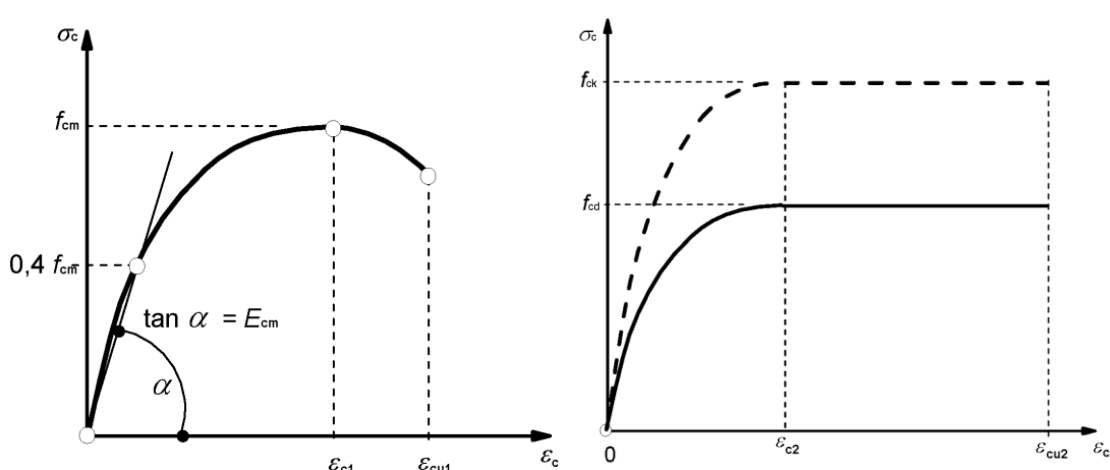


Figura 10.2 - Diagramas tensión-deformación del hormigón (izquierda: real; derecha: parábola-rectángulo)

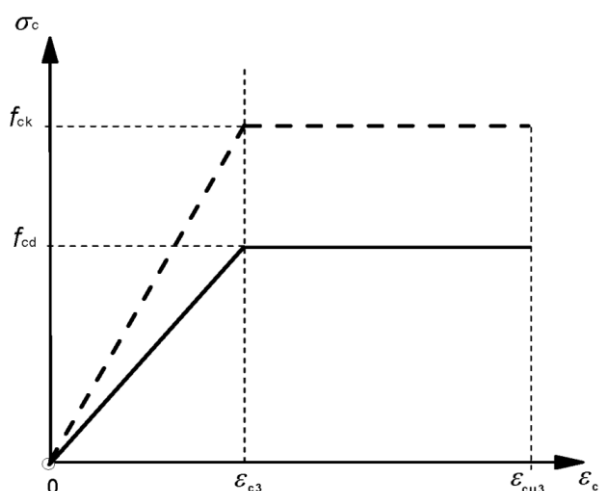


Figura 10.3 - Diagrama tensión-deformación: simplificación rectangular

Una última variante es el más simplificado y el que se usa en cálculo manual. Consiste en suponer una distribución rectangular de tensiones, igual que se hace en la AASHTO. Para ello, se definen los parámetros λ y η , los cuales se corresponden con los parámetros β_1 y α_1 respectivamente, mientras que la profundidad de la fibra neutra se denomina "x", mientras que en la AASHTO se le llama "c".

También se expone la resistencia a flexotracción, la cual depende del canto del elemento y la resistencia media a tracción.

El peso específico detallado para hormigón normal se establece en 25 kN/m³.

El Eurocódigo refiere las relaciones agua/cemento y la dosificación del hormigón a la consulta del EN206-1. En él, se exponen tablas que relacionan ambos parámetros a la clase de exposición. La tabla es la siguiente:

	Sin riesgo de corrosión o ataque	Corrosión inducida por carbonatación				Corrosión inducida por cloruros						Ataque por hielo/deshielo				Ambientes químicamente agresivos		
						Agua de mar			Otros cloruros no procedentes de agua de mar									
		X0	XC 1	XC 2	XC 3	XC 4	XS 1	XS 2	XS 3	XD 1	XD 2	XD 3	XF 1	XF 2	XF 3	XF 4	XA 1	XA 2
Máxima a/c ^c	-	0.65	0.60	0.55	0.50	0.50	0.45	0.45	0.55	0.55	0.45	0.55	0.55	0.50	0.45	0.55	0.50	0.45
Clase resistente mínima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenido mínimo de cemento ^c (kg/m³)	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360

Figura 10.4 - Dosificación y relación agua/cemento según la clase de exposición (Eurocódigo)

También se especifica que el máximo de la dosificación de cemento será de 500 kg/m³.

Los valores típicos de resistencia del hormigón son de C30/40 para elementos de hormigón armado como pilas, cimentaciones, aletas, estribos, etc., mientras que, para estructuras de hormigón pretensado, como vigas y losas, el valor aumenta hasta el C50/60.

10.1.2. RECUBRIMIENTOS

❖ AASHTO

El recubrimiento en las estructuras de hormigón armado y pretensado es el principal mecanismo para evitar la corrosión y daño al acero embebido en el hormigón. Este consiste en establecer un espesor mínimo de hormigón entre la directriz más externa del acero interior de la sección y la cara exterior de hormigón.

Su principio se basa en que garantizar ese espesor de hormigón cubriendo el acero evita que las microgrietas y porosidad del hormigón permitan el paso del agua o de otros agentes que, al entrar en contacto con las armaduras, provoque oxidación o corrosión, lo que termina debilitando el acero o reduciendo su sección, lo que a su vez repercute en las tensiones y cargas que puede soportar el elemento estructural en su conjunto.

También es importante el recubrimiento mínimo para la correcta adherencia entre el acero y el hormigón, de modo que se transmitan adecuadamente las cargas entre materiales. Un recubrimiento muy somero, puede desembocar en que no haya una correcta distribución de tensiones e incluso provocar desconchamiento o fragmentación por intento de pandeo de las armaduras en situaciones muy límites debido a la concentración de esfuerzos en una sección muy pequeña de hormigón.

Los espesores mínimos/recubrimientos se dan en función de la exposición ambiental a la que se someta a la estructura, así como el tipo de cemento y su relación agua/cemento.

Lo primero influye debido a que cuanto mayor humedad o presencia de sal en el ambiente, mayor penetración tendrá en el hormigón. La dosificación de los agentes químicos corrosivos también influye en la penetración.

Lo segundo, en que existen cementos especiales para ambientes agresivos con los que se pueden mitigar estas afecciones a la durabilidad, así como cementos especiales que sirven para solucionar otros problemas, pero que pueden ser susceptibles a otros, como el caso del hormigón AE, con el que se mitiga el problema del hielo-deshielo, pero que debilita sustancialmente la resistencia del hormigón por los huecos que genera en la matriz.

Por último, disminuir la relación agua/cemento, implica o disminuir la cantidad de agua o aumentar la cantidad de cemento del hormigón. Esto se traduce en un hormigón más compacto y de menor permeabilidad, lo que a su vez implica que la humedad y agentes ambientales ven dificultado su acceso al acero interior del hormigón.

Es por esto último, que los valores de la Tabla 10.1 se deben modificar de acuerdo a la relación agua/cemento. Los modificadores son:

- ❖ Para $a/c \leq 0.40$, se deberá multiplicar por 0.8
- ❖ Para $0.40 < a/c \leq 0.50$, se deberá multiplicar por 1.0
- ❖ Para $a/c \geq 0.50$, se deberá multiplicar por 1.2

La tabla con los recubrimientos mínimos exigidos por la AASHTO se presenta a continuación en pulgadas (1 pulgada = 25.4 mm):

Tabla 10.1 - Recubrimientos mínimos por exposición, categoría de refuerzo y situación (en pulgadas)

Situation	Reinforcing Material Category		
	A	B	C
Severe to Moderate Exposure			
Direct exposure to salt water	4.0	2.5	2.5
Cast against earth	3.0	2.0	2.0
Coastal	3.0	2.0	2.0
Exposure to deicing salts	2.5	2.0	1.5
Deck surfaces subject to tire stud or chain wear	2.5	2.5	2.0
Other than noted above	2.0	2.0	1.5
Limited Exposure			
Other than noted below			
• Up to No. 11 bar			
• No. 14 and No. 18 bars	1.5	1.0	1.0
	2.0	2.0	2.0
Bottom of cast-in-place slabs			
• Up to No. 11 bar	1.0	1.0	1.0
• No. 14 and No. 18 bars	2.0	2.0	2.0
Precast soffit form panels	0.8	0.8	0.8
Precast Culverts			
• Top slabs used as a driving surface	2.5	2.0	1.5
• Top slabs with less than 2.0 ft of fill	2.0	1.5	1.0
• All other members	1.0	1.0	1.0

Situation	Reinforcing Material Category		
	A	B	C
Piling			
Precast reinforced piles			
• Noncorrosive environments	2.0	1.5	1.0
• Corrosive environments	3.0	2.5	2.0
Precast prestressed piles	2.0	1.0	1.0
Cast-in-place piles			
• Noncorrosive environments	2.0	1.5	1.5
• Corrosive environments	3.0	2.5	2.0
• Shells	2.0	1.5	1.0
• Auger-cast, tremie concrete, or slurry construction	3.0	2.5	2.0

Category A—Uncoated reinforcing steel meeting AASHTO M 31M/M 31
 Category B—Epoxy coated or galvanized meeting ASTM A775/A775M
 Category C—Materials meeting AASHTO M 334M/M 334

Añadido a la tabla, en las disposiciones relativas al diseño de elementos estructurales específicos, la AASHTO dicta que el mínimo recubrimiento para tableros prefabricados es de 5.5 pulgadas cuando no se emplee la capa de hormigón de compresión, excepto en la parte superior de los aligeramientos de las losas prefabricadas sin capa de hormigón de compresión, en cuyo caso el mínimo podrá bajar hasta las 3.5 pulgadas.

Viendo los puntos positivos de tener un buen recubrimiento, cabría esperar que se disponga de un valor incluso más alto del recomendado por iniciativa propia del diseñador. Sin embargo, a nivel de diseño estructural por resistencias, lo que se quiere es que las armaduras estén lo más alejadas del centro de gravedad, de modo que aumente el brazo de aplicación de la fuerza asociada a la tensión en el acero. Esto se traduce en un aumento de la resistencia en la sección diseñada.

En resumen, el efecto resistente del acero es más eficiente cuanto más cerca del borde de la pieza, y es por eso por lo que las normativas exigen un recubrimiento mínimo en lugar de permitir aprovechar toda la pieza, ya que a largo plazo los beneficios de dar un recubrimiento adecuado (reducción de mantenimiento o restauración de la estructura), superan enormemente los “pequeños” beneficios económicos de ahorrar material.

❖ EUROCÓDIGO

Los mismos principios mencionados para la AASHTO aplican también al Eurocódigo, de acuerdo con lo expuesto en el EN1990 y el EN1991-1-1. Sin embargo, propone un método diferente de determinación de recubrimiento mínimo, el cual se basa en unos valores que dependen de las condiciones de adherencia o de las condiciones ambientales, a lo que se le añade un valor de tolerancia para considerar una posible desviación de ejecución: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$.

El valor de la tolerancia, Δc_{dev} , lo establece el anexo nacional, pero el Eurocódigo establece un valor base de 10 mm. Este valor puede reducirse entre 10 y 5 mm si hay un sistema de supervisión de calidad y se ejecutan mediciones de recubrimiento. También se puede reducir a un valor entre 10 y 0 si se emplean herramientas muy precisas y se pueden rechazar los elementos que no cumplan, como en una planta de prefabricados.

El valor mínimo de recubrimiento, c_{min} , se obtiene como el máximo de entre 3 valores individuales diferentes, de modo que se establezca una decisión del lado de la seguridad:

El **primer valor** es función de la correcta adherencia entre acero y hormigón, para lo cual se exigen los siguientes recubrimientos mínimos:

- ❖ Para barras aisladas: el diámetro de la barra
- ❖ Para grupos de barras: el recubrimiento mínimo será igual al valor del diámetro equivalente, ϕ_n , que es igual a $\phi_{barra} \cdot \sqrt{n_b} \leq 55mm$, siendo n_b el número de barras en el grupo siendo $n_b \leq 3$ o ≤ 4 para barras verticales a compresión.
- ❖ Para vainas circulares de armaduras postesas: diámetro de la vaina
- ❖ Para vainas rectangulares de armaduras postesas: el mayor valor de entre la menor dimensión del rectángulo o la mitad de la mayor dimensión del rectángulo.

- ❖ Para armaduras pretensas de cordón o alambre liso: 1.5 veces el diámetro del cordón o alambre liso
- ❖ Para armaduras pretensas de alambre grafilado: 2.5 veces el diámetro del alambre

El **segundo valor** es en base a las condiciones ambientales. Su valor depende de la siguiente expresión:

$$c_{min,b} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \quad 10.2$$

Donde el primer término es el recubrimiento mínimo propiamente dicho, mientras que los demás términos son modificadores por diversos motivos que se exponen más adelante.

El método de cálculo del término principal se basa en determinar la clase estructural, que para una vida útil de 50 años parte de una clase S4. En base a esto, se emplea la siguiente tabla para subir niveles de clase o bajarlos partiendo de la base del ambiente en el que se encuentra la estructura, según lo explicado en el capítulo 4.4 del presente documento:

Tabla 10.2 - Clase estructural según clase de exposición

Clase estructural							
Criterio	Clase de exposición conforme a la tabla 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Vida útil del proyecto de 100 años	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases
Clase resistente ^{1) 2)}	≥ C30/37 Se reduce 1 clase	≥ C30/37 Se reduce 1 clase	≥ C35/45 Se reduce 1 clase	≥ C40/50 Se reduce 1 clase	≥ C40/50 Se reduce 1 clase	≥ C40/50 Se reduce 1 clase	≥ C45/55 Se reduce 1 clase
Elemento con geometría de placa (la posición de la armadura no se ve afectada por el proceso de construcción)	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase
Control de calidad especial asegurado de la producción del hormigón	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase
1) La clase resistente y el coeficiente a/c se consideran valores relacionados. Se puede considerar una composición especial (tipo de cemento, valor a/c, filler) con la intención de producir permeabilidad baja. 2) El límite se puede reducir en una clase resistente si se aplica una oclusión de aire de más del 4%.							

Aplicando la tabla, se puede obtener una clase estructural entre S1 y S6 según cuantas celdas apliquen a la estructura estudiada.

Con ese parámetro determinado, se puede acceder a la Tabla 10.3 para armaduras pasivas y a la Tabla 10.4 para armaduras activas:

Tabla 10.3 - Recubrimiento mínimo para armaduras pasivas

Requisito ambiental para $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Clase estructural	Clase de exposición conforme con la tabla 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabla 10.4 – Recubrimiento mínimo para armaduras activas

Requisito ambiental para $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Clase estructural	Clase de exposición conforme con la tabla 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Ahora, para el término de seguridad adicional, $\Delta c_{\text{dur}, \text{yr}}$ se obtiene del anexo nacional, pero su valor recomendado a falta de esto es de 0 mm.

Para el término de reducción por uso de acero inoxidable, $\Delta c_{\text{dur}, \text{str}}$ o acero con otros tratamientos que evitan la corrosión, se puede tomar un valor recomendado de 0 mm, quedando su uso a criterio del anexo nacional.

Similar sucede para el término de reducción por empleo de medidas de protección del hormigón, $\Delta c_{\text{dur}, \text{addr}}$ el cual toma un valor recomendado de 0 mm salvo indicaciones expresas del anexo nacional.

Como ejemplo, el anexo nacional español ofrece tablas para cada uno de los 3 valores modificadores, variando el rango de reducciones entre 0 y -25 mm, y el rango del término de seguridad entre +5 y -5 mm; todo en función de la clase de exposición ya vista y el tipo de cemento.

El **tercer valor** se establece como 10 mm con el fin de proponer un mínimo absoluto que toda estructura debe respetar, aunque generalmente el recubrimiento siempre será mayor por cualquiera de los demás términos.

10.2. Propiedades del acero pasivo

El acero es el núcleo de lo que hace viable el uso del hormigón para puentes con luces medias y grandes. Al igual que el hormigón, ha ido evolucionando con los años, y sus resistencias y características han ido mejorando acordeamente, por lo que las normas han tenido que irse actualizando para tener en cuenta estas altas resistencias.

❖ AASHTO

Lo primero, el acero pasivo puede emplearse en formato barras o cable.

El rango de límites elásticos para acero pasivo varía entre 60 y 100 ksi, o 414 y 690 MPa respectivamente. Solo se considera el uso de acero de menor resistencia o mayor de acuerdo a una correcta justificación y/o autorización del promotor de la estructura.

El módulo de elasticidad, E_s , será de 29 000 ksi para límites elásticos de hasta 100 ksi.

Se debe considerar lo expuesto en la ASTM A706 para aceros que vayan a resistir acciones sísmicas.

Si se usan refuerzos soldados de algún modo, se deberá especificar en los documentos contractuales de la obra y el proyecto. Esto se debe a las consideraciones especiales que tienen que seguirse para zonas sísmicas activas para dichos refuerzos.

Se debe emplear acero pasivo con límite elástico mayor a 100 ksi para situaciones sísmicas diferentes a la *Seismic Zone* explicada durante las acciones sísmicas de la AASHTO.

Se deberán tener en cuenta los principios establecidos sobre *Compresión controlled* y *Tensión Controlled*, por los cuales, el factor de resistencia, ϕ , del elemento estructural a estudiar, el cual involucre el acero pasivo, dependerá de los límites ϵ_{cl} y ϵ_{tl} .

Para ϵ_{cl} , que es el límite de la deformación controlada por compresión, se obtiene de entre 0.002 y 0.004 m/m para aceros de 60 y 100 ksi respectivamente. Para los valores del límite que se sitúan entre ambos valores de límite elástico, se puede interpolar linealmente.

Se considera que una sección está controlada por la compresión cuando la deformación en el acero pasivo es menor al límite ϵ_{cl} .

Al revés, se considera que esa sección está controlada por la tracción si la deformación en el acero pasivo es mayor al límite ϵ_{tl} , que es el límite para deformación controlada por tracción. Su valor es $\epsilon_{tl} = 0.005$ para acero pasivo con f_y menor que 75 ksi, o $\epsilon_{tl} = 0.008$ para acero de 100 ksi o más. En un caso medio, se interpola linealmente.

La deformación en el acero es proporcional a la profundidad respecto a la fibra neutra, c , a la que se sitúa, de acuerdo con lo expuesto en las propiedades del hormigón de la AASHTO. Esto será así siempre que se esté en situaciones en las que se cumpla la hipótesis de deformaciones planas.

Se puede considerar que se alcanza un equilibrio de deformaciones cuando el acero alcanza una deformación correspondiente al límite elástico a la vez que el hormigón alcanza su deformación máxima en la fibra más comprimida

Excepto en modelos de bielas y tirantes, donde la hipótesis de deformación plana no se cumple, la tensión en el acero pasivo se basa en una curva tensión-deformación consensuada matemáticamente o definida por el organismo ASTM en base a ensayos.

Se permite el uso de acero de compresión para aumentar la resistencia a flexión de la sección

Los aceros más comunes empleados como acero pasivo son: el acero de grado 60, que tiene un f_y de 420 MPa y un acero de grado 75, que tiene un f_y de 520 MPa.

❖ EUROCÓDIGO

Lo expuesto en el Eurocódigo se aplica solo a armaduras corrugadas y soldables, lo que incluye mallas. Además, será válido únicamente para aceros con un límite elástico entre 400 y 600 MPa.

El límite elástico lo establece el cuantil 5%, igual que como se hace para hormigón.

Las barras de acero pasivo deberán tener una textura adecuada para asegurar la adherencia con el hormigón. Se detalla cómo debe ser la superficie para que las corrugas cumplan en el anexo C del EN1992-1-1.

Se define el límite elástico del acero, f_{yk} , como el valor característico de la tensión correspondiente a la fluencia. Mientras que se define la resistencia última a tracción, f_{tk} , como la carga máxima del acero en axil de tracción directo dividida entre el área del acero.

Se debe asegurar una ductilidad adecuada, la cual viene dada por el cociente entre f_{yk}/f_{tk} junto a una deformación última ϵ_{uk} .

Similar al hormigón, se expone una curva tensión deformación para su uso en el cálculo. La diferencia es que solo hay 1 curva de cálculo con 2 opciones.

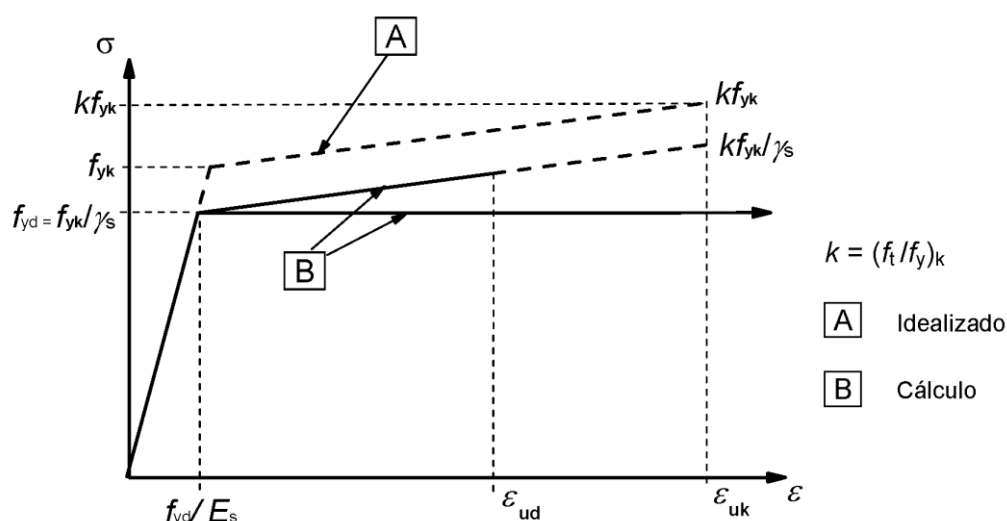


Figura 10.5 - Diagrama de tensión-deformación del acero pasivo

Las opciones son: emplear una rama inclinada desde el límite elástico hasta la resistencia última del acero, todo dividido entre el coeficiente parcial de seguridad y limitándose en la deformación ϵ_{ud} , o emplear una rama horizontal donde la tensión asociada a la deformación de rotura es la tensión del límite elástico dividido entre el coeficiente parcial de seguridad.

Se establece que el valor del límite de deformación para la rama inclinada será $0.9 \cdot \epsilon_{uk}$.

La densidad del acero se tomará como 7850 kg/m^3 , y el módulo de elasticidad como 200 GPa . El acero típico empleado es el B 500 B, que tiene un límite elástico de 500 MPa .

10.3. Propiedades del acero para pretensado

El acero de pretensado también ha evolucionado mucho con los años, al igual que lo expuesto para hormigón y acero pasivo. En el caso del pretensado, el aumento de la resistencia última y su límite elástico ha permitido aplicar unas mayores tensiones de compresión sobre el hormigón, para lo que es positivo que el hormigón también haya aumentado su resistencia a compresión con el paso del tiempo.

También el diseño y creación de aceros activos de baja relajación y gran ductilidad permiten unas mayores deformaciones en el acero, lo que implica una mayor acción del pretensado.

❖ AASHTO

Existe el acero adherente y no adherente, según el propio acero vaya o no en unas vainas especiales engrasadas, de modo que este no se adhiera al hormigón al fraguar, mientras que se protege de corrosión e introducción de elementos ajenos dentro de la vaina.

El acero empleado, como ya se ha mencionado en la introducción, es de baja relajación. El formato de empleo del acero varía entre barras, tendones de 7 hilos o hilos directamente.

Los tendones serán de grado 270 según la norma, lo que implica una resistencia última de tracción, f_{pu} de 1860 MPa. El diámetro varía entre 9.5 y 15.25 mm, con un límite elástico del 90% de la resistencia a rotura, lo que sería igual a 1674 MPa.

Para barras, se definen el tipo 1 y tipo 2, que son barras lisas y corrugadas respectivamente, y que corresponden a acero con resistencias últimas a tracción de 1034 MPa en ambos casos, con un límite elástico del 85% y 80% de f_{pu} también respectivamente.

El módulo de elasticidad es de 28 500 ksi para tendones y de 30 000 ksi para barras.

Se deberá prestar especial atención a las medidas de protección frente a corrosión de estos aceros.

Para acero activo postesado, se deberá ejecutar una vaina embebida en el hormigón, las cuales pueden ser metálicas o no. Estas vainas deberán estudiarse adecuadamente para cuando se rellenen con lechada de sellado y unión del postesado con la sección.

Se debe establecer un radio mínimo a emplear en el trazado de colocación del conducto de acuerdo a las características del tendón. En cuanto al diámetro de la vaina, este será por lo menos 6.4 mm mayor al diámetro exterior del tendón.

En caso de introducir más de una barra o tendón en la vaina, esta será de un diámetro equivalente a 2 veces el diámetro del área neta del pretensado. Además, el tamaño de las vainas no deberá ser mayor a 0.54 veces el espesor mínimo de hormigón donde se ubique la vaina.

Para el estudio del factor de resistencia, ϕ , en base a secciones controladas por tensión o compresión, en acero activo el ϵ_{cl} siempre es 0.002 y el ϵ_{tl} siempre es 0.005. El resto de los principios expuestos en el acero pasivo al respecto a esto, siguen aplicando.

EUROCÓDIGO

Se considera el uso de alambres, barras y cordones como aceros activos. Luego estos se clasifican en clases, siendo la clase 1 para alambres o cordones con relajación normal, la clase 2 para lo mismo, pero con baja relajación y la clase 3 para barras laminadas y procesadas en caliente.

El código establece una serie de exigencias a la relajación en función de la clase.

En algunos casos, la obtención de los datos está subordinada a plantear ciertas hipótesis como, por ejemplo, la exposición, ya que hay un mínimo de dosificación para cada una de las clases de exposición del Eurocódigo.

Es por ello, que se establecen condiciones de contorno típicas al mundo de la construcción a ambos códigos, de modo que se puedan comparar los datos de manera realista sin exponer todos y cada uno de los datos expuestos por los códigos, lo que resultaría en una comparativa difícilmente ininteligible.

Tabla 10.5 – Comparativa de materiales

Propiedades del hormigón				
Elemento		EN	AASHTO	Unidades
Resistencia a compresión, f_c , del hormigón típico de construcción de puentes para:	Armado	30	28	MPa
	Pretensado	50	49	MPa
Para un hormigón equivalente de 40 MPa - 6 ksi:				
Peso Específico, γ_c		25.00	23.72	KN/m ³
Módulo de elasticidad, E_c		35000	34077	MPa
ϵ_c		0.0035	0.003	m/m
Coeficiente Poisson, ν		0.20	0.20	
Relación agua/cemento	Cerca del mar	0.50	0.45	
	Tocando el mar	0.45		
Máxima dosificación del cemento en el hormigón en kg por m ³ de hormigón	Armado	500	475	kg/m ³
	Pretensado		595	kg/m ³
Coeficiente de dilatación lineal, α_T		1.00E-05	1.08E-05	1/K
Parámetros parábola-rectángulo, α y η		1.00	0.85	
Parámetros parábola-rectángulo, β y λ		0.80	0.75	
Propiedades del acero pasivo				
Límite elástico, f_y		500	520	MPa
Módulo de elasticidad, E_s		200000	199955	MPa
Densidad		7.85	7.85	tn/m ³
Propiedades del acero activo (tendones)				
Límite elástico, f_{py}		1674	1675	MPa
Resistencia a tracción, f_{pu}		1860	1862	MPa
Módulo de elasticidad, E_p		195000	196508	MPa
Relación f_{py}/f_{pu}		0.90	0.90	
Propiedades del acero activo (barras)				
Límite elástico, f_{py}		835	827	MPa
Resistencia a tracción, f_{pu}		1030	1034	MPa
Módulo de elasticidad, E_p		205000	206850	MPa
Relación f_{py}/f_{pu}		0.81	0.80	

Tabla 10.6 - Comparativa de recubrimientos para acero pasivo

Recubrimientos para acero pasivo

Caso planteado	EN	AASHTO	Unidades
Losa de hormigón armado de 35 Mpa, $\varnothing_{long} = 25$ mm inoxidable, Vida útil de 50 años, Control de ejecución moderado, Localizado cerca del mar (cloruros)	35	50.8	mm
Vigas de hormigón pretensado de 40 Mpa, $\varnothing_{long} = 32$ mm inoxidable, Vida útil de 50 años, Control moderado, Localizado en la alta montaña (sales fundentes)	50	50.8	mm
Viga artesa de hormigón pretensado de 50 Mpa, $\varnothing_{long} = 43$ mm sin tratamiento, Vida útil de 100 años, Control moderado, Localizado en un valle del norte de España	43	50.8	mm
Losas prefabricadas de hormigón pretensado de 40 Mpa, $\varnothing_{long} = 25$ mm sin tratamiento, Vida útil de 50 años, Control intenso, Localizado en valle del norte de España	35	38.1	mm

El resultado de la comparación es que el Eurocódigo es más restrictivo en los parámetros de los materiales que la AASHTO. Sin embargo, esta última hace hincapié en el recubrimiento mínimo del acero pasivo, dando en todos los casos planteados, un recubrimiento notablemente mayor al que se obtiene aplicando el Eurocódigo, lo que lo convierte en el más restrictivo con respecto a ello.

11. VERIFICACIONES ESTRUCTURALES (ULS Y SLS)

Para dar por válida la estructura deberá cumplir los estados límite. La definición de cumplir los estados límite es que las resistencias de la estructura deberán superar a las solicitaciones.

El cómo obtener esas resistencias es lo que se tratará en este punto del documento. Se hará un resumen sobre lo que se expone en los códigos y se harán comentarios al respecto de las similitudes entre ellas.

No se entra en detalles numéricos en este capítulo, ya que eso está reservado para el Capítulo 12. Igualmente, no sería práctico ni viable proceder con ejemplos prácticos de todas las comprobaciones que se listan, ya que muchos de los métodos de cálculo son extensos y complejos, por lo que se suelen usar programas de cálculo.

Es por ello que cuando llegue el momento de los ejemplos numéricos, se tratarán las comprobaciones principales simplificadas solamente.

11.1. ULS – Estados límite últimos

11.1.1. VERIFICACIÓN A FLEXIÓN

Esta es una de las comprobaciones esenciales de una sección de hormigón armado o pretensado.

El hormigón, como medio pétreo, no destaca por su resistencia a tracción, aunque sí por su economía. Es por ello que se acompaña de acero, el cual es mucho más caro, pero que aguanta muy bien las tracciones, y es este el que aguanta las tracciones que el hormigón no puede. Mientras, el hormigón se encarga de las compresiones. Con este trabajo combinado, se consigue una sección económica y resistente.

Para conocer la cantidad de acero que necesita la sección es para lo que se emplea este ULS frente a flexión, que genera una compresión y tracción en la sección.

De acuerdo con esto y en base a *Calibration of AASHTO LRFD Concrete Bridge Design Specifications for Serviceability* de Kulicki y Wassef, 2014, las consecuencias de exceder el SLS son entre uno y varios ordenes de magnitud más pequeñas que aquellas asociadas a los ULS/Strength, lo que recalca la importancia de esta comprobación.

❖ ASHTO

En sus líneas, la AASHTO establece unas directrices, hipótesis y requisitos mínimos que es necesario seguir para comprobar una sección frente a flexión.

En ella, siempre se detalla como nota que se pueden emplear métodos alternativos más completos y precisos, los cuales deberán estar verificados o comprobados por organismos o personalidades reconocidos por la comunidad científica y estructural.

Esto lo expone porque los procedimientos de cálculo detallados en la misma son simplificaciones, y en ocasiones pueden no ser suficientes para analizar de forma correcta situaciones atípicas, especialmente complejas o con condicionantes extraordinarios.

Estas simplificaciones tienen como objetivo dar un procedimiento válido para la mayoría de las situaciones comunes de diseño, así como indicar unas pautas y principios de cálculo que se pueden extrapolar a otros métodos.

Lo primero, aplicado a tableros, es que se comprobarán varias secciones de la longitud de la estructura, de modo que todas cumplan con los requerimientos de cada sección.

Cada sección tendrá unos esfuerzos o cargas diferentes en función de su aplicación, lo que cambia las solicitaciones en cada punto de la estructura. Similar sucede con el parámetro de resistencia con el que se habrán de comparar las solicitaciones, ya que según el punto longitudinal de la estructura que se analice, puede que cambie la geometría de su sección (tableros de canto variable), y con ello el valor de su resistencia.

Además, las hipótesis de cálculo también pueden cambiar en función de la sección, tal y como se expondrá más adelante.

Las disposiciones de la norma no aplican únicamente a tableros, sino que elementos como pilas, uniones, estribos, etc. se diseñan también en base a ellas, al igual que no todas las disposiciones aplican a los tableros. Aquí solo se tratarán las que aplican a tableros y, por ejemplo, para pilas no se expondrán, aunque pueda ser válido en ciertos casos.

▪ Hipótesis de cálculo

Como se explicó, la sección a analizar es importante. Uno de los motivos de esto es la validez de las hipótesis de cálculo necesarias para la comprobación a flexión por el método simplificado de la AASHTO. Las hipótesis planteadas se pueden resumir en:

- ❖ Principio de Saint-Venant, por el cual, las tensiones en un elemento causadas por cargas aplicadas de diferentes modos, pero con cargas estáticamente equivalentes, son las mismas siempre que se esté a una distancia mayor de la zona cargada que la dimensión más grande de la sección.
- ❖ Hipótesis de Bernoulli, por la cual, las secciones planas que sufren esfuerzos que la deforman, permanecen planas tras la deformación.
- ❖ Ley de Navier, establece que las tensiones en una sección plana son proporcionales a la distancia al eje neutro.

Mientras estas hipótesis se cumplan, la sección se puede considerar tipo B o Bernoulli.

Cuando el tablero encuentra un punto singular de geometría o una carga singular estática, se genera una discontinuidad en el mapa de tensiones de la sección, lo que cancela la hipótesis de Bernoulli al generarse deformaciones que no son planas debido a la discontinuidad.

Estas secciones se llaman tipo D o de Discontinuidad. En estas secciones, el método simplificado que se presentará no será válido. Por ello, se enunciará el método que se propone aplicar tanto por la AASHTO como el Eurocódigo, pero no se entrará en detalle por su complejidad y difícil asimilación a una comprobación de flexión.

▪ Ancho efectivo

En un cálculo normal, se tendrían en cuenta las dimensiones completas de la sección objeto de comprobación. Sin embargo, existe un fenómeno que afecta a zonas con picos de momentos flectores, por el cual no es posible emplear el ancho completo de la sección sin sobreestimar la resistencia de la sección.

El principio de esto es el retardo del cortante o *Shear Lag* en inglés.

El retardo del cortante es un fenómeno por el cual, en una sección con mucha rigidez y grandes dimensiones, los esfuerzos no se distribuyen uniformemente por el ancho de la sección, lo que provoca un reparto inequitativo de las acciones a soportar por la sección.

Esto se traduce en zonas de la estructura infrautilizadas, pero también zonas de la estructura que sufren mayores sollicitaciones de las esperadas por una distribución uniforme, ya que el área entre la que se dividen las fuerzas es menor al no llegar a todo el ancho de la sección.

De aquí que se establezca el ancho efectivo, por el cual se limita la dimensión del ancho a un valor menor de modo que se esté considerando en el cálculo la sección que de verdad se emplea.

El retardo del cortante afecta mayormente en partes con picos de flector, como las pilas internas en un puente de varios vanos. Entonces, en la zona cercana a los apoyos, no se empleará la sección al completo.

En la AASHTO, se especifican 4 situaciones diferentes relativas al cálculo del ancho efectivo:

❖ Para tableros de vigas compuestas o sistemas de vigas

Se tomará como ancho efectivo correspondiente al ancho contributivo de una viga a la mitad de la distancia a la viga adyacente a cada lado. En caso de no ser posible obtenerlo así, se deberá realizar un análisis refinado.

❖ Vigas cajón in situ de una sola celda o vigas de dovelas con sección cajón

En esta comprobación y cálculo se emplearán los siguientes parámetros:

d_0	canto de la superestructura
b	ancho real
b_e	ancho efectivo
b_m	ancho efectivo para tramos interiores de un vano. Es un tipo especial de b_e
b_s	es el ancho efectivo cerca de apoyos o en voladizos. Es un tipo especial de b_e
a	es un segmento longitudinal del vano que sirve como transición entre b_s y b_m . Su valor es igual al menor valor de entre el ancho exterior real del ala superior, b_1 , o una distancia igual a $\frac{1}{4}$ de la luz del vano
l_i	es una longitud de vano teórica

Se puede tomar el ancho efectivo, b_e , como el ancho real, b , cuando se cumple que $b \leq 0.1 \cdot l_i$ y $b \leq 0.3 \cdot d_0$. Si no es el caso, se deberá calcular mediante una serie de esquemas y ábacos que se presentarán a continuación.

Lo primero en caso de necesitar obtener el ancho efectivo es entrar en la primera tabla según el caso a diseñar para obtener el valor de l_i para cada vano.

Posteriormente, en el segundo esquema se determina el valor de los anchos reales de la estructura acorde al mismo. Se emplea un sistema de subíndices 1, 2 y 3 para las alas interiores superiores, exteriores superiores e interiores inferiores respectivamente. De esta figura se puede obtener también el valor de d_0 .

System		Pattern of b_m/b
Single-Span Girder $\ell_i = 1.0\ell$		
Continuous Girder	End Span $\ell_i = 0.8\ell$	
	Interior Span $\ell_i = 0.6\ell$	
Cantilever Arm $\ell_i = 1.5\ell$		

Figura 11.1 - Esquema de patrones de ancho efectivo según AASHTO

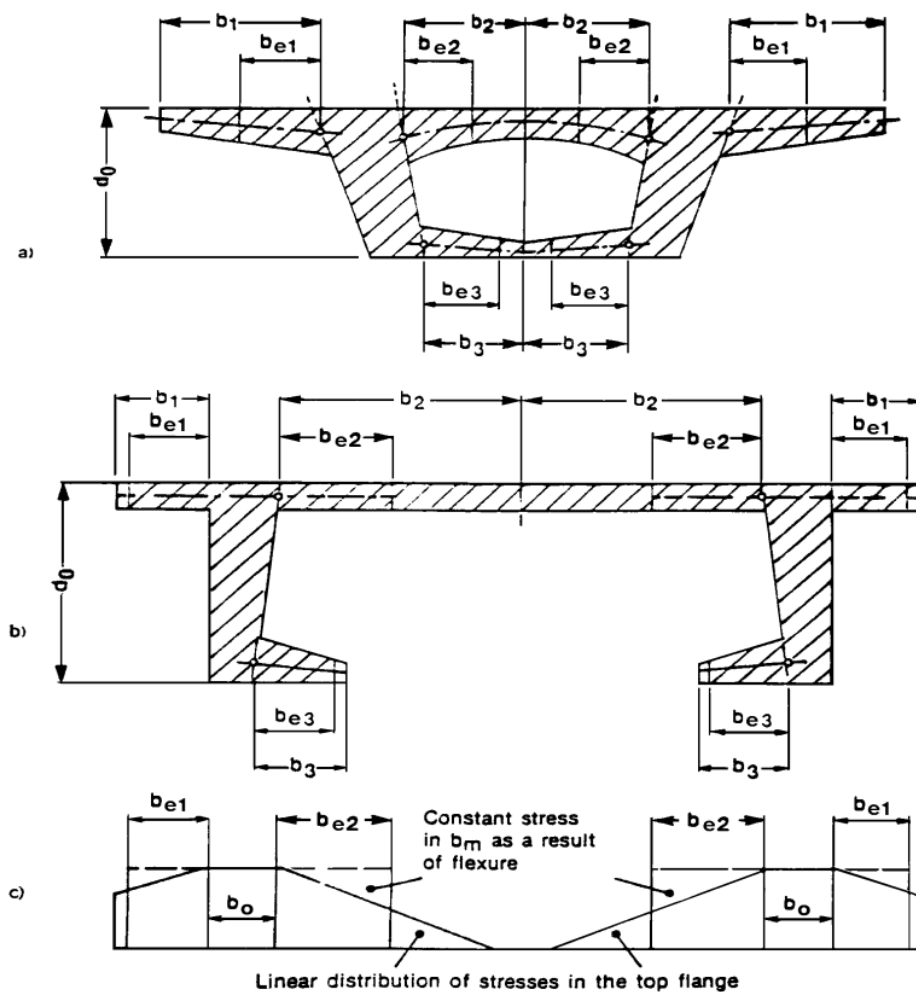


Figura 11.2 - Esquema descriptivo de secciones con alma y alas según AASHTO

Con estos valores, se entra al eje de ordenadas en el ábaco expuesto más abajo mediante la relación b/l_i de cada ancho real calculado. Con el que se obtiene un valor igual a la relación b_s/b y b_m/b por medio de las curvas b_s y b_m del ábaco.

Despejando b_s y b_m de cada relación y su valor, el ancho efectivo para cada parte de la sección y para cada parte longitudinal de la estructura es obtenido.

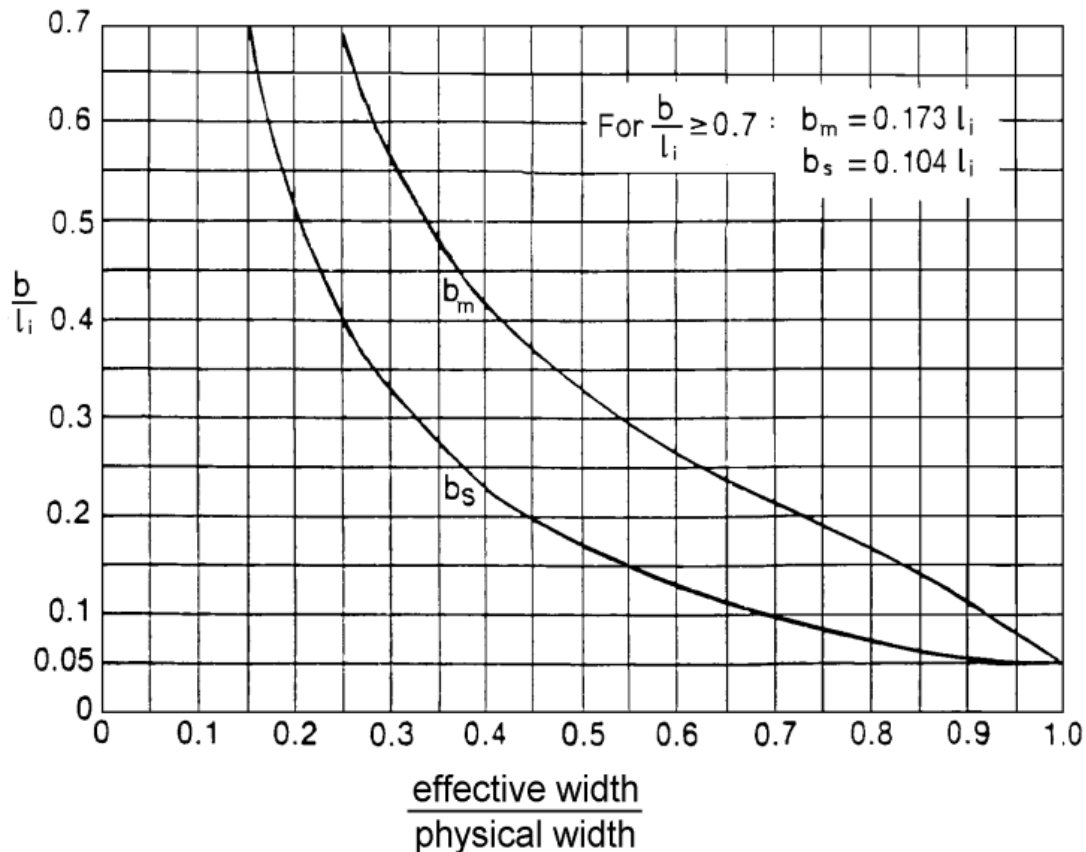


Figura 11.3 - Ábaco para la determinación del ancho efectivo

Con esto, están caracterizadas las partes inefectivas del ancho de la sección debido al retardo de cortante.

❖ Superestructuras in situ con múltiples celdas

En este caso se calcula asimilando las almas de las celdas como si fuesen nervios de una viga en T, con lo que luego se obtiene el ancho efectivo como un sistema de vigas del primer punto.

❖ Tableros ortótropos de acero

Este caso no aplica a lo que se estudia en este documento.

▪ Resistencia frente a flexión

Para secciones rectangulares o con alas, las cuales están sometidas a flexión alrededor de un solo eje, se puede dar por verificada la resistencia a flexión y, por tanto, el ULS a flexión, cuando se cumple $M_u \leq M_r$. Siendo M_u el momento flector obtenido de la combinación de acciones pertinente de *Strength*, tal y como se ha explicado en el Capítulo 9. El valor de M_r se obtiene de:

$$M_r = \phi \cdot M_n \quad 11.1$$

Donde M_r es el momento resistente factorizado y M_n es la resistencia nominal a flexión, y se puede obtener para secciones con alas mediante:

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad 11.2$$

donde

A_{ps} es el área del acero activo

A_s es el área del acero pasivo de tracción

A'_s es el área del acero pasivo de compresión

f_{ps} es la tensión media en el acero de acuerdo a la ecuación 11.5 según sea el caso de pretensado

f_s es la tensión en el acero pasivo de tracción para la acción del momento nominal de flexión

f'_s es la tensión en el acero pasivo de compresión para la acción del momento nominal de flexión

f'_c es la resistencia de compresión del hormigón

d_p es la distancia de la fibra más comprimida al centro de gravedad de la armadura activa

d_s es la distancia de la fibra más comprimida al centro de gravedad de la armadura pasiva de tracción

d'_s es la distancia de la fibra más comprimida al centro de gravedad de la armadura pasiva de compresión

h_f es el espesor o altura del ala de la sección. En caso de sección rectangular vale 0.

b es el ancho del ala de la sección

- b_w es el ancho del alma de la sección
- α_1 es el factor de tensión para la simplificación de distribución rectangular de la tensión de compresión
- a es la altura del bloque de compresión de la distribución rectangular de la tensión de compresión obtenido de $\beta_1 \cdot c$, donde " c " es la profundidad de la fibra neutra y se puede obtener de las ecuaciones 11.3 y 11.4 según el tipo de pretensado de la sección

La profundidad de la fibra neutra se calcula para secciones con armaduras pretensadas adherentes mediante:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad 11.3$$

donde

- β_1 es el factor de profundidad de la fibra neutra de la distribución rectangular de la tensión de compresión
- k es un factor que relaciona la resistencia de tracción con el límite elástico

Y para armaduras pretensadas no adherentes mediante:

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s - \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w} \quad 11.4$$

En caso de que sea sección rectangular, se puede suponer que $h_f=0$ para todas las expresiones, lo que elimina el término de la compresión.

Estas expresiones tienen un problema de aplicación directa. Y es que, si tienes acero pasivo de tracción a la vez que pretensado, tienes 2 ecuaciones para 3 incógnitas (c , f_{ps} y f_s), por lo que es un sistema de ecuaciones sin solución. Esto empeora si disponemos de acero pasivo de compresión, lo que aumenta el sistema a 4 incógnitas para 2 ecuaciones.

Es en este caso donde entra la hipótesis de Bernoulli, por la cual, podemos suponer que el hormigón alcanza su máxima deformación de 0.003 m/m según la AASHTO, y por semejanza de triángulos obtener la deformación del acero pasivo de tracción y compresión en función de " c ", empleando para ello el siguiente diagrama:

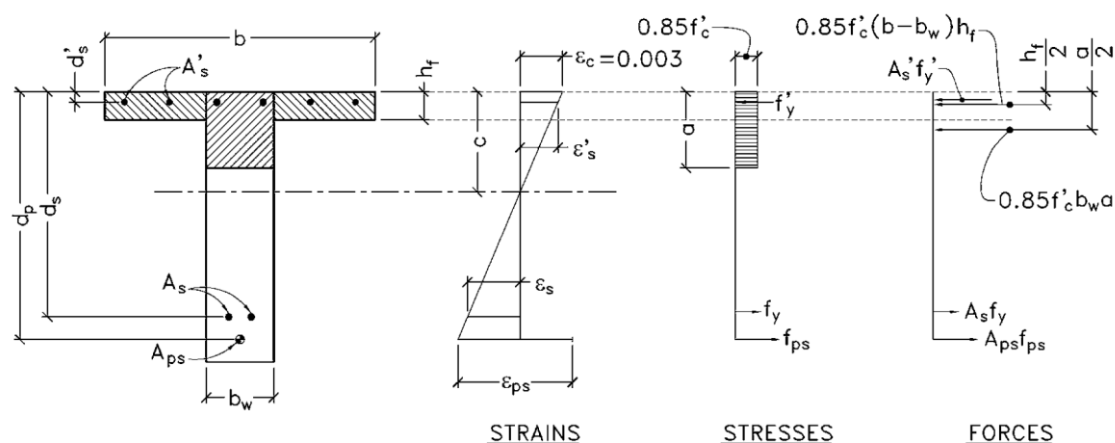


Figura 11.4 - Esquema de deformaciones, tensiones y fuerzas para el cálculo de M_n (Seguirant, et al., 2005)

El siguiente problema yace en que, aun teniendo las deformaciones en función de "c", si estas superan las deformaciones asociadas al límite elástico del acero, la tensión en la armadura ya no se puede obtener mediante la ley de Hooke: $\sigma = E \cdot \epsilon$.

Es por ello por lo que el Eurocódigo emplea diagramas de tensión deformación idealizados y da los valores estimados para emplearlos, tal y como se ha expuesto en el capítulo de materiales.

En el caso de la AASHTO es necesario disponer del diagrama correspondiente al acero que empleado, de modo que, si está plastificado basado en su deformación, se pueda obtener la tensión asociada. También se puede acudir a bibliografía verificada que contengan "power formulas" que describan la curva tensión-deformación para el acero a emplear, como la del artículo de S. Seguirant, 2005:

$$f_{ps} = \epsilon_{ps} \left[887 + \frac{27,613}{\left(1 + (112.4 \epsilon_{ps})^{7.36} \right)^{1/7.36}} \right] \leq 270 \text{ ksi (1862 MPa)} \quad 11.5$$

La cual describe la siguiente curva tensión-deformación para un acero de 1860 MPa:

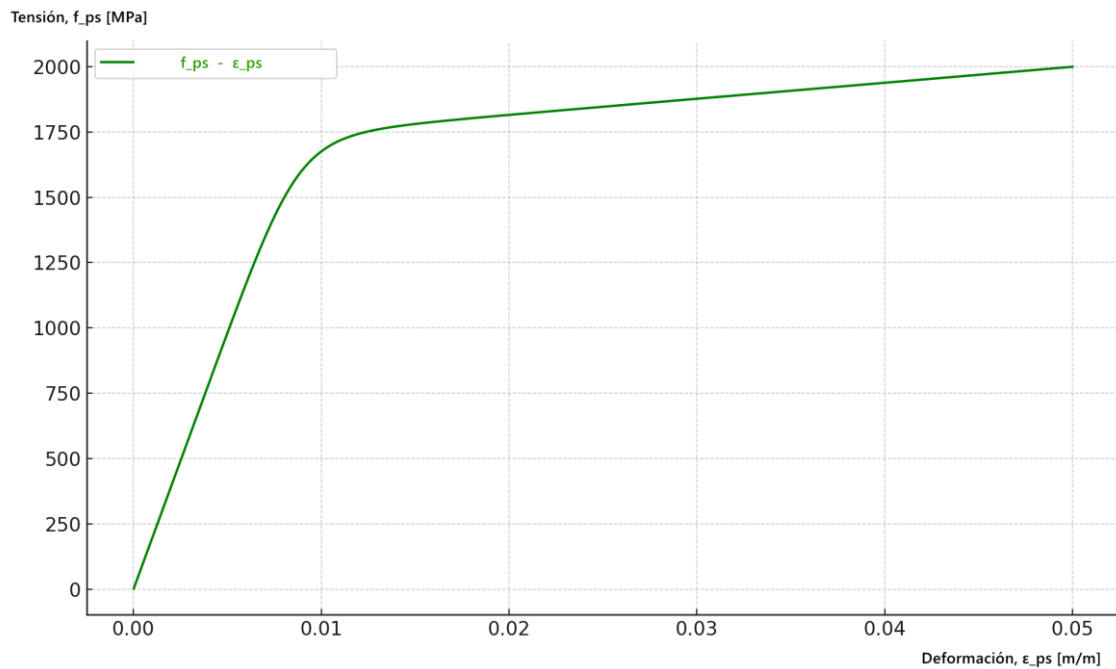


Figura 11.5 - Curva tensión-deformación para un acero activo de 1860MPa según Ecuación 11.5

En base a estas consideraciones, se podría obtener la profundidad de la fibra neutra “c” con una de las 2 expresiones expuestas (ecuaciones 11.3 y 11.4). Con “c” y los demás valores, se puede emplear la expresión 11.2 para el M_n .

En caso de no tener los diagramas del acero pasivo, como estimación bruta, se podría llegar a suponer que el acero de compresión plastifica al estar cerca de la fibra superior, la cual tiene una deformación de $\epsilon_c = 0.003$ m/m y el acero empieza a plastificar un poco antes, entre 0.0025 y 0.003 m/m. Luego, suponer que la rama plastificada es horizontal, como lo hace el Eurocódigo, con lo que se puede suponer que la tensión en el acero es igual a la del límite plástico. Esto en la EHE-08 se llamaría “diseñar en el plano límite”, por lo cual se aprovechan los materiales al máximo de su capacidad.

Con esto se reduce a 1 incógnita (“c”) con 2 ecuaciones, una de las ecuaciones 11.3 o 11.4, y la resultante de realizar sumatorio de fuerzas horizontales igual a 0 para forzar el equilibrio de la sección. Ahora si se podría obtener M_n con la tercera ecuación.

▪ Armadura mínima

La norma también establece un mínimo recomendable de armadura, ya sea activa o pasiva, de modo que se reduzcan las probabilidades de un fallo frágil que no avise antes del colapso. Esto es necesario solo para secciones que no estén controladas por la compresión de acuerdo al artículo 5.5.4.2 de la AASHTO.

El requisito de cumplimiento de armadura mínima es que M_r debe ser mayor al menor de los siguientes valores, y en caso contrario, se deberá aumentar la cuantía de acero pasivo o activo hasta que cumpla:

$$M_r \geq \min\{1.33 \cdot M_u; M_{cr}\} \quad 11.6$$

donde

M_{cr} es el momento de fisuración y viene dado por:

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad 11.7$$

donde

f_r es el módulo de ruptura dado por $0.24\lambda\sqrt{f'_c}$

M_{dnc} es el momento no factorizado total debido a la carga muerta en la sección no compuesta.

S_c es el módulo de la sección asociado a la fibra extrema de la sección compuesta, donde la tracción es debida a cargas externas. Se obtiene de $\frac{I_y}{c_2}$, siendo I_y la inercia y c_2 la distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra extrema en la que se genera la tracción cuando se aplican fuerzas externas.

S_{nc} es el módulo de la sección asociado a la fibra extrema de la sección no compuesta, donde la tracción es debida a cargas externas. Se obtiene del mismo modo, pero con la inercia y distancia correspondientes solo a la sección no compuesta.

f_{cpe} es la tensión de compresión en el hormigón en la fibra extrema de la sección en la que se genera tracción cuando se aplican fuerzas externas. Dicha tensión de compresión se obtiene de la actuación aislada de las fuerzas del pretensado después de pérdidas. Se puede obtener con la ley de flexión de Navier, tal y como se muestra en la fórmula 11.8

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ son factores que tienen en cuenta la variabilidad de la resistencia a flexión y se obtienen de:

Tabla 11.1 - Factores de variabilidad para la obtención de la compresión en la zona traccionada

Factor de variabilidad por flexión de fisuración, γ_1

Estructuras sementadas prefabricadas	1.20
Otras estructuras	1.60

Factor de variabilidad del pretensado, γ_2

Para tendones adherentes	1.10
Para tendones no adherentes	1.00

Ratio de limite elástico-límite último de acero pasivo, γ_3

Acero Pasivo grado 60 según ASTM A615; $f_y=414$ Mpa	0.67
Acero Pasivo grado 75 según ASTM A615; $f_y=517$ Mpa	0.75
Acero Pasivo grado 80 según ASTM A615; $f_y=552$ Mpa	0.76
Acero Pasivo grado 60 según ASTM A706; $f_y=414$ Mpa	0.75
Acero Pasivo grado 80 según ASTM A706; $f_y=552$ Mpa	0.80
Acero Pasivo grado 100 según ASTM A1035; $f_y=690$ Mpa	0.67

$$f_{cpe} = \frac{P_m}{A} + \frac{P_m(d_p - c_1)c_2}{I_y} \quad 11.8$$

donde

P_m es la fuerza total del acero activo tras pérdidas de pretensado

c_1 es la distancia desde el centro de gravedad a la fibra extrema comprimida debido a las fuerzas externas

A es el área de la sección

Es importante exponer que esta fórmula es válida para 1 solo tendón de acero activo. Como el valor depende de la distancia entre el centro de gravedad de la armadura y las caras externas, en caso de tener varios tendones se debería aplicar para cada uno de ellos.

La AASHTO no considera en sus líneas consideraciones específicas para resistencia a flexión biaxial o flexotracción biaxial, aunque si establece que la expresión para M_n de la ecuación 11.2 sí que aplica a estos casos. En el articulado referente a componentes bajo compresión, como pilas, sí que se detalla como comprobar frente a flexocompresión biaxial, pero las pilas no son objeto de este documento.

- **Regiones con discontinuidades**

Volviendo a las regiones tipo D o "*D-Regions*", se presenta en la norma el método de bielas y tirantes (STM), para la comprobación de la resistencia en estas zonas con discontinuidades estáticas o geométricas.

El principio de este método se basa en asimilar la estructura a un conjunto de bielas, tirantes y nudos que simulan al hormigón, el acero de la sección y la unión de ambas en puntos concretos, respectivamente. Esto se hace estableciendo un modelo geométrico de los mentados elementos buscando el equilibrio de fuerzas. Se busca tomar el que genere una longitud de tirantes menor.

Las bielas, que simulan al hormigón, resisten las tensiones de compresión de la sección, mientras que los tirantes asumen las cargas de tracción. Los nudos son elementos auxiliares que concentran las cargas de los otros 2 elementos y los unen y dan continuidad. En secciones típicas, se colocan los tirantes en una posición coincidente a la del acero de la sección.

Para su uso, se deben establecer las condiciones adecuadas y estudiar el efecto de las acciones externas para mantener el equilibrio de la sección al transformarla en bielas y tirantes.

Con todo esto, se calculan los esfuerzos de las barras del modelo y los nudos, y luego se comprueban y dimensionan tanto las bielas como los tirantes.

Este método es complejo y se suelen emplear medios computarizados para su cálculo, así como modelos preestablecidos de cómo se deben distribuir las bielas y tirantes correctamente en la sección. Es por ello que no se entrará en mucho detalle, salvo enunciar algunas de las especificaciones que hace el código al respecto.

Como ejemplo, los modelos del STM para puentes con sección cajón con diafragmas en la zona de pilas, la cual es una típica discontinuidad, se muestran a continuación según establecen la AASHTO y el Eurocódigo:

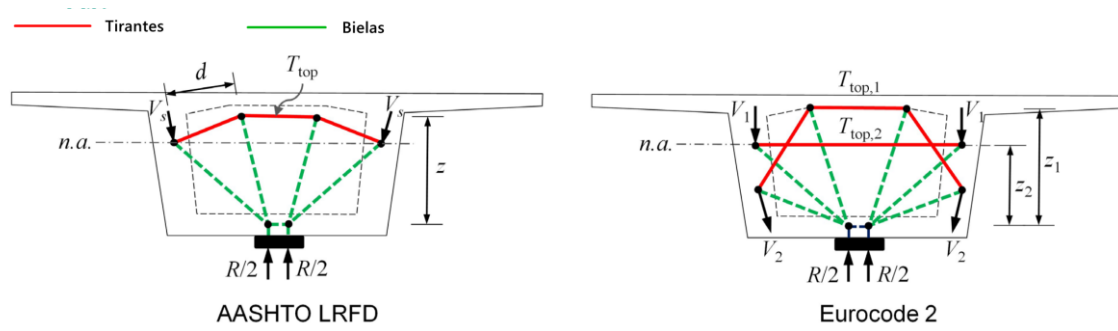


Figura 11.6 - Modelado de bielas y tirantes en diafragmas de una sección tipo cajón (Zhi-Qi & Zhao, 2020)

Además de lo ya expuesto, el proceso de cálculo por STM según la AASHTO consiste en los siguientes pasos:

- ❖ Determinar las regiones B y regiones D de la estructura
- ❖ Define los casos de carga
- ❖ Analizar los componentes estructurales
- ❖ Dimensionar los componentes estructurales con la comprobación frente a cortante, tal y como se expone a continuación:

$$V_{cr} = \left[0.2 - 0.1 \left(\frac{a}{d} \right) \right] \sqrt{f'_c} b_w d \quad 11.9$$

Estando su valor entre $0.0632\sqrt{f'_c}b_wd$ y $0.158\sqrt{f'_c}b_wd$. En caso de que el cortante en servicio es menor a V_{cr} se puede decir que no existirán grietas por cortante. En caso de que no se cumpla, es necesario aumentar b_w que es el espesor del alma del elemento del STM, por lo que es así como se dimensiona.

- ❖ Desarrollar un modelo geométrico de bielas y tirantes
En el código se dan directrices muy básicas de cómo hacer esto, por lo que puede ser necesario estudiar la bibliografía que se menciona continuamente en la parte comentada del capítulo 5.8.2 del código.
- ❖ Dimensionar tirantes

Se comprueba que la fuerza que tiene que soportar cada uno de los tirantes sea menor a:

$$P_r = \phi P_n = \phi (f_y A_{st} + A_{ps} [f_{pe} + f_y]) \quad 11.10$$

Si se cumple, el tirante resiste la solicitación y pasa la comprobación. Si la resistencia es menor que la solicitación, se deberá aumentar alguna de las áreas de acero, ya sea el área del acero pasivo A_{st} o la del acero activo A_{ps} .

- ❖ Comprobar resistencia de los nudos. Como la mayor compresión posible en el modelo será en un nudo, si estos cumplen la comprobación de resistencia, también lo hacen las bielas, por lo que no se necesita una comprobación específica de estas.

Las fuerzas actuantes sobre un nudo del modelo deberán ser menores a:

$$P_n = f_{cu} A_{cn} \quad 11.11$$

donde

A_{cn} es el área de la cara del nudo de acuerdo a la Figura 11.7

f_{cu} es la resistencia límite de compresión en a cara del nudo, obtenida de:

$$f_{cu} = mvf'_c \quad 11.12$$

donde

m factor de confinamiento tomado como $\sqrt{(A_2/A_1)} \leq 2$, siendo A_1 el área bajo el aparato de apoyo y A_2 el área proyectada bajo el aparato de apoyo hasta el contacto con una de las caras del elemento estructural de soporte.

v factor de eficiencia del hormigón

- ❖ Analizar el comportamiento frente a fisuración y proveer refuerzos para compensarlo
- ❖ Proporcionar los anclajes necesarios para los tirantes

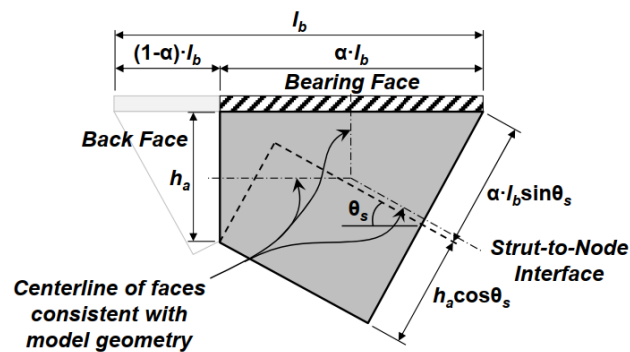


Figura 11.7 – Características geométricas de nudos del STM según AASHTO

Como no hay comprobación específica para flexión por el método de las bielas y tirantes, si se pasan estas comprobaciones se puede dar como verificada la resistencia a flexión de la estructura.

❖ EUROCÓDIGO

En este aspecto del cálculo, la AASHTO y el Eurocódigo son muy similares, y las premisas bajo las que se calculan son exactamente las mismas. Ambas calculan la resistencia a flexión en base a la distribución equivalente del bloque de compresión con los mismos principios, y ambas definen la diferencia entre regiones B y regiones D, calculando estas últimas mediante el método de bielas y tirantes.

Se tratará de no repetirse en la medida de lo posible, por lo que, si las premisas son las mismas, no se entrará en detalle y se especificarán solamente las posibles diferencias.

Además, el Eurocódigo son principalmente principios de diseño, no entra en mucho detalle en ninguno de ellos, y los procesos de cálculo se habrán de inferir a partir de lo que exponen. Como la flexión es diseño básico de estructuras, es sencillo entender los principios que define.

▪ Ancho efectivo

El mismo principio de retardo por cortante se aplica al Eurocódigo, aunque las fórmulas y consideraciones realizadas son ligeramente diferentes.

La determinación de este nuevo ancho efectivo comienza por establecer las distancias entre puntos de momento nulo en el diagrama de flectores, lo cual se puede hacer en base a la siguiente imagen:

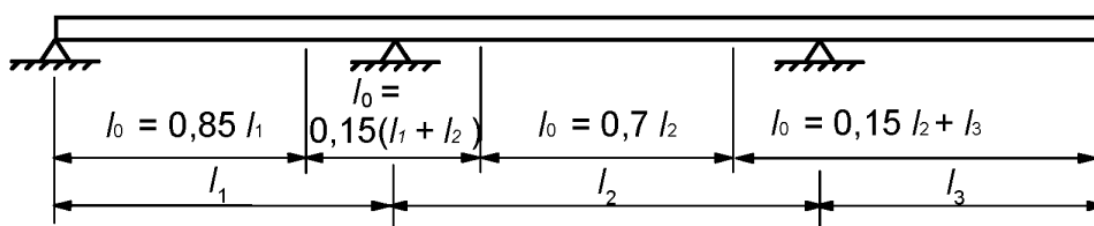


Figura 11.8 - Esquema de longitud entre puntos de momento flector nulo

En ella, se exponen los casos posibles de distribución de vanos continuos en un puente, con un vano exterior, uno interior y una ménsula.

Se excluye del cálculo de ancho efectivo al ancho de las almas de una sección de disponer de ellas, ya que este ancho siempre es efectivo.

Esto permite dividir el ala de las secciones que dispongan de ella, en dos tramos, cada cual se suelen denominar con subíndices numéricos 1 y 2.

En base a estos anchos de ala derivados (b_1 y b_2) se obtendrá el ancho efectivo ($b_{\text{eff},1}$ y $b_{\text{eff},2}$). La siguiente imagen expone más claramente los conceptos explicados:

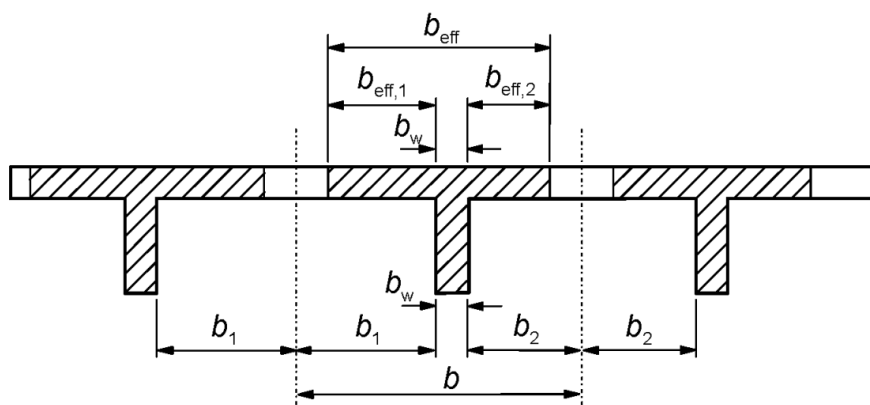


Figura 11.9 - Esquema de dimensiones efectivas en sección tipo "T" según Eurocódigo

Determinados estos valores a excepción del ancho efectivo, se emplea la siguiente ecuación para cada una de las subdivisiones:

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad 11.13$$

Donde b_i es el ancho con subíndice mencionado y l_0 el ancho obtenido en el primer paso. El valor de $b_{\text{eff},i}$ será siempre menor al ancho correspondiente b_i . En caso de superarlo se usa $b_{\text{eff},i} = b_i$.

El ancho eficaz total de la sección se obtiene de la suma del número de $b_{\text{eff},i}$ que exista.

▪ Hipótesis de cálculo/ premisas

El cálculo elástico es la forma más simple de obtener la resistencia a flexión de una sección. Para que este método sea aplicable, se deben plantear y cumplir una serie de hipótesis:

- ❖ Bernoulli: las secciones planas permanecen planas.
- ❖ Navier, la tensión es igual al momento por el brazo entre la inercia.
- ❖ Saint-Venant: Si las cargas son estáticamente equivalentes, la tensión que producen es igual siempre que se esté por lo menos a "d" distancia del punto de aplicación. Para mayor explicación se puede acudir a las hipótesis de la AASHTO.

- ❖ Compatibilidad de deformaciones en acero adherente y hormigón
- ❖ Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón
- ❖ Se considera la deformación inicial del acero activo para el cálculo

▪ Cálculo plástico

Se permite el cálculo plástico de la sección si la ductilidad de las secciones críticas es suficiente para desarrollar las rotulas plásticas previstas. Este cálculo se basará en el método del límite inferior o el método del límite superior.

El cálculo en vigas continuas por el método plástico se basa en la capacidad de giro de las zonas de viga de una longitud 1.2 veces el canto de la sección a cada lado de los apoyos de la viga. En esa zona se suele producir deformación plástica y es por eso que se puede emplear este cálculo. Se considera satisfecha la comprobación si se demuestra que el giro calculado es menor o igual al giro plástico permitido.

El procedimiento simplificado permite calcular el giro plástico permitido en base a un giro base de diseño plástico multiplicado por el coeficiente k_λ , dándose el giro base en función de la clase del acero, en el ábaco:

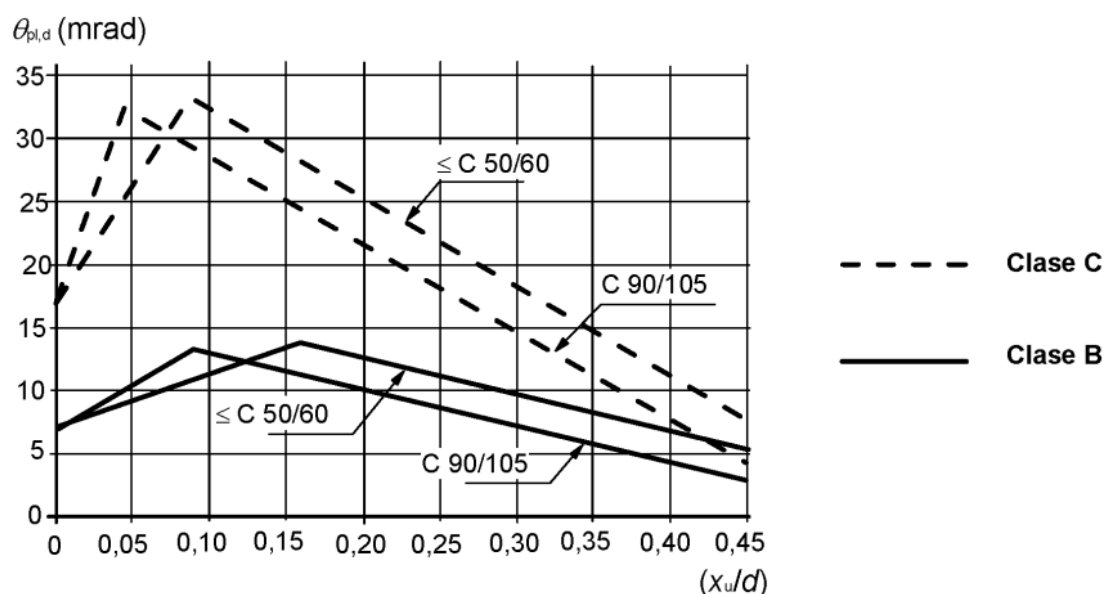


Figura 11.10 - Ábaco para estimación del giro plástico

El valor del coeficiente se puede obtener aplicando:

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda / 3}$$

11.14

Y obteniendo λ de la siguiente expresión como método simplificado:

$$\lambda = M_{sd} / (V_{sd} \cdot d) \quad 11.15$$

donde

M_{sd} es el momento de cálculo

V_{sd} es el cortante de cálculo asociado a M_{sd}

d es el canto de la sección

▪ Efectos de segundo orden

Se puede usar calculo no lineal, pero hay que hacerlo de primer y segundo orden. Usar este método exige usar un modelo de características de los materiales realistas para tener una rigidez precisa.

Se plantea el uso de un cálculo de efectos de segundo orden con carga axil, pero no aplica para tableros, por lo que no se entra en detalle en el

▪ Bielas y tirantes

Como ya se adelantó, el principio de bielas y tirantes es exactamente el mismo que el expuesto para la AASHTO, por lo que no se repetirá. Las diferencias están en algunas de las expresiones para el cálculo de la resistencia y algunas premisas extras a la AASHTO, las cuales se expondrán a continuación.

Una vez planteado el modelo de bielas y tirantes, así como obtenido el equilibrio con los esfuerzos externos y los esfuerzos en las bielas, se pueden calcular las resistencias de los miembros o las fuerzas en los tirantes. Para las bielas, la resistencia a compresión en secciones sin fisurar viene dada por:

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x.} = f_{cd} \quad 11.16$$

En caso de bielas en zonas fisuradas, la resistencia es:

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x.} = 0,6 \nu' f_{cd} \quad 11.17$$

Donde el parámetro ν' se obtiene de la expresión:

$$\nu' = 1 - f_{ck} / 250 \quad 11.18$$

Comparando el esfuerzo en la biela con la resistencia, se determina si pasa o no la comprobación.

Para los tirantes, se limita la resistencia última como se ha expuesto en materiales del Eurocódigo. La fuerza de tracción en los tirantes se puede obtener de:

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad 11.19$$

Cuando $b < H/2$, lo que implica que la discontinuidad de la región D es parcial.

Mediante:

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F \quad 11.20$$

Cuando $b > H/2$, lo que implica que la discontinuidad de la región D es completa.

El valor de "b", "a" y "h" se determina en función de la siguiente imagen según si la discontinuidad es parcial (izquierda) o completa (derecha):

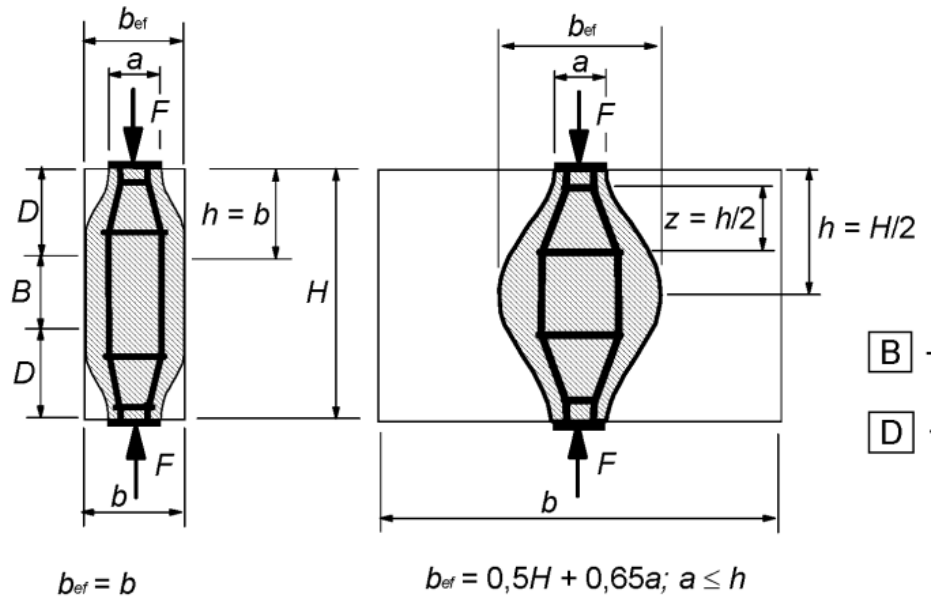


Figura 11.11 - Dimensiones de nudo en función de discontinuidad parcial (izq.) o completa (der.)

Para nudos sometidos a compresión, la resistencia del nudo se calcula con:

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x.} = k_1 v' f_{cd} \quad 11.21$$

Que básicamente es la misma fórmula que para la AASHTO, solo que en este caso tomando un valor de $k_1 = 1$, y "v" toma el valor de la ecuación 11.18 expuesta la resistencia de las bielas

Para nudos sometidos a una mezcla de compresión y tracción con un tirante en una dirección se usa:

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x.} = k_2 v' f_{cd} \quad 11.22$$

Tomando el valor de $k_2 = 0.85$.

Para nudos sometidos a compresión y tracción, pero con tirantes en más de una dirección se usa:

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x.} = k_3 v' f_{cd} \quad 11.23$$

Tomando el valor de $k_3 = 0.75$

Se puede aumentar la tensión de compresión de la primera fórmula de resistencia a compresión en nudos en un 10%, siempre que se cumpla una de entre las siguientes condiciones:

- ❖ Hay compresión triaxial en el nudo
- ❖ Ángulos de todos los miembros que conectan en el nudo $> 55^\circ$
- ❖ Armadura longitudinal en varias capas

En caso de compresión triaxial y conociendo la distribución de cargas en las 3 direcciones que indican las bielas, se puede aumentar el coeficiente "k" hasta 3.

Con estas premisas se puede comprobar la resistencia de los nudos y bielas frente a los esfuerzos calculados mediante el modelo.

Para los tirantes se obtiene la fuerza en ellos, con lo que se puede estimar la cuantía de acero necesario para soportar las fuerzas calculadas.

En caso de que todo cumpla, sería equivalente a pasar la verificación frente a flexión.

▪ **Comprobación frente a flexión por el método elástico**

La comprobación se basa en que el momento obtenido de la combinación de acciones sea menor al momento resistente: $M_{Ed} < M_{Rd}$

Para obtener el momento resistente, al igual que para la AASHTO, se emplea el cálculo elástico, para lo que aplican las hipótesis expuestas anteriormente.

El medio, será el uso del diagrama de tensiones rectangular, como la norma estadounidense.

Para su uso, se limitan las deformaciones del hormigón a ϵ_{cu2} o ϵ_{cu3} , que en ambos es 0.0035 para hormigones hasta C50/60 inclusive. Se suele emplear el diagrama bilineal por simplicidad, lo que implica usar ϵ_{cu3} . Las deformaciones de las armaduras se deben limitar a ϵ_{ud} que es igual a $0.9 \cdot \epsilon_{uk}$. En resumen, todo aparece en el siguiente esquema del diagrama rectangular de tensiones:

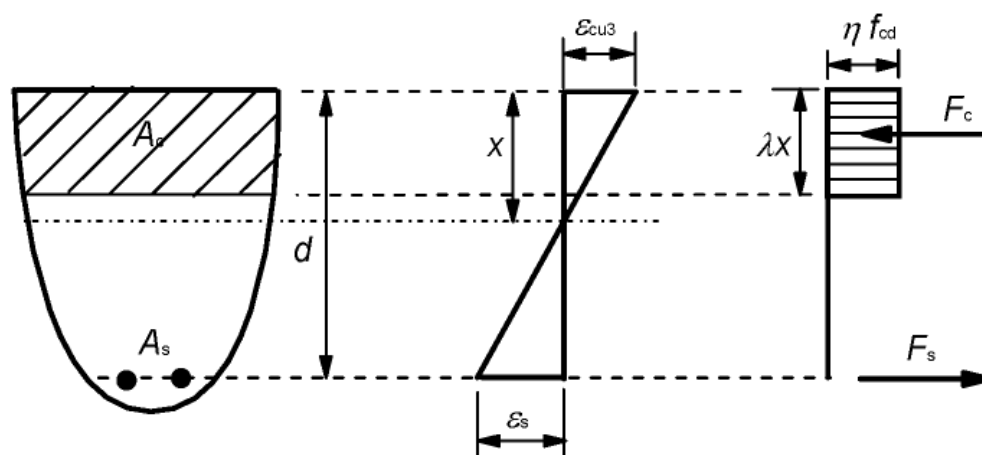


Figura 11.12 - Diagrama de deformaciones y fuerzas en la sección por el bloque equivalente de compresión

Lo siguiente no se especifica en ningún punto de la norma, pero se infiere con lo expresado en sus líneas. El cálculo de la resistencia a flexión se lleva a cabo por equilibrio de tensiones y deformaciones empleando $\sum M = 0$ y $\sum F = 0$.

En esencia lo mismo que se ha explicado para la AASHTO, pero aplicando los diagramas expuestos en el capítulo de materiales, así como los parámetros de materiales adecuados al Eurocódigo. Por eso, es incluso posible emplear las fórmulas de M_n y " c ".

La fórmula 11.4 para " c " de la AASHTO se puede emplear para obtener " x " en este caso, mientras la ecuación 11.3 no, debido al término que acompaña a la variable " k ", que solo aparece en la fórmula porque el particular sumatorio de fuerzas de la AASHTO incluye la fuerza en el pretensado como $f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right)$, lo que no es correcto en la situación de que se obtenga la tensión en el acero mediante diagramas simplificados, reales o una "power formula" como ya se ha explicado en el propio cálculo de la norma estadounidense.

En añadido, se establecen cuantías máximas y mínimas según:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad \text{pero no menor que } 0,0013 b_t d \quad 11.24$$

donde

f_{ctm} es la resistencia a tracción del hormigón

f_{yk} es el límite elástico del acero pasivo a emplear

- b_t anchura media del área traccionada. En caso de tener una viga en "T" con el ala comprimida, el ancho sería igual al ancho del alma. En otras secciones se deberá hacer una media de los anchos en función del área traccionada.
- d es el canto de la sección

El máximo de la cuantía de acero se establece en $0.04 \cdot A_c$ siendo A_c el área bruta de la sección de hormigón.

Si actúan axiles a la vez que el momento, convirtiendo el análisis de flexión a flexión compuesta, se puede comprobar en base a la resistencia $f_{ctm,fl}$, la cual se puede obtener de la siguiente manera:

$$f_{ctm,fl} = \text{máx.} \left\{ \left(1,6 - h / 1\,000 \right) f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad 11.25$$

11.1.2. VERIFICACIÓN A CORTANTE

El cortante es uno de los esfuerzos más importantes a comprobar en un puente, puesto que está íntimamente asociado a un fallo frágil de la estructura por sus características, ocurriendo además de manera rápida.

Ambos códigos consideran de vital importancia este esfuerzo y por eso establecen pasos claros y concisos para su estimación y comprobación.

Es teoría común el dividir la resistencia a cortante que puede aportar una sección de hormigón entre lo que aporta el hormigón, lo que aportan los refuerzos de cortante y lo que aporta el pretensado.

El Eurocódigo emplea un enfoque de celosía reticular para establecer sus premisas, basa la resistencia del hormigón frente a cortante en la resistencia a tracción y emplea principios de bielas y tirantes para concretar los parámetros resistentes, como el ángulo de la armadura, el ángulo de las bielas, las resistencias del acero y hormigón, el brazo mecánico y varios factores y coeficientes que modifican el resto de los parámetros.

La AASHTO relaciona la fisuración diagonal a la acción del cortante, con la subyacente correlación a la resistencia. También considera la inclinación de las bielas y del refuerzo, así como las resistencias de los materiales. Sin embargo, considera de un modo bastante diferente la acción del pretensado, computando directamente la acción vertical que produce el pretensado cuando su geometría es curva. El Eurocódigo lo tiene en cuenta mediante la tensión de compresión en la sección en algunas ecuaciones.

❖ AASHTO

▪ Resistencia frente a cortante

Allí donde se cumpla la hipótesis de Bernoulli sobre que las secciones planas permanecen planas tras la deformación, se puede diseñar a cortante con el modelo seccional.

En el caso de puentes tipo cajón postesados, se podrá emplear un método alternativo que se expondrá brevemente al final de este apartado.

Para secciones que estén a menos de 2 cantos de distancia de la cara de un apoyo, se deberán comprobar a cortante mediante el modelo de bielas y tirantes explicado en el capítulo de comprobación frente a flexión de la AASHTO del presente documento.

Como el STM no tiene comprobaciones específicas frente a cortante, al igual que no las tiene para flexión, se debería escoger una geometría de modelo tal que haya tirantes verticales o inclinados además del cordón frente a tracción típico que representa a la armadura longitudinal. De este modo, se podrá dimensionar frente a cortante en zonas de discontinuidad o *D-regions*.

Para elementos pretensados, donde la geometría del pretensado sea curvada, el efecto del pretensado se puede descomponer en una parte horizontal longitudinal y otra parte vertical. Esta última componente con sentido vertical puede ser contraria a la acción del cortante, por lo que se puede considerar en el cálculo como una acción favorable que reduce dicho cortante. Esto solo será posible si:

- ❖ El trazado del pretensado recorre todo el canto del alma.
- ❖ Actúa en la zona traccionada y comprimida de la sección
- ❖ Actúa en la estructura mediante anclaje, desviadores o conductos interiores a la pieza en el 1/3 superior o inferior de las almas.

Antes de proceder al cálculo, se exponen los tipos de refuerzo transversal que considera la AASHTO con algunas imágenes:

- ❖ Refuerzo de cable soldado (llamada malla estándar o electrosoldada en España)
- ❖ Cercos
- ❖ Tendones pretensados anclados transversales
- ❖ Espirales y aros
- ❖ Cercos inclinados por lo menos 45°
- ❖ Barras longitudinales dobladas por lo menos 30°

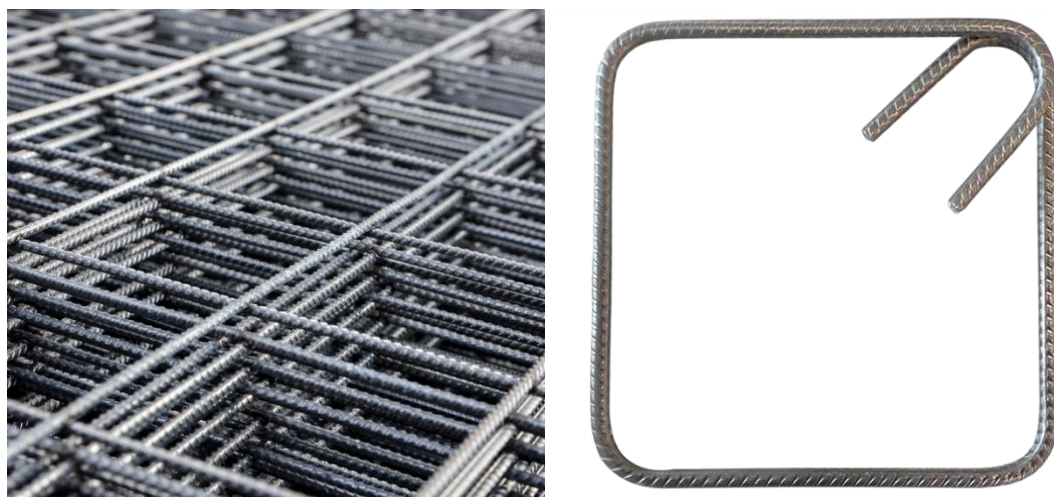


Figura 11.13 – Ejemplos de refuerzo de cable soldado (izq.) y cerco cerrado (der.)

La resistencia factorizada frente a cortante vendrá dada por:

$$V_r = \phi V_n \quad 11.26$$

Pero antes, hay que comprobar la necesidad de disponer de armadura de cortante, puesto que el hormigón tiene resistencia a cortante inherente, por lo que esta puede ser suficiente para resistir los efectos de cortante debido a las cargas de diseño.

Además, puede que el efecto favorable del pretensado ayude a evitar que se supere la resistencia del hormigón.

Por ello, se necesitará refuerzos contra cortante, en caso de que se cumpla la siguiente inecuación:

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p) \quad 11.27$$

donde

V_u es el esfuerzo cortante factorizado

V_c es la resistencia a cortante del hormigón

V_p es la acción del pretensado de forma favorable contra el cortante, o si es desfavorable, entra en la ecuación como valor negativo

ϕ como ya se ha expuesto anteriormente, es el factor de resistencia

Otro requisito por el cual puede ser necesario armadura de cortante, tal y como se verá en el capítulo correspondiente, es cuando las solicitaciones por momento torsor superan el momento torsor de fisuración.

En caso de que la ecuación 11.27 no se cumpla, se necesitará armadura de cortante. En caso de que la armadura dispuesta sea de acero pasivo se puede estimar mediante:

$$A_v \geq 0.0316 \lambda \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad 11.28$$

donde

s espaciado de las armaduras

b_v ancho de las almas ajustado por la presencia de vainas de pretensado donde estas no estén inyectadas. Se obtiene de restar al ancho de las almas, b_w , el diámetro de la/s vainas.

λ factor de modificación por la densidad del hormigón. En caso de hormigón normal se tomará como 1. Esto es necesario si se emplea hormigón ligero

La resistencia del hormigón a cortante se obtendrá de la siguiente expresión:

$$V_c = 0.0316 \beta \lambda \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad 11.29$$

donde

β es un factor que indica la capacidad del hormigón fisurado para transmitir tensión y cortante. Se especifica como calcularlo más abajo.

d_v profundidad efectiva de cortante, la cual es la distancia entre la resultante de la fuerza de compresión, F_c , y la resultante de la fuerza de tracción, F_s , no pudiendo su valor ser menor que $\max\{0.9d_e; 0.72h\}$. Se calcula con:

$$d_v = \frac{M_n}{A_s f_y + A_{ps} f_{ps}} \quad 11.30$$

Y el parámetro d_e para limitar su valor con:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad 11.31$$

Estando todos estos parámetros necesarios para obtener d_v y d_e explicados en el subcapítulo 11.1.1 sobre la comprobación a flexión de la AASHTO.

El parámetro β se calcula para secciones que disponen de la mínima armadura frente a cortante exigida por la ecuación 11.28 mediante:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \quad 11.32$$

O en el caso de que no disponga de esa armadura mínima, se calcula con:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \frac{51}{(39 + s_{xe})} \quad 11.33$$

Donde el parámetro ϵ_s es la deformación longitudinal neta de tracción en la sección del centroide de refuerzo frente a tracción, tal y como se muestra en la siguiente imagen:

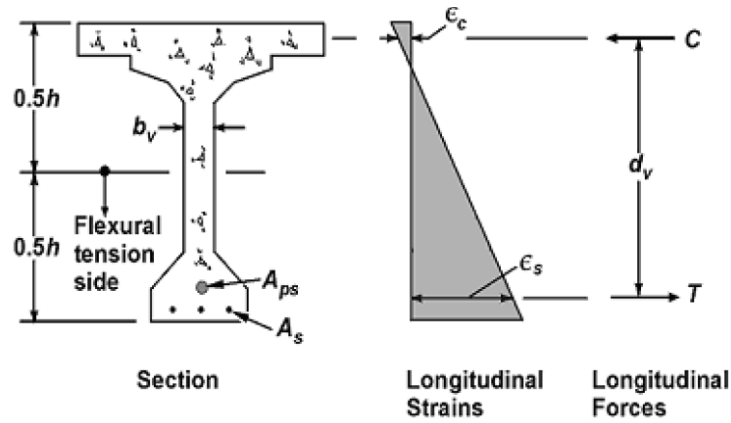


Figura 11.14 - Esquema de los parámetros necesarios para la resistencia a cortante del hormigón

Y que se calcula mediante la ecuación:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad 11.34$$

Donde las variables que no se han explicado hasta ahora son:

N_u es la fuerza axial factorizada con su signo correspondiente según sea tracción o compresión

f_{po} es el módulo de elasticidad del pretensado multiplicado por la diferencia en deformación entre el pretensado y el hormigón que lo rodea. Se puede tomar como $0.7 \cdot f_{pu}$

Y donde el parámetro s_{xe} (se obtiene en pulgadas) de la fórmula 11.35, se limita a un valor entre $12'' \leq s_{xe} \leq 80''$, y es obtenido mediante:

$$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \quad 11.35$$

donde

s_x es la distancia en pulgadas entre grietas y que se toma como el valor más pequeño de entre d_v o la máxima distancia entre capas de armadura longitudinal

a_g tamaño máximo del árido del hormigón en pulgadas

Con todos estos valores obtenidos, se puede proceder al cálculo de V_c y a comprobar la necesidad de armadura de cortante.

En caso de ser necesaria, se deberá calcular un valor del acero tal que $V_r \geq V_{Ed}$, para lo que es necesario obtener V_{nr} , ya que como se ha expuesto en la ecuación 11.26, es necesario para obtener V_r .

La resistencia nominal a cortante, V_{nr} , viene dada por el menor valor obtenido de las siguientes fórmulas:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad 11.36$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \quad 11.37$$

La segunda expresión es necesaria para asegurar que el alma de la sección de hormigón no se aplasta antes de que plastifique la armadura transversal. Los términos de ambas ya se han obtenido en el proceso para llegar a este punto, a excepción de V_s , que es la resistencia a cortante aportada por el acero considerado de refuerzo frente a cortante, el cual es:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \lambda_{duct} \quad 11.38$$

donde

- s es la separación entre elementos de armadura transversal
- A_v es el área del refuerzo frente a cortante con espaciamiento " s "
- α ángulo de inclinación de los elementos de refuerzo a cortante
- θ ángulo respecto a la fibra neutra de las bielas de compresión del hormigón, las cuales resisten el cortante. Se obtiene aplicando:

$$\theta = 29 + 3500 \varepsilon_s \quad 11.39$$

λ_{duct} es un factor de reducción para compensar la reducción de resistencia a cortante que aportan los refuerzos transversales debido a una vaina de pretensado inyectada. En caso de no estar inyectada se toma como 1, ya que se considera la reducción de resistencia disminuyendo el valor de b_w a b_v como ya se ha explicado. Para vainas inyectadas, se obtiene con:

$$\lambda_{duct} = 1 - \delta \left(\frac{\phi_{duct}}{b_w} \right)^2 \quad 11.40$$

donde

b_w es el espesor de las almas sin reducciones

ϕ_{duct} es el diámetro de la/s vaina/s

δ es un factor de corrección del diámetro de la/s vaina/s, que toma un valor de 2.0 para vainas inyectadas

Con todo esto, ya se da por comprobada la sección frente a cortante.

▪ Esfuerzo Rasante

El rasante tiene lugar cuando se transmite el cortante transversal y suele actuar en la intersección de 2 superficies, como la que se forma entre el alma y el ala de una sección en "T".

Este esfuerzo se genera por la interacción entre el esfuerzo de compresión en el ala y el cortante vertical en el alma, que justo es máximo en la intersección de ambas partes. En resumen, es el esfuerzo que trata de "cizallara" el ala de las almas o viceversa.

Genera unos efectos que se deben considerar para resistencia, pero su presencia también garantiza solidaridad de trabajo entre ala y alma.

Para resistir este esfuerzo, se debe extender los refuerzos una profundidad suficiente para que se desarrolle la tensión del límite elástico en el refuerzo.

La AASHTO comienza estableciendo el área mínima a disponer frente al rasante:

$$A_{vf} \geq \frac{0.05 A_{cv}}{f_y} \quad 11.41$$

donde

A_{vf} es el área del refuerzo contra rasante que cruza el plano de cortante

A_{cv} es el área del hormigón que se considera que está actuando en la intersección donde se genera rasante, la cual se obtiene con:

$$A_{cv} = b_{vi} L_{vi} \quad 11.42$$

donde

b_{vi} es el ancho que se considera que actúa durante la transferencia de cortante o rasante

L_{vi} es la longitud que se considera que actúa durante la transferencia de cortante o rasante

La resistencia frente a rasante se computa con $V_{ri} = \phi V_{ni}$, buscando para la comprobación de la resistencia, que $V_{ri} \geq V_{ui}$.

Para proceder, se necesita obtener V_{ni} y V_{ui} . El primero obedece a:

$$V_{ni} = c A_{cv} + \mu (A_{vf} f_y + P_c) \quad 11.43$$

Siendo siempre menor a:

$$V_{ni} \leq K_1 f'_c A_{cv} \quad 11.44$$

$$V_{ni} \leq K_2 A_{cv} \quad 11.45$$

y donde

- c es el factor de cohesión del material obtenido de la Tabla 11.2
- μ es el coeficiente de rozamiento también según la Tabla 11.2
- P_c es la fuerza de compresión permanente normal al plano de cortante. Si es tracción, entonces es igual a 0
- K_1 fracción de la resistencia del hormigón que está disponible para resistir el rasante. Se obtiene de la Tabla 11.2
- K_2 resistencia limitante de resistencia frente a rasante. Se obtiene de la Tabla 11.2

Tabla 11.2 - Parámetros para la obtención de la resistencia a rasante

Losas in situ sobre vigas con superficie rugosa			Hg. normal colocado monolíticamente			Hg. ligero monolítico o sobre superficie rugosa		
Parám.	Valor	Uds.	Parám.	Valor	Uds.	Parám.	Valor	Uds.
c	0.28	ksi	c	0.40	ksi	c	0.24	ksi
μ	1.00		μ	1.40		μ	1.00	
K_1	0.30		K_1	0.25		K_1	0.25	
K_2	1.8 ksi (normal) / 1.3 ksi (ligero)		K_2	1.50	ksi	K_2	1.00	ksi
Hormigón normal contra superficie rugosa			Hormigón contra superficie no rugosa			Hormigón anclado a acero estructural limpio		
Parám.	Valor	Uds.	Parám.	Valor	Uds.	Parám.	Valor	Uds.
c	0.24	ksi	c	0.08	ksi	c	0.03	ksi
μ	1.00		μ	0.60		μ	0.70	
K_1	0.25		K_1	0.20		K_1	0.20	
K_2	1.50	ksi	K_2	0.80	ksi	K_2	0.80	ksi

La fuerza rasante se puede computar con la siguiente expresión:

$$V_{ui} = v_{ui} A_{cv} = v_{ui} 12b_{vi}$$

11.46

Para lo que se necesita el esfuerzo rasante que viene dado por:

$$v_{u1} = \frac{V_{u1}}{b_v d_v} \quad 11.47$$

y donde

V_{u1} es el máximo cortante vertical que actúa en la sección inicial dentro del tramo de análisis del rasante, de acuerdo con:

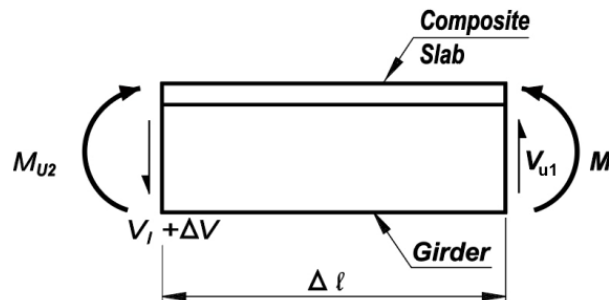


Figura 11.15 - Esquema del cortante máximo vertical en la sección 1 de la longitud analizada

Al disponer del valor de la acción rasante, ya se puede igualar a la resistencia y despejar el valor de A_{vf} y escoger los refuerzos que se emplearán para llegar a esa cuantía

❖ EUROCÓDIGO

▪ Resistencia a cortante

El proceso de cálculo en el Eurocódigo es bastante directo. Se establecen unos valores que, de ser sobrepasados, se debe incluir armadura transversal o de cortante a la vez que se respetan algunas pautas.

Se hace esto para el cortante, la rasante entre alma y ala y para la rasante entre hormigones de distinta edad, con lo que la comprobación de cortante estaría completa.

Lo primero sería obtener los cortantes en el tablero de acuerdo a la combinación de acciones, para luego escoger las secciones críticas de diseño frente a cortante, que suelen ser los apoyos, especialmente los apoyos internos o pilas.

El siguiente paso sería obtener la resistencia a cortante del hormigón. Comparando esta con el efecto de cortante de las acciones, se averigua si el hormigón se basta por sí mismo para resistir las acciones.

La resistencia del hormigón viene dada por la ecuación:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad 11.48$$

Con un valor mínimo dado por la ecuación:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min.} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad 11.49$$

donde

$V_{Rd,c}$ es la resistencia del hormigón

k es un factor que se obtiene de $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$, introduciendo "d" en milímetros

ρ_1 es un factor que se obtiene de $\frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$

$C_{Rd,c}$ es un coeficiente obtenido de $0.18/\gamma_c$

k_1 es 0.15

σ_{cp} es una tensión de compresión dada por $N_{Ed}/A_c < 0.2f_{cd}$; siendo N_{Ed} el axil debido a la carga o al pretensado. Generalmente se puede tomar como la tensión media en el pretensado para estructuras que tienen tal elemento.

b_w es el menor ancho de la sección transversal en la zona de tracción. En una sección en "I" se tomaría el espesor del alma, en una sección rectangular el ancho y en una sección cajón como la suma del espesor de las 2 almas.

d es el canto de la sección

$v_{\min}$ se obtiene de $v_{\min} = 0.035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ para vigas y de $v_{\min} = \frac{0.34}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{1/2}$ para losas

Para estructuras pretensadas que solo tienen un vano y cuya sección no fisura frente a flexión, y que además tenga una tensión de flexotracción menor a $f_{ctk,0.05}/\gamma_c$, la resistencia a cortante se puede calcular mediante:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad 11.50$$

donde

I es el momento de inercia

b_w es el ancho de la sección en el punto horizontal que pasa por el centro de gravedad

S es el momento estático del área por encima del centro de gravedad

α_l es $l_x/l_{pt2} \leq 1.0$ para armaduras pretensas o igual a 1.0 para otras armaduras activas. Siendo l_x la longitud de la sección analizada desde el inicio de la longitud de transferencia, y l_{pt2} la longitud

l_{pt2} es el valor superior de la longitud de transferencia

En elementos que están muy cerca de un apoyo no es necesario emplear esta ecuación para el cálculo de la resistencia a cortante del hormigón.

Cuando se analicen elementos con cargas superiores dentro de la distancia $0.5d < a_v < 2d$ desde el borde del apoyo, la contribución de la carga se puede reducir con $\beta = a_v/2d$, mientras se cumpla la ecuación:

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd} \quad 11.51$$

Siendo la variable "v" igual a:

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] (f_{ck} \text{ en MPa}) \quad 11.52$$

Con todo esto, si el hormigón no genera suficiente resistencia como para resistir V_{Ed} , entonces es necesario añadir armadura de cortante.

El cálculo de la resistencia de la armadura de cortante se basa en el modelo de la celosía plana, donde se limita el ángulo θ de las bielas de compresión con respecto a la fibra neutra de la sección. Por ello, el diseñador deberá escoger un valor entre $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$

La resistencia de un elemento con armadura cortante vertical, es decir, con $\alpha = 90^\circ$, viene dada por:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cotg \theta \quad 11.53$$

Siendo el valor mínimo de $V_{Rd,s}$:

$$V_{Rd,máx.} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad 11.54$$

donde

A_{sw} es el área de la sección en planta de la armadura de cortante. En los cercos empleados normalmente, esta área sería el doble del área por diámetro de barra, ya que este tipo de armadura tienen dos patas verticales por elemento.

S es la separación de los cercos

f_{ywd} es el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante

v_1 es un coeficiente de reducción de resistencia de cortante para hormigón fisurado. Se toma como valor $v_1=v$, el cual se expuso más arriba.

z es el brazo mecánico que se puede aproximar con $0.9d$

α_{cw} es un coeficiente que considera el estado de tensiones de compresión, y toma su valor de la siguiente tabla, en la cual σ_{cp} es la tensión media de compresión en el hormigón:

Tabla 11.3 - Valores del coeficiente por estado de tensiones de compresión

Para $0 < \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$	$1 + (\sigma_{cp}/f_{cd})$
Para $0.25 f_{cd} < \sigma_{cp} < 0.5 f_{cd}$	1.25
Para $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1.0 f_{cd}$	$2.5(1 - (\sigma_{cp}/f_{cd}))$

En caso de que las armaduras activas sean rectas, en una sección con almas delgadas y suponiendo que los cordones de tracción y compresión soportan la fuerzas del tesado, y además se diseña la pieza con incrementos de espesor de alma en los extremos donde se ancla el pretensado, se puede suponer $\alpha_{cw}=1$.

El máximo posible de armadura de cortante que sea efectiva viene dado por:

$$\frac{A_{sw,máx.} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad 11.55$$

Para elementos con armadura de cortante inclinada, se deberá añadir un parámetro α que representa la inclinación de dicha armadura, por lo que la expresión para este caso pasa a ser:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \operatorname{sen} \alpha \quad 11.56$$

Necesitando en este caso cumplir también con el valor mínimo de la resistencia, que viene dado por:

$$V_{Rd,máx.} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad 11.57$$

En este caso también cambia la ecuación que determina el máximo de la armadura efectiva de cortante, siendo ahora:

$$\frac{A_{sw,máx.} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{\operatorname{sen} \alpha} \quad 11.58$$

En casos de secciones pretensadas, para el cálculo de la armadura vertical o inclinada, se deberá usar como b_w el resultado de restar $b_w - 0.5 \phi_{vaina}$ en caso de que el elemento tenga vainas inyectadas y ϕ_{vaina} sea mayor o igual que $b_w/8$.

Si las vainas no se inyectan, son de plástico o se usan armaduras activas no adherentes, el espesor b_w habrá de ser tomado como $b_w - 1.2 \cdot \phi_{vaina}$.

Para elementos pretensados con armadura inclinada, se debe incluir armadura longitudinal obligatoria que resista:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad 11.59$$

El valor de tracción adicional de la obtenido de la ecuación se deberá tener en cuenta en el cálculo de la cuantía de acero necesaria para resistir a flexión.

Se establecen una serie de detalles al respecto de estas armaduras:

- ❖ Se usarán cercos o estribos como armadura de cortante, los cuales envuelvan la armadura longitudinal de tracción y compresión, o barras levantadas, o montajes de armadura de cortante en forma de jaulas, etc.
- ❖ Los cercos se deberían anclar eficazmente, permitiéndose un empalme si no se requiere que resista a torsión
- ❖ Se debe poner por lo menos la mitad de la armadura de cortante a base de cercos.
- ❖ No se deben separar las armaduras más de: $s_{1,max} = 0.75d(1 + \cot \alpha)$
- ❖ Las patas de un cerco no deberán tener una separación mayor a $s_{t,max} = 0.75d \leq 600mm$

▪ Rasante alma-ala

Es el mismo concepto explicado en la AASHTO.

Lo primero será comprobar si se requiere armadura para resistir el esfuerzo rasante, para lo que hay que calcularlo en primer lugar. El Eurocódigo establece la siguiente expresión para ello:

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad 11.60$$

donde

h_f es el espesor del ala justo en el punto de la intersección entre alma y ala

Δx es la longitud considerada para el análisis del rasante. Se puede tomar como valor máximo, la mitad de la distancia entre la sección de momento nula y la sección de momento máximo.

Como alternativa a la ecuación, se puede suponer que $v_{Ed} = \frac{2}{3} \cdot \frac{b_w}{b_{eff}} \frac{V_{Ed} \cdot \Delta x}{z}$. Esto parte de la base de que se la rasante es igual al cortante vertical que pasa al ala, y que parte del mismo se queda en el alma, concretamente 1/3, de ahí el 2/3 de la ecuación.

Se pueden obtener las dimensiones en las ecuaciones de la siguiente imagen:

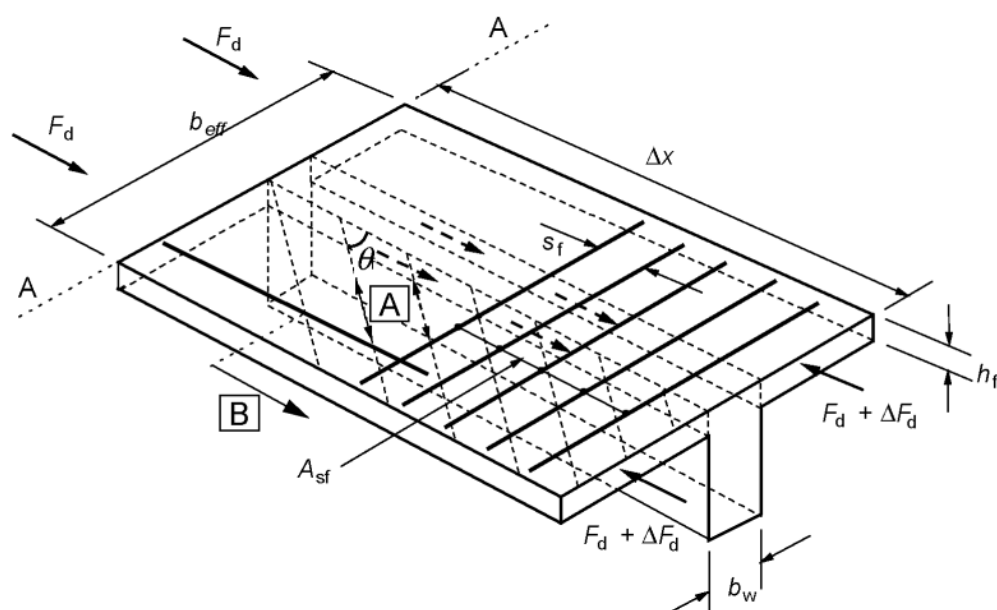


Figura 11.16 - Esquema del flujo de cortante y otros parámetros para el cálculo del esfuerzo rasante

Si v_{Ed} resulta ser menor a $k \cdot f_{ctd}$, no será necesario calcular armadura extra para resistir el rasante. En caso contrario, la cuantía de armadura necesaria se deberá calcular con:

$$\left(A_{sf} f_{yd} / s_f \right) \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f \quad 11.61$$

donde

A_{sf} es el área de la armadura de cortante rasante

s_f es la separación entre armaduras

k es un factor que toma el valor de 0.4

θ_f es el ángulo de las bielas de compresión, y se puede obtener de las siguientes expresiones:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,0 \quad \text{para alas comprimidas } (45^\circ \geq \theta \geq 26,5^\circ)$$

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 1,25 \quad \text{para alas traccionadas } (45^\circ \geq \theta \geq 38,6^\circ)$$

11.62

f_{ctd} es la resistencia a tracción de cálculo, obtenida de:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_C \quad 11.63$$

donde

$f_{ctk,0,05}$ es la resistencia a tracción del fractil 5% y se puede obtener de la tabla 3.1 del EN1992-1-1

α_{ct} es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a tracción del hormigón y que toma el valor de 1.

Además de la armadura, se deberá tener cuidado de no agotar la capacidad de compresión de las bielas, para lo que se deberá cumplir la siguiente inecuación:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad 11.64$$

11.1.3. VERIFICACIÓN A TORSIÓN

La torsión es una acción secundaria en puentes, pero que puede ser especialmente relevante en estructuras de sección abierta o secciones cajón que reciben cargas excéntricas.

Ambos códigos emplean enfoques similares, al igual que lo hacían para el cortante, basándose en modelos de bielas y el flujo de cortante en secciones macizas o de pared delgada.

En cualquier caso, la verificación frente a torsión raramente gobierna el diseño por sí sola, aunque puede hacerlo combinada con el cortante. Como excepción, en el caso de tableros de sección abierta y en ménsulas de gran canto, el momento torsor condiciona fuertemente el diseño a pesar de no gobernarlo.

❖ AASHTO

Al igual que para el cortante, la comprobación frente a torsión según la AASHTO se puede realizar mediante método de bielas y tirantes o mediante diseño seccional, según si se cumplen o no las hipótesis simplificadoras varias veces comentados.

La comprobación del momento torsor se basa en verificar que $T_u \leq T_r = \phi T_n$, al igual que para la flexión y el cortante ya explicados.

El núcleo entonces está en determinar si es necesario comprobar la torsión en la sección, para luego calcular la resistencia de la sección ante esta acción igualando al esfuerzo torsor de la combinación de cálculo, de modo que se pueda despejar el armado transversal frente a torsión, A_t .

El momento torsor de Saint-Venant genera también un axil de tracción en la sección, por lo que será necesario disponer de un mínimo de armadura longitudinal frente a torsión, A_l para compensarlo. Esta, será en añadido a la que se haya podido calcular para resistir el momento flector. Como peculiaridad, la colocación de este armado, como el mentado axil está distribuido por toda la sección susceptible de torsión, se deberá disponer del acero para resistir este fenómeno en todo el perímetro de la sección.

En añadido, como el esfuerzo cortante y el momento torsor actúan conjuntamente sobre la sección de un modo similar, se deberá comprobar que el armado es adecuado para soportar la combinación de ambas acciones en añadido a la flexión y el axil, para lo que se usa una expresión expuesta más adelante que tiene en cuenta todas estas variables.

▪ Tipos de armadura frente a momento torsor

Como se ha explicado, para resistir el torsor, es necesario disponer de armadura longitudinal y transversal añadida a la necesaria por la flexotracción y el cortante. Es por ello que se emplean para resistirlo armaduras tipo cercos, mallas electrosoldadas con barras perpendiculares al eje longitudinal y espirales o aros.

▪ Requisito de investigación del torsor

La condición que exige o exime la investigación del efecto del momento torsor en la sección de puentes viene dada por la siguiente expresión:

$$T_u > 0.25\phi T_{cr} \quad 11.65$$

donde

T_{cr} es el momento torsional de fisuración y se puede obtener según las características de la sección, tal y como se expone a continuación:

❖ Para formas sólidas:

$$T_{cr} = 0.126K\lambda\sqrt{f'_c}\frac{A_{cp}^2}{p_c} \quad 11.66$$

❖ Para formas huecas:

$$T_{cr} = 0.126K\lambda\sqrt{f'_c}2A_0b_e \quad 11.67$$

donde

λ es el factor modificador por densidad del hormigón ligero. En caso de hormigón normal se usa 1

A_{cp} es el área encerrada por el perímetro exterior de la sección, lo que incluye cualquier hueco interno que pueda tener

p_c es la longitud del perímetro exterior de la sección y asociado al área anterior

A_0 es el área encerrada por el camino del flujo de cortante, incluido cualquier área hueca interior. Por ejemplo, en un puente cajón sería:

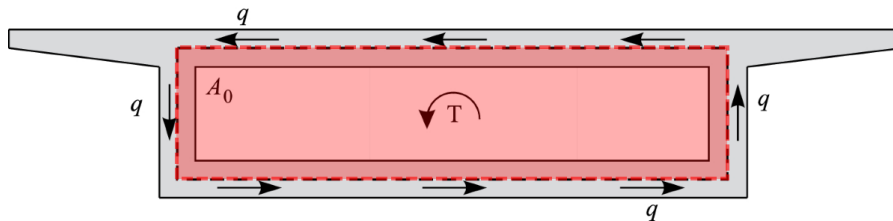


Figura 11.17 - Esquema del área encerrada por el flujo de cortante en una sección cajón

b_e es el ancho efectivo del camino del flujo de cortante, y que se toma como el valor del espesor mínimo de las almas o alas que forman el área cerrada. Se deberá modificar cuando haya vainas y no deberá superar el valor de A_{cp}/p_c

K se obtiene de la siguiente fórmula:

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.126\lambda\sqrt{f'_c}}} \leq 2.0 \quad 11.68$$

donde

f_{pc} es la tensión de compresión en el hormigón sin factorizar después de que tengan lugar las pérdidas de pretensado

Como consideraciones extras respecto al valor de K , este no se deberá tomar como mayor que la unidad para tensiones en la fibra extrema que excedan una tensión igual a $0.19\lambda\sqrt{f'_c}$. Además, cuando se calcula K para una sección que sufra un axil, N_u , el valor de f_{cp} se deberá reemplazar en la fórmula por $f_{pc} - \frac{N_u}{A_g}$.

En caso de que la comprobación indique que es necesaria la investigación del momento torsor, se podrá obtener la resistencia frente al mismo mediante:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_y \cot \theta}{s} \lambda_{duct} \quad 11.69$$

donde

A_t es el área de la armadura transversal, tomada como una pata o barra en sección sólidas, y como el área total de la armadura en el perímetro exterior de secciones huecas.

θ es el ángulo de inclinación de la biela de compresión frente a cortante. Se obtiene de la ecuación 11.39 expuesta en el capítulo anterior del documento. Sin embargo, la susodicha ecuación deberá ser modificada para tener en cuenta el torsor, para lo que cambia el valor, V_u , de la ecuación 11.34 donde se obtiene ε_s para el cálculo de θ .

El nuevo valor de V_u será V_{eff} que depende de si la sección es sólida o hueca, y se obtiene con:

❖ Para secciones sólidas:

$$V_{eff} = \sqrt{V_u^2 + \left(\frac{0.9 p_h T_u}{2 A_o} \right)^2} \quad 11.70$$

❖ Para secciones huecas:

$$V_{eff} = V_u + \frac{T_u d_s}{2 A_o} \quad 11.71$$

Donde el único parámetro sin exponer es p_h , el cual es el perímetro cerrado de la armadura transversal frente a torsión.

Con esto, ya se puede estimar la armadura transversal necesaria para resistir el momento torsor de la sección, igualando T_u y T_r de modo que se pueda despejar A_v .

En la AASHTO no se indica ningún método para calcular el valor de T_u por lo que se deberá obtener por mecánica básica si la acción sobre la viga es lo suficientemente simple, como una carga puntual. En casos más complejos, se puede acudir a las ecuaciones de giros o, en última instancia, al uso de programas de cálculo en 3 dimensiones.

▪ Combinación de cortante y torsión

Como se ha explicado, el momento torsor también genera acciones longitudinales, similar a como lo hace el cortante, por lo que se deberá tener en cuenta la interacción del cortante, el momento torsor, el momento flector y el axil de tracción para disponer de un valor mínimo de armadura longitudinal para resistir estas acciones.

Para ello, se emplea la siguiente ecuación cuyos parámetros se han expuesto en los apartados anteriores:

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi} + \frac{0.5N_u}{\phi} + \cot \theta \sqrt{\left(\left|\frac{V_u}{\phi} - V_p\right| - 0.5V_s\right)^2 + \left(\frac{0.45p_h T_u}{2A_o \phi}\right)^2} \quad 11.72$$

Además, aun cumpliendo la inecuación, se deberá disponer de una barra longitudinal en cada esquina de los cercos frente a cortante, y en secciones cajón, en añadido se cumplirá con un mínimo de acero longitudinal de acuerdo con:

$$A_t = \frac{T_n p_h}{2A_o f_y} \quad 11.73$$

Con todo esto ya se puede dimensionar la sección para soportar el momento torsor.

Cabe destacar que la AASHTO considera unas modificaciones a las expresiones para obtener A_t y T_n , las cuales consisten en quitar en la fórmula 11.69 el término λ_{duct} y $\cot \theta$, así como cambiar T_n por T_u y añadir ϕ al denominador en la fórmula 11.73.

❖ EUROCÓDIGO

Similar a lo expresado en la AASHTO, en estructuras indeterminadas y las cuales no dependan de la resistencia torsional para garantizar su estabilidad, entonces no es necesario considerar la torsión como estado límite último.

La resistencia se calculará asimilando la sección a un elemento de pared delgada, y en caso de secciones complejas como las "T", se pueden subdividir en elementos más simples y calcular la resistencia, que luego se puede sumar.

Además, se deberá dimensionar teniendo en cuenta la combinación de esfuerzos cortantes resultante de combinar cortante y torsor.

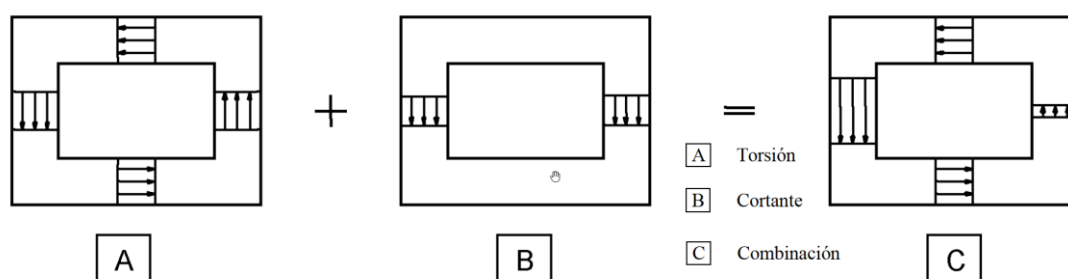


Figura 11.18 – Esquema de combinación del momento torsor y el cortante según Eurocódigo

El objeto del diseño frente a torsor según el Eurocódigo se basa en que no se agote la resistencia a compresión en las bielas que hacen frente al cortante, por eso, es necesario que esta expresión sea verdadera:

$$T_{Ed} / T_{Rd,máx.} + V_{Ed} / V_{Rd,máx.} \leq 1,0 \quad 11.74$$

Esta expresión solo es válida para secciones macizas, por lo que, en caso de tener una sección compleja o hueca, como puede ser un cajón, se deberá subdividir la sección como ya se ha mencionado y comprobar de forma individual los segmentos.

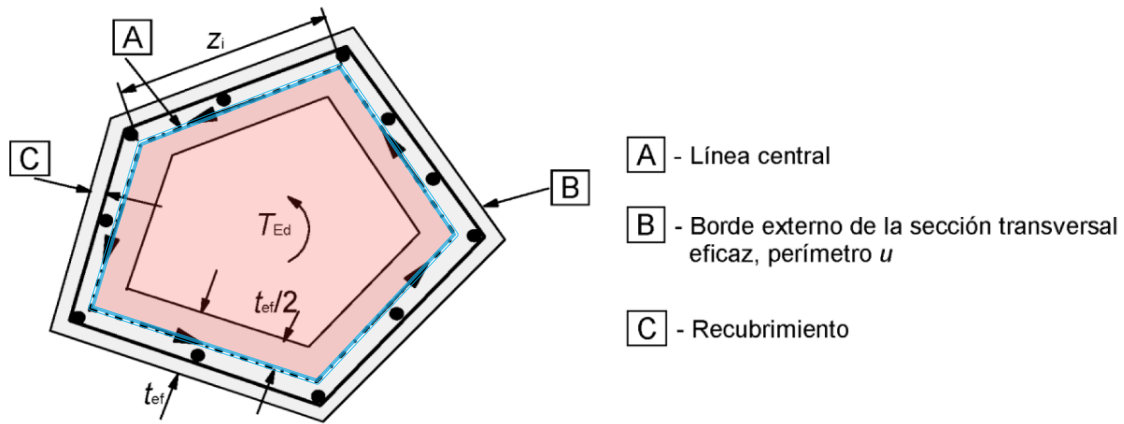


Figura 11.19 - Esquema descriptivo de la acción T_{Ed} y obtención de dimensiones de las paredes frente a torsión

Para ello, se deberán obtener los parámetros de la sección para cada una de las paredes de la sección. Empezando por T_{Ed} , que será la torsión de cálculo, que se obtendrá de la combinación de acciones de las torsiones generadas por las acciones que la componen. Este, se puede tomar como se indica en la siguiente imagen, la cual además expone otras características de la sección a tener en cuenta para el cálculo de los parámetros.

El valor de V_{Ed} , análogo a la acción cortante del capítulo anterior, pero que representa el esfuerzo rasante debido al torsor en este caso concreto, se puede calcular con:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \quad 11.75$$

Donde

$t_{ef,i}$ es el espesor eficaz de pared, el cual se puede tomar como A/u mientras se limite a dos veces la distancia entre borde y centro de armadura longitudinal. Se recomienda ver la anterior figura.

z_i es el largo de la pared, tal y como se expone en la figura de más arriba

$\tau_{t,i}$ es la tensión cortante en la pared debido al torsor. Esto se calcula mediante:

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad 11.76$$

donde

A_k es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes. Se ha sombreado en rojo en la [Figura 11.19](#).

La resistencia a cortante máxima, $V_{Rd,max}$, es la calculada en el apartado anterior del presente documento, en donde se comprobaba la resistencia de una sección frente a cortante. Específicamente, con la ecuación 11.57.

Por último, la resistencia frente a momento torsor máxima se consigue aplicando:

$$T_{Rd,máx.} = 2v \alpha_{cw} f_{cd} A_{k,ef,i} \sin \theta \cos \theta \quad 11.77$$

Donde “v” ya se ha explicado y se calcula con la ecuación 11.52, al igual que α_{cw} que usa la [Tabla 11.3](#) y θ obtenido de escoger un valor entre $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$ en el apartado de la comprobación frente a cortante. Los demás parámetros son los explicados en este apartado.

Cumplido esto, se puede obtener el área necesaria de refuerzos para hacer frente al momento torsor mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad 11.78$$

donde

u_k es el perímetro del área A_k , por lo tanto, se puede decir que es la longitud de la línea azul de la [Figura 11.19](#).

Como se puede observar, el valor del área de refuerzo viene dentro de un sumatorio, lo que representa el área de todas las paredes, ya que, como se ha expuesto, en caso de secciones complejas, es necesario subdividir el cálculo en paredes de elementos simples macizos.

Además, como consideración extra, se puede ajustar más el cálculo al considerar la resistencia de las armaduras activas frente a momento torsor, para lo que se puede sustituir el término $\sum A_{sl} f_{yd}$ por la suma de términos $\sum A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta \sigma_p$, estando $\Delta \sigma_p$ limitado a 500 MPa.

Para finalizar, la consideración del momento torsor por alabeo, para lo que el Eurocódigo dice:

El alabeo torsional puede, en general, ignorarse para secciones cerradas de pared delgada y secciones macizas.

En elementos abiertos de pared delgada puede ser necesario considerar una torsión de alabeo. Para secciones transversales muy finas el cálculo se debería basar en un modelo de emparrillado de vigas y para otros casos suponiendo un modelo de celosía. En todos los casos el cálculo se debería basar en las reglas de cálculo para flexión y esfuerzo normal longitudinal, y para esfuerzo cortante.

11.1.4. ESTABILIDAD GLOBAL E INESTABILIDAD LOCAL

Este apartado está destinado a las comprobaciones que exponen ambas normas entorno a la posibilidad de deslizamiento, pandeo, vuelco, etc. de los tableros de puente de hormigón, sin embargo, apenas hay menciones explícitas al respecto, y lo poco que describe al respecto, son líneas generales con recomendaciones.

Por ejemplo, la AASHTO especifica que la estructura en su conjunto se debe diseñar para resistir deslizamientos vuelco, levantamiento y pandeo, considerando para ello cargas excéntricas actuando sobre la misma. Además, se menciona que se debe tener especial cuidado e investigar el pandeo y estabilidad de elementos prefabricados durante el manejo, transporte e izado.

También se dice que la inherente estabilidad de las secciones huecas en puentes continuos (hiperestáticos), tienen tanta estabilidad lateral que se permite el uso de un solo apoyo puntual en las pilas interiores, pero que se deben disponer de al menos dos en los estribos.

Por último, se especifica que se debe estudiar el posible pandeo del propio plano de puentes de arco, y que se puede estimar la longitud efectiva de pandeo como el producto de la mitad del vano del arco por un coeficiente K expuesto en una tabla según el número de articulaciones del arco.

El resto de los comentarios hacen referencia a columnas, donde si hay consideraciones de pandeo, entre otros, por esbeltez.

Para el Eurocódigo sucede algo similar. Se comentan en el apartado 5.8 del EN1991-1-1 varias comprobaciones a realizar para pilas, muros, pilotes y arcos, pero nada especificado para tableros, y aunque se podrían aplicar las directrices expuestas en ese capítulo, la necesidad de hacerlo se ve filtrada por parámetros como la esbeltez, donde casi cualquier puente de hormigón terminado supera con mucho margen.

Una vez más, se hacen comentarios al respecto de controlar el pandeo lateral de arcos en puentes que dispongan de ellos, y que se debe controlar e incorporar el manejo e izado de los elementos pretensados a las consideraciones de cálculo. Así como tener cuidado con el vuelco de vigas prefabricadas con losa superior prefabricada o in situ durante la ejecución, ya que es posible que vuelquen si van simplemente apoyadas mientras no estén solidarizadas con la propia losa superior.

11.2. SLS – Estados límite de servicio

11.2.1. LIMITACIÓN DE TENSIONES

Este es el más importante de cara al diseño inicial de los puentes pretensados, puesto que las limitaciones de tensiones son las que se usan para cercar la tensión de pretensado que se va a aplicar sobre la sección.

Los límites de tensión impiden que la sección pueda sufrir daños a la hora de transferir el tesado de los tendones a la sección debido al estado más débil del hormigón. Además, se limita la tensión tras pérdidas para impedir problemas de corrosión y para impedir problemas de fluencia bajo cargas permanentes

En añadido, la AASHTO establece la necesidad de estudiar fluencia en secciones con gran esbeltez en sus paredes, añadiendo cargas variables al análisis y, que se comprueban las tensiones principales en las almas de la sección si se emplea un hormigón de más de 69MPa, de modo que se limite su agrietamiento. En caso de hormigones de menor resistencia no sería necesario.

AASHTO

En la práctica para la AASHTO, esta comprobación busca evitar que el hormigón alcance niveles de tensión que provoquen la fisuración excesiva, la plastificación o relajación excesiva del acero, o la generación de deformaciones irreversibles.

Para evitar problemas de rotura frágil por defectos de fabricación en el acero activo, que este plastifique por un desvío en la tolerancia de tesado, o que sufra una relajación acelerada por estar muy cerca de su límite elástico, se deberán limitar las tensiones en el acero activo a los valores especificados en la siguiente tabla:

Tabla 11.4 - Límites de tensión para el acero activo según la AASHTO

Condition	Tendon Type		
	Plain High-Strength Bars	Low Relaxation Strand	Deformed High-Strength Bars
Pretensioning			
Immediately prior to transfer (f_{pt})	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	—
At service limit state after all losses (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
Post-Tensioning			
Prior to seating—short-term f_{pt} may be allowed	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
At anchorages and couplers immediately after anchor set	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
Elsewhere along length of member away from anchorages and couplers immediately after anchor set	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
At service limit state after losses (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

Estas limitaciones aplican tanto a la propia fuerza de tesado del pretensado como a la tensión en el acero debido a la combinación de cargas en servicio, que para este código serían las combinaciones "Service I, II, III" y "IV".

▪ **Tensiones Temporales en Hormigón antes de las pérdidas diferidas del pretensado**

Para el hormigón, se busca limitar la tensión de compresión en cualquier parte de su sección para evitar fluencia acelerada o retracciones excesivas mientras el material no ha curado al completo. Además, según la AASHTO, estudios como el de Bircher and Bayrak, 2007, han demostrado que tensiones de compresión en el hormigón superiores a $0.65 \cdot f'_c$ pueden generar microgrietas, lo que es perjudicial para la durabilidad de la estructura y, en última instancia, la vida útil del puente.

Por ello se limita la tensión de compresión en el hormigón en el momento de transferencia a esos $0.65 \cdot f'_c$ MPa, de modo que se eviten las microgrietas.

Similar sucede para las tensiones de tracción, donde, para evitar problemas de agrietamiento en el hormigón a una edad temprana, se deberán limitar las tensiones de acuerdo a:

Tabla 11.5 - Límites de tensiones de tracción para el hormigón antes de pérdidas diferidas según AASHTO

Bridge Type	Location	Stress Limit
Other Than Segmentally Constructed Bridges	In precompressed tensile zone without bonded reinforcement	N/A
	In areas other than the precompressed tensile zone and without bonded reinforcement	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.2$ (ksi)
	In areas with bonded reinforcement (reinforcing bars or prestressing steel) sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of $0.5f_y$, not to exceed 30.0 ksi.	$0.24\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
	For handling stresses in prestressed piles	$0.158\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
Segmentally Constructed Bridges	Longitudinal Stresses through Joints in the Precompressed Tensile Zone	
	Joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints, which is sufficient to carry the calculated tensile force at a stress of $0.5f_y$; with internal tendons or external tendons	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
	Joints without the minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints	No tension
	Transverse Stresses	
	For any type of joint	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
	Stresses in Other Areas	
	- For areas without bonded nonprestressed reinforcement - In areas with bonded reinforcement (reinforcing bars or prestressing steel) sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of $0.5f_y$, not to exceed 30.0 ksi.	No tension $0.19\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)

▪ **Tensiones en Hormigón en Estado Límite de servicio tras pérdidas diferidas del pretensado**

Una vez más, para evitar problemas de fluencia, retracción e incluso fatiga (aunque sea una comprobación diferente), se deberá limitar la tensión de compresión en el hormigón de acuerdo a los dos casos expuestos en la siguiente tabla con sus límites de tensión:

Tabla 11.6 - Límites de tensión en el hormigón tras pérdidas diferidas del pretensado según AASHTO

Location	Stress Limit
Due to the sum of effective prestress and permanent loads	$0.45f'_c$ (ksi)
Due to the sum of effective prestress, permanent loads, and transient loads as well as during shipping and handling	$0.60\phi_w f'_c$ (ksi)

Siendo el factor ϕ_w uno de reducción que tiene en cuenta la esbeltez de las almas y alas de la estructura, obtenido como:

$$\lambda_w = \frac{X_u}{t} \quad 11.79$$

donde

X_u es la distancia libre entre paredes de la sección hueca descontando filetes o chaflanes

t es el espesor de la pared

En caso de alas o almas que no sean de secciones cerradas, se calcula sustituyendo X_u por la altura del alma o el ancho del ala, quedando las siguientes expresiones:

$$\lambda_{web} = \frac{h}{t} \quad y \quad \lambda_{flange} = \frac{b}{t} \quad 11.80$$

Cuando este parámetro de esbeltez en cualquiera de los casos sea menor a 15, se empleará $\phi_w=1$, mientras que, para valores mayores, se calcula ϕ_w , para valores de λ entre 15 y 25, mediante:

$$\phi_w = 1 - 0.025(\lambda_w - 15) \quad 11.81$$

Para valores de λ entre 25 y 35, se adopta el valor de $\phi_w = 0.75$. Para valores de λ mayores a 35 no aplica el uso del bloque de tensiones equivalente rectangular, lo que implica un cálculo de la sección por un método diferente al elástico.

Para tensiones en el hormigón, también se limitan las tensiones bajo la combinación de acciones "Service I" y "Service III", de modo que se mitigue la aparición de grietas en la sección y se generen problemas de durabilidad. Es por ello que, en la siguiente tabla, donde se especifican los límites de tensión, se da un límite u otro en función del riesgo de durabilidad asociado a la exposición química que sufre el hormigón del puente a diseñar.

Tabla 11.7 - Límites de tracciones en el hormigón tras las pérdidas diferidas del pretensado según AASHTO

Bridge Type	Location	Stress Limit
Other Than Segmentally Constructed Bridges These limits may be used for normal weight concrete with concrete compressive strengths for use in design up to 15.0 ksi and lightweight concrete up to 10.0 ksi.	Tension in the Precompressed Tensile Zone, Assuming Uncracked Sections - For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to not worse than moderate corrosion conditions - For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to severe corrosive conditions - For components with unbonded prestressing tendons	$0.19\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.6 \text{ (ksi)}$ $0.0948\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.3 \text{ (ksi)}$ No tension
	Longitudinal Stresses through Joints in the Precompressed Tensile Zone - Joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints sufficient to carry the calculated longitudinal tensile force at a stress of $0.5f_y$; internal tendons or external tendons - Joints without the minimum bonded auxiliary reinforcement through joints	$0.0948\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.3 \text{ (ksi)}$ No tension
	Transverse Stresses Tension in the transverse direction in precompressed tensile zone	$0.0948\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.3 \text{ (ksi)}$
Segmentally Constructed Bridges These limits may be used for normal weight concrete with concrete compressive strengths for use in design up to 15.0 ksi and lightweight concrete up to 10.0 ksi.	Stresses in Other Areas - For areas without bonded reinforcement - In areas with bonded reinforcement sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of $0.5f_y$, not to exceed 30.0 ksi	No tension $0.19\lambda\sqrt{f'_c} \text{ (ksi)}$

▪ Tensiones en las almas

Para las almas en secciones con postesado, se deberá tener en cuenta una limitación extra de la tensión principal con un valor menor de $0.11\lambda\sqrt{f'_c}$ bajo la combinación de acciones "Service III", tanto para la situación antes de las pérdidas del pretensado como la de después de ellas.

Como se habla de tensión principal, se deberá obtener mediante la combinación de tensión axial y de cortante que produzca la mayor tensión principal.

❖ EUROCÓDIGO

Al igual que para la AASHTO, lo expuesto en el Eurocódigo con respecto a la limitación de las tensiones no es especialmente extenso, sin embargo, es conciso y muestra unos valores claros de que cuantías de tensión no se pueden sobrepasar, lo que permite dimensionar y comprobar la estructura de modo que se eviten fenómenos relacionados con unas tensiones excesivas para secciones de hormigón armado y pretensado.

La primera premisa es que se debe limitar la tensión de compresión en el hormigón para evitar que se generen fisuras longitudinales, micro fisuras o fluencia excesiva. En función de la estructura, estos defectos pueden ser motivo de incumplimiento de los estados límite.

El tema de las fisuras sucede por el efecto Poisson, por el cual comprimir un elemento en una dirección a lo largo de un eje, provoca que el elemento trate de estirarse en las otras 2 direcciones por efecto de la elasticidad. Cuando ese estiramiento está impedido completa o parcialmente por las fibras del propio material, la armadura transversal u otros modos de confinamiento, se generan unas tensiones internas de tracción en el hormigón, y como material débil frente a tracción, el material, al ver superada su resistencia a tracción, fisura por el plano más débil o que sufre mayor tensión. Esto genera una separación de las fibras según la tracción que, en base a lo explicado, se forman longitudinalmente en el plano "XY" o "XZ", siendo "X" la dirección longitudinal del tablero, "Y" el ancho, y "Z" el canto

Para analizar el fenómeno de fisuras longitudinales por compresión, se deberá emplear la combinación característica de acciones. Como es lógico, si el efecto de esta combinación de acciones es más alto de lo debido, se producirán las mentadas fisuras, lo que conllevaría a una reducción de la durabilidad en función del tamaño de las mismas, lo que impondría la necesidad de comprobar esa situación según lo expuesto en el siguiente apartado del SLS.

Como medidas de mitigación, se podría aumentar el recubrimiento del acero o mejorar el confinamiento del hormigón mediante armadura transversal tipo cercos. Como alternativa, se puede prevenir el fenómeno mediante la limitación de tensiones, para lo cual el valor límite de la tensión de compresión propuesto por el Eurocódigo es de $0.6 \cdot f_{ck}$ para la combinación característica de acciones, pudiéndose aumentar a $0.7 \cdot f_{ck}$ en caso de emplear medidas de mitigación como las expuestas.

Otro fenómeno que debilita el hormigón por tensión excesiva es la fluencia, cuya acción ya se tiene en cuenta en la combinación de acciones. Sin embargo, esa acción calculada se basa en una fluencia lineal. El problema yace en que la fluencia a bajas tensiones es un proceso viscoelástico y de redistribución de moléculas de agua en la matriz del material hidratado, sin embargo, a partir de cierto umbral de tensión, el proceso se convierte en no lineal debido a la adición de microfisuración a la mezcla, lo que provoca que la función fluencia-tensión pase a crecer más rápido, es decir, con cada incremento de tensión, el incremento de fluencia es mayor.

Al final, mayor fluencia se traduce en mayor pérdida de rigidez con el tiempo y eso se traduce en menor resistencia, lo que a su vez implica un mayor porcentaje de tensión sobre el total posible para el material, lo que vuelve a aumentar la fluencia y así sucesivamente en bucle.

Es por eso que se limita la tensión bajo combinación de cargas cuasipermanentes, de modo que la tensión que sufre la sección en todo momento sea menor que el umbral a partir del cual se movilizan las microfisuras. Este límite es igual a $0.45 \cdot f_{ck}$

Para evitar plastificación accidental de las armaduras pasivas por cargas transitorias no contempladas que superen el régimen de funcionamiento normal de la estructura, se limita la tensión de tracción en el acero pasivo. Esto, además, impiden una deformación visualmente inaceptable para el uso o confort del usuario.

El valor de limitación es de $0.8 \cdot f_y$ para la combinación característica de cargas. En caso de que se genere tensión de tracción debido a una deformación impuesta como el pretensado, el límite aumenta hasta $1 \cdot f_y$.

En el caso del pretensado, se debe limitar la tensión en los tendones para evitar:

- ❖ Que una posible desviación de cargas provoque un fallo frágil de la estructura en caso de que la tensión esté muy cerca de su límite elástico.
- ❖ Que no se genere un exceso de relajación por la cual el acero pierde rigidez al estar por mucho tiempo cerca de su límite elástico, lo que a su vez provoca una pérdida de tensión de compresión que ejerce el acero activo sobre el hormigón, generando una situación peligrosa.
- ❖ Cuanto más al límite esté el acero activo, más importantes son las pérdidas de pretensado debido a las deformaciones diferidas en el hormigón, y por lo tanto más se reduce la resistencia de la sección.

Con este objetivo en mente, se limita la tensión en el acero a $0.75 \cdot f_{pk}$.

11.2.2. VERIFICACIÓN DE DEFORMACIONES

La comprobación de las deformaciones en puentes pasa por conseguir que los usuarios del mismo no sufran problemas de confort al circular por ellos o les genere un efecto psicológico adverso debido a una apariencia inaceptable por su excesiva deformación.

En base a esto y como es un criterio principalmente subjetivo al depender de la particular visión de los usuarios, se suelen establecer unas limitaciones arbitrarias que, a priori, evitan el problema.

Además, las deformaciones pueden generar problemas secundarios no críticos estructuralmente, pero que favorece a la percepción negativa de los usuarios, como puede ser deformación de barandillas o mal drenaje con la consecuencia de charcos.

❖ AASHTO

La AASHTO considera dentro de las comprobaciones de flexión el cálculo de la deflexión o flecha del puente a largo plazo. Se referencia que dicha comprobación solo es necesaria en caso de tableros ortótropos, estructuras prefabricadas de hormigón armado de 3 lados (marcos sin fondo), y tableros ligeros o de metal entramado.

También se expone que el promotor puede exigir su comprobación, y es en base a esto que se expone en el presente documento.

Los límites impuestos por la norma son en base a las luces de los vanos del puente, y son válidos para tableros de acero, aluminio y hormigón:

- ❖ Debido al tráfico rodado general:Luz/800
- ❖ Debido al tráfico rodado y peatonal:Luz/800
- ❖ Debido al tráfico rodado en brazos de puentes ménsula:Luz/300
- ❖ Debido al tráfico rodado y peatonal en brazos de puentes ménsula:.....Luz/375

Se establece que las flechas en una sección se pueden considerar como la suma de la flecha instantánea y la flecha diferida (la producida por la fluencia y retracción).

Para el cálculo propiamente dicho, el código establece que, en ausencia de un mejor análisis, se pueden calcular las flechas usando el módulo de elasticidad y el momento de inercia bruto o el momento de inercia efectivo, el cual se puede obtener de:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad 11.82$$

donde

- M_a es el momento máximo en un componente para el momento que se quiere obtener la flecha
- I_g es el momento de inercia bruto de la sección respecto a la fibra neutra sin tener en cuenta las armaduras
- I_{cr} es el momento de inercia de la sección fisurada
- M_{cr} es el momento de fisuración, que en este caso se obtiene de $M_{cr} = f_r \frac{I_g}{c_2}$, donde los parámetros ya se han explicado.

Es más interesante emplear la inercia efectiva, ya que tiene en cuenta la inercia fisurada, y esto proporcionará un valor más cercano a la realidad, puesto que una sección fisurada pierde una parte importante de su inercia original, y siendo la flecha un parámetro inversamente proporcional a la inercia, la variación de los resultados puede ser grande.

Al final, como la inercia bruta no tiene en cuenta las armaduras, se compensa ligeramente, ya que la inercia de sección fisurada sí que las tiene en cuenta. De ahí que la AASHTO permita ambas, aunque suele ser preferible el emplear I_{cr} .

Para el cálculo concreto de la flecha instantánea, no se especifica nada más, pero se especifica implícitamente que se usarán los métodos típicos, como el cálculo consistente en la doble integración de la curvatura a lo largo de la pieza, que es lo mismo que emplear las ecuaciones de Navier-Bresse sobre giros y desplazamientos, donde se computan los giros como la suma del giro de sólido rígido y sólido elástico, que a su vez se emplean para obtener los desplazamientos o flechas.

❖ EUROCÓDIGO

El núcleo de esta comprobación en el Eurocódigo es la de evitar un mal funcionamiento, como incomodidad para el tráfico rodado por ondulaciones de la capa de rodadura, o dar una mala apariencia o estética a los usuarios cuando esto sea posible.

Para pasar esta comprobación se deben plantear unos valores límite de flecha según sea la naturaleza o funcionamiento del elemento de la estructura. En el caso de puentes, un límite de flecha en el centro luz de cada vano puede ser un buen punto de partida para pasar esta comprobación.

Como en el código no se establecen límites concretos, se entiende implícitamente que estos los debería establecer el ingeniero que diseña la estructura o el promotor del proyecto/obra.

El camino común a seguir sería establecer los límites en base a una relación arbitraria respecto a la luz del vano, como lo hace la Instrucción de Acciones en Puentes de carretera (IAP-11) de la Dirección General de Carreteras (DGC), donde se establece un límite a las flechas por valor de:

- ❖ $L/1000$ en puentes de carretera
- ❖ $L/1200$ en pasarelas o en puentes con zonas peatonales

El Eurocódigo no explica de forma específica como calcular las flechas para comparar contra estos límites, pero sí que da unas pautas.

Según informa en sus líneas el EN1992-1-1, se puede calcular la flecha mediante la integración numérica de la curvatura de la estructura a analizar. Sería necesario hacerlo 2 veces, una para la sección sin fisurar y otra para la sección sin fisurar. Luego el valor de cálculo, α , que se puede tomar como una flecha, giro o deformación, se puede interpolar para situaciones intermedias entre completamente fisurada y sin fisurar.

La ecuación que expone el código para α sería:

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad 11.83$$

En esta ecuación, introduciendo el valor de la flecha para la sección sin fisurar en el lugar de α_I y la flecha para la sección fisurada en el lugar α_{II} , se puede obtener la flecha para un estado intermedio entre los dos.

Lo único que restaría sería obtener el coeficiente de distribución, ζ , el cual es igual a 0 para secciones sin fisurar, y para secciones parcial o completamente fisuradas viene dado por:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad 11.84$$

Donde

- β es un coeficiente que vale 1.0 para corta duración de las cargas y 0.5 para carga sostenida o con muchos ciclos.
- σ_s es la tensión en el acero suponiendo sección fisurada
- σ_{sr} es la tensión en la armadura de tracción suponiendo la condición de carga que genera la primera fisura

Por último, al igual que se expone en la AASHTO para deformaciones, en el Eurocódigo también se detalla que se puede usar para el cálculo de la curvatura un módulo de elasticidad efectivo del hormigón, $E_{c,eff}$ que depende del coeficiente de fluencia, ϕ (∞ , t_0), que ya se expuso en el subcapítulo 6.2.1 sobre la acción debido a la fluencia.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad 11.85$$

11.2.3. CONTROL DE FISURACIÓN

En base a "*Calibration of AASHTO LRFD Concrete Bridge Design Specifications for Serviceability*" de Kulicki y Wassef, 2014, la mayoría de los 29 organismos responsables de puentes que respondieron a la encuesta de los autores, declaran que ven que entorno al 4% de sus puentes pretensados tienen grietas, lo que también conlleva a corrosión de las armaduras. A veces estas grietas o la corrosión obligan a los dueños del puente a cambiar el tablero, con la consiguiente pérdida económica.

Es por esto que la limitación de la fisuración en los códigos estructurales está bien definida y considerada en todas las etapas del cálculo de los puentes.

❖ AASHTO

La AASHTO limita la fisuración en el artículo 5.6.7 mediante un correcto espaciamiento de la armadura pasiva incluida en la sección, así como un mínimo de armadura perimetral en caso de que se sobrepase un límite de excentricidad de la armadura de tensión respecto a la fibra más comprimida.

Concretamente, se deberán seguir las indicaciones cuando se supere el 80% del módulo de ruptura, f_r , el cual se puede tomar como $0.24\lambda\sqrt{f'_c}$ para hormigones normales de hasta 15 ksi o 103 MPa.

Cuando se cumpla la condición, se deberá cumplir con un espaciamiento " s " de las armaduras pasivas en las capas cercanas a la cara tensionada, tal que:

$$s \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad 11.86$$

donde

γ_e es el factor de exposición, que vale 1 para la clase 1 y 0.75 para la clase 2, siendo la clase 1 de exposición cuando es posible tolerar la aparición de grietas por no haber peligro de aparición de las mismas o de corrosión. Mientras que la clase 2 aplica en

caso de que lo anterior no sea tolerable o se esté diseñando un puente de hormigón de dovelas con sección de viga cajón

- f_{ss} la tensión de tracción en el acero pasivo bajo condiciones de SLS limitada a $0.6 \cdot f_y$
- d_c es el espesor de recubrimiento del hormigón medido como la distancia entre la fibra extrema bajo tensión y el centro de gravedad de la armadura pasiva de tracción. Se limitará a un valor igual a la suma de un recubrimiento de 2 pulgada más el radio de la barra.
- h es el espesor o canto medio de la sección o elemento
- β_s es la relación entre deformación por flexión en la fibra extrema sometida a tracción y la deformación en el centro de gravedad del acero pasivo dispuesto frente a tracción cerca de la mentada fibra. Se calcula como:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \quad 11.87$$

Se puede tener en cuenta el efecto del pretensado adherente al cambiar el valor de f_{ss} por la tensión en el acero activo más allá del estado de descompresión de la sección, el cual estará basado en la sección fisurada o mediante análisis de compatibilidad.

Además, cuando las alas de secciones tipo "T" y de secciones de viga tipo cajón estén sufriendo tracción en el SLS, se deberá distribuir el acero pasivo frente a tracción en el alma entre una distancia menor al menor de los siguientes valores:

- ❖ b_e , que es el ancho efectivo calculado conforme a lo expuesto en el subcapítulo 11.1.1 del presente documento
- ❖ Un ancho igual a un décimo de la distancia media entre apoyos de los vanos adyacentes al de estudio.

En el caso de que el ancho efectivo supere un décimo de la luz del vano, se deberá añadir refuerzos longitudinales adicionales equivalentes a, por lo menos, el 0.4% del área excedente del ala que queda fuera del ancho efectivo.

En caso de que la distancia entre la fibra extrema comprimida y el centro de gravedad de la armadura frente a tracción, d_t , supere los 0.91 metros, se deberá añadir armadura perimetral distribuida uniformemente en ambas caras del elemento o sección, durante una sección de por lo menos $d_t/2$ desde la armadura de tracción. Es decir, se agregará acero pasivo extra en una altura igual a $d_t/2$ empezando desde la profundidad de la armadura de tracción.

El área que tendrá dicha armadura perimetral será igual a:

$$A_{sk} \geq 0.012 (d_t - 30) \quad 11.88$$

Siendo A_{sk} el área de acero en in.²/ft requerido como armadura perimetral por pie (ft) de altura. Se deberá introducir d_t en pulgadas.

El área total de la armadura perimetral por cara de estructura no necesita superar $\frac{1}{4}$ de A_s .

Además, el máximo espaciamiento de esta armadura no deberá superar al menor de los siguientes valores:

- ❖ $d_t/6$
- ❖ 12 pulgadas

Estas armaduras de refuerzo pasivo se pueden considerar en el cálculo de las resistencias de la sección, siempre que se realice un análisis de compatibilidad de deformaciones para determinar la tensión en cada una de las barras o cables empleados, de modo que se pueda introducir en el cálculo como tal.

❖ EUROCÓDIGO

El Eurocódigo considera normal que exista fisuración en la sección debido a cargas de flexión, cortante, torsión o tracción, pero estas deberán limitarse a zonas en las que afecte al correcto funcionamiento de la estructura o le den una apariencia indeseable para la percepción psicológica de los usuarios.

Las retracciones plásticas o reacciones químicas expansivas también pueden generar fisuras notablemente grandes, pero no se tratan en el código.

Se plantean 2 conjuntos de criterios. Los criterios para secciones de hormigón armado y los criterios para secciones de hormigón pretensado.

Se comenta que se deberán tomar medidas especiales anti-fisuración cuando la clase de exposición sea XD3.

En caso de usar un modelo de bielas y tirantes para los cálculos relativos a SLS y ULS, se pueden usar las fuerzas en los tirantes para estimar la tensión del acero y, en consecuencia, estimar la abertura de fisura y comprobar contra ella.

Para evitar problemas de fisuras, se debe limitar el tamaño de abertura máxima, $w_{\max}$, en base a la clase de exposición, y características tipológicas de la estructura. Los valores límite se encuentran en la siguiente tabla:

Tabla 11.8 - Límites de abertura de grieta según el Eurocódigo por clase de exposición y tipo de armaduras

Clase de exposición	Elementos con armadura pasiva y con armaduras activas no adherentes	Elementos con armaduras activas adherentes
	Combinación de cargas cuasipermanente	Combinación de cargas frecuente
X0, XC1	0,3 ^a	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ^b
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3		Descompresión
^a Para las clases de exposición X0, XC1 la abertura de fisura influye en la durabilidad y este límite para garantizar una apariencia aceptable. En ausencia de condiciones de apariencia se puede tratar este límite de modo menos estricto.		
^b Para estas clases de exposición, además, la descompresión se debería comprobar bajo la combinación de cargas cuasipermanente.		

El límite de descompresión se basa en que todo el hormigón en 100 mm alrededor de los tendones debe permanecer en compresión bajo las cargas especificadas en la anterior tabla.

■ Áreas mínimas de armadura pasiva

Para controlar la fisuración, se emplea una cuantía mínima de acero adherente, $A_{s,\min}$, donde se esperen tracciones. Se estima la cantidad a través del equilibrio antes de fisuración considerando acero pasivo y hormigón.

En ausencia de otras indicaciones, se puede calcular el área mínima con la ecuación 11.89. En secciones geométricamente complejas, como en vigas doble "T", se deberá determinar el área mínima independientemente para las diferentes partes de la sección, como alas y almas, para lo que se seguirán las pautas de la Figura 11.20.

$$A_{s,\min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad 11.89$$

donde

σ_s es la máxima tensión permitida en el acero tras la primera fisura. Se suele tomar como f_{yk}

k es un coeficiente que considera el efecto de tensiones no uniformes auto equilibradas, siendo 1 para almas con $h \leq 0.3$ m o alas con $b \leq 0.3$ m. Y siendo 0.65 para almas con $h \leq 0.8$ m o alas con $b \leq 0.8$ m. Es posible interpolar entre los valores para casos intermedios.

$f_{ct,eff}$ es el valor medio de la resistencia eficaz del hormigón frente a tracción para la primera fisura. Se usa el máximo de entre $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ o 2.9 MPa.

A_{ct} es el área del hormigón en la zona de tracción justo antes de la primera fisura

k_c es un coeficiente de redistribución de tensiones por fisuración. Para tracción $k_c=1$. Para secciones rectangulares y almas en secciones cajón y secciones en T se usa la fórmula 11.90; mientras que para alas en secciones cajón y secciones en T, se usa la fórmula 11.91.

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad 11.90$$

donde

σ_c es la tensión media del hormigón, obtenida mediante $N_{Ed}/b \cdot h$

h^* es igual a " h " para $h < 1$ m e igual a 1 m para $h \geq 1$ m

k_1 es un coeficiente que considera el efecto del axil, y toma un valor igual a 1.5 si N_{Ed} es un esfuerzo de compresión, y toma un valor de $2h^*/3h$, si N_{Ed} es de tracción.

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct}f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad 11.91$$

donde

F_{cr} es el valor absoluto de la fuerza de tracción en el ala antes de la primera fisura debido a M_{cr} calculado mediante $f_{ct,eff}$.

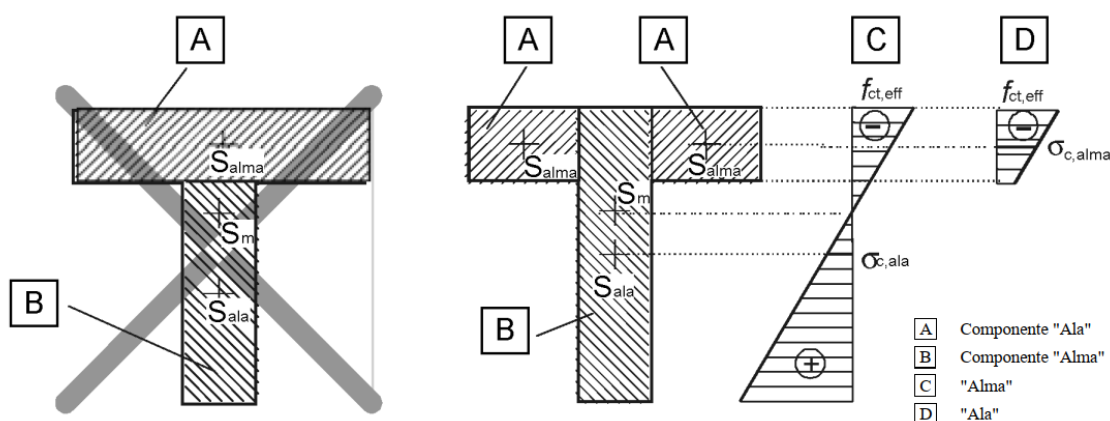


Figura 11.20 - Detalles a considerar para el cálculo de la apertura de grieta en secciones tipo "T"

El acero activo contribuye contra la fisuración de modo que ayudan a evitar la fisuración en una distancia alrededor de los tendones de 150mm.

Para tenerlo en cuenta, se puede añadir el término $\xi_1 \cdot A_p' \cdot \Delta\sigma_p$ a la izquierda del igual en la expresión 11.89.

Siendo A_p' el área del acero activo dentro de $A_{c,eff}$ y siendo $A_{c,eff}$ el área del hormigón en tracción entorno a dicho acero, siendo la altura del área igual a $h_{c,eff}$ que se toma como: $\min\left\{2.5(h-d); \frac{h-x}{3}; h/2\right\}$, siendo "x" la profundidad de la fibra neutra.

Luego, $\Delta\sigma_p$, es la variación de tensión en acero activo a partir del estado cero del hormigón.

Por último, ξ_1 , es la relación ajustada entre resistencias de adherencia del acero pasivo y activo, el cual se obtiene de $\sqrt{\xi \cdot \sigma_s / \sigma_p}$, y donde ξ es el ratio de las resistencias de adherencia del acero pasivo y activo obtenido de la Tabla 11.9, y donde σ_s y σ_p son los diámetros equivalentes de la armadura pasiva y activa.

Tabla 11.9 - Valores del parámetro ξ según las características de la armadura

Armadura activa	ξ		
	pretesa	adherente, postesa	
		< C50/60	≥ C70/85
barras y alambres lisos	No aplicable	0,3	0,15
cordones	0,6	0,5	0,25
alambres grafilados	0,7	0,6	0,3
barras corrugadas	0,8	0,7	0,35
NOTA Se puede interpolar para obtener los valores intermedios entre C50/60 y C70/85.			

▪ Control de fisuración sin calculo

Mediante el uso de unas tablas para definir el diámetro máximo de barra y la separación máxima de las barras, se puede considerar que la fisuración está debidamente controlada. Se obtienen ambos parámetros en base a la abertura máxima de grieta y la tensión en el acero σ_s definida para la ecuación 11.89.

Los valores de las tablas están basados en considerar un valor de $f_{ct,eff}=2.9$ MPa, $h_{cr}=0.5h$; $c=25$ mm; $k_1=0.9$; $k_2=0.5$; $k_c=0.4$; $k=1$; $k_t=0.4$ y $k_4=1$.

Tabla 11.10 - Diámetros de barra necesarios para cumplir con la apertura de grieta

Tensión del acero ² [MPa]	Diámetro máximo de la barra [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

Tabla 11.11 - Separación de barras máxima para cumplir con la apertura de grieta

Tensión del acero ² [MPa]	Separación máxima de barras [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

En casos donde las vigas tengan un gran canto, posiblemente superior a 1 metro, se deberá disponer de una armadura perimetral, similar a la que expone la AASHTO en sus líneas, con la cual se controla la fisuración de las caras laterales entre la zona traccionada y la fibra neutra.

Esta armadura de piel se deberá colocar en el lado interno de los cercos de refuerzo frente a cortante, no siendo menor que el valor calculado de $A_{s,min}$, considerando $k=0.5$ y $\sigma_s=f_{yk}$. Su separación y diámetro se puede obtener igual que en la siguiente parte de control de fisuras mediante cálculo.

Como nota aparte, la norma considera que la sección está debidamente diseñada frente a fisuración por solicitaciones tangenciales cuando se cumplen las disposiciones sobre detalles constructivos del capítulo 9.2, 9.3 y 9.4 del EN1992-1-1. Esto no se expondrán aquí por brevedad y no ser específicamente medidas de control de fisuración que permitan pasar la comprobación correspondiente de SLS.

▪ Control de fisuración mediante cálculo

En resumen, aquí se calcula la abertura de fisura, w_k , el cual debe ser menor a los valores expuestos en la Tabla 11.8.

Para eso, se emplea la expresión:

$$w_k = s_{r,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad 11.92$$

donde

$s_{r,\max}$ es la separación máxima entre fisuras calculada con la ecuación 11.95

ε_{sm} es deformación de la armadura incluido el tesado y considerando la colaboración del hormigón entre fisuras.

ε_{cm} es la deformación media en el hormigón entre fisuras

La diferencia entre ε_{sm} y ε_{cm} se puede calcular mediante:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad 11.93$$

donde

σ_s es la tensión en la armadura con sección fisurada. Se puede cambiar por $\Delta\sigma_p$ para armaduras pretensas.

k_t es un coeficiente de duración de carga, que vale 0.6 para corto plazo y 0.4 para largo plazo

α_e es la relación E_s/E_{cm}

$\rho_{p,eff}$ se obtiene con:

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1 A'_p) / A_{c,eff} \quad 11.94$$

Con todos sus términos de acuerdo a lo explicado anteriormente para fisuras.

Para calcular la separación teórica máxima entre diferentes fisuras en la sección, se emplea:

$$s_{r,m\acute{a}x.} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad 11.95$$

donde

- c es el recubrimiento de la armadura longitudinal
- k_1 es un coeficiente que considera las propiedades de adherencia, siendo 0.8 para barras muy adherentes y 1.6 para barras lisas
- k_2 es un coeficiente que considera la distribución de deformaciones, y toma un valor de 0.5 para flexión y de 1 para tensión pura. En caso de tensiones excéntricas se puede usar $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/(2\varepsilon_1)$, donde ε_1 es la mayor deformación a tracción en la fibra extrema con sección fisurada, y ε_2 es la menor deformación.
- k_3 toma el valor de 3.4
- k_4 toma un valor de 0.425
- Φ es el diámetro de las barras de acero, pudiendo obtener un valor equivalente cuando hay varios diámetros, tal que $\Phi = \Phi_{eq}$, pudiéndose calcular este último con:

$$\Phi_{eq} = \frac{n_1 \Phi_1^2 + n_2 \Phi_2^2}{n_1 \Phi_1 + n_2 \Phi_2} \quad 11.96$$

donde

- Φ_1 es el diámetro de la barra 1
- n_1 sería el número de barras de Φ_1
- Φ_2 es el diámetro de la barra 2
- n_2 sería el número de barras de Φ_2

En caso de haber barras con más diámetros, se pueden añadir términos a la ecuación.

11.2.4. VIBRACIONES Y CONFORT DEL USUARIO

Una vez más, similar a lo expuesto para la comprobación de deformaciones, las vibraciones son una comprobación que se basa principalmente en la percepción del usuario y su confort.

Los usuarios perciben como especialmente peligroso cualquier cambio sustancial en la aceleración vertical que experimenta su cuerpo, por lo que las vibraciones, que no son más que aceleraciones, tienen un fuerte impacto en la psicología de los usuarios.

Generalmente, no se entra en mucho detalle en estas comprobaciones, ya que las acciones por aceleraciones más importantes, que son las colisiones y los sismos, tienen sus propias comprobaciones. Por ello, al quitar estas acciones, las vibraciones no son estructuralmente relevantes excepto en casos de resonancia en puentes atirantados o colgantes, que son ambos puentes con tableros flexible, lo que cambia los modos de vibración de la estructura con respecto a puentes típicos de vigas, y esto entra en una materia compleja que no cubren los códigos con más que directrices o conceptos básicos y someros de cómo se deberían comprobar estas situaciones.

AASHTO

En base a un análisis histórico y a los resultados de encuestas hechas por el comité de redacción de la AASHTO, el mayor punto de preocupación al respecto de la flexibilidad de los puentes debido al tráfico y, enlazado a esto, la vibración, es el aspecto psicológico desfavorable que tienen en los usuarios del mismo, ya sea en vehículo, bici o peatonal.

En otras palabras, la limitación de las flechas y otras medidas que eviten los movimientos del puente debido al tráfico son medidas correctoras de peor calidad que realizar un mejor diseño del mismo, aun a pesar de que los usuarios detecten estas vibraciones, cambios en la aceleración o deformaciones como algo notablemente negativo.

Se establece en las líneas de la norma, que normalmente no se tiene en cuenta las vibraciones debido al viento o la acción dinámica del tráfico rodado en el diseño de puentes, sin embargo, establece unas indicaciones para el análisis dinámico que incluye o puede incluir el efecto de las vibraciones.

Lo primero es establecer las características relevantes de la estructura, como pueden ser la distribución de masas y rigidez, la amortiguación propia de la estructura, así como los aspectos excitadores de vibración como la frecuencia, duración y dirección de aplicación.

Se establece que se debe generar un modelo adecuado que represente la estructura y sus grados de libertad, de modo que se puedan obtener las frecuencias naturales de vibración buscadas.

Para simular la disipación de energía cinética, se pueden modelar amortiguadores viscosos, cuyo valor de amortiguación se debería obtener de ensayos de campo o simulaciones en laboratorio, En ausencia de más información, el código propone usar un 2% para hormigón.

Establecido el modelo como se ha expuesto, se podría realizar un análisis dinámico de la vibración inducida por el tráfico empleando datos aportados por el promotor como la rugosidad de la capa de rodadura o la velocidad y características dinámicas del vehículo tipo que representará al tráfico.

A pesar de todo lo expuesto, la AASHTO no expone medidas para poner límites a las deformaciones o movimientos dinámicos de forma que estos sean tolerables. El propio código expone que se puede consultar el "*Canadian Highway Bridge Design Code*" para obtener más información al respecto.

La única otra fuente de información con respecto a las vibraciones diferentes a las inducidas por terremotos, impactos o explosiones es lo articulado con respecto a la acción aeroelástica del viento.

En el punto 3.8.3 del código, se establece que se deben tener en cuenta los efectos de las vibraciones debido al viento en puentes y estructuras que sean sensibles al viento que, según el mismo artículo, son los siguientes puentes:

- ❖ Todos los puentes con una relación luz/canto mayor a 30, así como los elementos con una relación longitud/ancho también mayor a 30.
- ❖ Todos los puentes colgantes y atirantados
- ❖ Todos los puentes con periodos de vibración natural vertical o traslacional mayor a 1 segundo.

Es especialmente importante tener en cuenta la acción de las turbulencias y excitación de estos puentes cuando se vean expuestos al viento.

Para controlar estas vibraciones por viento en las estructuras expuestas, la AASHTO expone un par de limitaciones:

- ❖ Las aceleraciones de la superestructura debido al viento deberán ser menores a 0.05g para vientos constantes menores o iguales a 50 km/h
- ❖ También deberán ser menores a 0.1g para vientos constantes mayores a 50 km/h y menores a 83 km/h.

Se deberá diseñar los elementos del puente para estar libres de fatiga por oscilaciones debido a turbulencias, así como para estar libres de consecuencias catastróficas debido divergencia y flameo para un viento constante de 10 minutos con una velocidad media de 0.85 veces la velocidad de diseño del viento para las acciones estáticas sobre el puente.

Con respecto a todo lo articulado mencionado en estas líneas, no se ha encontrado confirmación de que la AASHTO considere esto como comprobación de servicio, más allá de lo expuesto sobre el malestar de los usuarios cuando un puente se deforma y vibra de forma notable.

Sin embargo, se cree que todo lo demás aquí expuesto sobre la aeroelasticidad y modelos de vibración debería considerarse como parte de la comprobación a estado límite último, o al menos así se entiende implícitamente al leer la norma.

❖ EUROCÓDIGO

La parte general del Eurocódigo para hormigón EN1992-1, establece lo siguiente en su artículo 7.1 (1):

(1)P Este capítulo abarca los estados límite de servicio comunes. Éstos son:

- limitación de tensiones (véase 7.2);*
- control de fisuras (véase 7.3);*
- control de flechas (véase 7.4).*

Otros estados límite (como el de vibraciones) pueden ser importantes en estructuras específicas, pero no se contemplan en esta norma.

Sin embargo, en los documentos de la norma, se han encontrado referencias a las vibraciones, como las fuerzas ejercidas por los peatones, que cuando tienen una frecuencia igual a una de las frecuencias propias del puente, se puede generar resonancia, lo que sería necesario tener en cuenta en las comprobaciones de los estados límite referentes a vibraciones o en el estado límite último (ULS).

Este aspecto es igual a la AASHTO, donde el código no indica claramente bajo que premisa se debe comprobar una acción o fenómeno, ya que no impone límites o consideraciones concretas.

Igual que en ese caso, la norma parece implicar en sus líneas que esto se debe considerar como una acción dinámica que repercute en el ULS.

En añadido, mencionar que el Eurocódigo si que tiene en cuenta los efectos dinámicos del tráfico, pero no considera las vibraciones inducidas por el mismo.

Igualmente, de forma independiente a donde se considere, se deberían definir modelos dinámicos adecuados para las cargas de peatones y los criterios de confort según se especifica en el artículo 5.7 del EN1991-2.

Las posibles fuentes de vibraciones que deberían tomarse en consideración incluyen el andar, los movimientos sincronizados de la gente, la maquinaria, las vibraciones generadas en el terreno por el tráfico y las acciones del viento.

Sin embargo, en el EN1991-4, donde se exponen como obtener la acción del viento, se expone lo siguiente:

(12) Esta parte no proporciona indicaciones sobre los siguientes aspectos:

- Vibraciones torsionales, por ejemplo, edificios altos con núcleo central de rigidización;*
- Vibraciones de los tableros de los puentes debidas a turbulencias transversales;*
- Acciones del viento sobre puentes atirantados*
- Vibraciones para las que es necesario considerar otros modos de vibración además del modo fundamental.*

Por lo que a pesar de que se listan consideraciones a los efectos aeroelásticos en el documento, no se deberían aplicar directamente a puentes.

El anejo nacional expone que en el caso de no poderse emplear lo especificado en la norma, se deberá realizar el análisis del viento cuando sea necesario, mediante otros medios, como ensayo en túnel de viento, hipótesis simplificadoras conservadoras, referencias bibliográficas o, en última instancia, mediante cálculo numérico.

11.3. Otros estados límite

11.3.1. FATIGA

Aunque en el Eurocódigo la fatiga se mete en ULS, en el presente documento se mantendrá junto al de la AASHTO para más claridad y facilidad de seguimiento.

En base a "*Calibration of AASHTO LRFD Concrete Bridge Design Specifications for Serviceability*" de Kulicki y Wassef, 2014, artículo 2.1, los 29 organismos que contestaron a la encuesta declaran que no han visto en ninguno de los casos daños relacionados a la fatiga en barras de refuerzo pasivo, en acero activo o en el hormigón.

Esto se debe a que la fatiga es un fenómeno que afecta especialmente a estructuras de acero en condiciones específicas, y no es uno de los principales métodos de fallo de un puente de hormigón armado o pretensado de carreteras, a pesar de que el pretensado hace más susceptibles a los puentes a sufrir estas acciones.

Además, su dependencia de la cantidad de tráfico pesado hace que muchos puentes no lleguen a estar cerca del millón de ciclos que caracteriza al umbral de fatiga.

❖ AASHTO

La AASHTO trata la fatiga exponiendo primero la comprobación de si es necesario estudiarla. La primera condición para no tener que analizarla es que la compresión en ciertas regiones de la sección debido a cargas permanentes más la acción del pretensado debe ser mayor a la tensión de tracción máxima que tiene lugar debido a la carga viva en combinación de acciones para "Fatigue I", la cual consiste únicamente en la carga viva especial de fatiga multiplicada por 1.75 de factor de carga.

La segunda situación en la que no es necesario comprobar la fatiga es cuando un elemento pretensado tiene una tensión de tracción en su fibra extrema por debajo de los límites especificados en la Tabla 11.7 debido a la combinación de acciones "Service III".

En caso de que la tracción sea mayor que la compresión en el primer caso o que se superen los valores límite en el segundo caso, se debe comprobar la fatiga, para lo cual se debe comprobar que:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH} \quad 11.97$$

donde

Δf es el rango de tensiones debido a la carga de fatiga debido a la carga vehicular, que será la que se ha especificado en el subcapítulo 7.1 del presente documento.

γ es el factor de carga correspondiente a LL en la combinación "Fatigue I", que es 1.75 en condiciones normales

$(\Delta F)_{TH}$ es el umbral de fatiga, que se obtiene de varias formas según el tipo de acero a estudiar.

Como límite inicial, se establece que la tensión de compresión en la sección debido a la semisuma de las cargas permanentes y del pretensado sin factorizar más la carga de "Fatigue I", deberá ser menor a $0.4 \cdot f'_c$ para puentes diferentes a los construidos por dovelas.

Las secciones que se empleen en los análisis de fatiga deberán estar basadas en secciones fisuradas cuando la suma de las tensiones por las cargas permanentes y el pretensado sin factorizar, más la combinación "Fatigue I", sea mayor que $0.095 \sqrt{f'_c}$.

Para acero pasivo en barras y mallas electrosoldadas sin soldado en cruz en la zona de alta tensión de la sección, se obtendrá el parámetro "resistente" frente a la acción de la fatiga mediante.

$$(\Delta F)_{TH} = 26 - \frac{22 f_{min}}{f_y} \quad 11.98$$

donde

f_{min} es la tensión mínima debido a la carga viva de la combinación "Fatigue I", más las cargas permanentes sin factorizar o la suma de las cargas permanentes sin factorizar con la retracción y la fluencia (se escoge la que provoque una tensión más severa).

Para mallas electrosoldadas en la zona de alta tensión de la sección se usa:

$$(\Delta F)_{TH} = 18 - 0.36 f_{min} \quad 11.99$$

La zona de alta tensión de la sección se tomará como 1/3 de la luz del vano a cada lado de la sección en la que haya momento flector máximo.

Para acero de pretensado, el umbral de fatiga, $(\Delta F)_{TH}$, se toma como 18 ksi o 124 MPa para radios de curvatura de pretensado por encima de 30 pies o 9 metros, y como 10 ksi o 69 MPa para radios de curvatura de pretensado menores a 10 pies o 3 metros.

Para armaduras cuyas partes han sido soldadas o que tienen conexiones mecánicas, y que vayan a estar sometidas a cargas cíclicas, se deberá tomar como umbral de fatiga los siguientes valores:

- ❖ Para unión mediante camisa inyectada y más de 1 millón de ciclos de carga, se toma como 124 MPa

- ❖ Para unión mediante camisa en frío sin roscado, para unión con roscado, para camisa de acero con cuña, para unión con rosca inclinada de una pieza y, por último, unión soldada en V con penetración total, se toma como valor 83 MPa
- ❖ Para el resto de las uniones se toma un valor de 28 MPa

En caso de que el número de ciclos estimados sea inferior al millón, se podrá aumentar los valores de umbral de fatiga expuestos en la lista anterior en $24 \cdot (6 - \log_{10} N)$ ksi.

El número de ciclos de carga que se deberá aplicar en el análisis de la fatiga se establece en el apartado de cargas vivas o de tráfico de la AASHTO. En el, se expone que se puede tomar como ciclos de carga cada paso de un camión de fatiga por uno de los carriles nocionales del puente, el cual viene dado por el $ADTT_{SL}$, que es el "*Averaged Daily Truck Traffic*" para un solo carril. Este se puede obtener de multiplicar el ADTT para una dirección, por la fracción del tráfico que circula por un solo carril, la cual se puede tomar como los siguientes valores en caso de no disponer de un estudio de tráfico:

- ❖ 1 carril disponible para camiones: 1.00
- ❖ 2 carriles disponibles para camiones: 0.85
- ❖ 3 carriles o más disponibles para camiones: 0.80

En caso de no disponer de un estudio de tráfico para caracterizar un valor de ADTT, se puede estimar el número de ciclos de carga en un solo carril como el límite físico de un carril para albergar cualquier tipo de vehículos circulando, el cual la AASHTO valora en 20000 vehículos/día/carril.

Esto son coches, motos, camiones, etc. Si no se dispone de un porcentaje de vehículos pesados, se puede suponer lo expuesto en la siguiente tabla:

Tabla 11.12 - Porcentaje de la IMD de vehículos pesados de acuerdo con la AASHTO

Class of Highway	Fraction of Trucks in Traffic
Rural Interstate	0.20
Urban Interstate	0.15
Other Rural	0.15
Other Urban	0.10

Con esto ya se puede estimar el número de ciclos, pero hay que entender que esta estimación difícilmente será correcta para la estructura a analizar y, lo que es más, probablemente sea extremadamente conservadora, por lo que basar esta comprobación en un estudio de tráfico es lo óptimo.

❖ EUROCÓDIGO

Esta comprobación se deberá llevar a cabo de forma separada para el hormigón y el acero.

Todo cálculo de tensiones entorno a esta materia deberá basarse en la sección fisurada, despreciando la resistencia a tracción del hormigón.

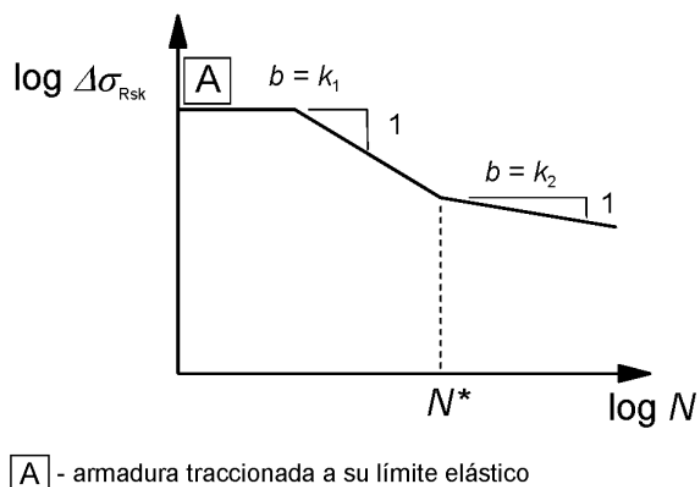
Lo primero es considerar el diferencial de adherencia entre acero activo y pasivo. Existen 2 tipos de acciones, las no cíclicas y las cíclicas. Básicamente se combina como normalmente para SLS, pero se le añade la carga cíclica.

Normalmente, no se tendrá que comprobar la fatiga en las siguientes estructuras de puentes de carretera:

- ❖ Arcos y pórticos enterrados
- ❖ Cimentaciones
- ❖ Pilas y pilares no conectados rígidamente al tablero
- ❖ Muros de contención
- ❖ Estribos de puentes que se encuentran rígidamente conectados al tablero, excepto pantallas de estribos abiertos
- ❖ Acero de armaduras activas y pasivas en zonas donde bajo combinación frecuente y el pretensado, solo aparecen tensiones de compresión en las fibras extremas del hormigón.

La comprobación de las armaduras frente a fatiga se realizará mediante las curvas tensión-ciclos o curvas S-N de ambas armaduras.

Tabla 11.13 - Curva S-N genérica para el estudio de fatiga



Debido a esto, lo primero será definir estas curvas en función de los valores expuestos en las siguientes tablas del Eurocódigo:

Tabla 11.14 - Umbral de $\Delta\sigma$ para un número de ciclos que hace fallar al elemento para armaduras pasivas

Tipo de armadura pasiva	N^*	Exponente de la tensión		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) en N^* ciclos
		k_1	k_2	
Barras rectas y dobladas ¹	10^6	5	9	162,5
Barras soldadas y mallas electrosoldadas	10^7	3	5	58,5
Dispositivos de empalme	10^7	3	5	35
NOTA 1 Los valores para $\Delta\sigma_{Rsk}$ son para barras rectas. Los valores para barras dobladas se deberían obtener usando un factor de reducción $\zeta = 0,35 + 0,026 D / \phi$ donde D diámetro del mandril ϕ diámetro de la barra				

Tabla 11.15 - Umbral de $\Delta\sigma$ para un número de ciclos que hace fallar al elemento para armaduras activas

Curva S-N de armadura activa utilizada para	N^*	Exponente de la tensión		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) en N^* ciclos
		k_1	k_2	
Armadura pretesa	10^6	5	9	185
Armadura postesa				
– monocordones en vainas de plástico	10^6	5	9	185
– armaduras activas rectas o curvas en vainas de plástico	10^6	5	10	150
– armaduras activas curvas en vainas de acero	10^6	5	7	120
– dispositivos de empalme	10^6	5	5	80

Cuando la amplitud de tensiones no es constante, se puede emplear un cálculo basado en daño como el de Palmgren-Miner, por el cual, cada ciclo con su amplitud de tensiones es tomado en cuenta y se estima que hace un "daño" a la estructura. Cuando el daño alcanza un valor de 1, la estructura colapsa por fatiga.

Por esto, se pueden clasificar las acciones como aquellas que hacen daño y las que no. Las primeras son todas aquellas que, cuando entras a la curva S-N correspondiente con la variación de tensiones a analizar, puedes obtener un valor de ciclos asociado a dicha variación de tensiones al cortar la curva.

Las que no generan daño son todas aquellas que su valor de variaciones de tensiones es muy pequeña y no alcanza a cortar la curva hasta un número de ciclos excesivamente alto.

Por ejemplo, para una curva S-N asociada a barras rectas de acero pasivo, una variación de tensiones de 45 MPa necesita 100 mil millones de ciclos para colapsar la estructura. Suponiendo que esa tensión se genera por la carga de un camión de diseño, deberían pasar 100 mil millones de camiones para provocar el colapso por fatiga de la estructura. A una media razonablemente intensa de unos 3500 vehículos pesados al día por carril, se necesitarían 70000 años para alcanzar un daño igual a 1, lo que supondría el fallo de las barras.

En base a esto, las acciones que hacen daño se consideran con los ciclos de carga que se estiman en el estudio de tráfico, entre el número máximo de ciclos que puede soportar la estructura a esa variación de tensiones, obtenemos la cuantía de daño que esos vehículos a esa amplitud de tensiones han generado en la estructura. Si se suman todos los daños de todas las acciones posibles compatibles de suceder a la vez, se obtendrá si la barra sufrirá colapso por fatiga cuando esta suma sea igual a la unidad. En base a los ciclos, también se puede estimar cuánto tardará en hacerlo.

La ecuación de comprobación es la siguiente:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad 11.100$$

Similar a este proceso, se puede hacer con las variaciones de tensiones en lugar de mediante el número de ciclos.

Se considera que se supera la comprobación si se cumple la siguiente ecuación:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} \quad 11.101$$

donde

$\gamma_{F,fat}$ es el coeficiente parcial de seguridad para las acciones de fatiga

$\gamma_{S,fat}$ es el coeficiente parcial de seguridad del acero para situación de fatiga

$\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ es el rango tensional de daño equivalente para varios tipos de armaduras en base a N^*

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ es el rango de tensiones obtenido a partir de las curvas S-N

Como alternativa, se puede considerar que la comprobación es satisfactoria si $\Delta\sigma_s$ es menor que 70 MPa en barras sin soldar en tracción

Similar a lo anterior, se puede considerar que la comprobación es satisfactoria si $\Delta\sigma_s$ es menor que 35 MPa en barras soldadas en tracción.

Estas consideraciones extras se derivan de lo explicado sobre las acciones dañinas y las que no. Cuando las variaciones de tensiones son tan bajas, es seguro afirmar que ese elemento concreto no sufrirá problemas de fatiga mientras no haya consideraciones extras a la resistencia.

Por último, se debe comprobar la fatiga debida al esfuerzo cortante o al esfuerzo de compresión. Una vez más, se emplea la regla de Miner del daño equivalente, para lo que se necesitarán curvas S-N para esta parte también.

Para obtener el número de ciclos que resiste una variación de tensiones, se puede emplear la siguiente ecuación:

$$N_i = 10^{\left(14 \frac{1 - E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}}\right)} \quad 11.102$$

donde

$E_{cd,max,i}$ es el nivel máximo de tensiones de compresión

R_i es la relación de tensiones, que se calcula como:

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}} \quad 11.103$$

$E_{cd,min,i}$ es el nivel mínimo de tensiones

El máximo y el mínimo nivel de tensiones se obtienen de las siguientes 2 ecuaciones:

$$E_{cd,m\acute{a}x,i} = \frac{\sigma_{cd,m\acute{a}x,i}}{f_{cd,fat}} \quad 11.104$$

$$E_{cd,m\acute{i}n,i} = \frac{\sigma_{cd,m\acute{i}n,i}}{f_{cd,fat}} \quad 11.105$$

donde

$\sigma_{cd,m\acute{a}x,i}$ es la tensión superior en un ciclo

$\sigma_{cd,m\acute{i}n,i}$ es la tensión inferior en un ciclo

$f_{cd,fat}$ es el valor de cálculo de la resistencia a fatiga del hormigón, tal cual se obtiene de:

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad 11.106$$

donde

k_1 toma un valor de 0.85

t_0 es el tiempo de inicio de carga cíclica en hormigón en días

$\beta_{cc}(t_0)$ es un coeficiente para la resistencia del hormigón en la primera puesta en carga.

11.3.2. EVENTOS EXTREMOS

El Estado Límite de Evento Extremo engloba aquellas situaciones poco probables con una elevada capacidad destructiva que, de ocurrir, pueden comprometer la seguridad de la estructura y la vida de sus usuarios.

Es por ello por lo que tanto la AASHTO como el Eurocódigo reconocen esta estos estados límite de acciones excepcionales, aunque difieren en su clasificación. La AASHTO las agrupa explícitamente en los estados límite de evento extremo (EELS), distinguiendo entre EELS por sismo y los EELS de origen accidental, como impactos, hielo, explosiones, etc. Mientras que, el Eurocódigo, las integra en las situaciones de cálculo accidentales dentro del marco de los estados límite últimos (ULS).

Entre los fenómenos que se incluyen dentro de este estado límite, se encuentran los terremotos, las colisiones de vehículos y de buques, las explosiones, las inundaciones, el oleaje, las corrientes fluviales y la acción del hielo en localizaciones donde es relevante.

Cada uno de estos escenarios ejerce acciones diferentes sobre el puente: desde solicitaciones dinámicas en el caso sísmico, pasado por fuerzas localizadas e impulsivas debidas a colisiones o impactos y terminando con efectos hidrodinámicos asociados a corrientes. Pese a la diversidad en las acciones, la base común es que se trata de eventos de baja probabilidad, pero con unas consecuencias de daño sobre la estructura muy elevadas.

Sobre sus verificaciones estructurales, el objetivo de estos estados límite no es garantizar la ausencia de daños, sino asegurar que, aun en caso de producirse las acciones asociadas, la estructura mantiene su estabilidad global y evita el colapso que pueda poner en peligro vidas humanas, permaneciendo en pie bajo la carga de servicio. Por este motivo, tanto la AASHTO como el Eurocódigo aceptan cierto grado de daño localizado, deformaciones y tensiones plásticas, o pérdida de funcionalidad tras la ocurrencia de uno de estos eventos extremos, siempre que no se comprometa la integridad global del puente ni su capacidad de resistir cargas permanentes básicas.

En el presente documento no se desarrollan en detalle los procedimientos de cálculo específicos de cada evento extremo, puesto que las acciones asociadas ya se han expuesto en el capítulo 6 y, además, los efectos estructurales que de ellas derivan (flexión, cortante, torsión, estabilidad global, etc.), se abordan en sus correspondientes apartados de este capítulo 11.

Es por ello que la presente sección se limita a recalcar la necesidad de su consideración en el diseño y verificación de puentes aplicando las comprobaciones ya presentadas en este capítulo, así como exponer que la AASHTO plantea estos estados límite para exigir al diseñador que tome medidas de diseño y cálculo que contemplen correctamente estas importantes acciones mediante diseño redundante, como limitadores de desplazamientos del tablero, y medios de disipación de energía, como amortiguadores frente a aceleraciones.

12. COMPARATIVA PRÁCTICA

12.1. Descripción del ejemplo

❖ INTRODUCCIÓN Y GEOMETRÍA

Similar al ejemplo manual, se propone un ejemplo calculado mediante software para poder considerar una sección y disposición longitudinal más compleja.

El software empleado es "*Sofistik Finite Elements*", el cual tiene origen alemán y es un software de cálculo por elementos finitos enfocado principalmente para puentes. Su flexibilidad y potencia reside en que contiene herramientas de flujo BIM e interfaz gráfica para el cálculo, pero también posibilidad de crear código de cálculo personalizado con un lenguaje propio y sencillo, así como una amplia colección de manuales de explicación del programa.

Se debe destacar que, para este ejemplo, se han descartado las cargas no gravitacionales presentes en ambos códigos, ya que el objetivo no es diseñar un puente real, sino que, a igualdad de condiciones, descubrir que diferencias se presentan por los distintos enfoques y métodos.

Para esto, es conveniente reducir el número de variables, y más si son de distinta naturaleza, de modo que, al observar las diferencias en los esfuerzos y resultados, sea posible discernir cuál es su origen. Añadir una acción que depende tanto de la dirección como el viento, o la multitud de consecuencias de una acción accidental como un sismo, solo añade complejidad al análisis de los resultados, pudiendo llevar a no ser posible discernir que provoca las diferencias.

El puente de ejemplo consiste en un puente continuo de 3 vanos (45+60+45), con una sección cajón de hormigón pretensado, que salva el desnivel de un valle seco. La altura media del terreno sobre el nivel del mar es de 400 metros, por lo que es poco probable que nieve y que se empleen sales fundentes para mantener el servicio de la carretera.

Se plantean 2 apoyos intermedios en forma de pilas de sección circular de 2.5 metros, sobre las que apoya el tablero mediante dos neoprenos zunchados bajo la posición de las almas del cajón. Los estribos son muros rígidos corridos de hormigón con zapata como cimentación y parte estructural para evitar el vuelco. Se dispone de una losa de transición apoyada sobre el cargadero del muro de modo que se evite dentro de lo posible la aparición de asentamientos diferenciales en la junta de inicio y final del puente.

La altura de las pilas es de aproximadamente 30 metros, y se emplea cimentación superficial basada en zapatas (de 10x10 metros de área y 3.5m de canto), para ambas pilas, considerando que el suelo es roca alterada con grado IV, la cual tiene una buena capacidad portante y sin problemas de permeabilidad que generen asentamientos en un futuro.

El alzado del puente se puede ver con mayor claridad en la siguiente figura:

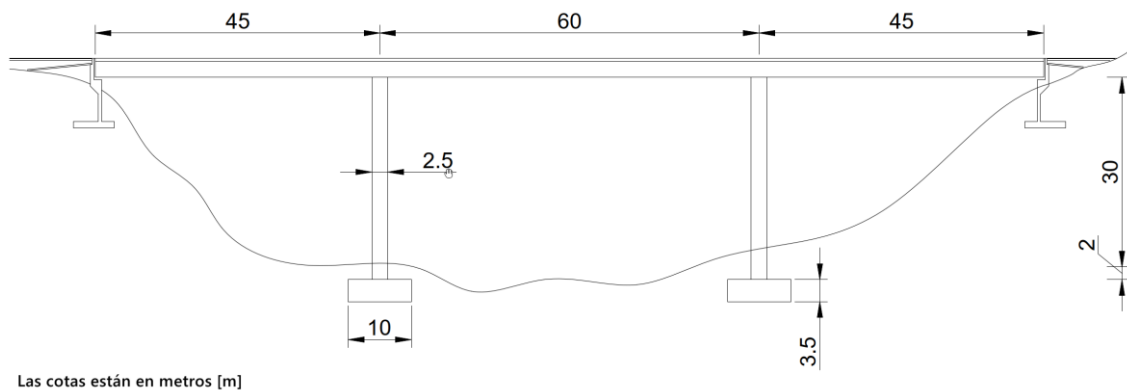


Figura 12.1 - Alzado longitudinal del puente de ejemplo

La sección es en base a un cajón unicelular con sus almas en vertical, con 3 metros de canto total. El espesor de las almas es constante en 600 mm, pero el espesor del ala superior e inferior son variables en función de cuanto se acerquen o alejen a las almas. Las dimensiones se pueden apreciar con más claridad en la figura siguiente:

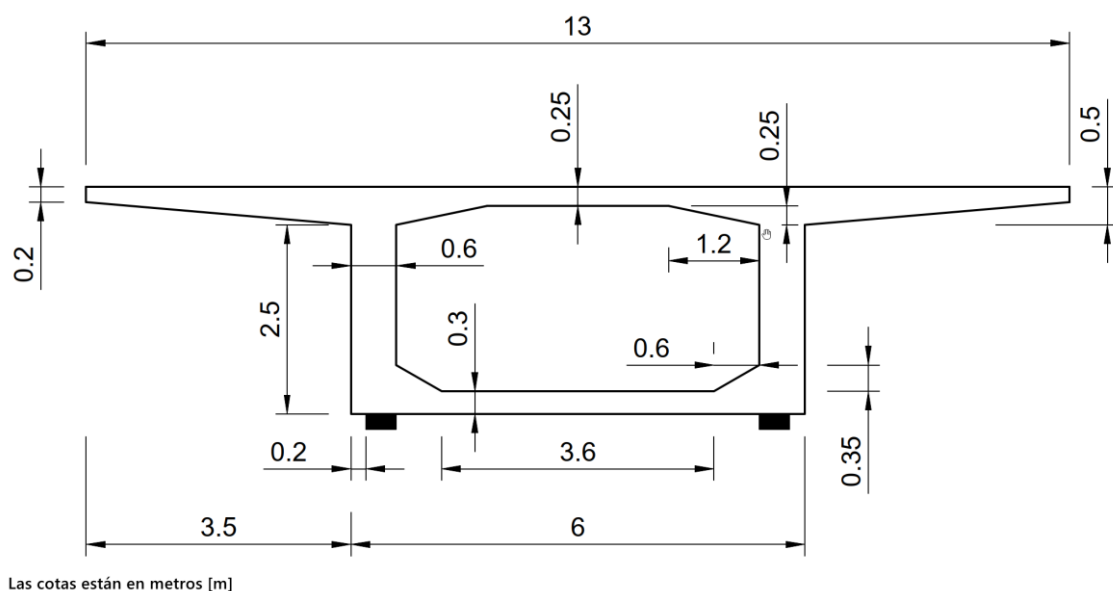


Figura 12.2 - Sección del puente de ejemplo con cotas

❖ NEOPRENOS Y MUELLES

Los neoprenos zunchados tienen unas dimensiones de 400x250x200 mm. Su distancia entre la cara lateral de la sección y su eje es de 0.4 mm. Dichos apoyos tienen su movimiento coaccionado en función de su posición, de modo que se evite el fallo en estado límite último de equilibrio por vuelco o deslizamiento. La constante elástica para los muelles que simularan los neoprenos será de 10^8 para simular la coacción de desplazamientos en la dirección deseada.

El esquema de coacción es el siguiente:

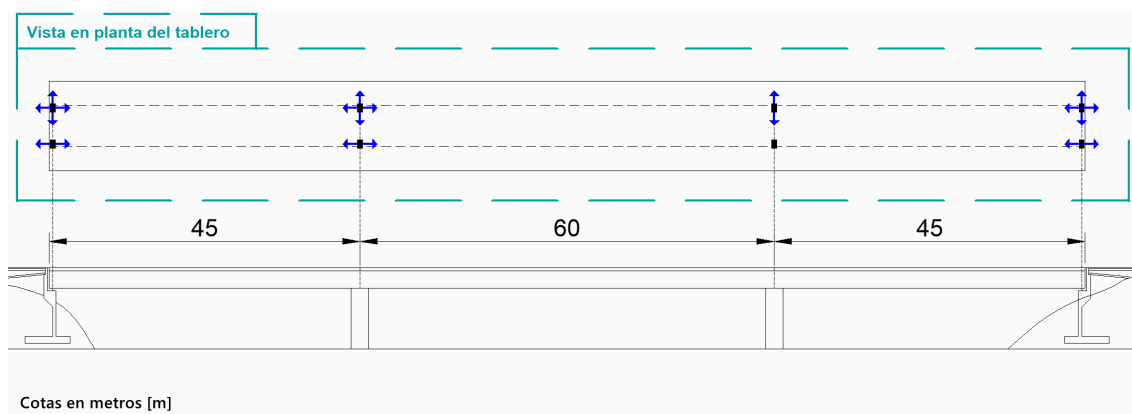


Figura 12.3 - Planta de la sección con las restricciones a los movimientos en cada apoyo

❖ ARMADURAS PASIVAS Y PRETENSADO

Se determina que el recubrimiento nominal de las armaduras debe ser mayor a 45 mm.

La posición del centro de gravedad para una fila de barras longitudinales de refuerzo pasivo será igual a la mostrada en la siguiente imagen en color verde, dejando un espesor de hormigón libre hacia las caras de la sección igual al recubrimiento mínimo más el diámetro de los cercos que formaran la armadura transversal, 45 mm + 10mm.

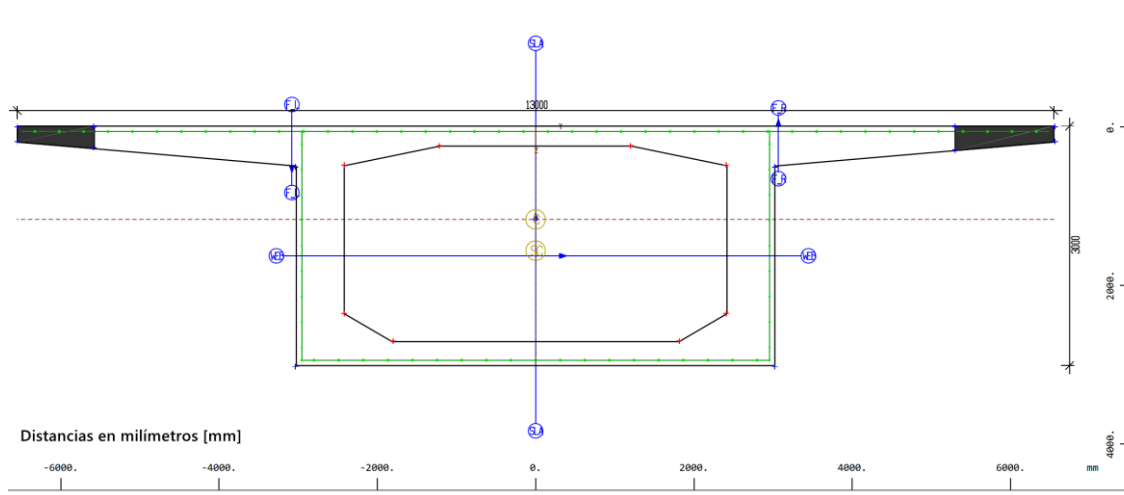


Figura 12.4 - Sección del puente de ejemplo con la posición del c.d.g. de las armaduras longitudinales (en verde)

Se plantea el uso de 5 capas o posiciones de armado. Se exponen aquí, puesto que en los resultados de las cuantías de acero serán relevantes.

La capa de armadura superior que ocupa todo el ancho del ala superior se llamará "TOP" del término inglés para "arriba". La capa de armadura inferior que ocupa la parte más baja de la sección se llamará "BOT", del término inglés para "abajo". Las capas de armaduras laterales que formarán en parte la armadura de "piel", se introducen bajo los nombres "LEF" y "RIG" como abreviaciones de los términos en inglés "left" y "right", que significan "izquierda" y "derecha" respectivamente. Por último, se introduce una capa especial de armadura de torsión, la cual se denomina "TOR" por abreviación de "torsión", y se establece en las cuatro esquinas que se generan en las intersecciones entre las demás armaduras longitudinales, tal y como exige la AASHTO y menciona el Eurocódigo.

El diámetro planteado de armaduras es:

- ❖ Armadura pasiva longitudinal superior e inferior:
 - EN: 25 mm
 - AASHTO: #8 o 25.4 mm
- ❖ Armadura pasiva longitudinal lateral:
 - EN: 16 mm
 - AASHTO: #5 o 15.875 mm
- ❖ Armadura frente a cortante
 - EN: 12 mm
 - AASHTO: #4 o 12.7 mm
- ❖ Armadura frente a torsión
 - EN: 20 mm
 - AASHTO: #6 o 19 mm

El pretensado estará compuesto por 8 tendones de 19 hilos cada uno, a 140 mm^2 de acero activo por cada hilo, los cuales se ejecutarán dentro de unas vainas de 95 mm de diámetro interior y 102 mm de diámetro exterior en base a lo expuesto por **Dywidag** para sus sistemas de pretensado.

La colocación de dichas vainas será en las almas de la sección con una profundidad variable en función del punto longitudinal de la estructura, estando cerca de la cara inferior de la sección en el centro luz del vano central, cerca de la cara superior en los apoyos intermedios y en el centro para el arranque del pretensado en los estribos.

Se tesa desde ambos lados del puente, y se asignan unas características del trazado razonables para proceder a su definición completa, como: 8.3 metros de radio máximo permisible, deslizamiento de cuña de 6 mm, coeficiente de rozamiento tendón vaina de 0.200 y rozamiento por desvíos en la geometría de la vaina de $0.300^\circ/\text{metro}$

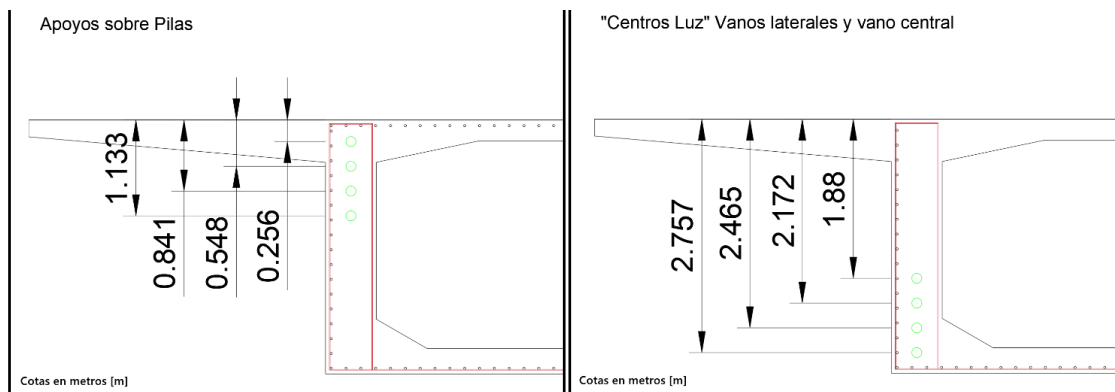


Figura 12.5 - Planos de sección con la profundidad de los tendones para los estribos y centros luz

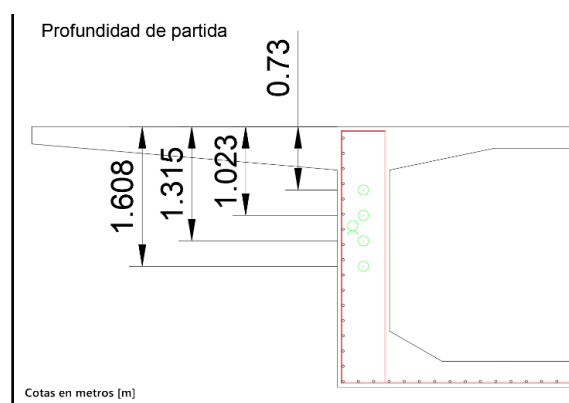


Figura 12.6 - Plano de sección con la profundidad de los tendones para la sección de pilas

La posición hacia el centro en los vanos laterales está cerca de la cara inferior, pero a cierta distancia del centro luz del vano desfasada hacia el apoyo intermedio. Esto se ha dispuesto así para oponerse a la ley de flectores del peso propio, que es el principal objetivo del pretensado. El espaciado entre vainas es de 1.5 diámetros de vaina de distancia. En las siguientes imágenes se expone mejor la ubicación y profundidad de las vainas del pretensado:

Para una imagen más visual en 3 dimensiones, se ha extraído una captura de pantalla de Sofistik en estructura alámbrica que permite ver la geometría del pretensado. La escala longitudinal del tablero impide ver con detalle la trayectoria que siguen las vainas, pero se aprecian de igual modo en el detalle siguiente a la vista general:

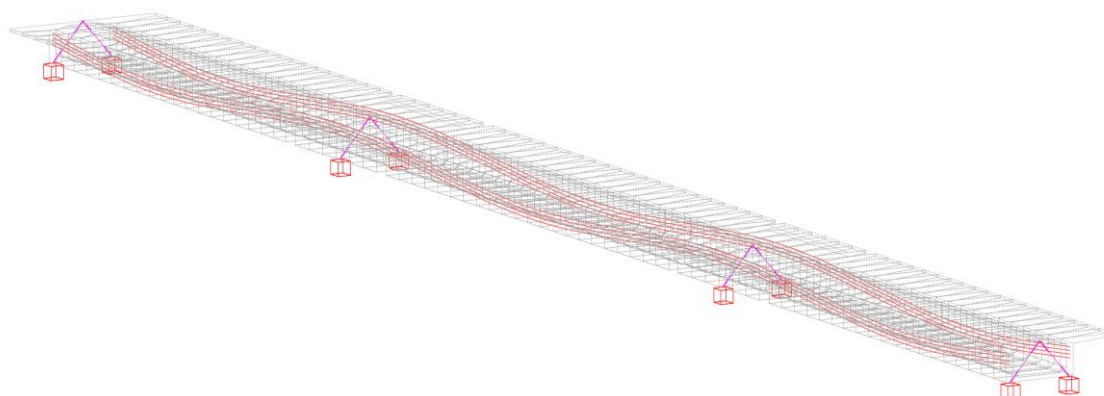


Figura 12.7 - Vista general de la geometría de los tendones

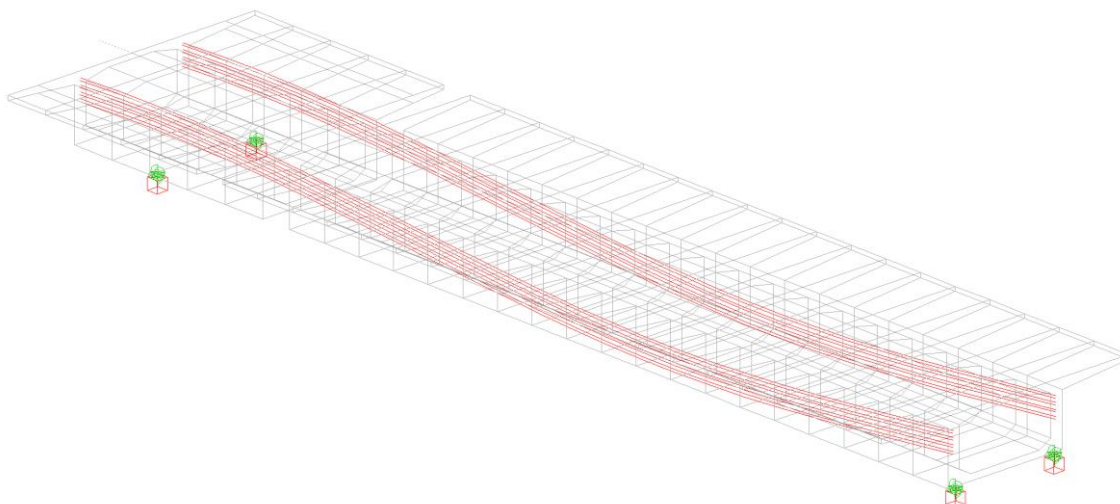


Figura 12.8 - Vista en detalle de la geometría del pretensado del primer vano

Y, por último, como ejemplo de cálculo, se muestra la guitarra de elevaciones generada por Sofistik para la pareja de tendones superiores de la sección:

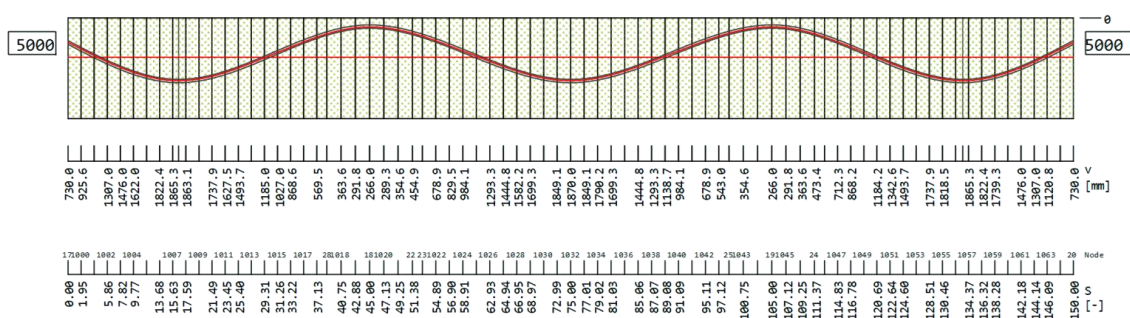


Figura 12.9 - Guitarra de profundidad del pretensado a lo largo del tablero

MATERIALES Y CARGAS

Con esto, la geometría está definida. Lo siguiente son los materiales empleados en el cálculo, y aquí ya comienzan las diferencias, ya que cada norma tiene sus materiales tipo con unas resistencias predefinidas. Generalmente, los materiales son relativamente equivalentes, pero los cambios de unidades hacen que los valores no sean exactamente iguales, aunque esto no es más que otra de las muchas diferencias entre aplicar uno u el otro.

Para el presente caso, se emplea hormigón, acero pasivo y acero activo que el Eurocódigo nombra como:

- ❖ Hormigón C40/50
- ❖ Acero pasivo B 500 B
- ❖ Y 1860 C

Mientras que se emplean los materiales más cercanos a estos según recogen las normas de materiales mencionadas por la AASHTO:

- ❖ Hormigón de f'_c 6 ksi
- ❖ Acero pasivo grado 70, que no es una resistencia de acero nada común en Estados Unidos, ya que allí se suele usar el grado 60 que arroja 414 MPa de límite elástico. Sin embargo, se usa para igualar las condiciones lo máximo posible entre códigos.
- ❖ Acero activo grado 270

Para contabilizar el peso del recrecido del pretil, el propio pretil, la capa de rodadura y los equipamientos se supone una presión uniformemente distribuida con un valor de 2.765 kN/m², lo que se traduce en una carga lineal uniforme de 32.35 kN/m aplicada sobre la línea estructural que representa a la viga.

Se entiende que esto no es estructuralmente correcto, ya que los pretiles tienen una excentricidad, lo que implica momentos transversales y momento torsor extra generado para cada carga, pero como la aplicación sería simétrica, se produce una compensación entre esfuerzos de cada lado y, aunque siga sin ser preciso, simplifica el modelo y permite comprobar manualmente que el programa esté calculando correctamente.

Para un caso real o un análisis más detallado se recomienda tener esto en cuenta, ya que supondrá una pequeña diferencia en las tensiones generadas y, por lo tanto, que haya una pequeña diferencia en los resultados de comprobaciones como la comprobación frente a flexión compuesta biaxial que ejecuta el programa para el cálculo de la armadura longitudinal.

❖ ANCHO EFECTIVO

El ancho efectivo se calcula tal y como se ha explicado en el [subcapítulo 11.1.1](#) sobre la comprobación frente a flexión.

El resultado del proceso es que el ancho efectivo para el Eurocódigo en las pilas es de 4.93 metros, dejando como parte no efectiva una longitud de 1.57 metros en cada lado del ala superior de la sección, lo cual se muestra en la siguiente imagen por medio del color gris para las partes no efectivas y como azul las partes efectivas. Los elementos rojos son las ménsulas de apoyo y los verdes son los muelles que simulan a los neoprenos zunchados:

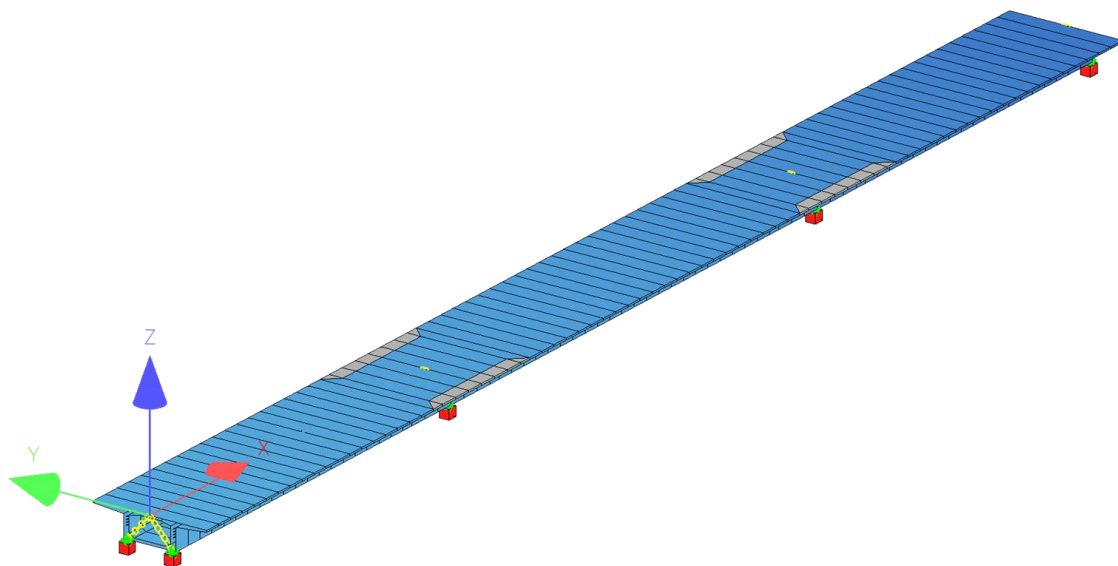


Figura 12.10 - Vista general del modelo 3D del tablero con los anchos no efectivos marcados en gris

Como medio tabulado, se expone la siguiente gráfica:

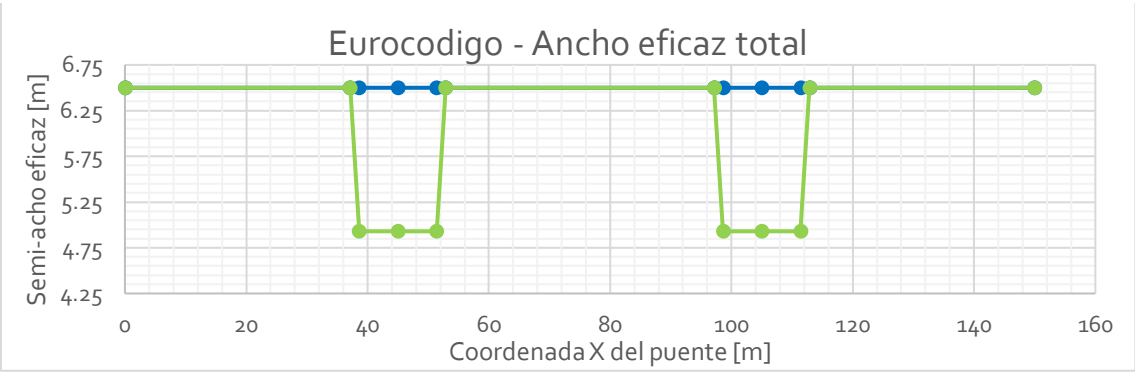


Figura 12.11 - Representación gráfica de los anchos eficaces según Eurocódigo

Para la AASHTO, el resultado es más complejo, ya que resulta en partes no efectivas en toda la longitud del tablero. Es por eso que se expondrán los resultados en forma de tabla:

Tabla 12.1 - Resumen de valores de ancho efectivo según Eurocódigo

Distancia X	Ancho efectivo media sección	Ancho efectivo sección total
0.000 m	5 140.00 mm	10 280.00 mm
11.250 m	6 170.00 mm	12 340.00 mm
40.500 m	6 170.00 mm	12 340.00 mm
45.000 m	5 140.00 mm	10 280.00 mm
51.000 m	6 170.00 mm	12 340.00 mm
99.000 m	6 170.00 mm	12 340.00 mm
105.000 m	5 140.00 mm	10 280.00 mm
109.500 m	6 170.00 mm	12 340.00 mm
138.750 m	6 170.00 mm	12 340.00 mm
150.000 m	5 140.00 mm	10 280.00 mm

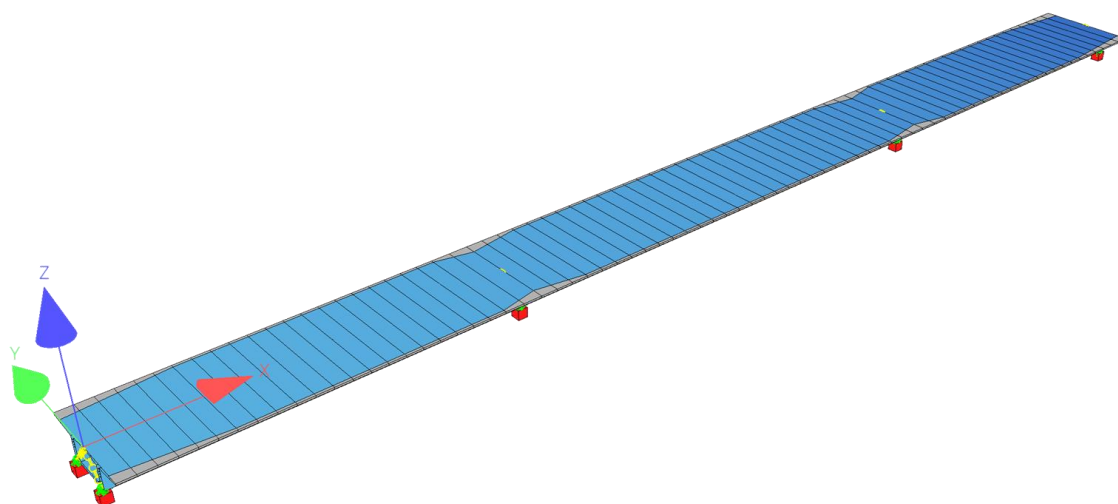


Figura 12.12 - Vista general del modelo 3D del tablero con los anchos no efectivos marcados en gris

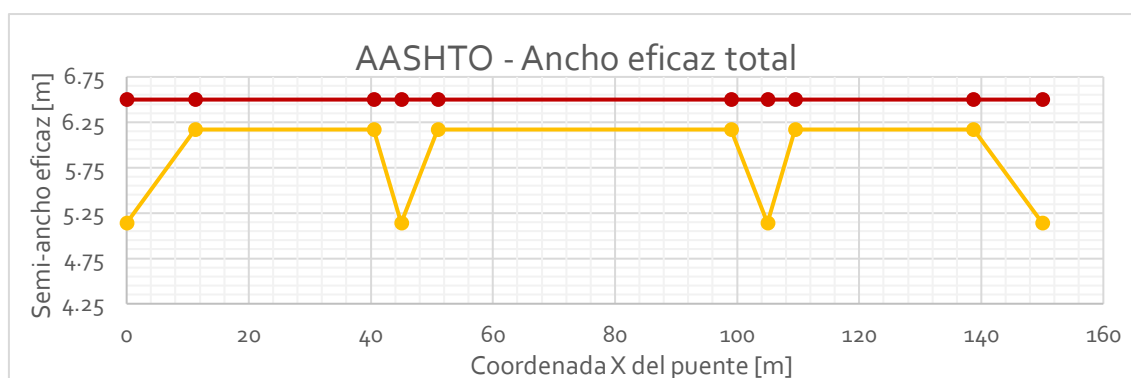


Figura 12.13 - Representación gráfica de los anchos eficaces según AASHTO

❖ CARGAS DE TRÁFICO – MODELOS DE CARGAS

Para representar la acción del tráfico sobre el puente se empleará el módulo "Traffic Loader" del programa, mediante el cual se pueden crear una serie de hipótesis de cargas en un punto longitudinal, combinando la cantidad de carriles cargados, y luego el programa, mediante líneas de influencia, mueve longitudinalmente las cargas por ejes de vehículos notacionales de las normas, de modo que encuentre el punto en el que cada uno de los esfuerzos se hace máximo y mínimo. Hace esto para el Axil (N), el cortante en el eje "y" (V_y) y en el "z" (V_z), el momento torsor (M_t), y los momentos flectores en "y" (M_y) y en "z" (M_z).

La entrada que hay que darle al programa para que haga esto, es indicarle unas dimensiones de la superficie de rodadura del tablero; un modelo de carga de entre los que tiene precargados por normativas, o bien crear uno antes de emplear el módulo mediante código; y crear una serie de casos de distribución transversal de los modelos de carga.

Lo primero es definir las dimensiones de los carriles, para lo que se le indica al programa el borde físico del tablero, de modo que sepa lo que se considera parte de la carretera y donde se considera que acaba el pretil. Esto se establece en -6.5 y +6.5 metros respecto al eje del tablero como origen. Luego, se le dice donde empiezan los pretiles, de modo que se establezcan los límites máximos de los carriles. En este caso los límites están en -6 y +6 metros. El medio metro restante a cada lado se reserva para el ancho que ocupa el pretil.

Para la AASHTO, como se especifica en el capítulo 7 sobre acciones del tráfico, se emplea el HL-93, dentro del cual existe el "Tandem System", el "Design Truck" y el doble "Design Truck" para análisis de momentos negativos en apoyos intermedios. Estos submodelos dentro del HL-93, empezando por el "Tandem System" tienen las siguientes características en el programa:

Tabla 12.2 - Parámetros del Tandem System del modelo de carga HL-93

Load Train HL-93 (Single/Tandem)

Load elements of Load Train	Load value	Remark
Load Train	SI	HL 93 Design Tandem (SI)
Point Load	110.0 [kN]	
Traffic Lane	9.30 [kN/m]	
Distance of load	1.200 [m]	
Wind Load Height	1.829 [m]	
Friction (Brake)	0.050 [-]	
Gravity center	1.500 [m]	
Total factor	1.000 [-]	
Impact bending	1.330 [-]	
Impact shear	1.330 [-]	
Width of loading	3.048 [m]	
Fact.centrifugal	1.000 [-]	
Loading travels in both directions		

El cual tiene un diagrama de aplicación asociado en la interfaz gráfica, el cual se muestra a continuación:

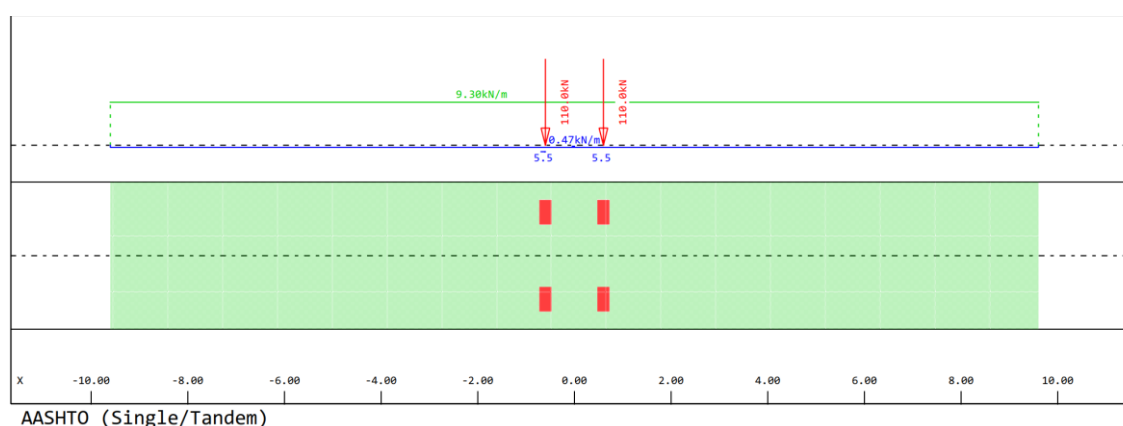


Figura 12.14 - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas del TS (HL-93)

Para el "Design Truck", hay 2 figuras, una para el camión con distancia corta entre ejes y otra para el camión con distancia larga entre ejes, además de la tabla:

Tabla 12.3 - Parámetros del Design Truck del modelo de carga HL-93

Load Train 1201 AASHTO HT/HL Truck-Loading		
Load elements of Load Train	Load value	Remark
Load Train	SI	HL 93 Design Truck (SI)
Total load	325.0 [kN]	
Traffic Lane	9.30 [kN/m]	
Wind Load Height	1.829 [m]	
Friction (Brake)	0.050 [-]	
Gravity center	1.500 [m]	
Total factor	1.000 [-]	
Impact bending	1.330 [-]	
Impact shear	1.330 [-]	
Width of loading	3.048 [m]	
Fact.centrifugal	1.000 [-]	
Loading travels in both directions		

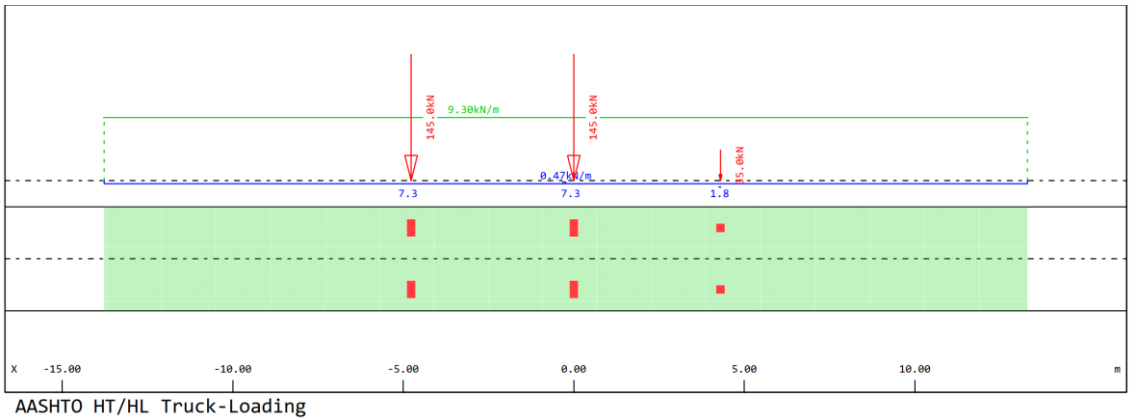


Figura 12.15 - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas del Design Truck con distancia corta entre ejes (HL-93)

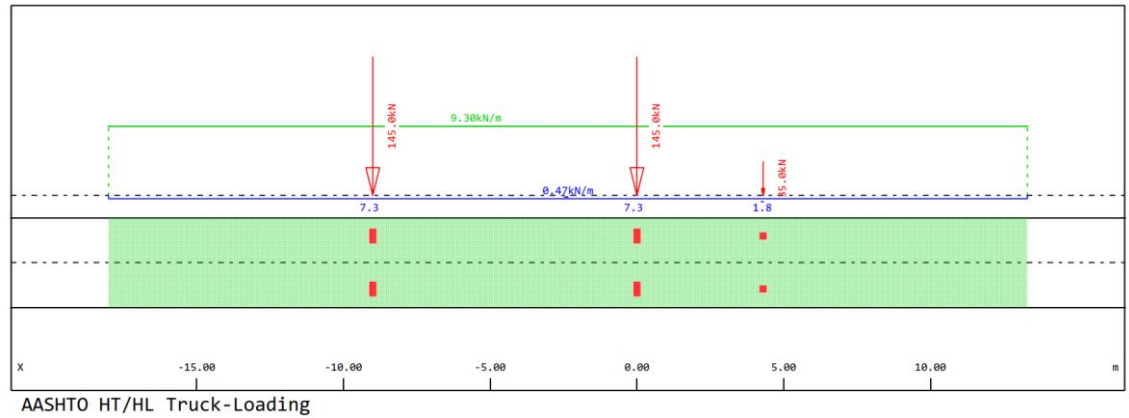


Figura 12.16 - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas del Design con distancia larga entre ejes (HL-93)

Para el doble "Design Truck" para el análisis de pilas, la pareja de tabla y figura es:

Tabla 12.4 - Parámetros de los x2 Design Truck del modelo de carga HL-93

Load Train 1202 AASHTO HT/HL Truck-Loading (x2 trucks)

Load elements of Load Train	Load value	Remark
Load Train	SI2	HL 93 2x Design Truck (SI)
Total load	325.0 [kN]	
Traffic Lane	9.30 [kN/m]	
Distance of load	4.300 [m]	
Wind Load Height	1.829 [m]	
Friction (Brake)	0.050 [-]	
Gravity center	1.500 [m]	
Total factor	0.900 [-]	
Impact bending	1.330 [-]	
Impact shear	1.330 [-]	
Width of loading	3.048 [m]	
Fact.centrifugal	1.000 [-]	

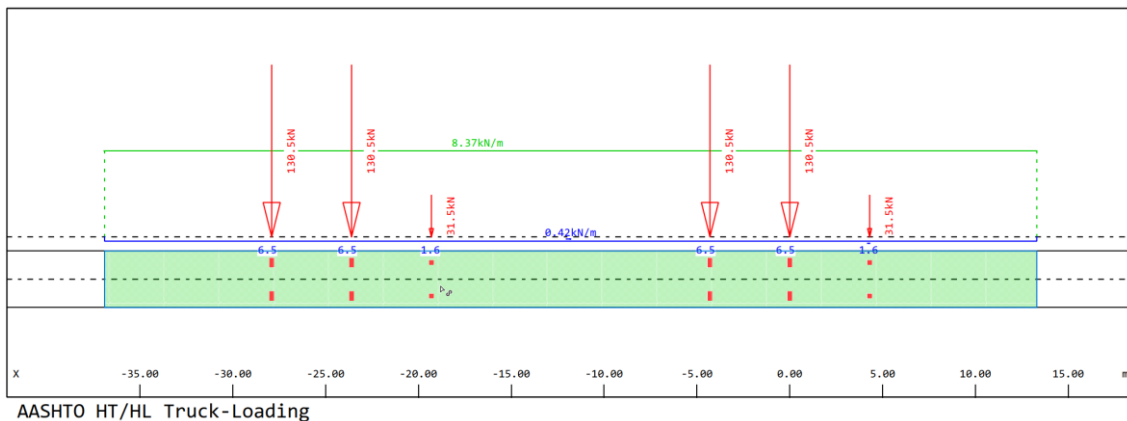


Figura 12.17 - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas de x2 Design Trucks (HL-93)

Tras esto, se establecen los casos de análisis que se le dice al programa que estudie y calcule. Estos, se muestran a continuación mediante un esquema de corte transversal del tablero presente en el informe del programa, el cual presenta el número de carriles y en cada uno de ellos, los ejes del vehículo escogido del modelo de carga HL-93, junto con su carga distribuida. En el caso de que haya 1 carril cargado, de acuerdo al factor de presencia múltiple de la AASHTO, se multiplican los valores de las cargas por 1.2, si hay 2 carriles cargados se multiplican por 1.0, y si hay 3 carriles se multiplican por 0.85:

Casos de carga para el "Tandem System"

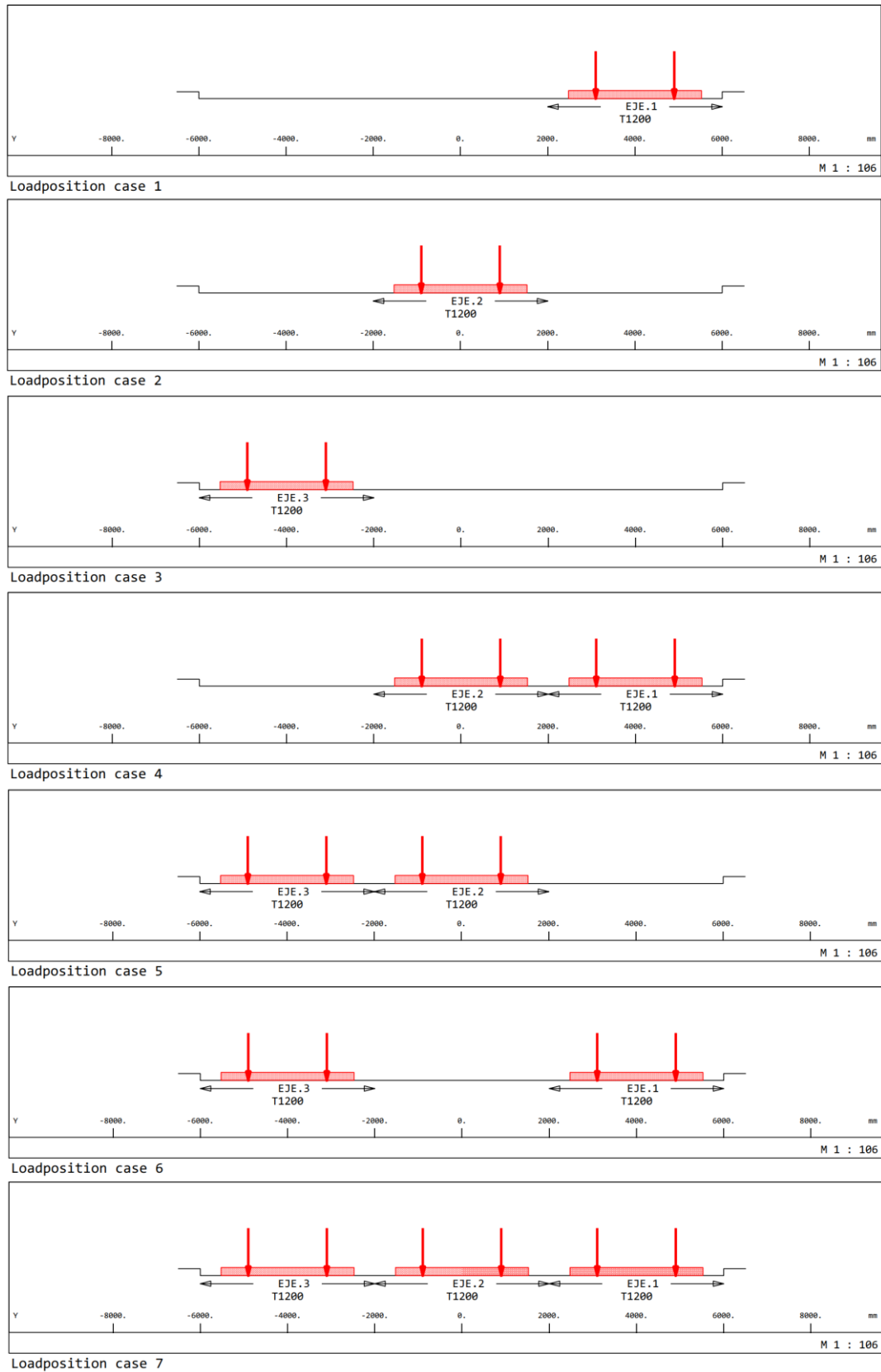


Figura 12.18 - Sección transversal de los casos planteados para el TS de la AASHTO

Casos de carga para el "Design Truck"

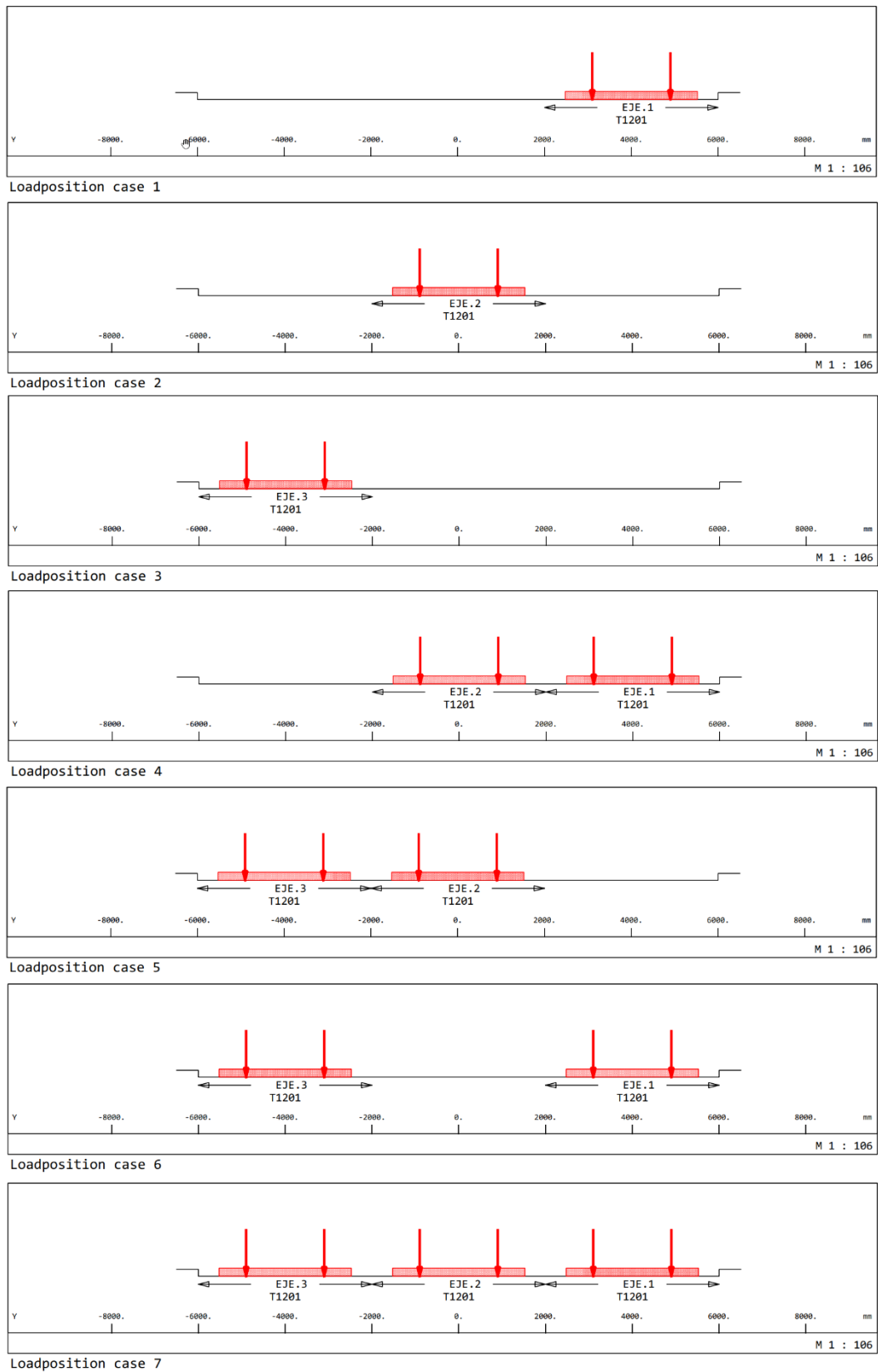


Figura 12.19 - Sección transversal de los casos planteados para el Design Truck de la AASHTO

Casos de carga para la pareja de "Design Truck" en pilas

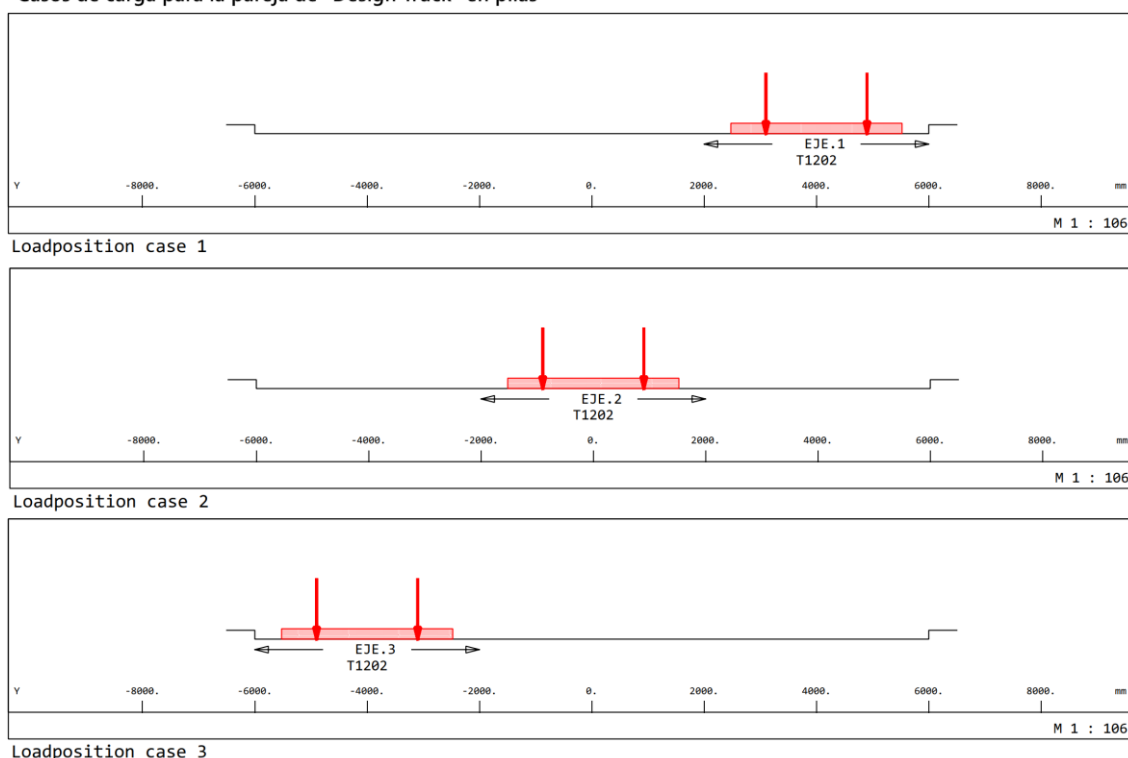


Figura 12.20 - Sección transversal de los casos planteados para x2 Design Truck de la AASHTO

En cuanto a las posiciones de carga para el caso de análisis de la fuerza de frenado, se cargan siempre los 3 carriles con 0.85 de factor de contribución, ya que es el modo de obtener la mayor magnitud de carga de frenado/aceleración longitudinal.

Se consideran todos los carriles en el mismo sentido de marcha de forma que se cubra la posibilidad de que en un futuro se decida cambiar la disposición de carriles prevista en ambos sentidos.

Para el Eurocódigo, entre los modelos expuestos en el capítulo 7 sobre acciones del tráfico, se empleará el LM1, dentro del cual es necesario el Sistema Tándem (TS), la Carga Distribuida Uniforme (UDL) y la carga de frenado. El LM1 tiene submodelos de trenes de carga según en el número de carriles cargados, es por ello que existe la necesidad de emplear el submodelo "300" para el primer carril cargado, donde el 300 hace referencia a la carga por eje del TS. También se necesita el submodelo "200" para el segundo carril cargado y el "100" para el tercer carril. Los demás carriles cargados no dispondrán de un TS y solamente se les aplicará la UDL, tal como se especifica en el EN1991-2. Las características de cada submodelo se especifican a continuación:

Tabla 12.5 - Parámetros del TS: 300 del modelo de carga LM1

Load Train 1200 EN 1991-2 Load model LM1
LM1 300 EN 1991-2 Load model LM1

Load elements of Load Train	Load value	Remark
Load Train	300.000 [-]	
Axle load	300.0 [kN]	$\alpha_{Q1k} = 1.00$ (NDP: 1.00)
Traffic Lane	9.00 [kN/m2]	$\alpha_{q1k} = 1.00$ (NDP: 1.00)
Residual Area	2.50 [kN/m2]	$\alpha_{qrk} = 1.00$ (NDP: 1.00)
Wind Load Height	3.500 [m]	
Brake load	900.0 [kN]	$180 < 360. + 2.70 * L < 900$ [kN]
Total factor	1.000 [-]	
Width of loading	3.000 [m]	
Fact.centrifugal	1.000 [-]	
Loading travels in both directions		

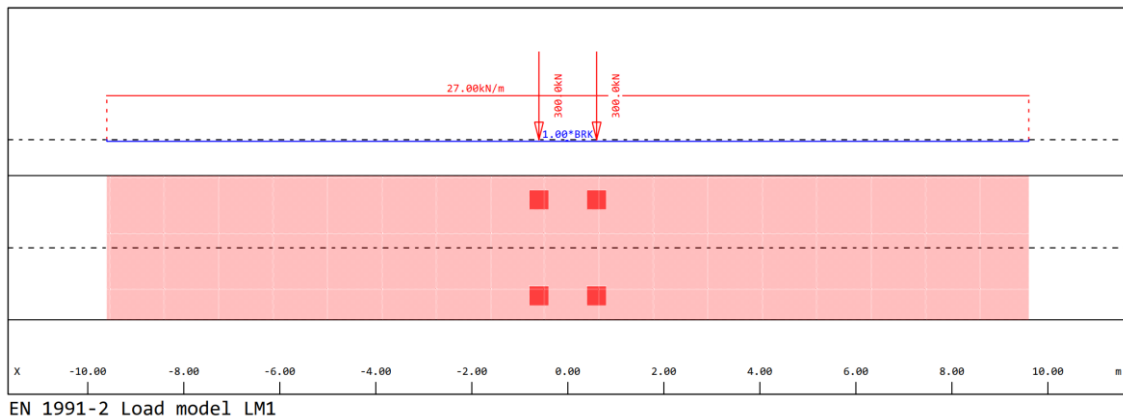


Figura 12.21 - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas del TS: 300 (LM1)

Tabla 12.6 - Parámetros del TS: 200 del modelo de carga LM1

Load Train 1201 EN 1991-2 Load model LM1
LM1 200 EN 1991-2 Load model LM1

Load elements of Load Train	Load value	Remark
Load Train	200.000 [-]	
Axle load	200.0 [kN]	$\alpha_{Q2k} = 1.00$ (NDP: 1.00)
Traffic Lane	2.50 [kN/m2]	$\alpha_{q2k} = 1.00$ (NDP: 1.00)
Residual Area	2.50 [kN/m2]	$\alpha_{qrk} = 1.00$ (NDP: 1.00)
Wind Load Height	3.500 [m]	
Total factor	1.000 [-]	
Width of loading	3.000 [m]	
Fact.centrifugal	1.000 [-]	
Loading travels in both directions		

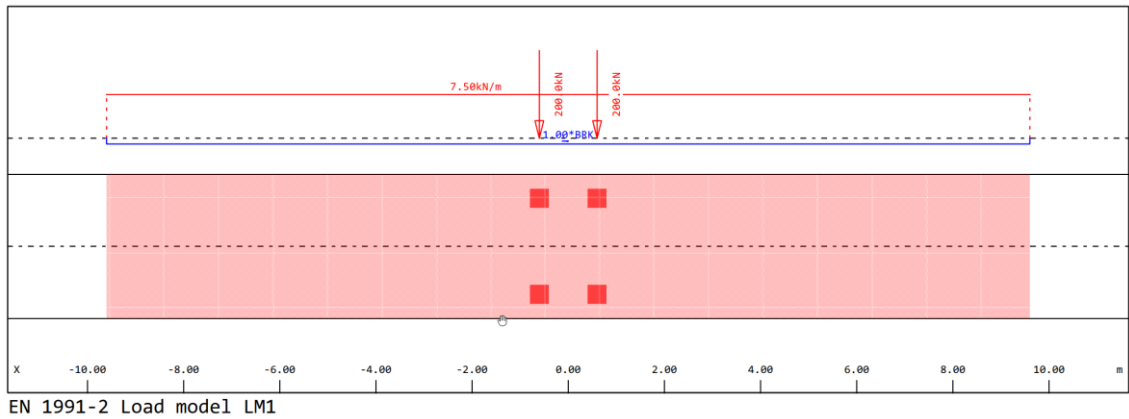


Figura 12.22 - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas del TS: 200 (LM1)

Tabla 12.7 - Parámetros del TS: 100 del modelo de carga LM1

Load Train 1202 EN 1991-2 Load model LM1		
LM1 100 EN 1991-2 Load model LM1		
Load elements of Load Train	Load value	Remark
Load Train	100.000 [-]	
Axle load	100.0 [kN]	$\alpha_{Q3k} = 1.00$ (NDP: 1.00)
Traffic Lane	2.50 [kN/m2]	$\alpha_{q3k} = 1.00$ (NDP: 1.00)
Residual Area	2.50 [kN/m2]	$\alpha_{qrk} = 1.00$ (NDP: 1.00)
Wind Load Height	3.500 [m]	
Total factor	1.000 [-]	
Width of loading	3.000 [m]	
Fact.centrifugal	1.000 [-]	
Loading travels in both directions		

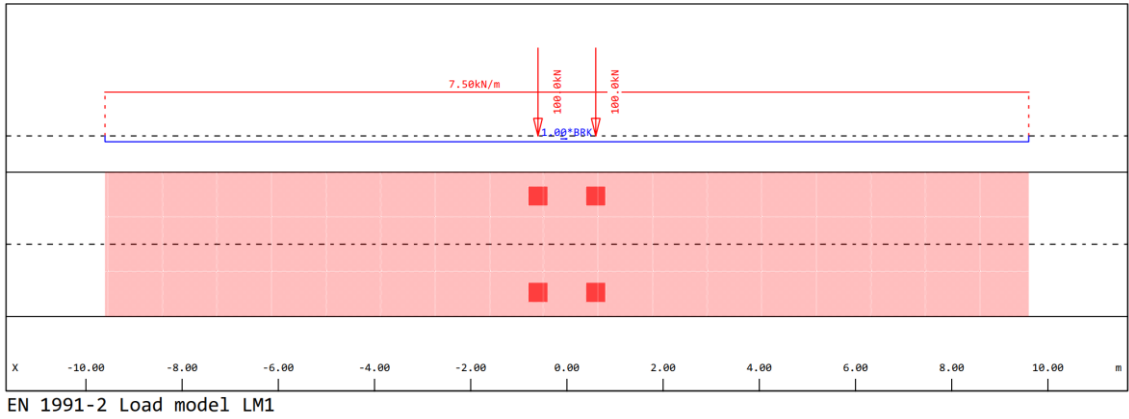
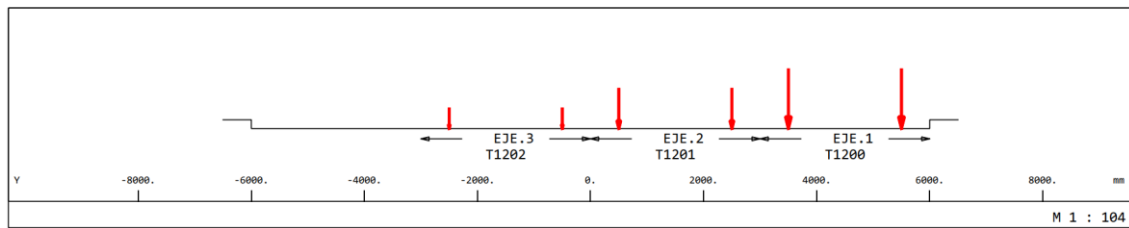
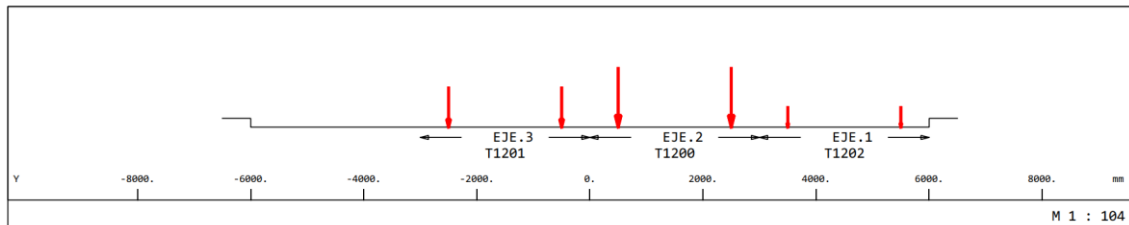


Figura 12.23 - Representación gráfica de cargas y dimensiones del tren de cargas del TS: 100 (LM1)

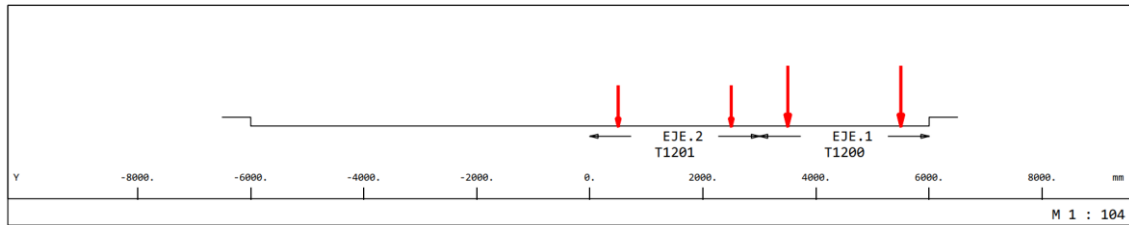
Casos de carga para el TS de 300 kN (T1200), de 200 kN (T1201) y el de 100 kN (T1202)



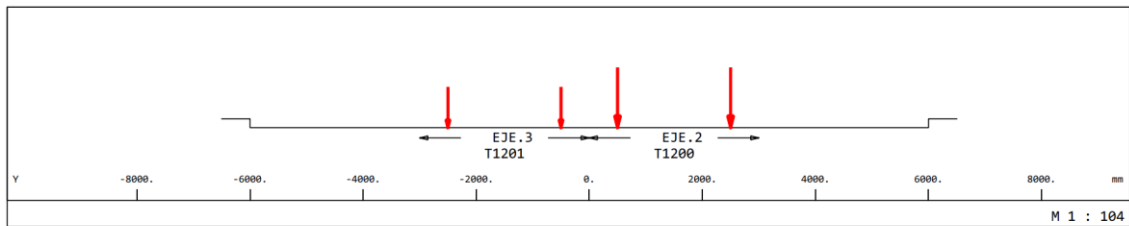
Loadposition case 1



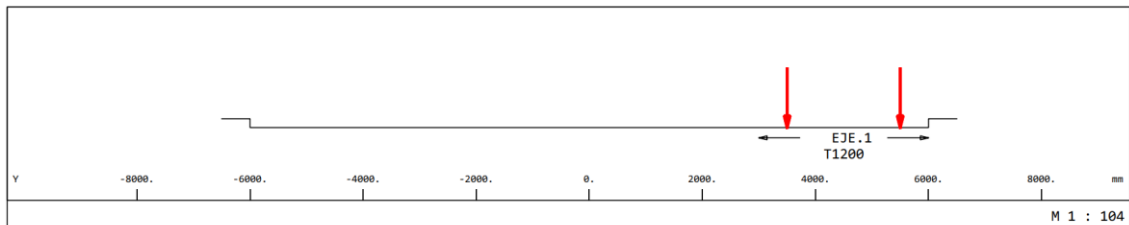
Loadposition case 2



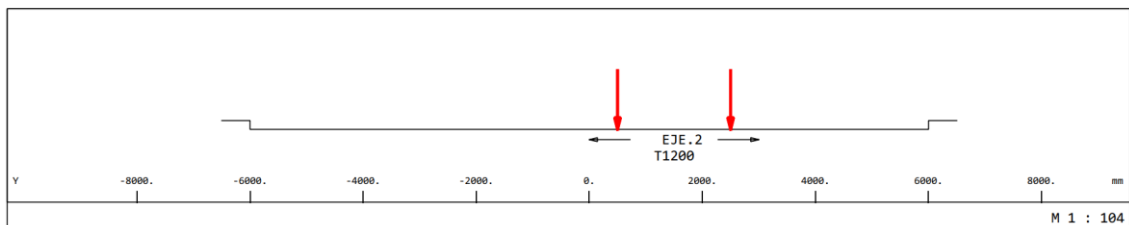
Loadposition case 3



Loadposition case 4



Loadposition case 5



Loadposition case 6

Figura 12.24 - Sección transversal de los casos planteados para el TS del Eurocódigo

Casos de carga para la UDL: 9 kN/m² (T1200) y 2.5 kN/m² (T1201 y T1202)

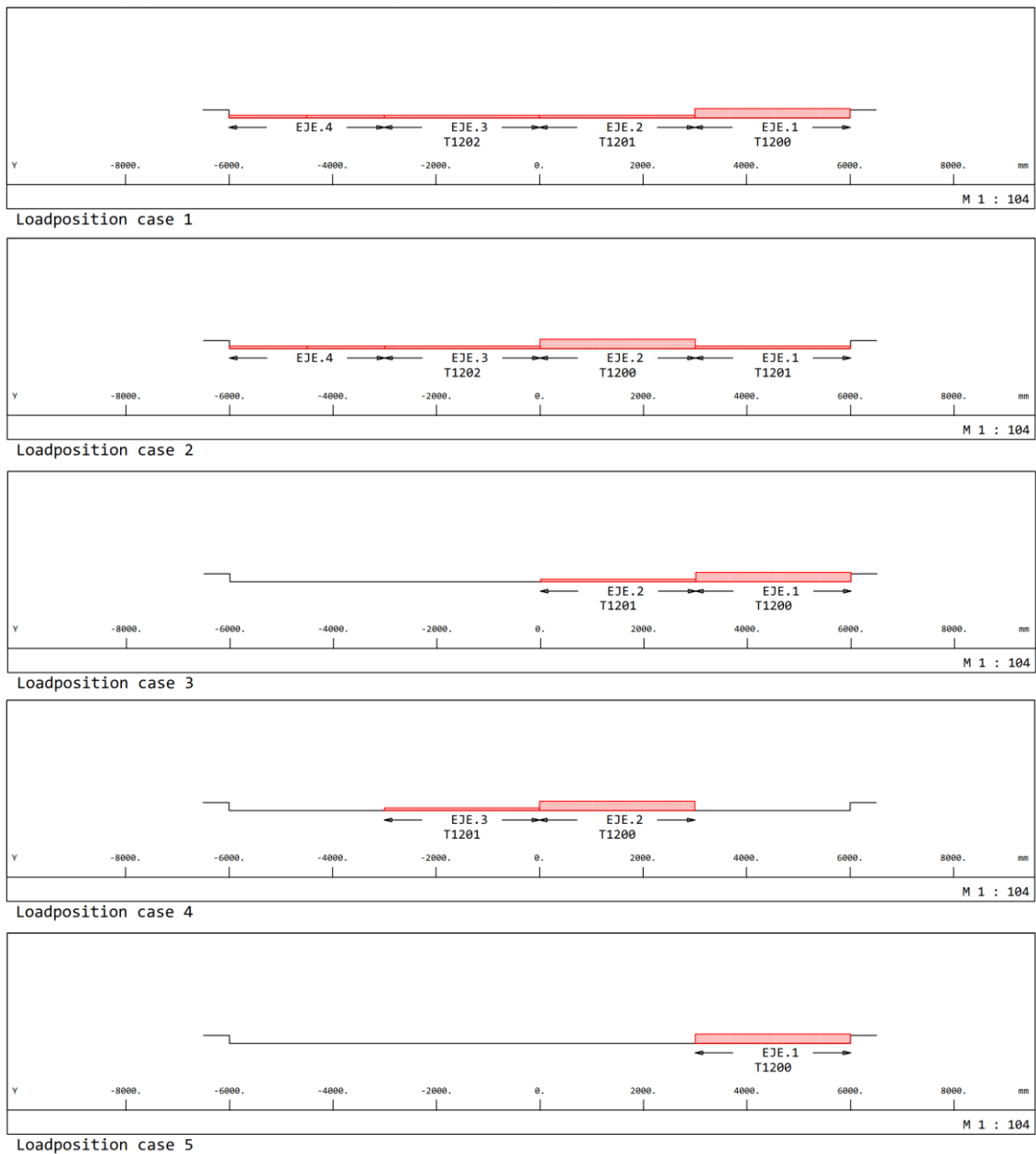


Figura 12.25 - Sección transversal de los casos planteados para la UDL del Eurocódigo

Para el caso de las cargas de frenado, que no se aplican en ninguno de los casos de carga anteriores del Eurocódigo, se establecen casos nuevos, donde se aplicarán las cargas correspondientes al grupo de carga GR2, que consta de la carga de frenado más la carga distribuida uniforme por 0.4, y más la carga del Sistema Tándem multiplicado por 0.75:

Casos de carga para la carga de frenado

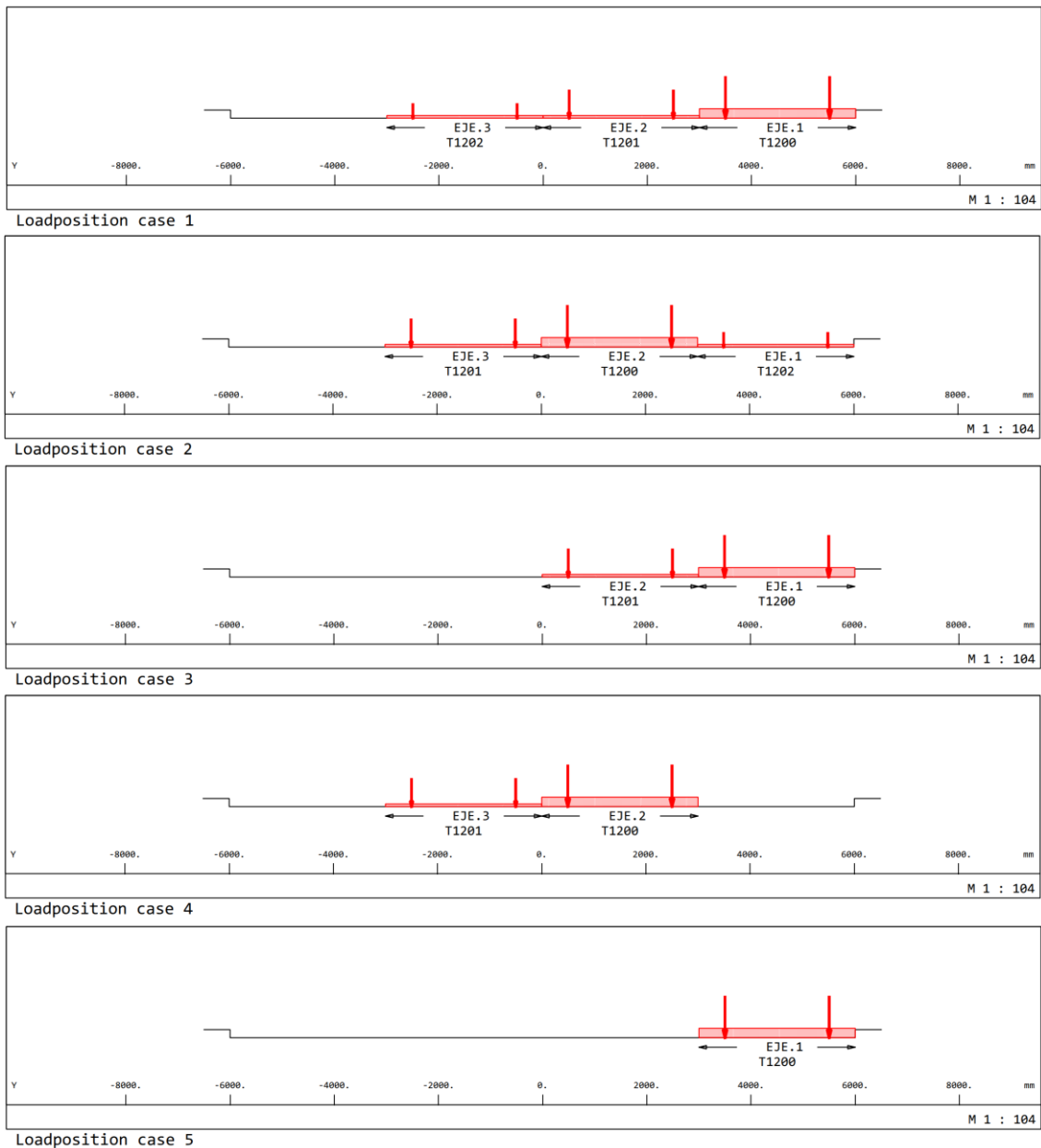


Figura 12.26 - Sección transversal de los casos planteados para la carga de frenado del Eurocódigo

FLUENCIA

Se han supuesto 3 tramos de tiempo para el cálculo de la fluencia, la cual surge del uso del pretensado, ya que comprime el hormigón a una magnitud que acelera la aparición de la misma, y es por eso que se tiene en cuenta. Esto aplica a ambos códigos por igual.

Estos 3 tramos son:

- ❖ Entre la aplicación del pretensado y la ejecución de la capa de rodadura, pretiles y equipamiento. Se supone que este tramo dura 28 días a una humedad relativa del 70% y con una temperatura de 20°C de media. Se aplican 2 pasos de fluencia en este tramo.
- ❖ Entre la aplicación de la carga muerta de la capa de rodadura, etc. y la apertura al tráfico. En esencia, es la fluencia extra por el paso del tiempo y el aumento de carga. Las condiciones ambientales son las mismas para una duración de 28 días y 2 pasos de cálculo de fluencia.
- ❖ Entre la apertura al tráfico y tiempo infinito, el cual se simula suponiendo que transcurren 30 000 días con las mismas condiciones de temperatura y humedad a falta de más datos por ser un caso teórico. También se aplican 2 pasos.

Se ha probado a aumentar los pasos del cálculo de fluencia, pero apenas cambian los valores de los efectos por fluencia. Además, aumenta considerablemente el tiempo de cálculo.

Con esto explicado para ambos códigos, ya se podrían ejecutar el cálculo del módulo y obtener así las cargas por tráfico.

12.2. Resultados del ejemplo

Expuestas las características del puente de ejemplo, así como los datos de entrada en el software, se procede a calcular. Los resultados obtenidos en forma de tabla y/o gráficos, se mostrarán en este apartado de forma organizada en:

- ❖ Comparativa de materiales
- ❖ Comparativa de acciones permanentes
- ❖ Comparativa de cargas de tráfico
- ❖ Comparativa de esfuerzos por fluencia
- ❖ Comparativa de cuantías de acero longitudinal
- ❖ Comparativa de cuantías de acero transversal

Para los resultados respecto a acciones, se mostrarán principalmente esfuerzos de momento flector respecto al eje "y" y cortantes en el eje "z" por ser los más relevantes. En la comparativa de los resultados por tráfico de vehículos, se expondrán todos los esfuerzos calculados, puesto que en esa situación si son relevantes.

COMPARATIVA DE MATERIALES

Tras la introducción de la geometría, Sofistik calcula las características mecánicas de la sección, como son las inercias, área bruta, coordenadas del centro de gravedad, etc. Como en ambos casos son iguales, ya que esto no depende del código, se muestra el valor para en común:

Tabla 12.8 - Resumen de características mecánicas y geométricas de la sección

Sectional Values

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
			Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
1	1	9.1964E+00	5.153E+00	1.152E+01	0.0	0.0	35220	22991.0	8.561E+01
	2 ¹	2.100E+01	2.577E+00	8.561E+01	1168.9	1559.4	14675	(BEAM)	1.152E+01
				1.717E-08					-90.00
		9.1964E+00		1.088E+01	0.0 ²	0.0 ³	(effective)		8.561E+01
				8.561E+01	1235.1 ²	1168.9 ³			8.561E+01
				-6.381E-02					89.95

¹ Reinforcements are not considered in the sectional values

² neutral point for bending stress

³ Reference point for Normal force

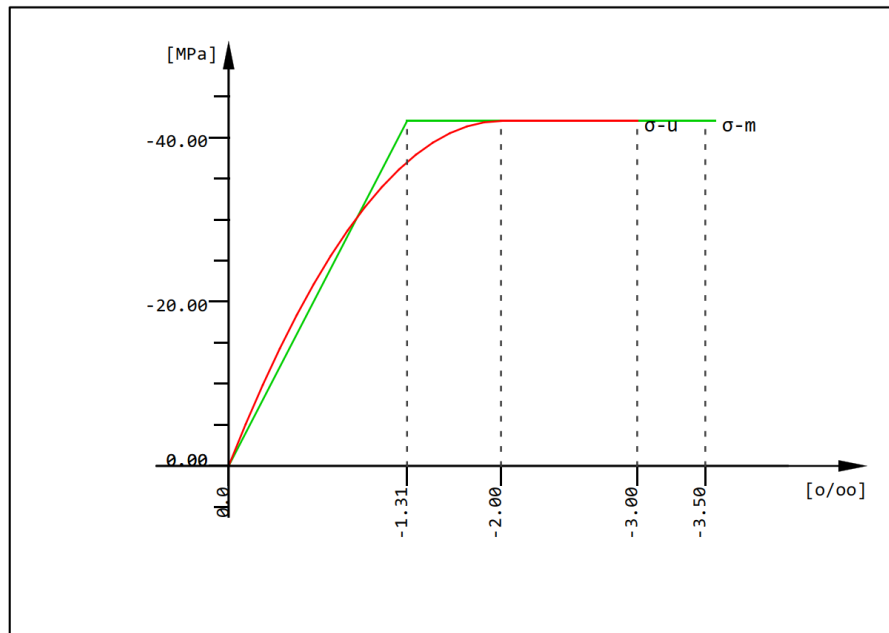
SNo	section number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
A[m2]	sectional area	E[N/mm2]	Young's modulus
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	g[kg/m]	mass per length
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia		
I-1[m4],I-2[m4], $\alpha[^\circ]$	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[N/mm2]	Shear modulus		

Las características de los materiales insertados en Sofistik corresponden con los especificados por cada una de las normas. En el caso de la AASHTO se acude, tal y como expone en sus líneas, a las especificaciones del American Concrete Institute (ACI), en su código ACI318M.

Como las características de este código del ACI ya dan los valores resistentes de los materiales en unidades del sistema métrico, se mantendrán los que especifica el ACI, aunque la AASHTO los dé en sistema imperial. Como el ACI realiza una conversión "dura" de unidades, hay pequeñas diferencias en los valores, sin embargo, se cree que la diferencia final es despreciable.

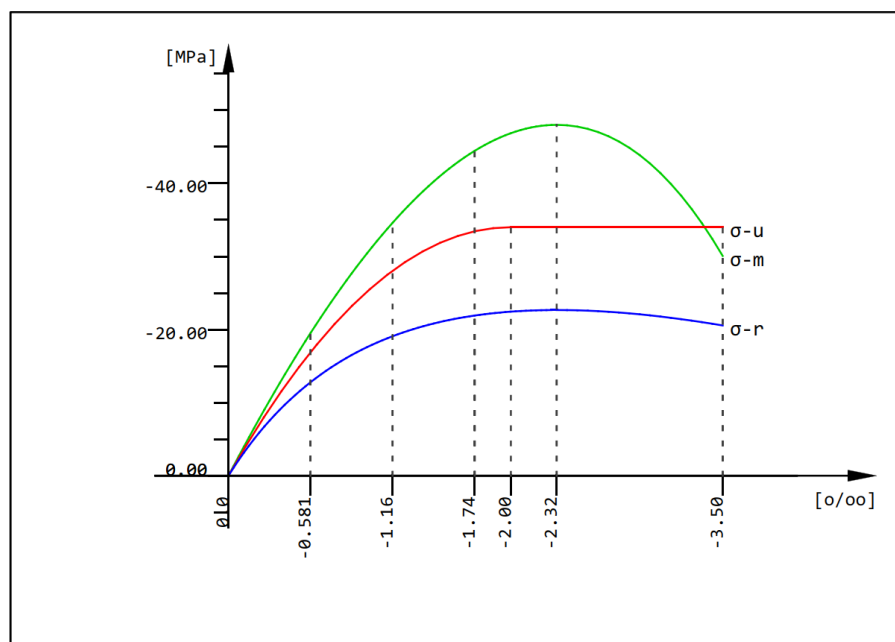
Un ejemplo de lo anterior puede ser la resistencia a compresión, f_c' , la cual se especifica como 6 ksi en la AASHTO, que equivalen a 41.368 MPa; sin embargo, el ACI especifica esta resistencia como 42 MPa, generando para este caso concreto una sobreestimación de lo exigible. No se considera una diferencia relevante, por lo que se procede con los valores "redondos" del ACI.

El Eurocódigo ya especifica por sí mismo las características necesarias para el cálculo de la estructura, por lo que se toman de él.



$f'_c = 42$ (ACI 318M)

Figura 12.27 - Curvas tensión-deformación para el hormigón según AASHTO



C 40/50 (EN 1992)

Figura 12.28 - Curvas tensión-deformación para el hormigón según Eurocódigo

Tabla 12.9 - Especificaciones para el hormigón de la AASHTO (ACI 318M) y del Eurocódigo

Mat 1 fc' 42 (ACI 318M)

Young's modulus	E	34077	[N/mm ²]	Safetyfactor		1.00	[-]
Poisson's ratio	μ	0.20	[-]	Strength	fc'	42.00	[MPa]
Shear modulus	G	14199	[N/mm ²]	Nominal strength	fck	42.00	[MPa]
Compression modulus	K	18932	[N/mm ²]	Tensile strength	fctm	3.88	[MPa]
Nominal Weight	γ	23.7	[kN/m ³]	Tensile strength	fctk,05	3.13	[MPa]
Mean density	ρ	2402.8	[kg/m ³]	Tensile strength	fctk,95	4.89	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	fbd	6.48	[MPa]
				Tensile strength	fctd	3.13	[MPa]
				Tensile failure energy	Gf	0.15	[N/mm]

Mat 1 C 40/50 (EN 1992)

Young's modulus	E	35220	[N/mm ²]	Safetyfactor		1.50	[-]
Poisson's ratio	μ	0.20	[-]	Strength	fc	34.00	[MPa]
Shear modulus	G	14675	[N/mm ²]	Nominal strength	fck	40.00	[MPa]
Compression modulus	K	19567	[N/mm ²]	Tensile strength	fctm	3.51	[MPa]
Nominal Weight	γ	25.0	[kN/m ³]	Tensile strength	fctk,05	2.46	[MPa]
Mean density	ρ	2400.0	[kg/m ³]	Tensile strength	fctk,95	4.56	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	fbd	3.68	[MPa]
				Service strength	fcm	48.00	[MPa]
				Fatigue strength	fcd,fat	19.04	[MPa]
				Tensile strength	fctd	1.64	[MPa]
				Tensile failure energy	Gf	0.15	[N/mm]

Esta primera comparativa es sobre el hormigón. Los nombres del código y nomenclatura del hormigón están especificados tanto en la tabla como en los gráficos.

En el caso del gráfico del Eurocódigo se puede ignorar la curva verde, la cual representa el valor medio de la resistencia a compresión del hormigón, y no es comparable a ningún valor de la AASHTO. Además, no es especialmente relevante, aunque si que puede influir en el cálculo, como para la obtención de la resistencia característica a "t" días de curación, pero en este caso se emplea para la fluencia una curación de 28 días, por lo que no es necesario y no influye en los resultados.

Pasando a la comparación, en los gráficos se puede apreciar a simple vista que la resistencia de compresión del hormigón es muy inferior en el caso del Eurocódigo frente al de la AASHTO (línea roja: AASHTO, línea azul Eurocódigo). Esto se debe a que la diferencia de filosofía de seguridad estructural, donde el Eurocódigo reduce la resistencia de los materiales por un coeficiente parcial de seguridad, que en este caso toma el valor de 1.5, y la norma estadounidense no tiene uno.

Sin embargo, la AASHTO si que reduce la resistencia más tarde en el cálculo con el factor de resistencia, que en este caso tomaría el valor de 1.00 para flexión en hormigón pretensado y un valor de 0.9 para cortante en hormigón pretensado. Es por esto que la comparación de la resistencia en este punto no es del todo directa y no lleva a un resultado conclusivo.

En el resto de parámetros se pueden observar también ciertas diferencias, como los valores del módulo de elasticidad (E), lo que implica que el Eurocódigo considera su hormigón como algo más rígido, lo que implica que ante una misma tensión, el hormigón de la norma europea se deforma aproximadamente un 3.4% menos.

Los módulos de cizalladura (G) y compresión, son diferentes al igual que el módulo de elasticidad, puesto que son parámetros derivados de este último.

Una diferencia muy importante es el peso específico considerado par el hormigón, lo que luego se traducirá en una mayor o menor acción del peso propio, que es una de las acciones más importantes en puentes de hormigón con luces medias a grandes, como es el caso del ejemplo.

Como depende también de la resistencia característica, la resistencia a tracción de la AASHTO es ligeramente superior a la del Eurocódigo debido a esos 2 MPa extras, además de por el diferente método de calculo de la misma. La AASHTO emplea $f_{ct} = 0.23\sqrt{f'_c}$, mientras que el Eurocódigo emplea $0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ para hormigón con resistencia menor a C50/60. Sin tener en cuenta la resistencia extra, esto supone una resistencia a tracción un 9% mayor.

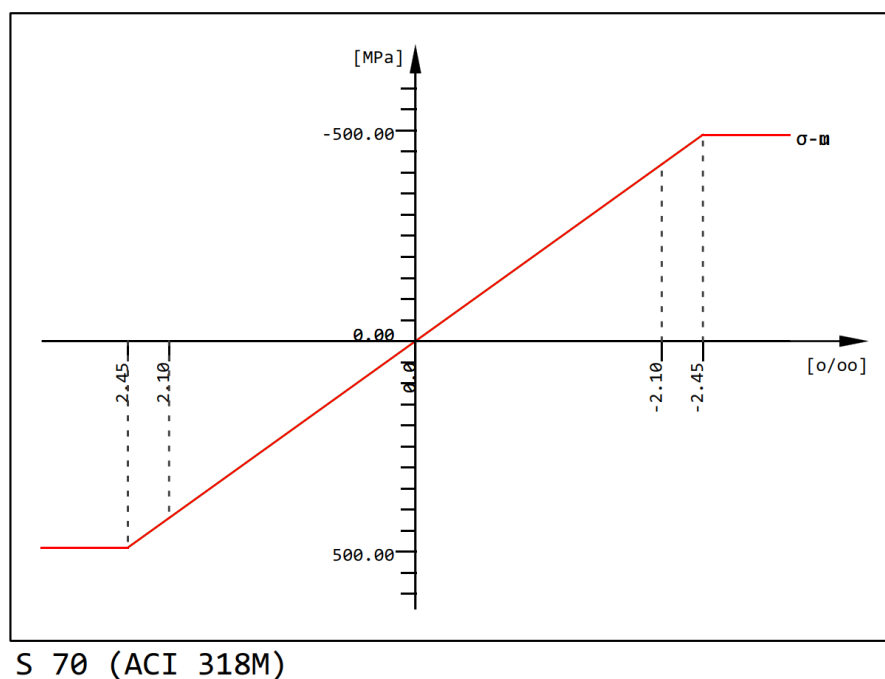
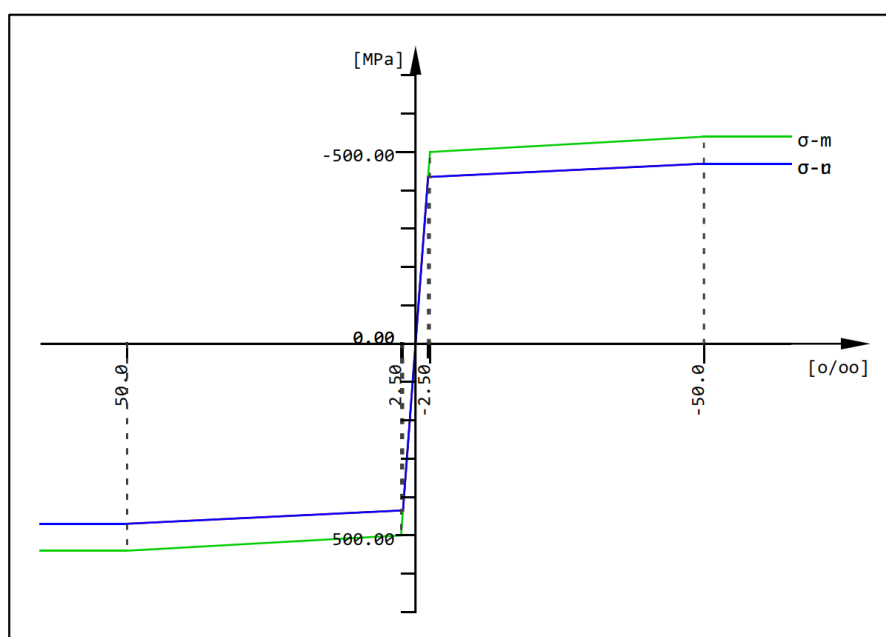


Figura 12.29 - Curvas tensión-deformación para el acero pasivo según AASHTO



B 500 B (EN 1992)

Figura 12.30 - Curvas tensión-deformación para el acero pasivo según Eurocódigo

Tabla 12.10 - Especificaciones para el acero pasivo de la AASHTO (ACI 318M) y del Eurocódigo

Mat 2 S 70 (ACI 318M)

Young's modulus	E	200000	[N/mm ²]	Safetyfactor		1.00	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	fy	490.00	[MPa]
Shear modulus	G	76923	[N/mm ²]	Compressive yield	fyc	490.00	[MPa]
Compression modulus	K	166667	[N/mm ²]	Tensile strength	ft	560.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m ³]	Compressive strength	fc	560.00	[MPa]
Mean density	ρ	7849.0	[kg/m ³]	Ultimate strain		0.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		1.00	[-]
max. thickness	t-max	32.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.80	[-]
				Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
				Proportional limit	fp	490.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ-dyn	152.17	[MPa]

Mat 2 B 500 B (EN 1992)

Young's modulus	E	200000	[N/mm ²]	Safetyfactor		1.15	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	fy	500.00	[MPa]
Shear modulus	G	76923	[N/mm ²]	Compressive yield	fyc	500.00	[MPa]
Compression modulus	K	166667	[N/mm ²]	Tensile strength	ft	540.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m ³]	Compressive strength	fc	540.00	[MPa]
Mean density	ρ	7850.0	[kg/m ³]	Ultimate strain		50.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		1.00	[-]
max. thickness	t-max	32.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.80	[-]
				Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
				Proportional limit	fp	500.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ-dyn	152.17	[MPa]

Sobre el acero pasivo, las diferencias radican en un límite elástico similar, pero ligeramente inferior para la AASHTO, sin embargo, esto cambia para la resistencia última del acero, donde la ACI considera que el acero tiene 20 MPa más que el que considera el Eurocódigo, a pesar de tener un límite elástico más bajo, lo que implica una relación entre ambos parámetros de 0.875 frente a 0.925 o 0.05 puntos de diferencia.

En cuanto a los gráficos de tensión-deformación empleados en el cálculo, una vez más, el coeficiente parcial de seguridad marca la diferencia, tal y como se ve en la curva azul, que queda claramente por debajo de la de la AASHTO, sin embargo, en este caso, gracias al diagrama tensión-deformación permitido por el Eurocódigo, donde la rama "constante" se puede suponer como inclinada, lo que aumenta la resistencia notablemente en la rama plastificada y que compensa bastante la reducción de resistencia provocada por el coeficiente parcial.

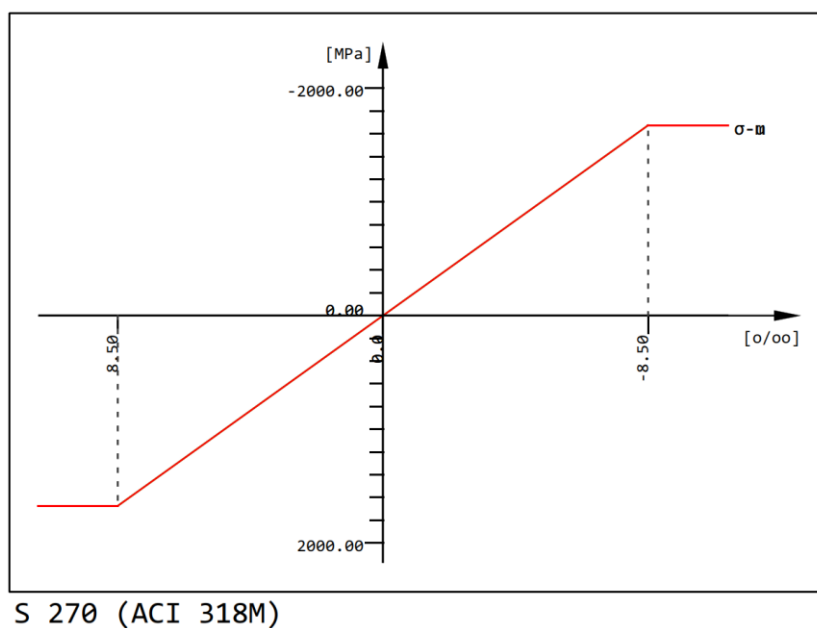


Figura 12.31 - Curvas tensión-deformación para el acero activo según AASHTO

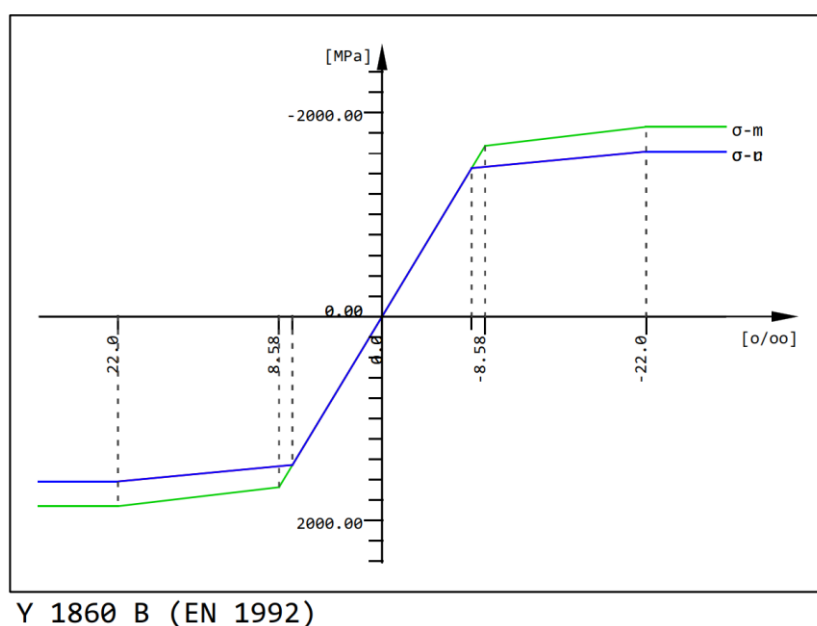


Figura 12.32 - Curvas tensión-deformación para el acero activo según Eurocódigo

Tabla 12.11 - Especificaciones para el acero activo de la AASHTO (ACI 318M) y del Eurocódigo

Mat 3 S 270 (ACI 318M)

Young's modulus	E	197000	[N/mm ²]	Safetyfactor		1.00	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	f_y	1674.00	[MPa]
Shear modulus	G	75769	[N/mm ²]	Compressive yield	f_{yc}	1674.00	[MPa]
Compression modulus	K	164167	[N/mm ²]	Tensile strength	f_t	1860.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m ³]	Compressive strength	f_c	1860.00	[MPa]
Mean density	ρ	7849.0	[kg/m ³]	Ultimate strain		0.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.50	[-]
max. thickness	t-max	0.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k_1	1.60	[-]
Relaxation	$0.55 \cdot f_{pk}$	0.00	[%]	Hardening modulus	E_h	0.00	[MPa]
Relaxation	$0.70 \cdot f_{pk}$	2.50	[%]	Proportional limit	f_p	1674.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ_{dyn}	160.87	[MPa]

Mat 3 Y 1860 B (EN 1992)

Young's modulus	E	195000	[N/mm ²]	Safetyfactor		1.15	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	f_y	1674.00	[MPa]
Shear modulus	G	75000	[N/mm ²]	Compressive yield	f_{yc}	1674.00	[MPa]
Compression modulus	K	162500	[N/mm ²]	Tensile strength	f_t	1860.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m ³]	Compressive strength	f_c	1860.00	[MPa]
Mean density	ρ	7850.0	[kg/m ³]	Ultimate strain		60.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.50	[-]
max. thickness	t-max	18.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k_1	1.60	[-]
Relaxation	EN-1992	Class 2		Hardening modulus	E_h	0.00	[MPa]
Relaxation	$\rho(1000h)$	2.50	[%]	Proportional limit	f_p	1674.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ_{dyn}	160.87	[MPa]

Las resistencias en el caso del acero activo son iguales en todo caso, por lo que lo único que influye en las diferencias, es el coeficiente parcial de seguridad una vez más. De nuevo, el uso de una rama inclinada por parte del Eurocódigo, permite mitigar la importante diferencia que, de otro modo, se generaría.

Además, hay una muy pequeña diferencia en el módulo de elasticidad, en parte debido al cambio de unidades duro que aplica la ACI.

❖ COMPARACIÓN PESOS PROPIOS

Normalmente esto sería igual para cualquier estructura, pero como es una comparación de códigos, empleando estrictamente los valores de peso específico que expone cada una, devuelve una ligera diferencia en los momentos flectores, superando el Eurocódigo en sollicitaciones a la AASHTO en 3600 kN·m en el centro luz del vano central y en las pilas.



Figura 12.33 - Gráfica comparativa de los momentos en "y" debido al Peso Propio

❖ COMPARACIÓN FUERZA DEL PRETENSADO

Como las características del acero, los parámetros introducidos y la geometría del pretensado es casi igual, los resultados debieran ser muy parecidos. Que viendo las gráficas que se exponen, esto es así, siendo la mayor diferencia en los apoyos intermedios por un valor de 770 kN·m, lo que es esencialmente ninguna diferencia.

A continuación, se exponen las guitarras de pérdidas de pretensado de la pareja de tendones superiores de la sección:

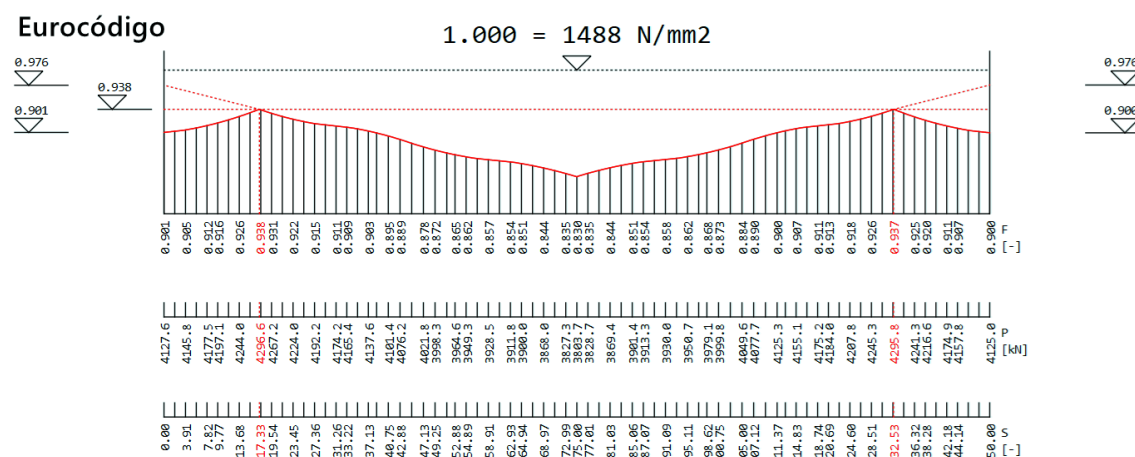


Figura 12.34 - Guitarra de las pérdidas de pretensado según el Eurocódigo

AASHTO

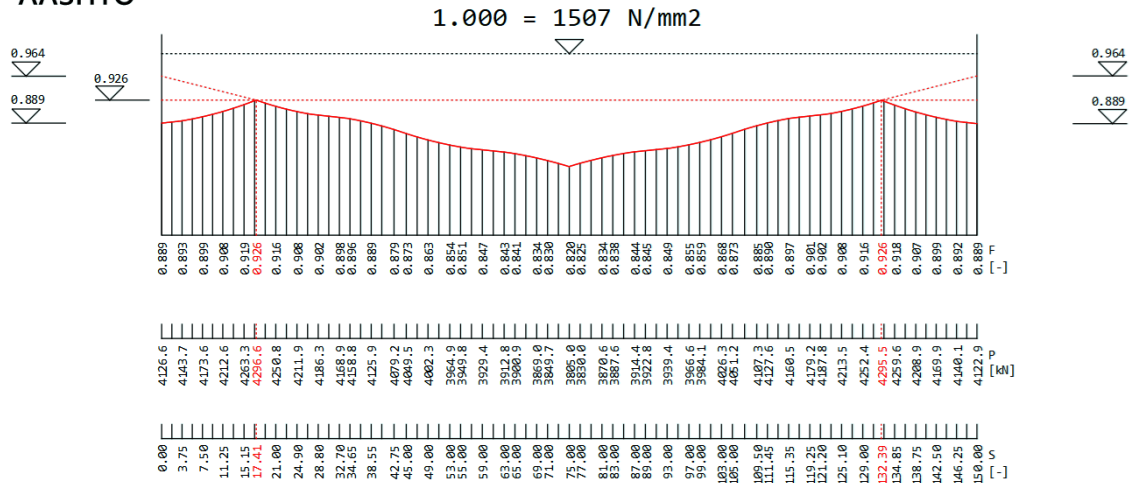


Figura 12.35 - Guitarra de las pérdidas de pretensado según la AASHTO

Como se ve, hay una pequeña diferencia en la magnitud del pretensado debido a la diferencia en los diagramas tensión-deformación de los dos códigos y a las diferencias en el cálculo de pretensado. La diferencia es pequeña y se traduce en solamente un 1% de diferencia en las pérdidas de pretensado y al final, en solo 1.3 kN de fuerza de tesado.

El resultado de juntar estas fuerzas para los 8 tendones es el siguiente gráfico, en el que se expone el pretensado efectivo, al cual ya se le ha restado el momento hiperestático o secundario debido al hiperestatismo de la estructura:

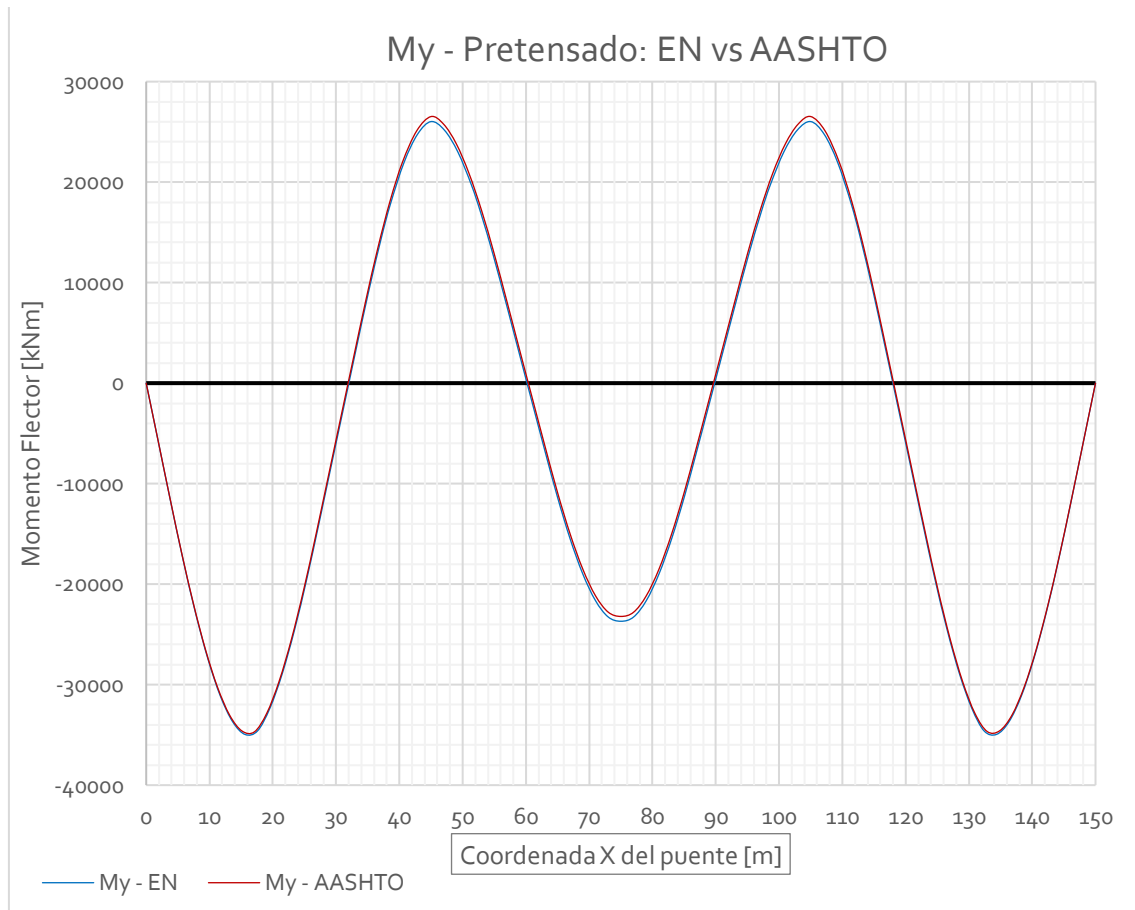


Figura 12.36 - Gráfica comparativa de los momentos en "y" debido al Pretensado

La diferencia entre ambos códigos es ínfima, igual que en las diferencias en las pérdidas, llegando a ser de entre un 1 y un 3% de diferencia. A efectos prácticos se puede suponer que el efecto del pretensado es igual en ambos códigos.

Como nota, el hecho de que el efecto del pretensado sea tan elevado en los vanos laterales comparado con las pilas y centro luz, se debe al efecto del momento secundario o hiperestático del pretensado, el cual, se genera debido al hiperestatismo de la estructura, y produce un efecto de momento flector positivo en la estructura tal y como el que se presenta a continuación correspondiente al pretensado del Eurocódigo:

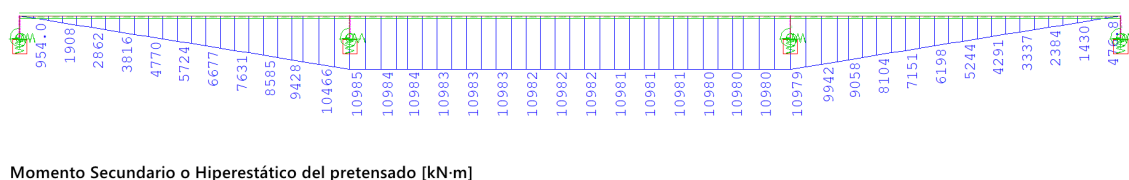


Figura 12.37 - Momentos hiperestáticos del pretensado para el Eurocódigo

Este, como se puede ver, es menor en los vanos laterales, lo que resulta en una menor reducción del pretensado en estos vanos, y al final se traduce en un mayor efecto favorable.

❖ COMPARACIÓN DE CARGAS POR TRÁFICO

Las cargas aquí comparadas son sin factores de carga ni factores de combinación, solamente la suma de los ejes de carga descritos por cada norma más su parte de carga distribuida uniforme (TS+UDL). En todos los supuestos (M_y mínima EN, M_y máxima AASHTO, etc.), se emplea el caso que genera una mayor sollicitación de entre los casos planteados en el apartado "Cargas de tráfico – Modelos de cargas" del subcapítulo anterior.

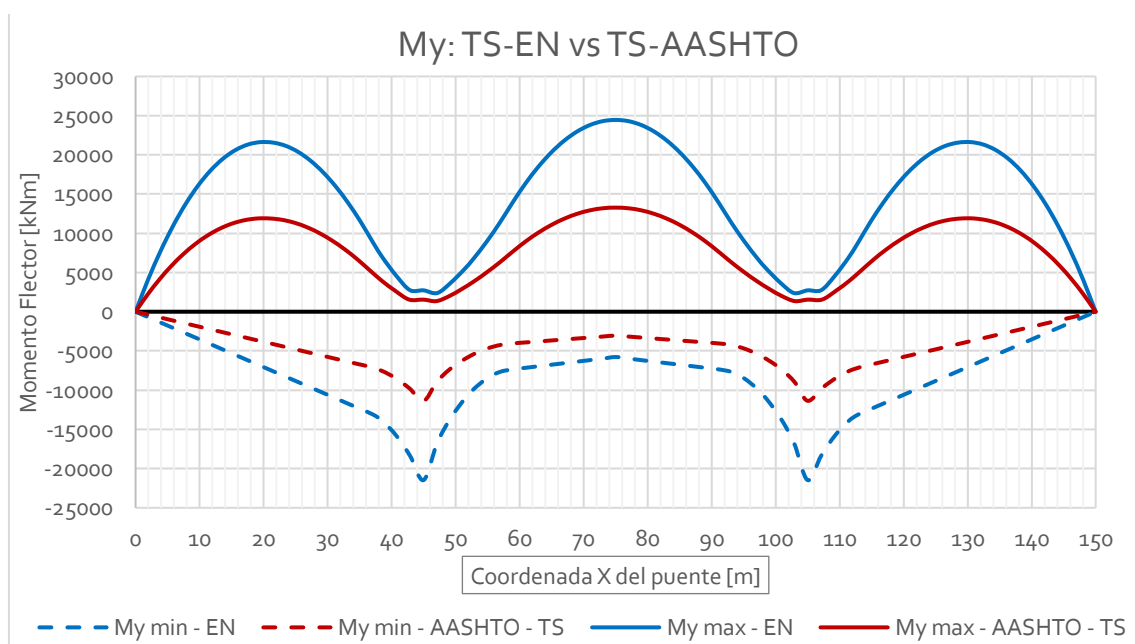


Figura 12.38 - Comparación del momento flector en "y" debido al Sistema Tándem

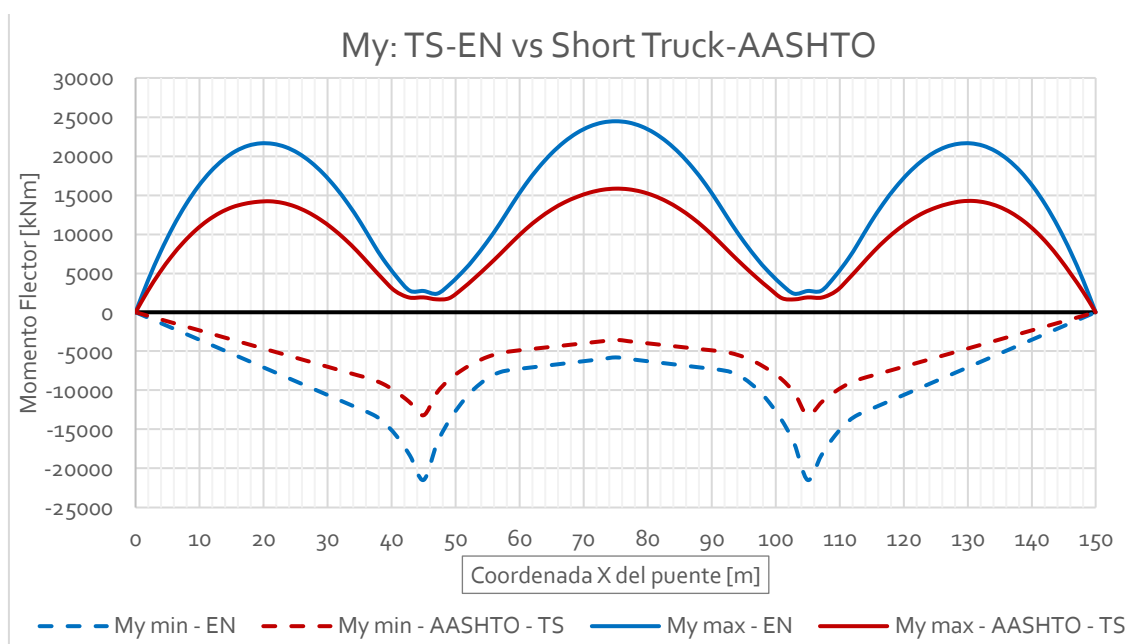


Figura 12.39 - Comparación del momento flector en "y" entre TS del Eurocódigo y DT corto de la AASHTO

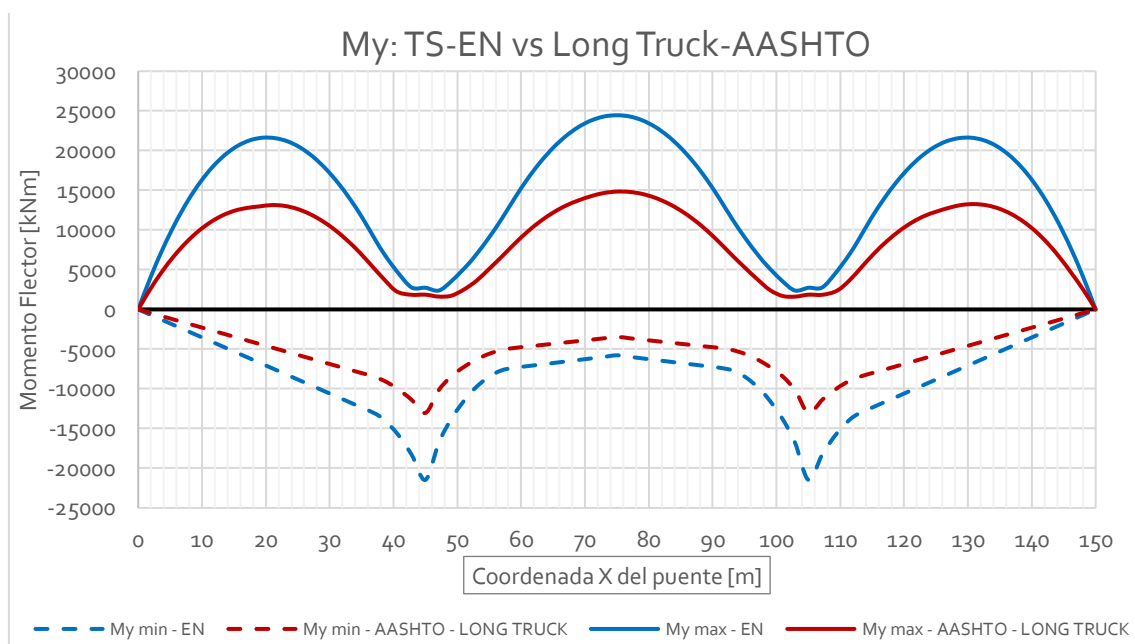


Figura 12.40 - Comparación del momento flector en "y" entre TS del Eurocódigo y DT largo de la AASHTO

Como se puede observar, ninguno de los tipos de carga por eje de la AASHTO presenta un valor mayor de sollicitación que aquellos obtenidos por el Eurocódigo. Se entiende que esto se debe, tal y como se muestra en la [Tabla 7.5](#) del [Capítulo 7](#) sobre las acciones incluidas en cada código, la carga total por ejes del Eurocódigo es de 1200 kN, mientras que la de la AASHTO es de 1106 kN.

Similar sucede para la carga distribuida, donde para el Eurocódigo se tiene una presión media distribuida de 4.27 kN/m^2 por todo el ancho circuleable del tablero, mientras que para la AASHTO se tiene en el caso más desfavorable, una presión media distribuida de 2.17 kN/m^2 por todo el tablero, igual que para el EN. Esto es más desequilibrado que en las cargas puntuales, y para demostrarlo, se presenta el gráfico comparativo de las UDL para ambos códigos:

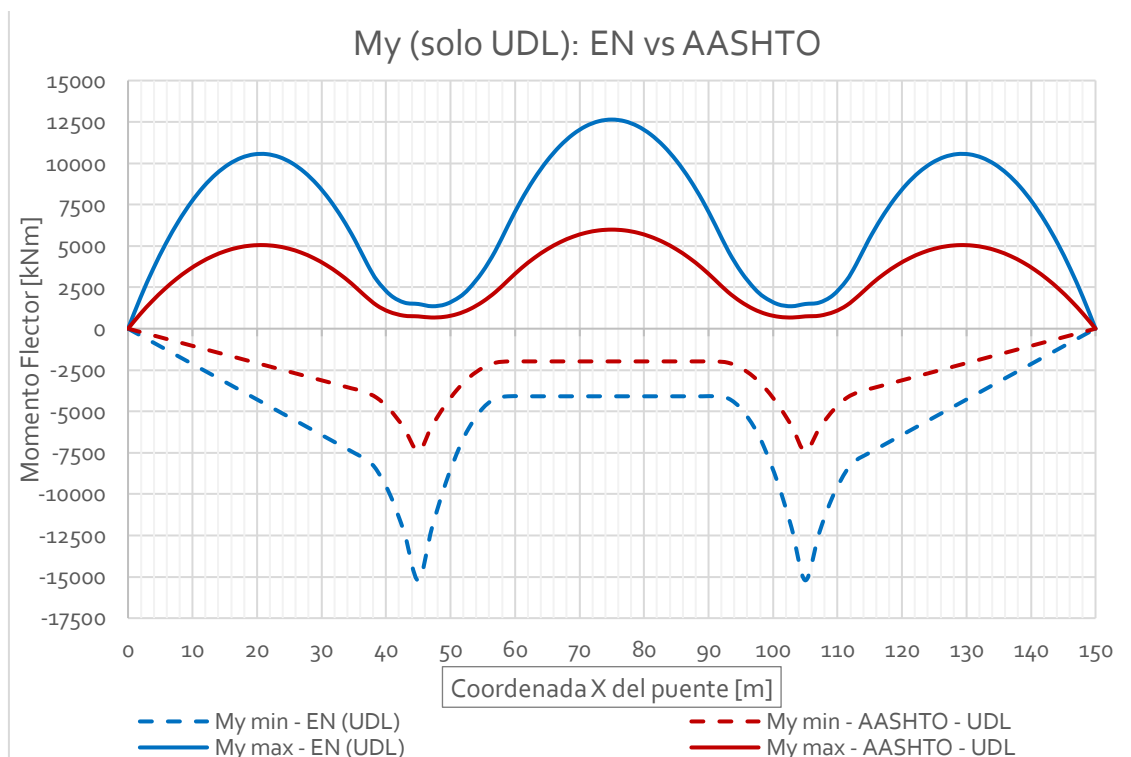


Figura 12.41 - Comparación del momento flector en "y" la UDL del Eurocódigo y "lane load" de la AASHTO

Por ello, los gráficos son representativos del conjunto de las solicitaciones y también de cada comparativa individual de TS y UDL, donde el Eurocódigo domina la severidad de las cargas, suponiendo una aplicación de cargas más conservadoras.

Como conclusión a este apartado, es necesario detallar que el ancho del tablero se decidió arbitrariamente al azar sin conocimientos previos de las diferencias existentes en el cálculo del número de carriles para cada norma, resultando esto en una pequeña diferencia entre códigos.

Se comenta esto porque se ha escogido un tablero de 13 metros de ancho que, a priori es suficiente dimensión para contener 4 carriles según el Eurocódigo (2 para cada sentido). Sin embargo, según lo establecido en la AASHTO, los carriles habrán de ser de 3.66 metros, lo que solo permite generar 3 carriles y un ancho sobrante.

Esta diferencia de 1 carril nocional, se cree que es una de las múltiples diferencias para los resultados expuestos en este apartado sobre cargas de tráfico, ya que la AASHTO permite cargar el 4º carril con otro "Tandem System" o "Design Truck", aunque afectado por el factor de presencia múltiple de 0.65, lo que supondría un ligero aumento en la carga total, aunque no suficiente para compensar las diferencias observadas.

Esto es fácilmente comprobable solo con la multiplicación de las variables implicadas. Para el caso actual, se tiene que para obtener la UDL o TS hay que multiplicar la carga por el número de carriles y por el factor de simultaneidad, siendo en este caso 3 carriles por 0.85 ($3 \cdot 0.85 = 2.55$). Sin embargo, para el caso en el que hubiese 4 carriles nocionales con vehículos circulando, por el factor 0.65 ($4 \cdot 0.65 = 2.6$), la diferencia es mínima, por lo que aunque es algo a detallar como parte de la comparación, no supone un cambio notable en la realidad.

COMPARACIÓN DE FLECTORES DEBIDO A LA FLUENCIA

El efecto de la fluencia puede ser notable en estructura fuertemente pretensadas. En este caso, su impacto sobre la estructura es muy bajo, añadiendo por ello ni siquiera un 2% a la combinación final de acciones, pero es interesante comprobar los resultados que arroja su cálculo para ambos códigos.

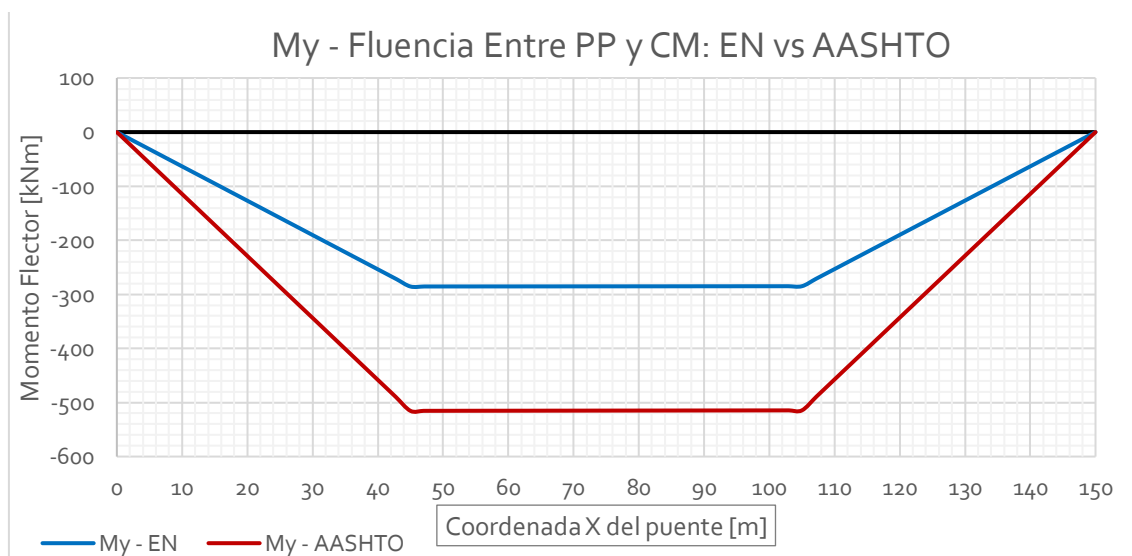


Figura 12.42- Comparación del M_y por fluencia entre la ejecución del tablero y la capa de rodadura

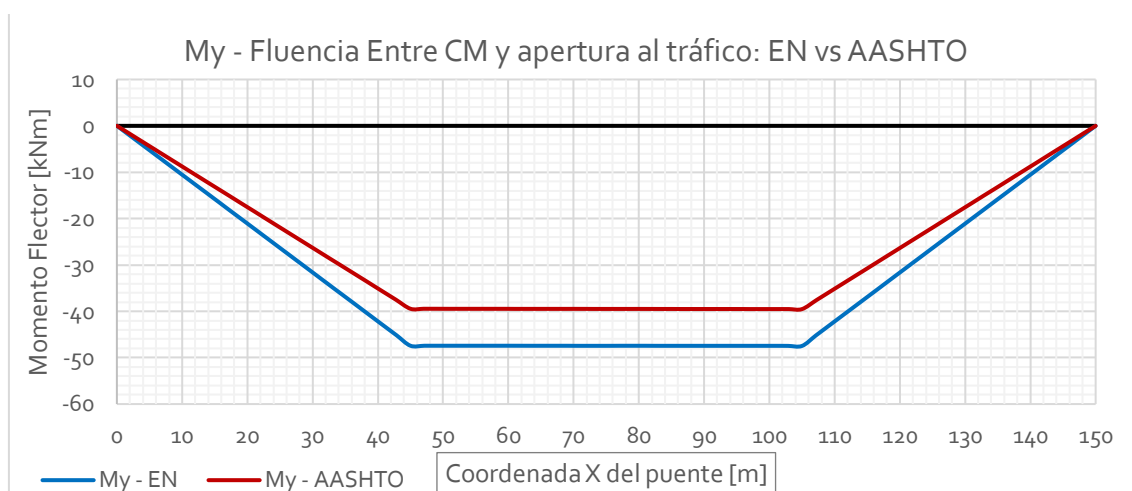


Figura 12.43 - Comparación del My por fluencia entre la ejecución de la capa de rodadura y la apertura al tráfico

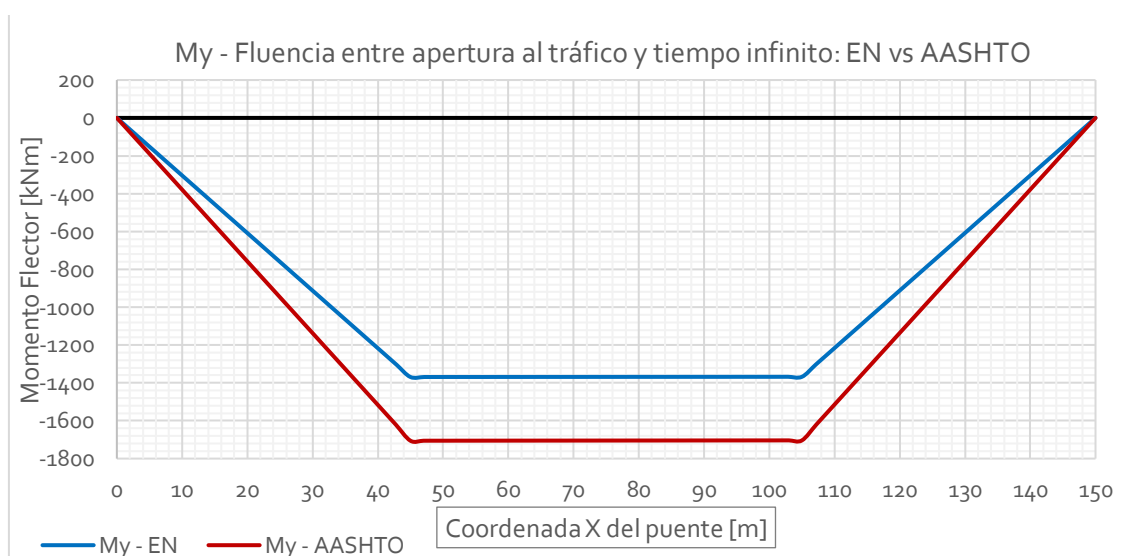


Figura 12.44 - Comparación del My por fluencia entre la apertura al tráfico y tiempo infinito

Como se ve en las gráficas, la AASHTO es notablemente más conservadora con el efecto producido por la fluencia para este puente, pero esta diferencia se va compensando hacia tiempo infinito, probablemente por la no linealidad de la fluencia según Eurocódigo a partir de una tensión de compresión, σ_c , mayor a $0.45 \cdot f_{ck}$.

COMPARACIÓN DE COMBINACIÓN DE ACCIONES ULS

Lo siguiente es comparar los esfuerzos generados en el tablero, siendo los primeros los momentos flectores. Para exponer los datos, se muestran figuras con 2 funciones de valores representados. Las funciones con un tipo de línea a trazos serán las funciones del recipiente de cargas variables, o lo que es lo mismo en este caso, las cargas por tráfico. Mientras que la función representada por una línea sólida serán los resultados debidos a la combinación total de acciones ULS o Strength I, para Eurocódigo y AASHTO respectivamente.

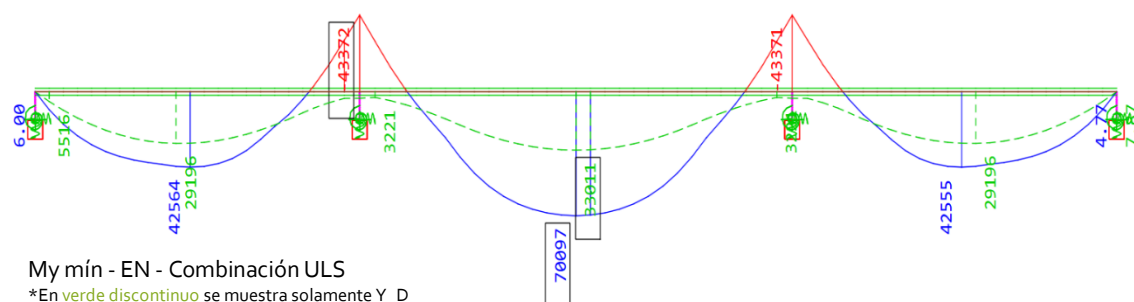


Figura 12.45 – Momentos mínimos debido a la combinación de acciones pésima de ULS con y sin GPC

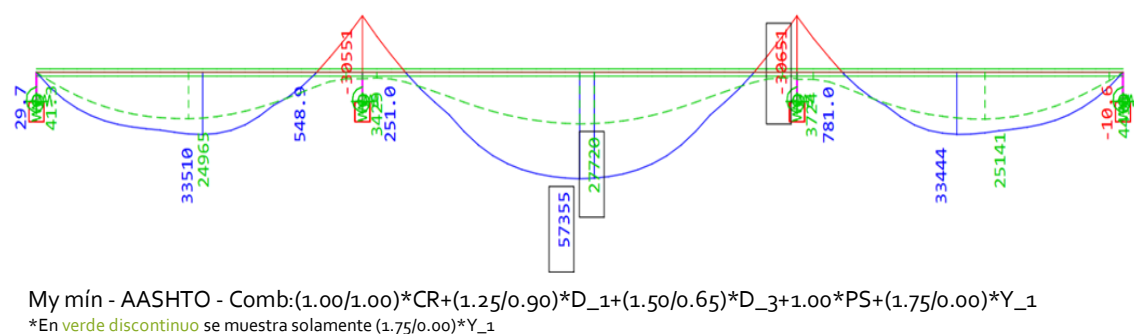


Figura 12.46 - Momentos mínimos debido a la combinación de acciones pésima de Strength I con y sin GPC

Empezando por los valores mínimos del momento flector en "y", se ve que los resultados son bastante dispares, teniendo el Eurocódigo una diferencia solo por cargas de tráfico factorizadas, de 5300 kN·m más que la AASHTO en el centro luz del vano central.

Esta situación se magnifica al factorizar los efectos del peso propio, la carga muerta, el pretensado y la fluencia, aumentando la diferencia hasta los 12700 kN·m, lo que concuerda con lo visto para el peso propio, que ya era 3600 kN·m mayor sin factorizar, a lo que si se le suma el hecho de que el coeficiente parcial para cargas permanentes según el Eurocódigo es de 1.35, mientras que el de la AASHTO, solo de 1.25, acaba sumando aproximadamente eso, por lo que los resultados tienen sentido.

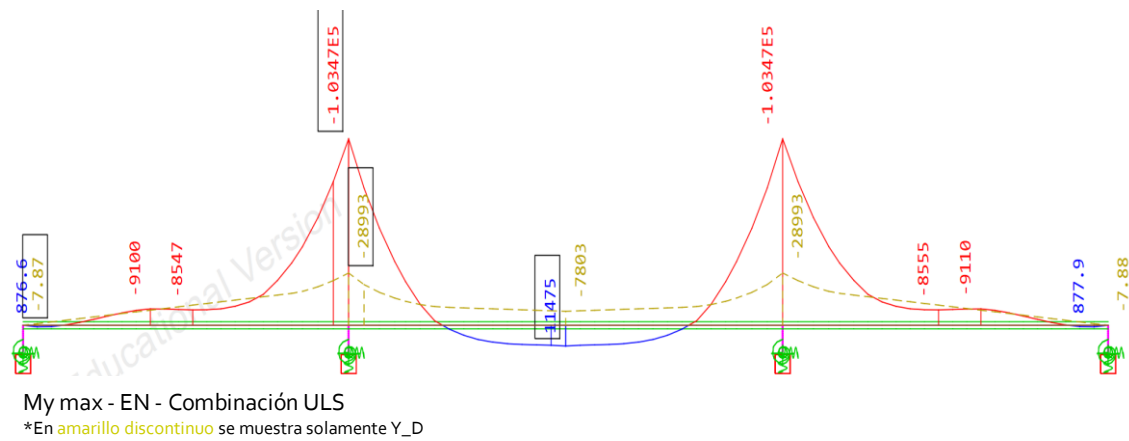


Figura 12.47 - Momentos máximos debido a la combinación de acciones pésima de ULS con y sin GPC

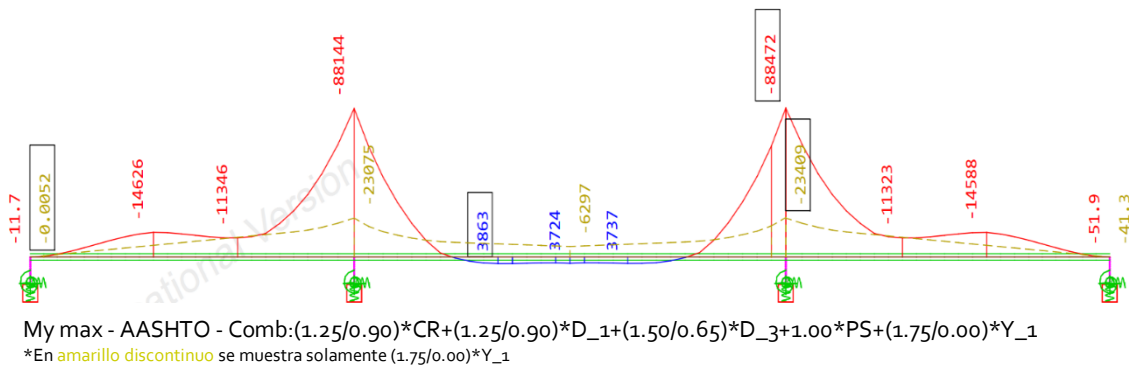
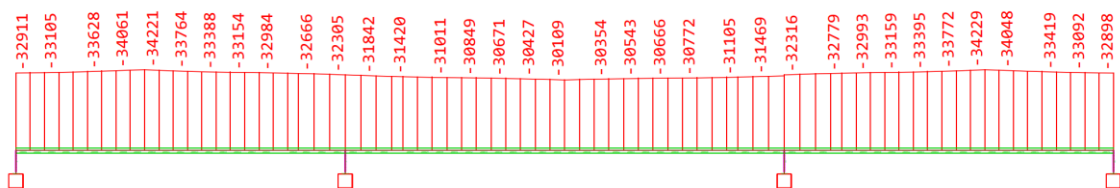


Figura 12.48 - Momentos máximos debido a la combinación de acciones pésima de Strength I con y sin GPC

Similar a lo que sucede para el momento mínimo, la diferencia entre códigos vuelve a ser notable por los mismos motivos. En este caso llegando a suponer 15 300 kN·m de diferencia, lo que es menor porcentualmente que en el caso anterior, pero mayor en términos absolutos.

Para una mayor comprensión de la estructura, se presentan los máximos y mínimos de los otros esfuerzos estructurales para las combinaciones ULS y Strength I:

EUROCÓDIGO: Axil máximo (Nx) [kN]

Figura 12.49 - Axil N_x pésimo para ULS del Eurocódigo

AASHTO - Axil máximo (Nx) [kN]

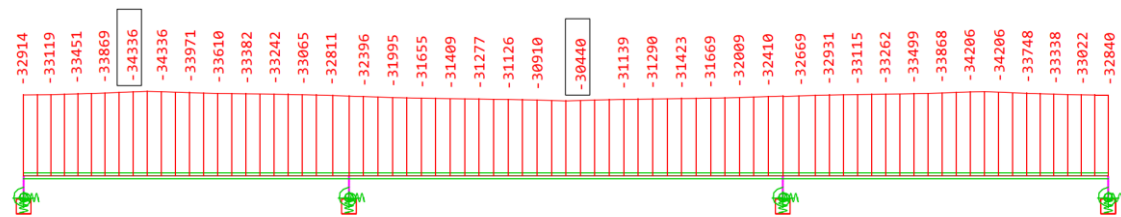


Figura 12.50 - Axil Nx pésimo para Strength I de la AASHTO

Sobre los resultados del axil, como la principal fuente de este es el pretensado, y como ya se ha expuesto, el pretensado es básicamente idéntico en ambos códigos, el axil también resulta muy similar, estando la diferencia en justo la misma diferencia que hay entre las acciones de frenado: 700kN para el Eurocódigo y 300kN para la AASHTO.

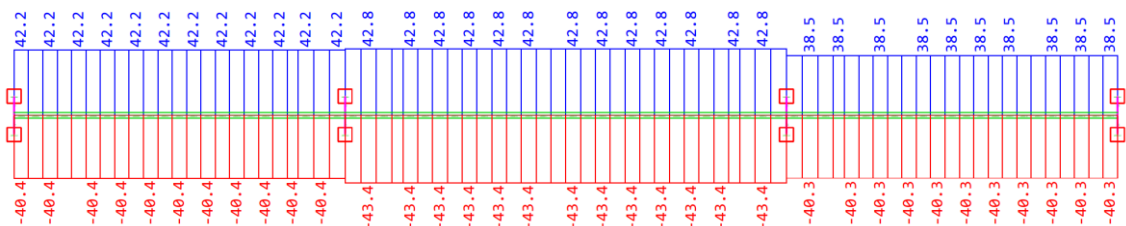
EUROCÓDIGO, Cortante en "y" (Vy) [kN]: Máximo Vy
Mínimo Vy

Figura 12.51- Cortante Vy mínimo y máximo para el Eurocódigo

AASHTO - Cortante en "y" (Vy) [kN]: Vy máximo Vy mínimo

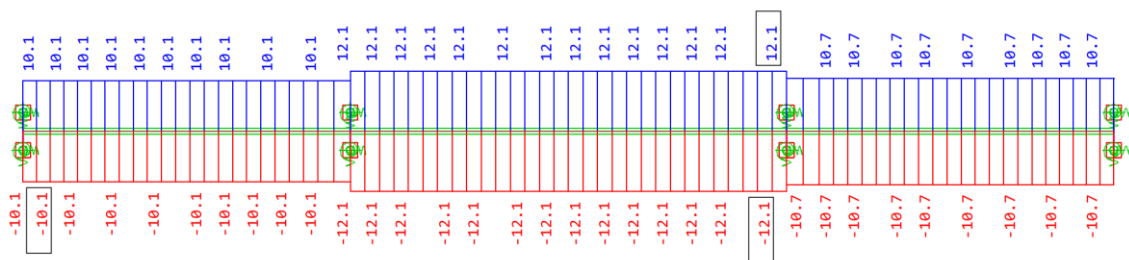


Figura 12.52 - Cortante Vy mínimo y máximo para la AASHTO

Poco hay que comentar sobre este esfuerzo de cortante transversal, salvo que es irrelevante para el caso que se nos presenta, donde no se aplican las cargas de viento o de impacto contra los pretilos. En estos casos su magnitud sería mucho mayor y es probable que tuviese más relevancia.

EUROCÓDIGO: Cortante máximo (Vz) [kN]

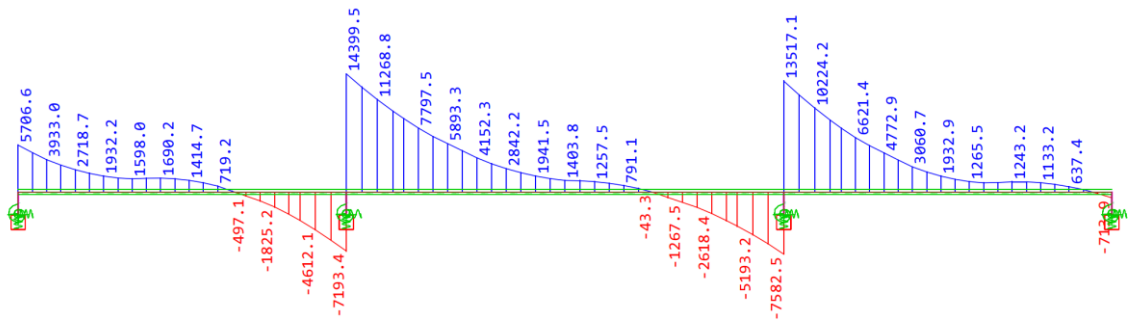


Figura 12.53 - Cortante Vz máximo para el Eurocódigo

AASHTO - Cortante máximo en "z" (Vz) [kN]:

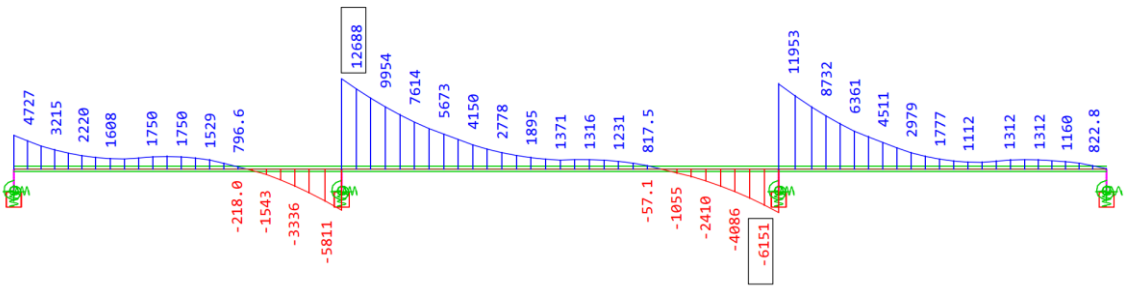


Figura 12.54 - Cortante Vz máximo para la AASHTO

EUROCÓDIGO: Cortante mínimo en "z" (Vz) [kN]

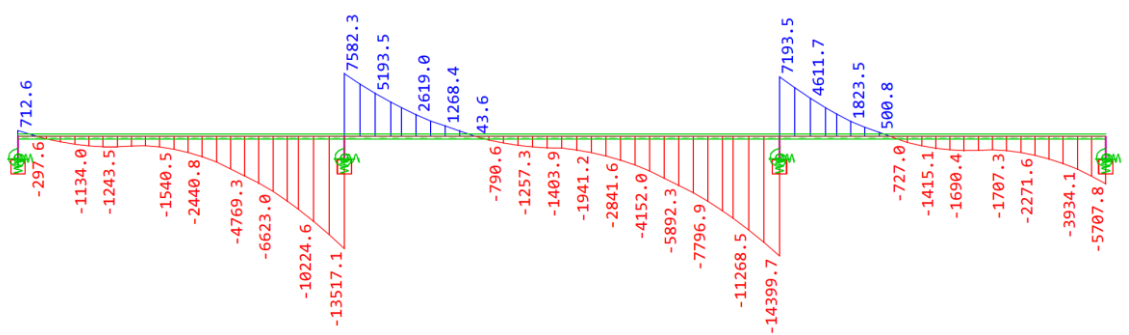
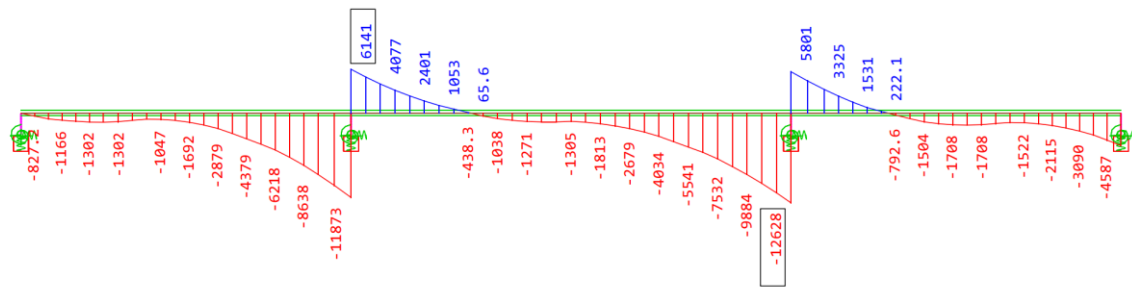


Figura 12.55 - Cortante Vz mínimo para el Eurocódigo

AASHTO - Cortante mínimo en "z" (Vz) [kN]

Figura 12.56 - Cortante V_z mínimo para la AASHTO

El cortante longitudinal, que es el que se emplea típicamente para el cálculo de la armadura de cortante entre otros, es bastante similar entre los códigos. Esto deriva en diferencias de 1000 a 2000 kN en los mismos puntos que el momento flector longitudinal. El motivo es que el Eurocódigo tiene mayor carga por peso propio y por carga de tráfico, tal y como ya se expuso anteriormente.

EUROCÓDIGO - Momento en "z" (Mz) [kN-m]: Máximo Mz Mínimo Mz

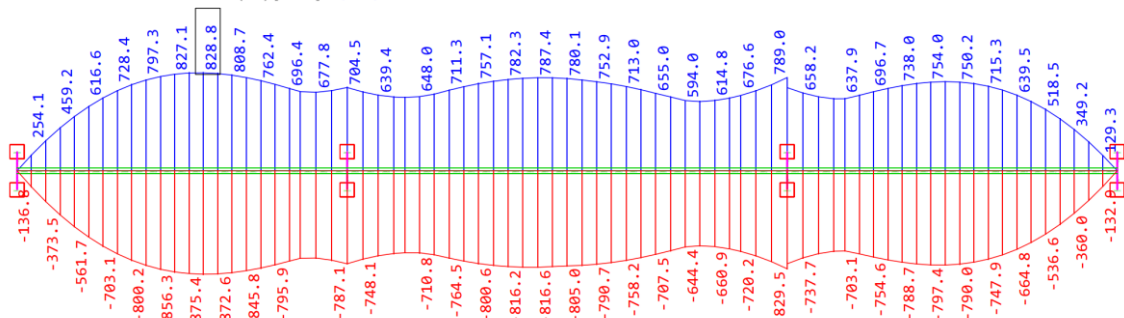


Figura 12.57 - Momento en "z" mínimo y máximo para el Eurocódigo

AASHTO - Momento en "z" (Mz) [kN-m]: Mz máximo Mz mínimo

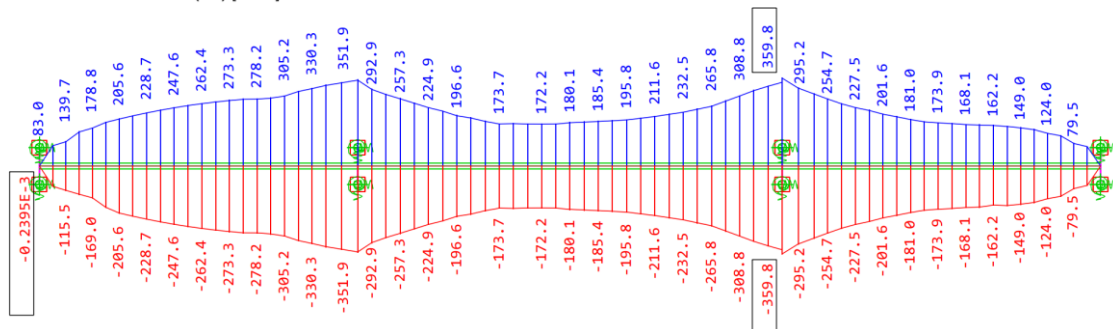


Figura 12.58 - Momento en "z" mínimo y máximo para la AASHTO

El momento flector en "z" es íntegramente producido por cargas excéntricas. Como se ha expuesto en el subcapítulo 12.1, en este ejemplo las únicas cargas que no están aplicadas de manera simétrica son los casos de carga del tráfico, donde poner un modelo de vehículo a circular con sus ejes por uno de los carriles nocionales extremos del tablero de forma asimétrica, genera estos esfuerzos transversales, por lo que las diferencias en las cargas de tráfico se traducen en las diferencias en el M_z .

EUROCÓDIGO - Momento torsor (Mt) [kN-m]: Máximo Mt Mínimo Mt

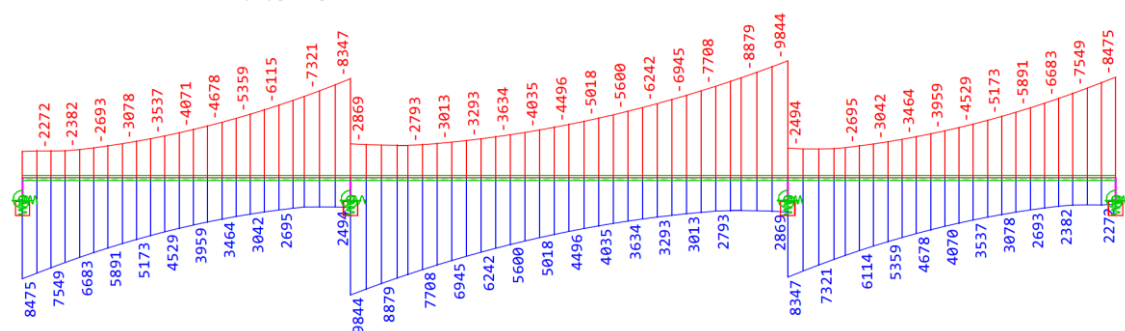


Figura 12.59 - Momento torsor mínimo y máximo para el Eurocódigo

AASHTO - Momento torsor (Mt) [kN-m]: Mt máximo Mt mínimo

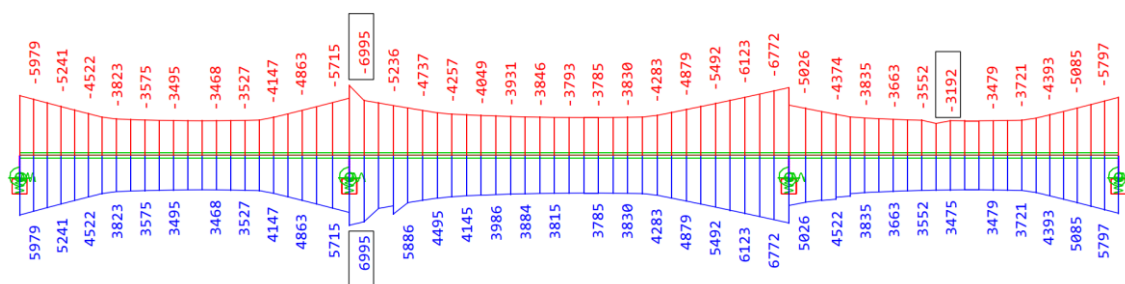


Figura 12.60 – Momento torsor mínimo y máximo para la AASHTO

Similar a lo expuesto para el caso anterior, pero combinado con el esfuerzo cortante, supone una gran diferencia en los valores del momento torsor entre ambos códigos. Esto también se traducirá posteriormente en mayores requerimientos de armadura de torsión para el Eurocódigo que para la AASHTO.

COMPARACIÓN DE ARMADURAS LONGITUDINALES

Llegando al final de la comparativa, se procede a analizar los resultados del cálculo de la resistencia a flexión, mediante la cual se dimensiona la cuantía de acero longitudinal necesaria en la sección, en las 5 posiciones establecidas en la definición de la sección.

Lo primero es generar la combinación de acciones que se comprobará. Esta, se detalla en las siguientes 2 tablas para la sección de pila (escogida por ser el punto crítico del dimensionamiento).

Design Forces and Moments

Beam	x[m]	SNo	LC	N[kN]		Vy[kN]		Vz[kN]		Mt[kNm]		My[kNm]		Mz[kNm]	
						Mb[kNm2]		Mtp[kNm]		Mts[kNm]		eMy[kNm]		eMz[kNm]	
200024	0.000	102	2105	LC	5020	LC	5030	LC	5021	LC	5025	LC	5035	LC	5045
					1.0000		1.0000		1.0000		1.0000		1.0000		1.0000
				LC	6025	LC	6035	LC	6045	LC	2141				
					1.0000		1.0000		1.0000		1.0000				
			2105		0.2		2.54		7585.14		131.49		-59781.26		68.44
			2106	LC	5020	LC	5030	LC	5021	LC	5025	LC	5035	LC	5045
					1.3500		1.3500		1.0000		1.3500		1.3500		1.3500
				LC	6025	LC	6035	LC	6045	LC	2142				
					1.0000		1.0000		1.0000		1.0000				
			2106		0.2		-3.61		13825.70		5932.71		-118515.59		-171.95

Figura 12.61 - Combinación de acciones más desfavorable del Eurocódigo para el dimensionamiento del armado pasivo longitudinal

Tabla 12.12 - Valores de cálculo de las acciones, coeficientes y resultado de la combinación de acciones

Eurocode - ULS - Apoyo pila interior - Combinación ULS sin momento primario de pretensado								
LC 5020	LC 5021	LC 5025	LC 5030	LC 5035	LC 5045	LC 2142	PB	ZP
1.35	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	15 041	10 985
-63 778	26 025	-285	-8 969	-47	-1 368	-28 992		
Quitando PB								
TOTAL	-103 473	-118 514						

La primera tabla indica la combinación y el resultado obtenido directamente por el programa, sin pasos intermedios, mientras que la segunda tabla se ha creado para mostrar la combinación, puesto que esto no se especifica en la tabla, pero las combinaciones de momento para la comprobación a flexión descuentan el efecto del momento primario del pretensado, representado en esta tabla por PB. Si se hace la combinación tal y como indica la tabla de Sofistik, se acaba en el resultado anterior -103 473 kN·m, que es considerando la carga del pretensado (LC5021), como favorable, ya que es un momento positivo. Sin embargo, el programa descarta el momento primario, por lo que el resultado adecuado y correspondiente a la tabla, se especifica en verde.

Tabla 12.13 - Ejemplo de cálculo de armado longitudinal para la sección de pila

Required Reinforcements

Beam	x[m]	SNo	LC	NRd [kN]	MyRd [kNm]	MzRd [kNm]	$\epsilon-1$ [o/oo]	$\epsilon-2$ [o/oo]	$\gamma-c$ [-]	$\gamma-s$ [-]	rel [-]	As [cm ²]	Lay.
				ΔN_i [kN]	ΔV_{yi} [kN]	ΔV_{zi} [kN]	ϵ_{yn} [mm]	ϵ_{zn} [mm]	$\tau-b$ [mm]	σ_{-min} [mm]	σ_{-max} [mm]		
				Designation		$\epsilon-o$	ϵ_{-min}	ϵ_{-max}	$\tau-b$	σ_{-min}	σ_{-max}		
				shear cut	1	$\epsilon-c$	D/Dmax	Z/Zmax	T/Tm	5	N[kN]		2
200024	0.000	102	2105	-14.5	-101210.	104.51	-3.05	17.44	1.50	1.15	1.69	95.95	1 BOT
				115.7	0.00	0.92	9999	2564	712.4	1681.	2550.3	165.17	2 TOP
				Material	1	-2.00	-3.05	17.91		-22.7	0.00	19.20	3 RIG
				Reinforcem.	2		-2.58	17.44		-435.	445.88	19.20	4 LEF
				Tendons	3		16.08	20.00		1551.	1595.1	246.40	Z
												(1.57)	T ²
			2106	0.2	-118516.	-171.93	-2.69	10.81	1.50	1.15	1.00	95.95	1 BOT
				3082.3	0.00	1.34	-9999	2415	843.1	1657.	2550.0	446.41	2 TOP
				Material	1	-2.00	-2.69	11.12		-22.7	0.00	19.33	3 RIG
				Reinforcem.	2		-2.38	10.81		-435.	441.06	19.28	4 LEF
				Tendons	3		12.01	16.14		1506.	1552.2	0.11	5 TOR
												246.40	Z
												(70.89)	T ²

Eurocódigo - Armadura de refuerzo longitudinal total en todas las posiciones en cm²

Necessary reinforcement after ULS Design

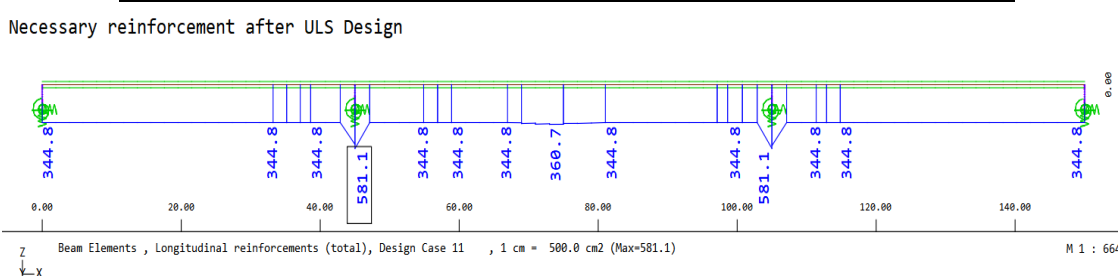


Figura 12.62 - Resultado total del dimensionamiento en ULS del Eurocódigo

Tras lo anterior, se procede a la comprobación, lo cual Sofistik expone mediante la tabla y gráfico superiores. En la tabla, se muestran los parámetros necesarios para obtener el momento resistente en el eje "y" (punto 1). Mediante comparación del momento último, M_y , y el momento resistente, M_{yRd} , se obtiene el aprovechamiento relativo de la sección, rel, marcado con la llamada roja número 5. Esto se representa en tanto por uno, como de agotada esta la sección. Por debajo de 1.0 implica fallo por flexión de la sección.

En el ejemplo marcado, la sección aún tiene un 69% de margen de resistencia para las acciones. Esto conlleva unas cuantías de armadura expuestas más a la derecha con el número 2 en rojo, donde se marca la cantidad de armadura longitudinal necesaria en centímetros cuadrados en esa sección en concreto. Se divide por capas, tal y como se expresó antes y en el apartado de descripción del caso.

Los valores de las capas 1, 3 y 4 son iguales a la cuantía mínima de armadura dispuesta en el cálculo, lo que corresponde a una barra cada 300mm de separación con el diámetro correspondiente a cada capa.

Normalmente se habría de disponer de la armadura mínima expresada en los propios códigos, pero como para la AASHTO es necesario calcular primero para obtener el momento actuante, M_u , lo que cambiaría para cada sección y cada combinación, se ha establecido un valor mínimo razonable a las dimensiones y tipo de estructura para ambos códigos por igual.

En un caso real de un puente de 60 metros de luz en su vano central, raramente se va a disponer menos de una barra longitudinal cada 300 mm, ya sea que se pueda o no, y tampoco se va a estar cambiando el diámetro de las barras cada poca distancia longitudinal, o no se debería, puesto que genera complejidad de ejecución a los ferrallistas y puede provocar errores, que en una estructura de este tipo no son admisibles.

Continuando la explicación de la tabla, en el caso de la capa "2 TOP", su valor mínimo es 210 cm^2 , pero el programa considera ese un valor muy conservador y muestra el que realmente haría falta para un brazo del bloque de compresiones menos conservador. Al final, lo que se pone es el mínimo establecido de armadura y eso es solo un valor informativo.

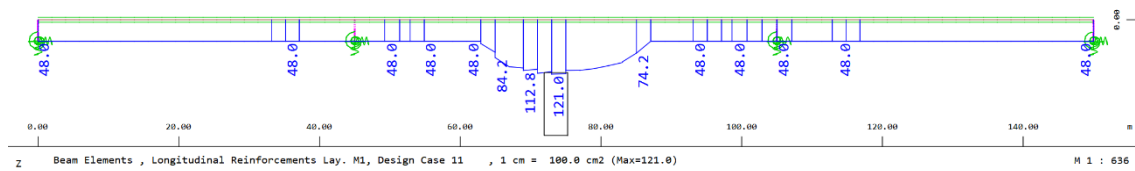
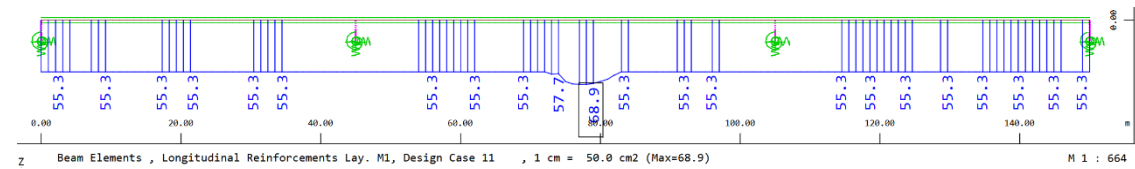
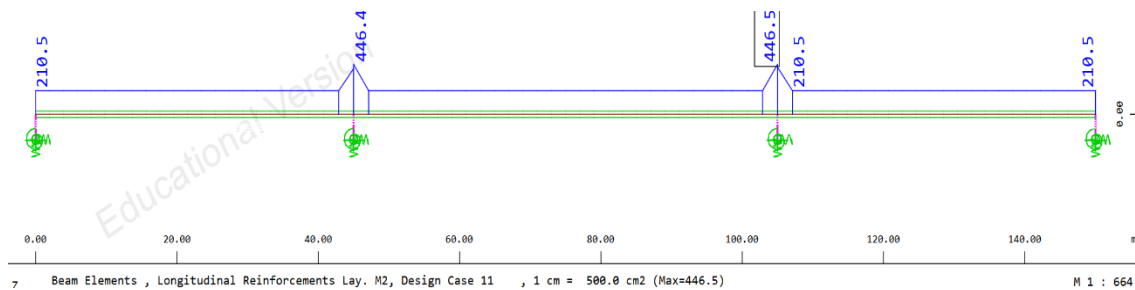
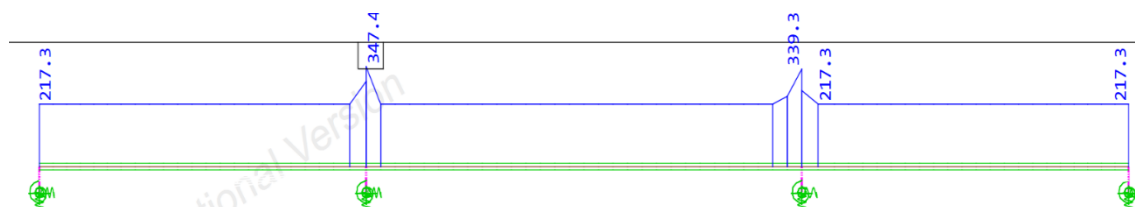
Luego, el valor con la letra "Z" representa el área de la armadura activa, ya que esta también cuenta de cara al cálculo de resistencia a flexión. Por último, el valor T^2 es la armadura longitudinal frente a torsión exigida por el cálculo.

Un poco diferente es el caso de más abajo en la tabla, donde se expone el momento resistente del número 3 rojo, el cual es igual al momento de la combinación de acciones. Esto se debe a que, para las armaduras mínimas, el momento último ha agotado la sección, entonces, para cumplir y que no falle, eleva el agotamiento relativo de la sección, "rel", a la unidad a base de aumentar la armadura longitudinal en la capa que sea más eficaz, tal y como se marca en el número 4 en rojo, donde ahora se ve como la armadura correspondiente a la capa "TOP" y " T^2 " ahora es superior al caso anterior donde no se agotaba la sección.

El gráfico bajo la tabla expone un resumen de la comprobación que se acaba de explicar, pero para cada una de las 76 rebanadas o secciones que existen en el modelo de elementos finitos y para todas las cuantías de todas las capas sumadas (a excepción de T^2 y Z).

Para ver mejor las diferencias en las cuantías de armadura inferior, se baja el área mínima del armado aumentando la separación de las barras a 600 mm.

A continuación, se mostrarán los resúmenes para la capa inferior o "BOT" y la capa superior o "TOP" de los cálculos hechos para el Eurocódigo y la AASHTO.

Figura 12.63 - Eurocódigo - Armadura de refuerzo longitudinal inferior en cm^2 Figura 12.64 - AASHTO - Armadura de refuerzo longitudinal inferior en cm^2 Figura 12.65 - Eurocódigo - Armadura de refuerzo longitudinal superior en cm^2 Figura 12.66 - AASHTO - Armadura de refuerzo longitudinal superior en cm^2

Como se puede comprobar, los resultados son bastante similares para la capa inferior, pero la capa superior, que es la más requerida en las pilas, que son las secciones críticas, difieren bastante entre ambos códigos. Concretamente, en 99 cm^2 , que son unas 21 barras de diámetro 25 mm o un 28.5% más de armadura requerida. Esto parece razonable, teniendo en cuenta que el momento de cálculo para esta sección son $-118\,515 \text{ kN}\cdot\text{m}$, mientras que para la sección equivalente de la AASHTO son $-102\,616 \text{ kN}\cdot\text{m}$, que supone una diferencia del 15.5%, y a lo que hay que sumarle las diferencias apreciadas entre materiales, donde el Eurocódigo emplea unos coeficientes parciales de seguridad severos que reducen notablemente su resistencia.

Para estimar esto último, se ha creado una hoja Excel para la comprobación frente a flexión de una viga equivalente a la sección del puente de este ejemplo. Esto se hace mediante una sección en doble "T" de área y dimensiones de ala y alma equivalente a la del caso práctico. Con esto y las mismas características de los materiales y aceros, se calcula el requerimiento de armadura longitudinal para unos momentos flectores similares a los del caso práctico, y se prueba para varias resistencias, variando estas entre el 26.67 MPa resultante de dividir 40 MPa entre 1.5 del factor de seguridad, hasta los 42 de f_{ck} que tiene el hormigón de la AASHTO.

El resultado se expone en la siguiente tabla:

Tabla 12.14 - Comprobación de sensibilidad de la resistencia del hormigón en las cuantías de acero

Tabla comparativa cuantías acero

Mu - ϵ_c		Resistencia hormigón [Mpa]				Diferencia $f_{cd}=26.67$ y $f_{cd}=40$
		26.67	30	35	42	
90 000 kN·m	0.003	9 374 mm ²	8 188 mm ²	6 480 mm ²	4 188 mm ²	5 186 mm ²
		-	-3.8%	-4.2%	-5.1%	
	0.0035	8 128 mm ²	6 782 mm ²	4 838 mm ²	2 224 mm ²	5 904 mm ²
		-	-5.0%	-5.7%	-7.7%	
100 000 kN·m	0.003	17 297 mm ²	16 157 mm ²	14 526 mm ²	12 353 mm ²	4 944 mm ²
		-	-2.0%	-2.0%	-2.1%	
	0.0035	16 156 mm ²	14 866 mm ²	13 015 mm ²	10 540 mm ²	5 616 mm ²
		-	-2.4%	-2.5%	-2.7%	
110 000 kN·m	0.003	25 147 mm ²	24 038 mm ²	22 466 mm ²	20 389 mm ²	4 758 mm ²
		-	-1.3%	-1.3%	-1.3%	
	0.0035	24 095 mm ²	22 847 mm ²	21 068 mm ²	18 707 mm ²	5 388 mm ²
		-	-1.6%	-1.6%	-1.6%	

El resultado general es que hay una diferencia media entre el caso de 26.67 MPa y 42 MPa de 53 cm², que ya es la mitad de la diferencia que hay en la armadura superior del ejemplo calculado con Sofistik, lo que reafirma la lógica de los resultados.

En resumen, la diferencia de momentos flectores, que se cuantifica en un 15.5% de diferencia, supone una diferencia de área de: $347.4 \text{ cm}^2 \cdot 15.5\% = 53.79 \text{ cm}^2$, que sumados a los 53 cm² de antes, da un total de diferencia de 106.8 cm², valor muy similar al de la diferencia apreciada entre el resultado de la AASHTO y Eurocódigo. Aplicando la misma lógica para las cuantías de armadura inferior se llega a una conclusión similar.

Puede que este símil no sea estrictamente correcto, pero se considera que sirve para justificar las diferencias casi al completo.

COMPARACIÓN DE ARMADURAS TRANSVERSALES

Similar a lo expuesto para las armaduras longitudinales, pasa para las armaduras de cortante.

Para ello, se expone una tabla de ejemplo similar para su explicación. Esta tabla de ejemplo corresponde a la sección de pila, y a las combinaciones de carga que generan mayores requerimientos.

Tabla 12.15 - Ejemplo de cálculo de armado transversal para la sección de pila

Required Shear Reinforcements

Beam	x[m]	SNo	LC	S	Z	T [kN/m]	d [mm]	bs [mm]	k [-]	τ -V [MPa]	τ -T [MPa]	vc [MPa]	ϵ -x [%]	β [°]	As/s [cm ² /m]
200024	0.000	101	1105	WEB	E	1168.69	96%E	600.0		1.95	0.00	0.47	22.8		24.73
				WEB	E	1168.69	96%E	600.0		1.95	0.00	0.47	22.8		24.73
				SLA		0.00	+dF	300.0		0.00	0.00	0.47	22.8		3.29 ¹
				SLA		0.00	+dF	250.0		0.00	0.00	0.47	22.8		2.74 ¹
				FLL	E	-153.55	+dF	498.4		-0.31	0.00	0.47	22.8		5.47 ¹
				FLR	E	-153.55	+dF	497.2		-0.31	0.00	0.47	22.8		5.46 ¹
			1106	WEB	E	2293.42	96%E	600.0		3.82	0.00	0.47	22.8		55.13
				WEB	E	2293.42	96%E	600.0		3.82	0.00	0.47	22.8		55.13
				SLA		0.00	+dF	300.0		0.00	0.00	0.47	22.8		3.29 ¹
				SLA		0.00	+dF	250.0		0.00	0.00	0.47	22.8		2.74 ¹
				FLL	E	-294.37	+dF	498.4		-0.59	0.00	0.47	22.8		5.47 ¹
				FLR	E	-294.37	+dF	497.2		-0.59	0.00	0.47	22.8		5.46 ¹
			C05	WEB	E	2414.66	96%E	600.0		4.02	0.00	0.47	22.8		58.40
				WEB	E	2414.66	96%E	600.0		4.02	0.00	0.47	22.8		58.40
				SLA		0.00	+dF	300.0		0.00	0.00	0.47	22.8		3.29 ¹
				SLA		0.00	+dF	250.0		0.00	0.00	0.47	22.8		2.74 ¹
				FLL	E	-296.11	+dF	498.4		-0.59	0.00	0.47	22.8		5.47 ¹
				FLR	E	-296.10	+dF	497.2		-0.60	0.00	0.47	22.8		5.46 ¹

En el número 1 rojo se exponen los cortes realizados a la sección para hallar el equilibrio del flujo de cortante, lo que nos devolverá la armadura transversal requerida para el corte al usar este método. Esto es diferente a lo que se explica en el subcapítulo de comprobación frente a cortante, pero ambos se basan en lo mismo, el flujo de cortante por las "paredes" de la sección.

Puesto que esto es más complejo, no se entra en detalle, pero si se explicará lo básico. Esto es que los cortes realizados a la sección se han hecho pasando por el centro de gravedad, lo que divide en 2 la sección vertical y horizontalmente. Como es una sección hueca, esto produce 2 sub-cortes diferentes a través de cada una de las almas y a través de cada una de las alas, de ahí que haya 2 filas con el mismo nombre en el número 1 rojo. Esto es necesario para tener en cuenta el flujo de cortante que produce el esfuerzo de torsión en la sección, el cual en uno de los cortes se sumará al cortante vertical, y en el otro irá en contra del cortante, siendo favorable.

"T" en este caso es el flujo de cortante, el cual se obtiene de dividir el valor del cortante de cálculo en la sección por el brazo "d" de la siguiente columna.

Dividiendo " T " entre el ancho del corte realizado sobre la estructura, b_s , se obtiene la tensión cortante, τ -V, en el corte analizado. Comparando con el valor " v_c ", que es la resistencia a cortante del material, en este caso hormigón, se comprueba la necesidad de refuerzo extra para no agotar la sección frente a la tensión de cortante τ -V.

En base a esto se calculan las cuantías de la llamada 2 en rojo de la tabla.

Aplicando esto para todas las secciones, cortes y combinaciones de carga, se llega a un valor mínimo de armadura de cortante, tal y como se expone en los siguientes grafos para el Eurocódigo y la AASHTO:

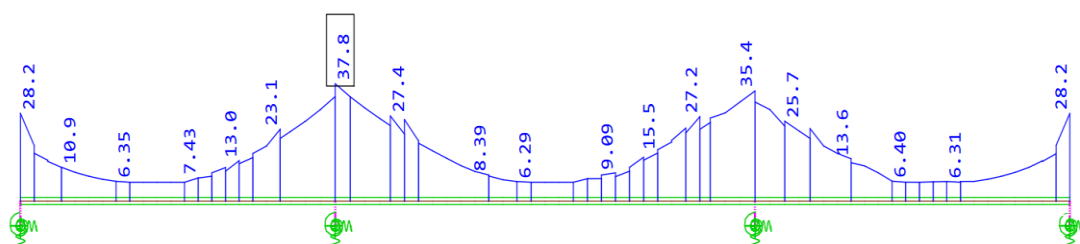


Figura 12.67 - Eurocódigo - Armadura de refuerzo frente a cortante en cm^2/m

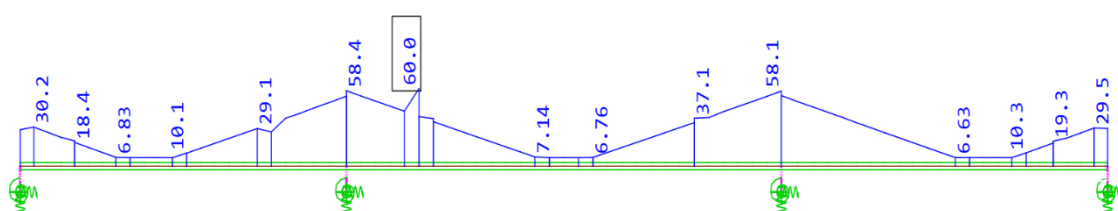


Figura 12.68 - AASHTO - Armadura de refuerzo frente a cortante en cm^2/m

En este caso, las diferencias de conservadurismo se dan del lado de la AASHTO, suponiendo en la sección de pila un 54% de diferencia.

Tras un análisis de los datos, del código del programa y de sus manuales de usuario, no se ha podido confirmar el motivo subyacente en esta diferencia, sin embargo, se cree que este aumento se debe a la interacción entre torsión y cortante considerado por la AASHTO, los cuales combina según la fórmula 11.72, aumentando significativamente las cuantías de armadura transversal. La alternativa es por error de usuario o ajeno, o a una diferencia que viene dada por el método de cálculo diferente entre la AASHTO y el Eurocódigo. Se exponen estos resultados como muestra de transparencia y como objetivo de mejora personal a futuro sobre el cálculo de puentes.

13. COMPARACIÓN GENERAL

13.1. Diferencias fundamentales

Tras todo lo expuesto, se puede llegar a una serie de conclusiones sobre las diferencias observadas entre ambos códigos. Esto consta de una valoración híbrida basada en la percepción del autor que, aunque se basa en hechos contrastables, puede incluir cierta influencia subjetiva.

Se detallarán 4 ejes principales sobre los que se entiende que rota todo el núcleo de los códigos y lo que, al final, es lo principal que los diferencia.

❖ CLASIFICACIÓN DE ACCIONES Y ESTADOS LÍMITE

Lo primero que hay que destacar es que la base absoluta de estos conceptos es muy similar o incluso igual, pero su meta difiere por su desarrollo.

De forma resumida, ambos códigos diferencian claramente entre los estados límite a comprobar que, aunque en esencia y desde una lupa generalista, son lo mismo para los 2 códigos, tiene ciertas implicaciones que definitivamente importan.

El Eurocódigo considera 2 estados límite bajo los que engloba todas las posibilidades, ULS y SLS, lo que tiene dos implicaciones. La primera es que todo lo que engloba el ULS supone riesgo de colapso o seguridad para la estructura y personas, lo que es un concepto bastante generalista e incluye muchas variables e interpretaciones. La segunda es que en el conjunto de SLS se incluye todo lo que no supone un riesgo tangible, sino más bien una inconveniencia o problema a futuro, como que no pueda circular el tráfico, la estructura no tenga una estética adecuada, haya problemas de durabilidad o los usuarios consideren el uso de la estructura como no confortable.

Sin embargo, la AASHTO, como código específico para puentes, divide los estados límite troncales en 4 para llamar la atención sobre ellos.

En otras palabras, la AASHTO considera añadidos a los del Eurocódigo, los estados límite de fatiga (FLS) y de evento extremo (EELS), los cuales no serían del todo necesarios desde el punto de vista del código europeo, ya que este considera los "nuevos" estados límite de la AASHTO dentro del ULS.

El motivo subyacente es que la AASHTO manda un claro mensaje de la importancia que considera que tienen los eventos extremos y la fatiga al darles su propio estado límite en la clasificación, lo que eleva su importancia a la misma que tiene el Estado Límite de Resistencia (Strength) o ULS, lo que atrae la atención del diseñador a no pasarlos por alto. Mientras que al englobar todos los conceptos bajo el paraguas del ULS, el Eurocódigo les resta importancia.

Esto tiene mucho que ver con la cultura estadounidense, donde son comunes eventos extremos como huracanes, terremotos, tormentas de arena, etc., que en Europa no suceden en la mayoría de los sitios, o al menos no a la misma escala.

Además, esto plantea otra capa más de diferencia, y es que claramente la AASHTO está redactada para el cuerpo de ingenieros, ya que se molesta en “llamar” la atención del diseñador a los problemas que tienen mayor importancia para el país redactor.

Se ve esta peculiaridad en el estado límite de fatiga, el cual tiene su clasificación específica porque realmente no es puramente un ULS, pero tampoco es un SLS. Esto se ve al analizar lo que implica estar en cada grupo. Se clasifica dentro del ULS en el Eurocódigo porque al final implica colapso o fallo de la estructura, pero realmente entraría en la categoría de SLS mientras eso no sucede, ya que es un fenómeno relacionado con las tensiones admisibles, una clara categoría de SLS para ambos códigos.

Debido a estar a medio camino, la AASHTO lo expone como un nuevo estado límite, lo que, además, como se ha explicado para el EELS, da a entender la importancia que tiene para el contexto del país.

FILOSOFÍA DE SEGURIDAD Y FACTORES PARCIALES

Esto ya se ha adelantado en el subcapítulo 4.3, por lo que el resumen conclusivo es que, aunque ambos códigos emplean el concepto de fiabilidad estructural para la calibración de sus factores o coeficientes de seguridad, los resultados y medios son diferentes.

Además, la calibración de la norma estadounidense se hace en base a datos de puentes reales estadounidenses por lo que tiene un enfoque más experimental que el Eurocódigo, que se calibra principalmente por estadística relacionada con la consecuencia del fallo asociada a una clasificación de las estructuras en base a las pérdidas humanas y económicas en caso de inutilización.

En cuanto a los resultados, el propio índice de fiabilidad (β) es diferente. Como se ha adelantado en el capítulo correspondiente, a igualdad de vida útil de 75 años, el Eurocódigo tiene un objetivo de $\beta = 3.7$, mientras que la AASHTO tiene un objetivo de calibración de coeficientes de $\beta = 3.5$.

Transformado en probabilidad de excedencia, el Eurocódigo calibra sus coeficientes para obtener una probabilidad de fallo de la estructura de 0.0026% en una vida útil de 75 años, mientras que la AASHTO calibra los coeficientes para obtener una probabilidad de fallo de la estructura de 0.02% en una vida útil de 75 años, por lo que la diferencia es apreciable, siendo la norma europea un orden de magnitud más conservadora.

❖ DURABILIDAD Y VIDA ÚTIL

Las prescripciones relativas a la durabilidad y a garantizar la vida útil de los tableros de puente vienen a ser las mismas para ambos códigos. Ambos establecen unas clases de exposición que luego enlazan a ciertas medidas de prevención de ataques químicos o físicos, como ataque por cloruros o desgaste. En ambos casos se establecen recubrimientos mínimos para asegurar que el ambiente corrosivo no llegue al acero interno o que afecte al núcleo de hormigón. En ambos casos se limitan las tensiones para evitar problemas de fluencia, retracción y relajación. Y, por último, en ambos casos se establecen unas cuantías mínimas de acero pasivo para limitar o evitar la aparición de grietas, ya sea como parte de la armadura de tracción o como parte de la armadura de piel.

Sin embargo, existen unas ligeras diferencias en el enfoque y conceptos empleados.

Empezando por la vida útil, que es algo que se menciona en varios puntos del presente documento, pero que es un término del Eurocódigo, por el cual se considera que una estructura ha cumplido con su cometido si llega a esa cantidad de años sin problemas mayores con un uso y mantenimiento adecuados a lo prescrito. Es como el objetivo de toda estructura, llegar a esos años sin tener fallos importantes. Lo que implica una sutil idea de que tras esa cantidad de años da igual lo que le pase a la estructura debido a la forma de redacción jurídica del Eurocódigo.

Por otro lado, la AASHTO no habla de vida útil como tal, sino que el término sería mejor traducido como vida útil de servicio. En sus líneas describe implícitamente que esto es una exigencia por la cual se le pide un mínimo de desempeño para esa cantidad de tiempo, y que luego se tolera que este no cumpla con lo mismo que una estructura nueva, ya que es inevitable la degradación eventual con los años, pero que aún puede seguir prestando servicio.

La diferencia esencial trata de que implicaciones tiene la vida útil. El que sea como una fecha de caducidad, como en el caso del Eurocódigo, donde no implica que el producto este mal tras esa fecha, pero implica que si hay algo mal no pasa nada; o que sea como una exigencia mínima de excelencia de servicio, a partir de cuyo periodo de tiempo se tolera un nivel menor de desempeño.

Además de estos puntos, la durabilidad en el Eurocódigo da la impresión de ser una lista de requisitos, a partir de la cual, si se cumplen todos, se permite considerar que la estructura es duradera. Sin embargo, la AASHTO especifica en muchos puntos durante los requisitos y métodos de cálculo estructural, consideraciones o medidas que se pueden y/o deben tomar para mejorar la durabilidad, evitar corrosión, etc. Esto es una ventaja de la columna de comentarios de la AASHTO, donde el tono de la exposición asemeja más a una sección de recomendaciones concretas y de sutilezas de las consideraciones de la norma, que permiten obtener una estructura más durable.

❖ REDUNDANCIA Y DUCTILIDAD

Estos son conceptos en los que hace mucho hincapié la AASHTO desde el principio de la norma, donde incluye los modificadores de carga que los tienen en cuenta y que afectan directamente al valor de las cargas.

Los principios se comparten una vez más. Ambos códigos exigen que las estructuras sean dúctiles, es decir, que tengan mecanismos de diseño para que la estructura no falle súbitamente, dando un tiempo de margen y aviso antes del resultado de colapso. En todos los casos se mencionan medidas como evitar componentes que tengan fallos frágiles o que, en su defecto, se tomen medidas para que otros elementos tomen el relevo, que sería el concepto de redundancia.

Sin embargo, en el Eurocódigo queda en un segundo plano, y la mayoría de las referencias al respecto son del estilo “se deberá garantizar la ductilidad”, sin ningún comentario concreto. Por lo tanto, se entiende que es más una consideración que debe tener el diseñador más que una preocupación concreta.

La AASHTO, por el contrario, menciona la consideración de ductilidad varias decenas de veces, y para cada elemento de una estructura, ya sea para tableros, apoyos, pilas, pretiles, etc. se exponen formas de conseguirla o a que exigencias concretas hay que atenderse para considerar que se alcanza la ductilidad requerida. Un ejemplo es las especificaciones concretas sobre como determinar y diseñar rótulas plásticas en la estructura para ciertos tipos de acciones extremas que requieran un fallo dúctil, y en caso de no poderse cumplir, imponen el uso de elementos redundantes. Esto último, hay casos en los que el Eurocódigo también lo hace, como para acciones sísmicas, pero no está presente en cada aspecto del diseño. Una vez más, esto es probable que se deba a lo específico de la AASHTO frente al más generalista Eurocódigo.

13.2. Comparativa de filosofía de diseño

Relacionado con lo mencionado hasta el momento en las comparativas, el núcleo de las normas es bastante diferente, lo que repercute en muchos de sus requerimientos, en la naturaleza de sus comentarios e incluso intenciones de regulación.

Lo primero es su enfoque, donde la AASHTO emplea uno muy orientado a la práctica y empirismo, poniendo en alta estima las opiniones y consideraciones de los autores relevantes en la materia y diferentes estudios de campo. Prueba de esto sería la propia calibración de sus factores de carga en base al índice de fiabilidad, donde se emplea la base de datos de puentes reales de los Estados Unidos para su calibración mediante simulaciones de Monte Carlo. Además, su redacción está enfocada a la lectura del diseñador, punto que se ve claramente al leer la parte de comentario de la norma dispuesta en la columna derecha de todo el documento.

Por el contrario, el Eurocódigo es claramente un documento legal que busca unificar y consensuar el criterio disperso de los países miembros, siendo sumado a eso que es una norma general de construcción y no una para puentes. Esto lleva a un enfoque jurídico-técnico, donde se valora la neutralidad y flexibilidad de la norma por sobre la aplicación de la misma y aplicabilidad a casos concretos. Además, este mismo lenguaje implica que está muy poco enfocada a las necesidades de los técnicos, donde se necesita claridad y justificaciones adecuadas. La ausencia de referencias y bibliografía es uno de los resultados de esto.

En otro ámbito, los requisitos de uno y otro también difieren, y en este caso es complejo estimar que es preferible aún desde un punto de vista sesgado como el del autor de este documento. El Eurocódigo favorece claramente la libertad del diseñador a falta de considerar el contenido de los anejos nacionales y los valores que prescriben. Esto se deriva de la flexibilidad inherente expuesta en el anterior párrafo, aunque siempre que se puedan justificar adecuadamente las elecciones. Sin embargo, la AASHTO tiene un carácter más detallado, donde se dice lo que se debe comprobar y cómo. En caso de que no sea posible exponerlo en la norma por brevedad o complejidad, se referencia documentación externa que se debe consultar para adoptar cierto criterio. Esto no implica que limite la libertad, pero sí que muchas veces la transfiere al Promotor del puente, dejando un abanico de decisiones más limitado para el ingeniero que aplica la AASHTO que para el que aplica el Eurocódigo.

Otra diferencia sería la modularidad. Mientras que la AASHTO, como se ha mencionado varias veces, está enfocada a los ingenieros y concretamente a puentes, se permite a sí misma un tipo de redacción más similar a la prosa y con un desarrollo de ideas diferentes más lineal y fácil de seguir.

Por el contrario, una vez más, debido al enfoque general del Eurocódigo, lo que le obliga a abarcar un mayor número de tipologías estructurales, acciones y condiciones, se establecen las ideas en diferentes documentos en una estructura modular. El resultado es que se elimina por completo el desarrollo lineal de conceptos y fragmenta excesivamente la información, obligando a tener delante varios documentos a la vez para para integrarlos en un conjunto coherente.

Esto es especialmente cierto para los documentos de puentes, los cuales dan por válidos puntos del documento principal general y solo detallan diferencias o conceptos nuevos. Esto se resume en tener que leer los dos al mismo tiempo con cuidado de los artículos descartados para puentes, generando confusión e incrementando la probabilidad de errores.

13.3. Limitaciones del análisis y posibles mejoras

Para el punto final a la comparativa, se considera oportuno detallar las limitaciones que tiene este trabajo académico, así como qué puntos se podrían mejorar en el contexto adecuado.

Desde un punto de vista estructural y técnico, es importante tener en cuenta que en el presente documento solo se analizan los tableros de puente de hormigón armado.

Esto deja fuera del análisis muchas tipologías y consideraciones extra, empezando por tableros de diferentes materiales y a elementos del mismo material pero que no son tableros. Algunos de ellos son pilas, estribos y cimentaciones, las cuales son también complejas y la mayoría de ellas tienen consideraciones y acciones especiales aplicadas a ellas. Se ha hecho lo posible por especificar estas últimas sin desviarse en exceso del objeto de este documento.

En los ejemplos se han aplicado elecciones concretas de modo que se represente a la mayoría de los tableros de puente de hormigón tanto para Europa como para Estados Unidos, pero que dejan fuera del análisis posibles consideraciones que cambien algunas conclusiones de la comparativa.

Un par de ejemplos de esto pueden ser el viento o los sismos, cuyo análisis podría contraponerse al resultado observado de mayor conservacionismo por parte del Eurocódigo en las acciones.

Los resultados se han extrapolado a una comparativa general de los códigos con un propósito académico y por establecer una relativa brevedad al respecto de documentos tan extensos, pero dicha comparativa tiene posibilidades de mejora.

Se considera que varios de estos puntos a mejorar serían el tener en cuenta otros tipos de materiales, generar la comparación de cálculo de más tipos de secciones y variación de características geométricas; y ampliar el análisis a otros elementos como las pilas o las cimentaciones.

Se cree especialmente interesante el ampliar la comparativa a tableros de puentes mixtos debido a la percepción del autor de que en los últimos años se ha incrementado su uso en Europa y posiblemente en Estados Unidos.

14. CONCLUSIONES

Como conclusión desarrollada durante la redacción del presente estudio, la AASHTO y el Eurocódigo comparten los mismos principios de diseño, basándose en los estados límite, pero difieren en su enfoque y aplicación práctica. La primera se presenta como un único documento, el cual se orienta a su uso por parte del ingeniero, y que posee numerosos comentarios explicativos y justificativos de las disposiciones expuestas. Por el contrario, la segunda se articula en numerosos documentos y se redacta con carácter jurídico-técnico, buscan uniformizar criterios de varios países y presentar flexibilidad para todo tipo de estructuras.

Relacionado a los estados límite, la AASHTO distingue de manera independiente y añadida, el estado límite de fatiga y el estado límite por evento extremo. Por el contrario, el Eurocódigo los integra en el estado límite último. Esto refleja más una diferencia en el enfoque conceptual que una diferencia en los resultados de aplicación de los códigos.

Una de las diferencias existentes en cuanto a la consideración de acciones sobre la estructura, es que el Eurocódigo plantea e incluye una carga por nieve sobre el tablero, mientras que la AASHTO no. Por el contrario, esta última sí que tiene en cuenta el impacto de hielo arrastrado por la corriente contra pilas, cosa que la norma europea no. En ambos casos se considera la acción por explosiones en puentes, pero en ninguno de los casos se desarrolla más allá de la mención. Por último, el Eurocódigo presenta un enfoque mucho más extenso y específico con respecto a las cargas de construcción que la AASHTO.

La comparación realizada sobre modelos de carga de tráfico refleja que el Eurocódigo tiende a ser más severo, tanto a nivel teórico como a nivel de cálculo por "software". La AASHTO resulta menos conservadora en esto debido a sus carriles teóricos más anchos, su menor magnitud de cargas y a la gran reducción que implica el uso del factor de presencia múltiple por tráfico en varios carriles simultáneamente.

En términos de formulación, las combinaciones de acciones son muy similares. La AASHTO aplica factores de carga algo mayores para cargas muertas y tráfico, mientras que el Eurocódigo aplica mayores coeficientes parciales al peso propio, viento y temperatura. Esto implica que la severidad de una u otra norma depende del tipo y valor de las cargas predominantes en cada caso.

El Eurocódigo es más restrictivo en los coeficientes parciales de seguridad de los materiales, reduciendo las resistencias de cálculo de forma más notable. Estudios comparativos como el de Hawileh (Hawileh, et al., 2009), muestran que, para secciones a flexión, el equivalente a los factores de resistencia de AASHTO sería inferior ($\phi \approx 0.83-0.87$ frente a 0.90), lo que implica que es más conservador al respecto. Sin embargo, la AASHTO es más estricta en requisitos de recubrimiento para consideraciones de durabilidad

Los métodos de cálculo en ambos códigos siguen los mismos principios generales: análisis elástico para regiones de Bernoulli, método de bielas y tirantes para regiones con discontinuidades, y criterios de interacción para cortante-torsión. La AASHTO ofrece un planteamiento más directo, mientras que el Eurocódigo es más detallista, especialmente en el control de fisuración con valores límite de apertura de grietas y formas de métodos para calcularlas. En fatiga, el Eurocódigo recurre a curvas S-N y al daño acumulado por la regla de Miner, mientras que la AASHTO propone métodos basados en umbrales de tensiones.

En el caso práctico desarrollado y calculado mediante el programa de elementos finitos Sofistik, el Eurocódigo resultó ser más conservador en cargas muertas, cargas de tráfico y cuantía de armadura longitudinal, mientras que la AASHTO obtuvo efectos de fluencia y cuantía de armadura transversal para cortante más desfavorables que los del Eurocódigo.

Para finalizar, en base al estudio realizado puede afirmarse que ambas normas persiguen los mismos objetivos de seguridad y funcionalidad, pero con filosofías distintas. La AASHTO prioriza la claridad textual y práctica, así como la aplicabilidad empírica; mientras que el Eurocódigo apuesta por una exposición estructurada, concisa y con un enfoque legal. Esta dualidad, lejos de contraponerlas, evidencia enfoques complementarios que responden a las necesidades culturales y sociales de allí donde se han concebido y espera que se apliquen.

15. REFERENCIAS

- AASHTO, 2020. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 9th ed.*. Washington, D.C: American Association of State Highway Transportation Officials.
- ACI Committee 318, 2019. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary*, Farmington Hills: American Concrete Institute.
- Aguilar, V., Nowak, A. S. & Anderson, J. B., 2025. *History of Transition from Allowable Stress Design to Load and Resistance Factor Design and Beyond*, s.l.: Transportation Research Record.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010. *AASHTO Bridge Element Inspection Manual*. s.l.:s.n.
- Arnaldo, P. & Torres, R., 2015. *Incidencia de la norma AASHTO LRFD bridge design specifications en el análisis y diseño de tableros de puentes de concreto reforzado*, Mérida, Venezuela: Universidad de Los Andes.
- Beeby, A. W. & Narayanan, R. S., 2005. *Designers' Guide to EN1992-1-1 and EN1992-1-2*. Londres: Thomas Telford Publishing.
- Biasioli, F., Mancini, G. & Just, M., 2014. *EUROCODE 2: BACKGROUND & APPLICATIONS. DESIGN OF CONCRETE BUILDINGS*, s.l.: European Commission. Joint Research Centre.
- Bouassida, Y. y otros, 2012. *Bridge Design to Eurocodes*, s.l.: European Commission. Joint Research Centre.
- CALTRANS: California Department of Transportation, 2022. *CHAPTER 5.2 POST-TENSIONED CONCRETE GIRDERS*, s.l.: s.n.
- Cohen, 1990. *Truck Weight Limits: Issues and Options*, Washington DC: National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine.
- Comisión Europea, s.f. *Eurocodes - Use outside EU/EFTA Member States*. [En línea]
Available at: <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/en-eurocodes/use-outside-euefta-member-states>
- Comité Europeo de Normalización, 2005. *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 2: Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas*. s.l.:Asociación Española de Normalización.
- Comité Europeo de Normalización, 2013. *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*. s.l.:Asociación Española de Normalización.
- Comité Europeo de Normalización, 2016. *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales*. s.l.:Asociación Española de Normalización.
- Comité Europeo de Normalización, 2018. *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-3: Acciones generales. Cargas de nieve*. s.l.:Asociación Española de Normalización.
- Comité Europeo de Normalización, 2018. *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento*. s.l.:Asociación Española de Normalización.
- Comité Europeo de Normalización, 2018. *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-5: Acciones generales. Acciones térmicas*. s.l.:Asociación Española de Normalización.
- Comité Europeo de Normalización, 2018. *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-6: Acciones generales. Acciones durante la ejecución*. s.l.:Asociación Española de Normalización.

- Comité Europeo de Normalización, 2018. *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-7: Acciones generales. Acciones accidentales*. s.l.:Asociación Española de Normalización.
- Comité Europeo de Normalización, 2018. *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación*. s.l.:Asociación Española de Normalización.
- Comité Europeo de Normalización, 2018. *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 2: Puentes*. s.l.:Asociación Española de Normalización.
- Comité Europeo de Normalización, 2019. *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes*. s.l.:Asociación Española de Normalización.
- Comité Europeo de Normalización, 2019. *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1: Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios, y sobrecargas de uso en edificios*. s.l.:Asociación Española de Normalización.
- Comité Europeo de Normalización, 2019. *Eurocódigo. Bases de cálculo de estructuras*. s.l.:Asociación Española de Normalización.
- Corven, J., 2016. *Post-Tensioned Box Girder Design Manual*, Tallahassee: U.S. Department of Transportation: Federal Highway Administration.
- DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL GMBH, 2021. *POST-TENSIONING: DYWIDAG Multistrand PT System for Bonded Application with 3 to 55 strands*, s.l.: s.n.
- Euronews, 2024. *El puente de Baltimore se derrumba tras chocar un barco: dan por muertos a los desaparecidos*. [En línea]
Available at: <https://es.euronews.com/embed/2508172>
- European Commission, 2017. *Treaty of Rome (EEC)*. [En línea]
Available at: <https://eur-lex.europa.eu/EN/legal-content/summary/treaty-of-rome-eec.html>
- Hawileh, R., Malhas, F. & Rahman, A., 2009. *Comparison between ACI 318-05 and Eurocode 2 (EC2-94) in*, s.l.: Structural Engineering and Mechanics: An International Journal.
- Janberg, N., s.f. *Structurae*. [En línea]
Available at: <https://structurae.net/en/structures/bridges/composite-bridges>
- Joint Research Centre. European Commission, s.f. *About the EN Eurocodes*. [En línea]
Available at: <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/en-eurocodes/about-en-eurocodes>
- Jordan, J., Betancour, N. & Cabral, R., 2017. *Seismic Design of Bridges. Recent Examples*, A Coruña: ACHE - VII Conference.
- Manterola, J., 2006. *Puentes: Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Madrid: COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.
- Maturana, J., 2025. *El buque escuela mexicano Cuauhtémoc choca contra el puente de Brooklyn*. [En línea]
Available at: <https://es.euronews.com/embed/2801918>
- Melchers, R. E. & Beck, A. T., 2018. *Structural Reliability Analysis and Prediction*, s.l.: John Wiley & Sons Ltd.
- NHTSA, 2018. *Traffic Safety Facts 2018. A Compilation of Motor Vehicle Crash Data*, Whashington, DC: U.S. Department of .

Office of International Programs, 2005. *Prefabricated Bridge Elements and Systems in Japan and Europe*, s.l.: Federal.

Seguirant, S. J., Brice, R. & Khaleghi, B., 2005. *Flexural Strength of Reinforced and Prestressed Concrete T-Beams*. Olympia, Washington: PCI Journal.

VSL International, s.f. *Post-Tensioning Systems*, s.l.: s.n.

Zhi-Qi, H. & Zhao, L., 2020. *Load-path modeling of pier diaphragms under vertical shear in concrete box-girder bridges*, Nanjing, China: School of Civil Engineering, Southeast University.

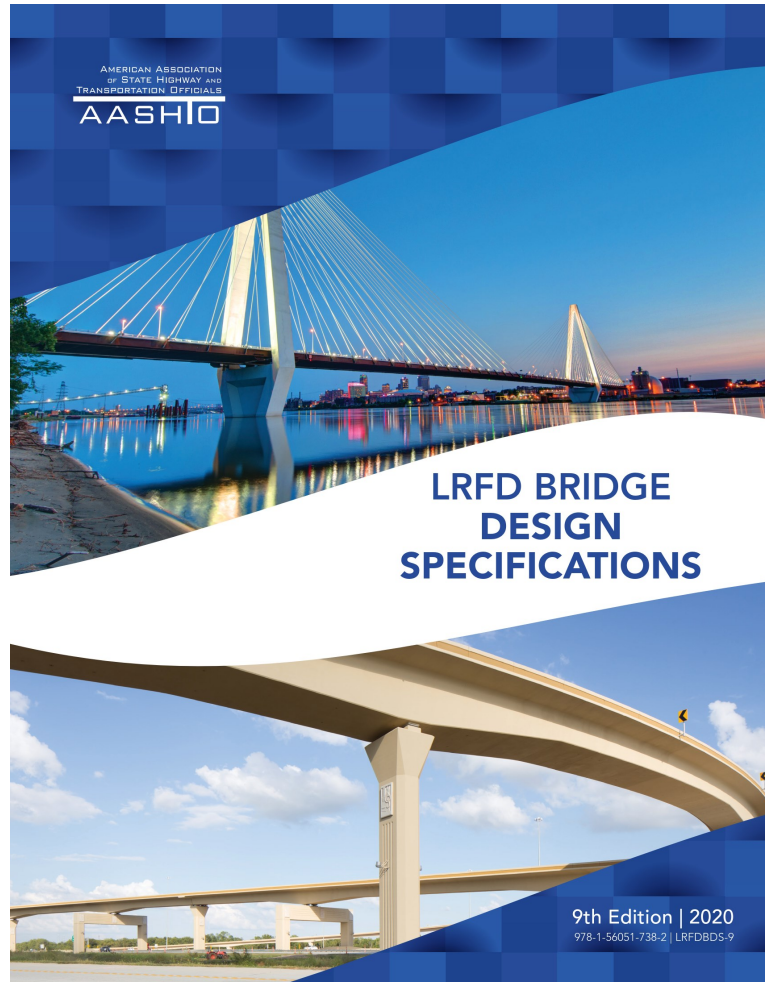
ESTUDIO COMPARATIVO SOBRE EL DISEÑO DE TABLEROS DE PUENTE MEDIANTE LA NORMATIVA AASHTO Y EL EUROCÓDIGO

Jonathan Regueiro Méndez

Universidad de Cantabria - Escuela de Caminos, Canales y Puertos

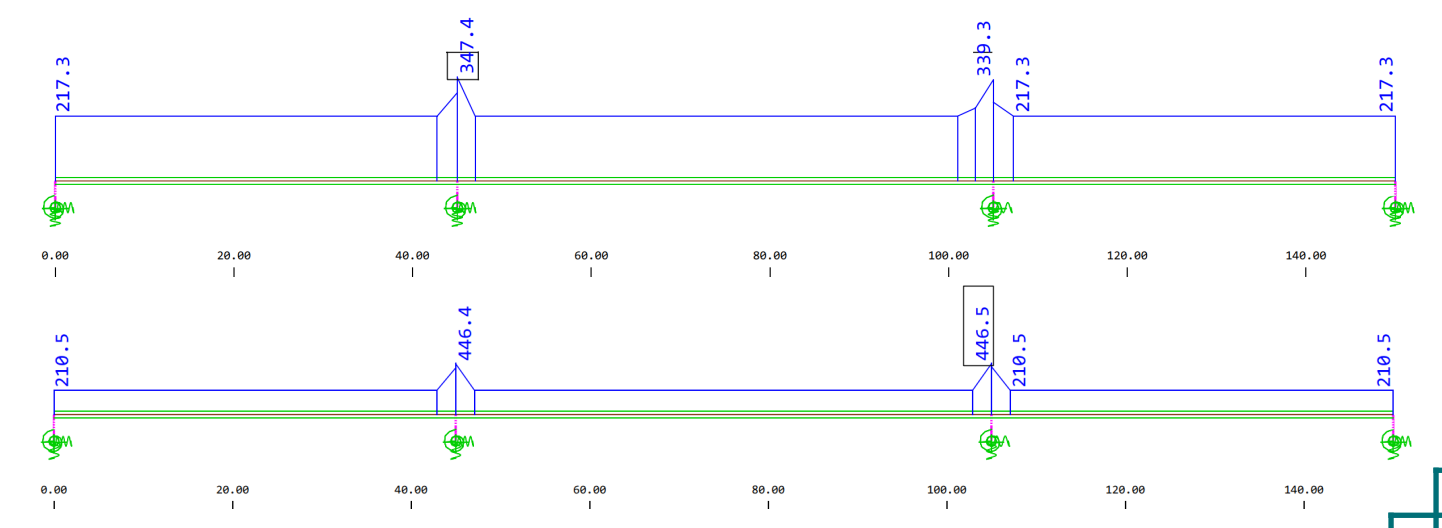
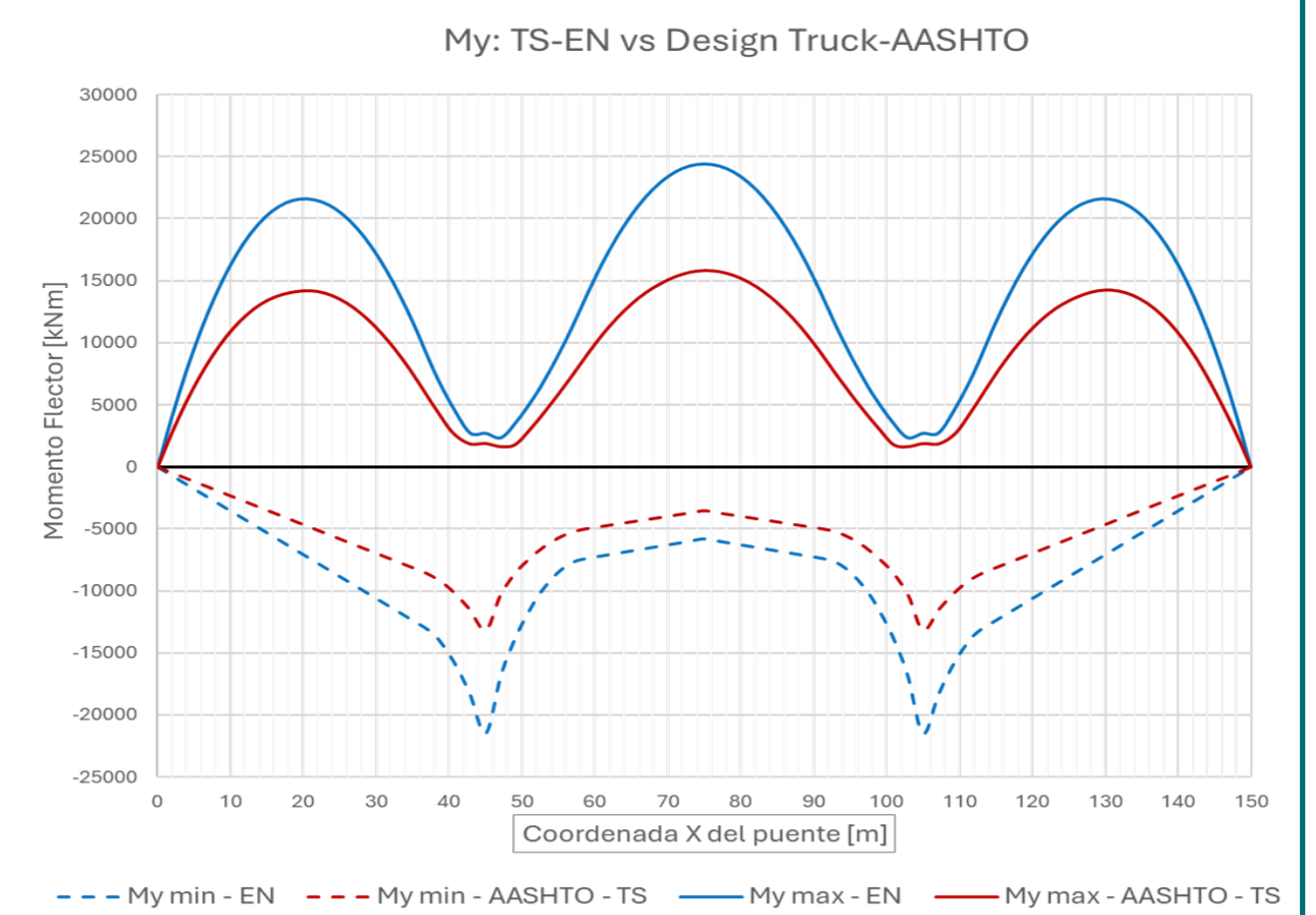
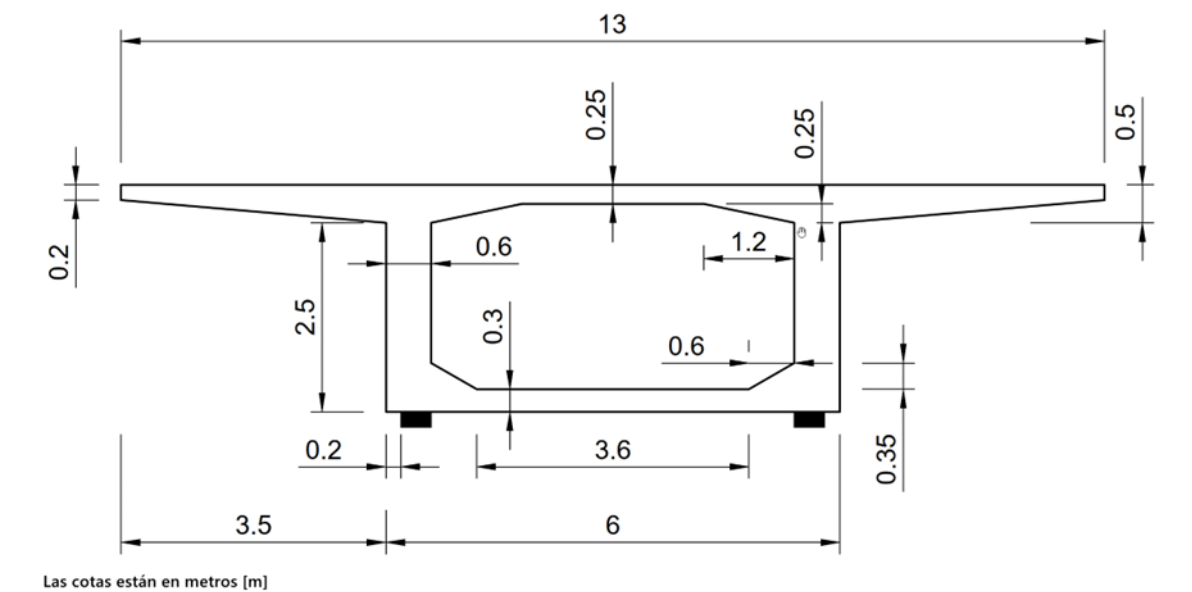
INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO

- La AASHTO LFRD Bridge Design Specifications y los Eurocódigos son de las normas de construcción de puentes más influyentes a nivel mundial.
- Su comparación es interesante para entender el desarrollo pasado, presente y futuro de las características de los puentes.
- Con este trabajo se busca identificar y exponer las similitudes y diferencias entre ambos códigos de construcción
- La comparativa se centra en tableros de hormigón por ser la tipología de tableros más extendida en Estados Unidos y, según se ha podido comprobar, en Europa.
- Para ello se realiza una exposición y comparación de las bases teóricas de ambos.
- Luego, se realiza un ejemplo representativo calculado por software para una comparación práctica.



COMPARATIVA PRÁCTICA

- Se ha escogido como tablero de hormigón representativo la sección cajón. Específicamente la de la imagen de la derecha.
- Se emplea una distribución de 3 vanos con una configuración 45+60+45 metros de luz. Pilas interiores y estribos en los apoyos exteriores.
- El pretensado de la sección son 8 tendones de 22 hilos con profundidad variable en el alma según "x".
- La comparación de los esfuerzos M_y da que el Eurocódigo recibe un 54.5% más de solicitaciones antes de la combinación de acciones.
- Para combinación de acciones ULS/Strength I, la mayor diferencia en M_y es del 22% mayor en el Eurocódigo para el centro luz.
- En cuanto al armado, como se ve en los gráficos a la derecha, la diferencia de armadura en el ala superior es del 28.5%, en el ala inferior



COMPARATIVA TEÓRICA

- Misma filosofía de seguridad sobre modificación de acciones.
- Diferentes consideraciones para resistencias: el Eurocódigo minora la resistencia de los materiales, AASHTO la resistencia de la sección.
- Diferente Índice de fiabilidad (λ o β), calibrado con datos reales en la AASHTO, calibración por consenso y semi-empírica para Eurocódigo.
- AASHTO con un $\lambda = 3.5 = 0.02\%$ de fallo para 75 años de vida útil. Eurocódigo con un $\beta_{\text{equivalente}} = 3.702 = 0.0026\%$ de fallo para 75 años de vida útil.
- El Eurocódigo es más restrictivo con un $\phi_{\text{equivalente}}$ de entre 0.825 a 0.875, mientras que de AASHTO emplea 0.9 para tableros de hormigón.

Comparativa coeficientes parciales / factores de carga				
Código →	EN	AASHTO	EN	AASHTO
Combinación de acciones →	ULS - STR	Strength I	SLS	Service I
DC Peso Propio	1.35	1.25	1.00	1.00
DW Carga Muerta	1.35	1.50	1.00	1.00
PS Pretensado	1.00	1.00	1.00	1.00
CR Fluencia	1.35	1.00	1.00	1.00
SH Retracción	1.00	1.00	1.00	1.00
LL Carga Viva	1.35	1.75	1.00	1.00
CE Fuerza Centrífuga	1.50	1.75	1.00	1.00
BR Frenado	1.50	1.75	1.00	1.00
PL Carga Peatonal	1.35	1.75	1.00	1.00
WS Carga de viento	1.50	-	1.00	1.00
WL Viento sobre tráfico	1.50	-	1.00	1.00
- Nieve	1.50	-	1.00	-
TU Temperatura uniforme	1.50	0.50	1.00	1.00
TG Gradiente de Temperatura	1.50	-	1.00	0.50
SE Asiento	1.20	1.00	1.00	1.00
EQ Sismo	-	-	-	-
CT Colisión vehículo	-	-	-	-
CV Colisión barco	-	-	-	-
IC Hielo	-	-	-	-
BL Explosiones	-	-	-	-

*Todo es desfavorable excepto por el pretensado, PS

- La AASHTO no tiene en cuenta la carga por nieve.
- El Eurocódigo tiene 2 Estados Límite (ULS, SLS), mientras que la AASHTO añade 2 extra (frente a Fatiga y frente a Evento Extremo).
- La carga distribuida del modelo de carga de tráfico del Eurocódigo es aproximadamente un 100% más conservador en la situación analizada.
- Las bases teóricas de comprobación de Estados límite son muy parecidas, método elástico, método de bielas y tirantes, cortante por resistencia de bielas de compresión, flujo de cortante para el rasante, espectro de respuesta elástico para sismos, etc.
- El Eurocódigo es más flexible y abarca más tipos de estructuras que puentes. La AASHTO hace más hincapié en la durabilidad, experiencia real en el diseño y en el criterio del diseñador
- AASHTO contiene más detalles estructurales y comentarios justificadores o con recomendaciones. El Eurocódigo es más limpio y ordenado.

Comparativa materiales				
Propiedades del hormigón				
Elemento		EN	AASHTO	Unidades
Resistencia a compresión, f_c , del hormigón típico de construcción de	Armado	30	28	MPa
	Pretensado	50	49	MPa
Para un hormigón equivalente de 40 Mpa - 6 ksi:				
Peso Específico, γ_c		25.00	23.72	KN/m ³
Módulo de elasticidad, E_c		35000	34077	MPa
E_c		0.0035	0.003	m/m
Coefficiente Poisson, ν		0.20	0.20	
Relación agua/cemento	Cerca del mar	0.50		
	Tocando el mar	0.45	0.45	
Máxima dosificación del cemento en el hormigón en kg por m ³ de hormigón	Armado	500	475	kg/m ³
	Pretensado		595	kg/m ³
Coefficiente de dilatación lineal, α_r		1.00E-05	1.08E-05	1/K
Parámetros parábola-rectángulo, α y η		1.00	0.85	
Parámetros parábola-rectángulo, β y λ		0.80	0.75	
Propiedades del acero pasivo				
Límite elástico, f_y		500	520	MPa
Módulo de elasticidad, E_s		200000	199955	MPa
Densidad		7.85	7.85	tn/m ³
Propiedades del acero activo (tendones)				
Límite elástico, f_{py}		1674	1675	MPa
Resistencia a tracción, f_{pu}		1860	1862	MPa
Módulo de elasticidad, E_p		195000	196508	MPa
Relacion f_{py}/f_{pu}		0.90	0.90	
Propiedades del acero activo (barras)				
Límite elástico, f_{py}		835	827	MPa
Resistencia a tracción, f_{pu}		1030	1034	MPa
Módulo de elasticidad, E_p		205000	206850	MPa
Relacion f_{py}/f_{pu}		0.81	0.80	

