

**EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS
EXISTENTES MEDIANTE MÉTODOS
SEMIPROBABILISTAS**

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

GRUPO DE TRABAJO 4/5 DE ACHE

JULIO DE 2003

PRÓLOGO.

En la actualidad, en los países más desarrollados, está cambiando cada vez más la relación entre inversiones en nuevas infraestructuras y conservación de las existentes, debido al hecho de que se ha alcanzado un grado de implantación territorial muy elevado. Por ello, uno de los problemas más habituales a que se enfrenta un ingeniero o arquitecto es la necesidad de evaluar una estructura existente, lo que en muchos casos implica analizar el grado de seguridad con el que se cuenta para, a la vista de ello, decidir sobre la necesidad o no de reparación o refuerzo de la misma.

En España, al igual que sucede en muchos países, no existe una normativa específica para efectuar esta evaluación, por lo que cada técnico debe tomar una serie de decisiones, al efectuar cada estudio, basadas en su experiencia, lo que conduce a una gran heterogeneidad en las conclusiones a las que finalmente se llega. La respuesta a preguntas tales como

- ¿Qué sobrecarga de uso podría admitirse en este forjado?
- ¿Qué nivel de seguridad me ofrece este puente?
- ¿Debo reforzar esta estructura?

puede resultar muy distinta dependiendo del técnico que esté realizando la evaluación, de su experiencia y conocimientos.

La Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE), consciente de este problema, decidió crear en 1999 varios grupos de trabajo dentro de su Comisión 4 (Uso y Mantenimiento), para analizar el asunto desde diversos puntos de vista.

Nadie pone en duda que existen diferencias notables entre el análisis de una estructura en fase de proyecto y el análisis de una estructura ya construida, afectada o no por diversos problemas de deterioro y envejecimiento, razón por la que no parece lógico que se apliquen, sin más, a la evaluación de estructuras existentes, los mismos criterios que cuando se está proyectando una estructura nueva.

En su labor, el evaluador tiene a su disposición la estructura real, no en planos, lo que puede permitir reducir en gran medida muchas de las incertidumbres existentes en la fase de proyecto de una estructura nueva. Por ello, no parece lógico, en la evaluación

de un edificio existente, que en el cálculo estructural el técnico se limite a aplicar los mismos criterios que al proyectar. Esto, en muchos casos, puede dar como resultado que se rechace por insegura cualquier estructura que no cumpla estrictamente con los límites, en cuanto a coeficientes de seguridad, exigidos por las normas de proyecto en vigor. La aplicación rigurosa de unos criterios exactamente iguales a los de proyecto supondría, muy probablemente, la no aceptación de un gran número de estructuras que han venido prestando servicio de manera correcta y sin mostrar signo alguno que haga dudar de su capacidad para ello.

Por otro lado, la casi totalidad de las estructuras nuevas que se proyectan son analizadas, hoy por hoy, con métodos semiprobabilistas (coeficientes de seguridad parciales), por lo que ésta es la metodología con la que están familiarizados la mayoría de los técnicos dedicados al análisis estructural.

Por ello, la Comisión 4 de ACHE decidió que uno de sus grupos de trabajo estudiase el problema de la evaluación de estructuras existentes aplicando esos métodos semiprobabilistas semejantes a los habitualmente empleados en el proyecto de nuevas estructuras, pero estableciendo las pautas por las que debe regirse su aplicación al caso de la evaluación, de forma que puedan tenerse en cuenta las diferencias entre ambas situaciones.

Se ha tratado de que en el grupo se integraran técnicos de diversas procedencias (investigación, universidades, empresas) que habitualmente tuvieran que realizar la evaluación de estructuras existentes. Pero no cabe duda de que hay en España muchos otros técnicos, de sobrados conocimientos y experiencia, que hubieran podido sumar su trabajo a alguno de los grupos de la Comisión 4 dedicados a este problema de la Evaluación de estructuras existentes. Desde aquí se renueva la invitación a todo aquél que considere que en el futuro pueda aportar sus conocimientos en este campo, a integrarse en ACHE y en alguno de los grupos de trabajo creados o que en el futuro puedan crearse.

Esta monografía es el primer fruto del trabajo realizado por este grupo GT 4/5, a cuyos miembros quiero expresar desde aquí mi reconocimiento y agradecimiento por el esfuerzo, dedicación y entusiasmo puesto en la tarea y que se ha plasmado en un texto que creo que, sin duda, será de interés para la comunidad técnica dedicada a estos temas de evaluación de estructuras existentes.

Luis M^a Ortega Basagoiti
Presidente de la Comisión nº 4 de ACHE
“Uso y Mantenimiento”

PRESENTACIÓN.

Como primer objetivo, el grupo de trabajo GT 4/5 se planteó la necesidad de revisar la normativa existente en los países más avanzados técnicamente, además de analizar las recomendaciones de organismos internacionales y la bibliografía publicada que pudiera representar cierto interés. Fruto de ello es este documento, dónde se ha tratado de resumir de forma sencilla y comprensible la documentación estudiada más interesante, para que los técnicos españoles puedan hacerse una idea del estado de la cuestión en la actualidad. No se ha tratado, por tanto, de hacer una búsqueda exhaustiva, puesto que ello habría llevado al grupo a una dinámica sin final, ya que continuamente se está publicando nueva documentación y se está revisando la existente.

Resulta cuando menos curioso el limitado grado de desarrollo de la normativa en los países más avanzados en cuanto a evaluación, como se podrá ver en el documento, pero lo que resulta más sorprendente son las escasas explicaciones que se dan a los valores de los coeficientes de seguridad propuestos, por lo que en la mayoría de los casos es poco menos que imposible conocer el proceso que se ha seguido para su deducción.

Evidentemente, el siguiente objetivo del grupo GT 4/5 debería ser el de redactar unas recomendaciones semejantes a las aquí analizadas, pero adaptadas al caso español y su conjunto de normas en vigor. Pero el propio grupo de trabajo es consciente de que este objetivo es de mayor alcance y requeriría la calibración de los coeficientes de mayoración de acciones y de minoración de resistencias de los materiales a través de un estudio que supondría la participación de numerosos técnicos, así como la implicación de las autoridades competentes para establecer los parámetros básicos de seguridad que deben reunir las estructuras de nuestro país.

Aún así, el primer paso ya se ha dado, y debido al grado de desarrollo con que la ingeniería estructural cuenta en España, no parece lógico esperar a que otros países marquen las pautas con años de antelación, ya que nuestros requerimientos en seguridad, las características de nuestro patrimonio estructural, las acciones ambientales a las que está sometido y, consecuentemente, los problemas de deterioro que ese patrimonio presenta hacen que, en definitiva, nuestras necesidades puedan tener diferencias más o menos importantes respecto a las de nuestro entorno.

Asimismo, el grupo quiere llamar la atención sobre los problemas que plantea la falta de normativa o de recomendaciones españolas, no tanto por el riesgo físico que supone, ya que no resulta demasiado habitual encontrar casos de estructuras colapsadas por falta de capacidad resistente, sino por el enorme derroche de recursos que supone la ignorancia y la heterogeneidad con las que se están abordando los estudios y las rehabilitaciones de estructuras existentes.

Por tanto, el objetivo de crear una normativa o recomendaciones de referencia adecuadas en plazo breve debe ser contemplado como prioritario por todas las partes implicadas, y nuestro país no debe quedarse atrás en su desarrollo, si se quiere de verdad afrontar la conservación y el mantenimiento de nuestro patrimonio de manera seria y eficaz.

La redacción de este documento ha sido elaborada por un equipo de técnicos integrado por las siguientes personas:

David Izquierdo López
Antonio López Sánchez
José Antonio Martín-Caro Álamo
José Luis Martínez Martínez
Jorge Perelli Botello
José Simón-Talero Muñoz
Concepción Velando Cabañas

En una fase posterior de depuración del documento han intervenido asimismo otros técnicos, incorporados al grupo de trabajo con posterioridad a la redacción inicial del texto, así como los componentes de la Comisión 4 de ACHE, que con sus comentarios y observaciones han contribuido activamente a la elaboración de la versión final del mismo.

Jorge Perelli Botello
Coordinador del Grupo GT 4/5

ÍNDICE

1- INTRODUCCIÓN.

2- OBJETO Y ALCANCE.

3- LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

4- RESUMEN DE LA DOCUMENTACIÓN ESTUDIADA.

5- EUROCÓDIGO 0. BASES DE DISEÑO.

5.1- Generalidades.

5.2- Requisitos.

5.3- Principios del método de los estados límite.

5.4- Variables fundamentales.

5.5- Análisis estructural y proyecto asistido por ensayos.

5.6- Comprobación por el método de los coeficientes parciales.

6- NORMATIVA RELACIONADA CON LA EDIFICACIÓN.

6.1- Normas del Instituto Americano del Hormigón (ACI).

7- NORMATIVA RELACIONADA CON PUENTES.

7.1- Recomendaciones del Ministerio de Transportes alemán para la evaluación de estructuras.

7.2- Recomendaciones Canadienses. Evaluación de puentes existentes.

7.3- Recomendaciones eslovenas. Seguridad de puentes de carretera.

7.4- Recomendaciones para la determinación de la capacidad resistente de estructuras metálicas existentes. UIC.

7.5 Recomendaciones BA/BD británicas de evaluación de estructuras existentes.

ANEJO 1- DEDUCCIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD EN LOS EUROCÓDIGOS ESTRUCTURALES.

1- INTRODUCCIÓN.

La presente monografía es el resultado de la revisión y estudio bibliográfico llevado a cabo por el grupo de trabajo GT 4/5 de ACHE, sobre documentos que abordan el problema de la evaluación de estructuras existentes mediante la aplicación de métodos semiprobabilistas.

Esta revisión no ha tenido carácter exhaustivo por lo que, sin duda, existirán documentos dignos de interés a los que no se hace mención porque, por una razón u otra, ni siquiera hayan llegado a estar a disposición de los miembros del propio grupo.

El documento se ha estructurado en siete apartados en los que se describe el contenido del Documento (apartado 1), los objetivos y el alcance del mismo (apartado 2), y unas breves consideraciones sobre el problema de la seguridad estructural (apartado 3). En el apartado 4 se resume toda la documentación consultada, esbozando muy someramente en qué forma se aborda (si es que el documento correspondiente lo hace) el problema de la evaluación de estructuras existentes.

El apartado 5 resume los principios básicos sobre seguridad contenidos en el Eurocódigo 0 “Bases de diseño”. En él se establece específicamente qué puede usarse para la evaluación estructural de construcciones existentes, si bien no se dan valores o modificaciones de los valores de los coeficientes parciales de seguridad para el caso de estructuras existentes, ni se menciona la posibilidad de utilizar valores reducidos de los coeficientes, ni un procedimiento para obtener dichas reducciones.

El apartado 6 resume lo especificado en cuanto a evaluación de estructuras de hormigón para edificación, por el código ACI.

Finalmente el apartado 7, que constituyen el núcleo básico del documento, se centra en la descripción algo más detallada de la forma de evaluación propugnada por algunos de esos documentos, aquéllos que se han considerado más interesantes a juicio de los miembros del grupo de trabajo, enfocados a la evaluación de puentes existentes, campo en el que parece haber existido un mayor grado de desarrollo.

2- OBJETO Y ALCANCE.

El objeto del documento es facilitar, al técnico interesado en estos temas, el acceso a determinadas normas o recomendaciones existentes en el extranjero que aborden, en mayor o menor profundidad, el problema de la evaluación de estructuras existentes.

El cuerpo básico del documento pretende hacer un resumen amplio de la forma en la que aborda el problema una serie de documentos seleccionados, especialmente si esa forma de abordarlo supone la aplicación de métodos semiprobabilistas de análisis, con coeficientes parciales de seguridad modificados respecto a los que se aplicarían en el proyecto de una estructura nueva.

Este resumen pretende proporcionar al lector interesado una idea del contenido y métodos aplicados por cada documento analizado, de forma que facilite una posible selección de aquello que más le pueda interesar, pero en modo alguno puede sustituir al documento original ni al conjunto de normas y recomendaciones a las que el mismo esté ligado.

En este sentido es preciso llamar la atención sobre el riesgo que supone utilizar los coeficientes seguridad modificados propuestos por cada documento de manera individual, puesto que cada normativa es un cuerpo completo de análisis, y no se deben mezclar acciones de un país con coeficientes de mayoración de otro o con las recomendaciones para evaluar las resistencias de los materiales de un tercer país. Por tanto, debe tenerse mucha precaución si se desean utilizar las recomendaciones y los valores numéricos en su aplicación a casos concretos en nuestro país.

3 – LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

La seguridad estructural es entendida por el profano como la certeza de que la estructura nunca colapsará, o en todo caso bajo circunstancias muy raras y prácticamente catastróficas. Su evaluación es trabajo encomendado a los técnicos responsables de su proyecto, ejecución y mantenimiento.

Una visión más realista del problema diría que una estructura posee una seguridad adecuada frente a un determinado riesgo si se han previsto las medidas necesarias para controlarlo o para que sus efectos sean limitados. La seguridad total no existe y es un concepto cualitativo.

Se define fiabilidad de una estructura como la probabilidad de que cumpla su función (por ejemplo permitir el paso del tráfico, en el caso de un puente) durante un periodo de tiempo determinado (su vida útil) en unas determinadas condiciones (acciones, condiciones ambientales, etc.). La fiabilidad estructural es la probabilidad de ausencia de fallo y es una forma de cuantificar un concepto tan complejo como es el de la seguridad estructural.

La completa definición del problema requiere, además del establecimiento de la vida útil, el conocimiento de las situaciones de riesgo a que puede estar sometida la estructura y las condiciones que debe satisfacer para considerar que su comportamiento es el adecuado. Cada uno de estos requisitos a cumplir se denomina estado límite.

Se distinguen dos tipos de estado límite:

- Estados límite últimos: aquéllos que, si se sobrepasan, originan una puesta fuera de servicio de la estructura, por fallo global o de una parte de la misma (inestabilidad, agotamiento, equilibrio, etc.).
- Estados límite de servicio: aquéllos que, si se sobrepasan, hacen que no se cumplan los requisitos de funcionalidad, durabilidad o estética (deformaciones, vibraciones, fisuración, etc.).

Para comprobar la seguridad de una estructura proyectada, deberá verificarse que no se supera ninguno de los estados límite para cada una de las situaciones de proyecto.

La comprobación de cada uno de los estados límite se realiza evaluando por una parte el efecto E de las acciones aplicadas a la estructura y, por otra, la respuesta estructural C correspondiente al estado límite considerado. El estado límite se verifica si el efecto de las acciones no supera a la capacidad estructural, es decir: $E \leq C$.

En el caso de los estados límite últimos, E corresponde a las solicitaciones (normalmente esfuerzos) y C a las resistencias; sin embargo, para los estados límite de servicio, E representa efectos diversos (deformaciones, tensiones, abertura de fisuras, etc.) y C valores límite admisibles para los mismos.

Para la determinación de los efectos de las acciones E (esfuerzos, deformaciones ...) hay que considerar diversos factores: las acciones aplicadas (cargas, deformaciones impuestas, etc.), la geometría (secciones transversales, luces, etc.) y el modelo estructural. Asimismo, para la evaluación de la respuesta estructural C se considerarán las propiedades de los materiales, la geometría y el modelo estructural de la resistencia.

En un planteamiento probabilista, cada una de las variables que intervienen en la evaluación de los efectos E y capacidad estructural C son variables aleatorias que no están definidas por un único valor fijo, sino mediante una distribución de probabilidad. Por tanto, la definición de la probabilidad de fallo depende de dos variables aleatorias E y C , que a su vez dependen de otra serie de variables aleatorias, resultando un problema cuya resolución presenta una gran complejidad. Los procedimientos para abordar la resolución de este problema se clasifican según el grado de complejidad o sofisticación en tres niveles:

- **Nivel I:** Método de los coeficientes parciales de seguridad. Se trata de métodos semiprobabilísticos, en los que cada una de las variables del problema se define mediante un único valor, denominado valor nominal, que puede ser un valor medio, un cierto cuantil, un valor característico, etc. Con el valor nominal y utilizando los coeficientes parciales de seguridad se determina el valor de cálculo. Finalmente, a partir de los valores de cálculo de las distintas variables se evalúa la sollicitación E^* y la capacidad C^* y se realiza la comprobación del estado límite correspondiente. Éste es el

procedimiento utilizado por la mayoría de las normativas de proyecto de estructuras. En estos métodos no puede obtenerse la probabilidad de fallo de la estructura.

- **Nivel II:** Son métodos probabilísticos, en los que se suponen unos determinados tipos de distribución de probabilidad para las distintas variables, de las que se introducen normalmente dos valores: la media y la desviación típica. Este tipo de métodos se utiliza en la calibración de las normativas de proyecto estructural. Las probabilidades de fallo obtenidas tienen un carácter nominal y no deben utilizarse como valores absolutos, aunque resultan de gran utilidad en comparaciones estructurales.
- **Nivel III:** Se trata de los métodos probabilísticos “exactos”, en los que se introducen las funciones de distribución reales de cada una de las variables. Las probabilidades de fallo obtenidas pueden ser utilizadas en un contexto más amplio que en las anteriores fases y su calidad será función de los datos introducidos para las variables. No hay que olvidar que, en la probabilidad de fallo calculada, no se han tenido en cuenta los errores humanos.

La evaluación de la seguridad de estructuras existentes es una labor muy diferente del proyecto de estructuras nuevas. Es un trabajo complejo y difícil, pues al utilizar técnicas de desarrollo reciente no existe prácticamente normativa disponible, ni publicaciones que ofrezcan un tratamiento racional y sistemático del problema, teniendo que recurrir a bibliografía especializada, que cubre parcialmente algunos aspectos y se encuentra dispersa.

Para una estructura existente la estimación de su fiabilidad depende de la calidad de la información disponible. La teoría de la fiabilidad es una herramienta y una base racional para preparar y tomar estas decisiones u opiniones.

El conocimiento del origen de los coeficientes parciales en la normativa actual de proyecto constituye el primer paso para la posible reducción de los coeficientes parciales en la fase de evaluación. Sin embargo, la determinación de los coeficientes parciales en las normas de diseño de estructuras nuevas no ha sido totalmente calibrada sobre la base de un diseño probabilista, sino más bien basada en la

experiencia y en los resultados razonablemente aceptables que han producido estos coeficientes parciales.

El desarrollo de las teorías de la fiabilidad estructural ha permitido una explicación racional a dichos coeficientes parciales, lo que puede posibilitar una reducción de los mismos basada en un mayor conocimiento de la estructura. Hasta ahora, por tanto, se ha procedido en sentido inverso al que sería lógico, obteniéndose los límites aceptables de probabilidad en función de los coeficientes parciales de seguridad utilizados habitualmente, que han demostrado ser bastante razonables.

El mayor reto que se le plantea al ingeniero cuando evalúa una estructura existente usando métodos semiprobabilistas es decidir cuánta información debe obtener sobre la resistencia de los materiales, su geometría, armado, deterioros y cargas reales. Una vez que cuenta con suficientes datos para efectuar la evaluación, debe analizar cómo se modifican los coeficientes parciales de diseño en función de la calidad de dicha información, puesto que muchas de las incertidumbres existentes en fase de proyecto se han reducido o, incluso, eliminado.

El ingeniero debe, pues, trabajar con una información de calidad diferente a la habitual en fase de diseño, pero manteniendo un nivel de seguridad en el presente y en el futuro para su estructura similar a los que habitualmente se utilizan en nuevas construcciones.

4- RESUMEN DE LA DOCUMENTACIÓN ESTUDIADA.

NORMATIVA ESPAÑOLA.

La normativa española no comenta nada sobre evaluación de estructuras existentes, ni tampoco da indicaciones de cómo se han calibrado los coeficientes de seguridad que propone, por lo que no se pueden establecer conclusiones para modificar dichos valores en la evaluación de estructuras existentes.

La EHE menciona que los coeficientes parciales de seguridad se pueden obtener por calibración con técnicas probabilistas o con evaluación estadística de datos experimentales, siendo el primer método el utilizado en general por la EHE. No se dan valores ni recomendaciones para estos coeficientes en el caso de las estructuras existentes.

La IAP únicamente establece una excepción al método general para el caso de puentes de luz superior a 200 metros, donde podrán emplearse acciones, coeficientes y combinaciones distintos a los usuales. No menciona, sin embargo, en ningún artículo, la evaluación de puentes existentes.

NORMATIVA INTERNACIONAL.

La normativa alemana clasifica la estructura en cuatro niveles dependiendo de los daños observados en una inspección preliminar. De acuerdo con esto, para los dos primeros (estructura en buen estado o con daños que no afectan a su capacidad resistente) proporciona coeficientes de seguridad que corrigen los de la normativa de diseño original, considerando un coeficiente reductor de la capacidad portante (entre 0.7 y 1.0) dependiendo del nivel de deterioro; es, por tanto, la única normativa estudiada que penaliza a las estructuras existentes sobre las de proyecto. Asimismo, establece la obligación de tener de cada puente un libro registro con todas las características de proyecto y de las inspecciones realizadas.

Para puentes de hormigón establece un coeficiente reductor de la resistencia característica del hormigón que penaliza a ésta cuanto mayor es. Los esfuerzos

últimos de cada sección se determinan mediante el diagrama de pivotes, utilizando diferentes coeficientes de minoración dependiendo del tipo de fallo.

En puentes de acero la evaluación se realiza en tensiones admisibles, proponiéndose coeficientes de mayoración de las cargas dependiendo del tipo de esfuerzo a analizar (compresión, tracción, cortante, etc.).

En la normativa francesa no aparece ninguna referencia a la evaluación de estructuras existentes; ni siquiera, a efectos de diseño, se dan explicaciones sobre la manera de obtener los coeficientes de seguridad, por lo que no se puede establecer ninguna conclusión válida para la evaluación de estructuras existentes.

La normativa de Estados Unidos para hormigón (ACI) establece diferentes coeficientes de seguridad (coeficiente de reducción de la capacidad resistente) para el diseño y la evaluación. Proporciona criterios para los ensayos de investigación de características de los materiales y geométricas. No contempla variación en los coeficientes de mayoración de acciones con respecto a los de diseño.

El *Eurocódigo 0* no propone ningún método para el análisis de estructuras existentes, aunque hace mención a la calibración de los coeficientes parciales con métodos probabilistas.

La normativa inglesa de evaluación de puentes (*Design Manual for Roads and Bridges. Section 4. Assessment*) es quizá la más interesante y evolucionada de toda la que se ha analizado. Es un compendio de recomendaciones de carácter muy práctico en el que se aprecian las múltiples adaptaciones realizadas a lo largo de los años en la normativa con objeto de adecuarla a problemas concretos. Incluye casi todos los tipos de materiales: hormigón armado y pretensado, acero, mixtas, fundición y fábrica.

El manual da numerosas indicaciones sobre cargas a utilizar en la evaluación, posición de las mismas, coeficientes de seguridad modificados, propiedades de los materiales, formas de llevar a cabo las inspecciones, recomendaciones en tipologías estructurales y evaluación de elementos característicos (vigas, pilares, apoyos a media madera, cimentaciones, etc.).

Asimismo, se extiende bastante sobre las conclusiones de los estudios y las actuaciones a llevar a cabo (refuerzo, limitación de la carga, corte de tráfico,...) dependiendo de los resultados obtenidos.

Para los puentes de fábrica describe un método experimental simplificado (MEXE) que se puede aplicar de manera sencilla, aunque con una más que discutible justificación teórica.

La normativa portuguesa de acciones y la de hormigón no mencionan nada de la evaluación de estructuras existentes. Únicamente, en un comentario, se hace una observación sobre la posibilidad de reducir (en diseño, pero se supone aplicable a evaluación) el coeficiente de mayoración de cargas permanentes (1.5) hasta 1.35 en aquellos casos donde dichas acciones puedan ser previstas con mucho rigor.

La normativa canadiense de diseño de puentes de hormigón armado y pretensado, metálicas y de madera, en su parte 12, aborda la evaluación de estructuras existentes, aunque explica que el documento se utilizará para evaluar una determinada carga de tráfico, y no para evaluar la seguridad global del puente, para lo que deberá utilizarse la normativa general de diseño. Además, sólo trata los estados límite últimos. Es probablemente la normativa que más se ha adelantado en la aplicación de métodos probabilistas, proporcionando tablas de coeficientes de seguridad en función del índice de fiabilidad obtenido para la carga de tráfico a evaluar.

OTROS DOCUMENTOS.

El documento *BE – 4062*, en cuya elaboración han participado centros de investigación y empresas españolas, se redactó para definir la evaluación de estructuras de hormigón con daños por corrosión, reacción árido-álcali y hielo-deshielo.

Propone dos tipos de evaluación: preliminar y detallada. Se basa en la normativa inglesa y en el Eurocódigo 2, fundamentalmente, proponiendo coeficientes de reducción de las características de los materiales dependiendo del tipo de esfuerzo a que está sometida la pieza. Propone también coeficientes de mayoración de acciones más reducidos que los habituales para diseño, distinguiendo entre elementos principales y secundarios.

La *Guía de actuación en forjados de viguetas de hormigón armado y pretensado* de ITEC da una serie de recomendaciones para efectuar la evaluación de forjados de viguetas de hormigón, desde la inspección hasta el peritaje, con un sistema de análisis bastante sencillo basado en indicadores geométricos y mecánicos.

Las *Recomendaciones para la determinación de la capacidad resistente de estructuras metálicas existentes* de la UIC utilizan las mismas cargas y coeficientes dinámicos en la evaluación y en el diseño. Para las combinaciones en estados límite últimos considera unos coeficientes de mayoración de acciones y de minoración de resistencias más reducidos que para obra nueva. Da también indicaciones de las características del acero basadas en ensayos y los valores a utilizar en el caso de emplear el método de las tensiones admisibles.

Los documentos analizados del ITRMS de Eslovenia resultan muy interesantes, proponiéndose un método probabilista y uno determinista para analizar la seguridad. Éste último (rating factor) tiene en cuenta el deterioro de la estructura para llegar a establecer cuál es la proporción de la sobrecarga variable que puede soportar la estructura. Se dan indicaciones para obtener el coeficiente de deterioro y de cómo variar el coeficiente reductor de la capacidad resistente de la sección dependiendo de circunstancias como las inspecciones realizadas en la estructura, el deterioro observado o el mantenimiento realizado. También proporciona recomendaciones para los coeficientes de mayoración de acciones en la evaluación, pudiéndose disminuir en general con respecto a los de diseño.

Los boletines de CEB-FIP analizados (162, 192 y 243) son documentos que dan indicaciones de carácter muy general sobre la filosofía de evaluación de estructuras. De todas formas, son interesantes para entender las posibles vías a utilizar en dicha evaluación.

5- EUROCÓDIGO 0. BASES DE DISEÑO.

5.1- GENERALIDADES.

El documento es un referente necesario en lo que se refiere a bases de cálculo y aplicación de seguridad. El resto de Eurocódigos deben seguir los principios generales enunciados en este documento. En este sentido, su papel rector es similar al de ISO 2394:1998 *General principles on reliability for structures*, al cual cita como normativa de referencia.

En cuanto a la aplicabilidad a estructuras existentes, en su primer punto *1.1 Alcance* declara que “*EN 1990 puede usarse para la evaluación estructural de construcciones existentes al diseñar las medidas de reparación y alteraciones o al evaluar la capacidad portante ante un cambio de uso.*”

5.2- REQUISITOS.

Un concepto interesante que se define explícitamente en este apartado es el de *fiabilidad diferenciada*. Consiste en adoptar diferentes niveles de fiabilidad atendiendo a distintos criterios:

- para la seguridad estructural y para el cumplimiento de los estados límite de servicio.
- para distintos modos de fallo.
- para diferentes consecuencias del fallo en términos económicos y riesgo para las personas.
- en función de la *alarma social* ante el posible fallo estructural.

Otro concepto importante pero pocas veces precisado, como es la vida útil, no se define pero se especifica cuantitativamente:

Categoría	Vida útil [años]	Ejemplos
1	10	Estructuras provisionales.
2	10-25	Miembros estructurales sustituibles, p. ej. aparatos de apoyo.
3	15-30	Estructuras agrícolas y similares.
4	50	Estructuras de edificación y otras estructuras convencionales.
5	100	Edificios monumentales, puentes y obras públicas.

Tabla 1

5.3- PRINCIPIOS DEL MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITE.

El Eurocódigo 0 admite la posibilidad de no comprobar los Estados Límite de Servicio, si está probado que el cumplimiento de Estados Límite Últimos asegura el cumplimiento de los mismos (o viceversa).

Los estados límite debidos a repetición de acciones (fatiga) se comprobarán teniendo en cuenta explícitamente la vida útil definida anteriormente.

Los estados límite estarán relacionados con situaciones de proyecto que pueden ser permanentes, transitorias, accidentales y sísmicas.

En cuanto a los estados límite de servicio establece la necesidad de distinguir entre estados límite reversibles e irreversibles.

5.4- VARIABLES FUNDAMENTALES.

Las variables fundamentales son las acciones, las propiedades de los materiales y la geometría. Se definen los valores característicos de las acciones y los valores de combinación, frecuente, infrecuente y cuasi-permanente. Se definen, asimismo, los valores característicos de las propiedades de los materiales.

La regla más interesante relacionada con estructuras existentes es la 4.2.(5) donde se dice que “*Cuando no se disponga de suficiente información para obtener*

estadísticamente los valores característicos, se podrán tomar valores nominales como característicos o se establecerán directamente los valores de cálculo”.

En cuanto a la geometría, no hace ninguna distinción entre estructuras existentes y en proyecto.

5.5- ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y PROYECTO ASISTIDO POR ENSAYOS.

El proyecto asistido por ensayos se prevé para situaciones en que no se disponga de modelos numéricos satisfactorios, cuando un componente se repita un gran número de veces e interese realizar ensayos o para confirmar hipótesis adoptadas en el cálculo; no se especifica su uso para el análisis de estructuras existentes.

5.6- COMPROBACIÓN POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES.

Los coeficientes parciales se definen de la siguiente forma:

El valor de cálculo de una acción es:

$$F_d = g_f F_{rep}$$

Siendo F_{rep} el valor representativo de la acción.

$$F_{rep} = \gamma F_k \text{ (coeficiente de combinación y valor característico).}$$

g_f es el coeficiente que tiene en cuenta las posibles desviaciones entre el valor real de la acción y el valor representativo.

El valor de cálculo del efecto de una acción se puede poner simplificado como:

$$E_d = E\{g_f F_{rep}, a_d\}$$

Siendo a_d el valor de cálculo de una variable geométrica y el coeficiente $g_F = g_{Sd} \cdot g_r \cdot g_{Sd}$ es un coeficiente parcial que tiene en cuenta las incertidumbres en la modelización de las acciones y en la modelización de los efectos de las acciones.

En caso de cálculo no lineal, cuando la acción y su efecto no se incrementan proporcionalmente se deberá aplicar el coeficiente g_r :

- A la acción si el efecto se incrementa más que la acción.
- Al efecto si éste se incrementa menos que la acción.

El valor de cálculo de una propiedad del material se obtiene como:

$$X_d = h X_k / g_m$$

Siendo X_k el valor característico de la propiedad del material.

h es el valor medio del coeficiente de conversión que tiene en cuenta los efectos de duración de las cargas, efectos de escala, efectos de humedad y temperatura y otros efectos relevantes (se entiende que se trata de conversión entre las condiciones de ensayo y las reales).

g_m es el coeficiente parcial que tiene en cuenta las posibles desviaciones entre el valor real y el representativo, y la parte aleatoria del coeficiente h .

Los valores numéricos de los coeficientes parciales g y se dan en dos anejos distintos, para edificación y para puentes. No se dan valores o modificaciones de los mismos para el caso de estructuras existentes ni se menciona la posibilidad de utilizar valores reducidos de los coeficientes, ni un procedimiento para obtener dichas reducciones.

6- NORMATIVA RELACIONADA CON LA EDIFICACIÓN.

6.1- NORMAS DEL INSTITUTO AMERICANO DEL HORMIGÓN (ACI).

Este código está dividido en seis partes, contando además con tres apéndices. En la última parte (denominada: Consideraciones Especiales) existe un capítulo dedicado explícitamente a la evaluación de estructuras existentes.

Aunque este capítulo no es muy extenso, sí da las pautas a seguir en la evaluación de estructuras existentes.

El ámbito de aplicación del método de evaluación que establece este Código se circunscribe a los siguientes casos:

- Materiales estructurales de baja calidad.
- Ejecución defectuosa.
- Estructura deteriorada.
- Cambio de uso de la estructura.
- Estructura que no satisface las condiciones del Código.

En cuanto al proceso operativo, marca dos caminos a seguir. El primero es analítico, y se puede emplear siempre y cuando se disponga de todos los datos necesarios para efectuar los cálculos (definición estructural y resistencias de los materiales). El segundo son pruebas de carga, y se debe utilizar cuando no se puedan conseguir los datos anteriormente comentados.

A continuación se exponen los fundamentos en los que se basa la evaluación analítica de estructuras existentes de edificios.

6.1.1- Requerimiento básico.

De acuerdo con el Código ACI-318-99 todos los elementos estructurales y la estructura en su totalidad, tanto en la fase de diseño como en la de evaluación, deben cumplir el siguiente requerimiento básico:

$$S_n \cdot \phi \geq S_u$$

Donde:

- S_n : Resistencia de cálculo de la sección.
- ϕ : Coeficiente de reducción de la capacidad resistente de la sección.
- S_u : Esfuerzo solicitante de la sección.

La evaluación estructural se basa en la aplicación del requerimiento básico, considerando un aumento del coeficiente de reducción de la capacidad resistente con respecto a los establecidos a nivel de proyecto si se conocen adecuadamente las resistencias de los materiales, la caracterización estructural y el funcionamiento estructural.

6.1.2- Determinación de la resistencia de cálculo de la sección.

6.1.2.1- Caracterización de los materiales estructurales.

6.1.2.1.1- Hormigón.

De acuerdo con el artículo 20.2.3 del Código ACI-318-99 la determinación de las características mecánicas del hormigón se efectuará mediante la extracción y rotura a compresión de probetas testigo de la parte de la estructura que se pretenda evaluar.

El número de ensayos a realizar dependerá del tamaño de la estructura y de la susceptibilidad del problema de la seguridad estructural que esté cuestionado, frente a

bajas de la resistencia del hormigón. Por ejemplo, en el caso de que el problema sea fundamentalmente debido a esfuerzos de flexión, la investigación del hormigón podrá ser mínima para secciones ligeramente armadas.

La determinación de la resistencia del hormigón se realizará de acuerdo con los artículos 5.6.3 y 5.6.5 del citado Código.

En el primer artículo se comenta que las probetas testigo se extraerán de acuerdo con la norma ASTM C 42 y que el número mínimo de probetas testigo a realizar, por cada zona de estudio, será de tres.

También se indica que las probetas testigo se ensayarán en las mismas condiciones de servicio en que esté la estructura. Así, si el hormigón de la estructura estuviese seco las probetas deberán secarse con aire 7 días antes del ensayo (a una temperatura de 60 a 80 F, y a una humedad relativa menor del 60 %) y deberán romperse secas, y si el hormigón estuviese mojado más que superficialmente bajo las condiciones de servicio, las probetas se deberán sumergir en agua al menos 40 horas, y ser ensayadas mojadas.

En los comentarios de este artículo, también se deja la opción de utilizar en la determinación de la resistencia del hormigón, métodos no destructivos (esclerómetro, velocidades de ultrasonidos, pull-out), para determinar si una zona de la estructura presenta o no baja resistencia del hormigón. Estos ensayos son válidos fundamentalmente a efectos comparativos dentro de un mismo trabajo, más que como medición cuantitativa de resistencias.

En este artículo se da un criterio de aceptación o de rechazo de la resistencia del hormigón cuando se conoce la resistencia especificada en el proyecto (f_{ck}), y se supone que el problema de la estructura está ligado únicamente con una baja de la calidad del hormigón. Así, se considera aceptable la resistencia del hormigón si el promedio de los valores obtenidos de los ensayos a compresión de las probetas testigo es igual o superior al 85 % de f_{ck} y si ningún valor de la rotura a compresión de una probeta individual es menor que 75 % de f_{ck} .

6.1.2.1.2- Acero.

En el artículo 20.2.4 del citado Código se señala que las características mecánicas de las armaduras activas y pasivas de los elementos estructurales se obtendrán mediante ensayos a tracción de muestras representativas de la estructura en cuestión. La determinación de las características mecánicas de las armaduras se realizará de acuerdo con los métodos de ensayos especificados en la norma ASTM A-370.

El número de ensayos requeridos para el análisis depende de la uniformidad del material y debe ser determinado por el ingeniero.

6.1.2.2- Caracterización estructural.

El artículo 20.2.1 del Código trata este tema, indicando que la caracterización estructural (determinación del armado y de la geometría) se debe realizar en las secciones críticas, definiendo éstas como aquellas secciones en las que los esfuerzos calculados son máximos para las cargas aplicadas.

La caracterización debe ser determinada mediante medidas directas en la estructura a evaluar, pudiéndose utilizar el armado especificado en los planos (en el caso de que existan) si se efectúan chequeos para confirmar la información de éstos.

En los comentarios a este artículo se señala que se pueden utilizar métodos de investigación no destructivos. También se apunta que, en grandes estructuras, la caracterización estructural se puede reducir al 5 % de las secciones críticas si la auscultación confirma los datos de la documentación gráfica del proyecto.

6.1.2.3- Resistencia de cálculo de la sección.

Se indica en el artículo 9.3 que la capacidad resistente de cada elemento o conjunto de elementos estructurales, y de las secciones transversales críticas, en términos de flexión, axil, cortante y torsión debe ser calculada nominalmente de acuerdo con el Código. En especial se deben tener presentes los requerimientos y prescripciones contenidas en los siguientes capítulos:

- Capítulo 10: Flexión y axil. En este capítulo se exponen los métodos de cálculo de elementos estructurales y de secciones sometidas a flexión simple, flexocompresión, flexotracción, tracción y compresión.
- Capítulo 11: Cortante y torsión. En este capítulo se exponen los métodos de cálculo de elementos estructurales y de secciones sometidas a esfuerzos cortantes, a torsión y a punzonamiento.

6.1.3- Coeficiente de reducción de la capacidad resistente de la sección.

En el artículo 20.2.5 del Código se indica que si la caracterización de materiales y estructural se pueden efectuar adecuadamente, y si el análisis estructural está bien determinado, se podrá considerar un aumento del coeficiente de reducción de la capacidad resistente de la sección con respecto al coeficiente utilizado a nivel de proyecto.

En el cuadro adjunto se especifica, para cada tipo de sollicitación, el coeficiente de reducción considerado a nivel de diseño y el máximo valor a tener en cuenta en evaluación de estructuras existentes.

TIPO DE SOLICITACIÓN	COEFICIENTE DE REDUCCIÓN (ϕ)	
	PROYECTO (ϕ_p)	EVALUACIÓN (ϕ_e)
Flexión simple	0.90	1.00
Tracción, flexotracción	0.90	1.00
Compresión, flexocompresión Piezas zunchadas	0.75	0.90
Compresión, flexocompresión Otras piezas	0.70	0.85
Cortante y torsión	0.85	0.90
Punzonamiento	0.70	0.85

Tabla 2

En los comentarios del artículo 20.2.5 del Código se justifica este aumento de los coeficientes de reducción argumentando que son debidos a un conocimiento más realista de las características mecánicas de los materiales, de las dimensiones y del armado de las secciones analizadas, y del funcionamiento estructural.

Por el contrario, en el citado artículo no considera ningún aumento del coeficiente de reducción en las siguientes situaciones:

- Elementos en zonas sísmicas. A nivel de proyecto se baja el coeficiente de reducción a 0.60 para esfuerzos cortantes.
- Elementos de hormigón en masa. A nivel de proyecto se considera un coeficiente único de 0.65 para todas las solicitaciones.
- Zona de anclajes en elementos de hormigón postesado. A nivel de proyecto se especifica un coeficiente de 0.85 en la zona de anclajes.

6.1.4- Esfuerzos solicitantes de la sección.

Los esfuerzos solicitantes se determinarán en las secciones críticas de los elementos estructurales.

En el Código no se contempla la reducción de los coeficientes parciales de seguridad de mayoración de acciones en función de la auscultación de la realidad de la estructura (sobre todo en lo que se refiere al peso propio y a las cargas permanentes).

En el artículo 9.2 del Código se especifican las acciones, combinaciones y los coeficientes parciales de mayoración de acciones a tener en cuenta en el cálculo de las solicitaciones.

A continuación se resumen de este artículo los siguientes aspectos.

6.1.4.1- Acciones.

Se consideran los siguientes tipos:

- Cargas permanentes (D).
- Sobrecargas (L).
- Viento (W).
- Sismo (E).
- Empuje de tierras (H).
- Empuje de fluidos (F).
- Térmicas (T).

6.1.4.2- Combinaciones y coeficientes parciales de mayoración de acciones.

Se especifican las siguientes:

Combinación U_1 : cargas permanentes (D) y sobrecargas (L).

$$U_1 = 1.40 D + 1.70 L$$

Combinación U_2 : cargas permanentes (D), sobrecargas (L) y viento (W).

$$U_2 = 0.75 (1.40 D + 1.70 L + 1.70 W)$$

Combinación U_3 : cargas permanentes (D) y viento (W).

$$U_3 = 0.90 D + 1.30 W$$

Combinación U_4 : cargas permanentes (D), sobrecargas (L) y sismo (E).

$$U_4 = 0.75 (1.40 D + 1.70 L + 1.87 E)$$

Combinación U_5 : cargas permanentes (D) y sismo (E).

$$U_5 = 0.90 D + 1.43 E$$

Combinación U_6 : cargas permanentes (D), sobrecargas (L) y empuje de tierras (H).

$$U_6 = 1.40 D + 1.70 L + 1.70 H$$

Combinación U_7 : cargas permanentes (D) y empuje de tierras (H).

$$U_7 = 0.90 D + 1.70 H$$

Combinación U_8 : cargas permanentes (D), sobrecargas (L) y empuje de fluidos (F).

$$U_8 = 1.40 D + 1.70 L + 1.40 F$$

Combinación U_9 : cargas permanentes (D) y empuje de fluidos (F).

$$U_9 = 0.90 D + 1.40 F$$

Combinación U_{10} : cargas permanentes (D), sobrecargas (L) y temperatura (T).

$$U_{10} = 0.75 (1.40 D + 1.70 L + 1.40 T)$$

Combinación U_{11} : cargas permanentes (D) y temperatura (T).

$$U_{11} = 1.05 D + 1.05 T$$

6.1.4- Consideraciones finales.

En el artículo 20.6 del Código ACI-318-99 se establece que si la estructura que se está analizando no satisface el método de análisis expuesto anteriormente, aún podría seguir funcionalmente en uso, pero limitando las cargas actuantes a unos valores admisibles deducidos de los resultados del análisis, siempre y cuando lo apruebe el Organismo Oficial o la Propiedad.

7- NORMATIVA RELACIONADA CON PUENTES.

7.1- RECOMENDACIONES DEL MINISTERIO DE TRANSPORTES ALEMÁN PARA LA EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS.

Estas recomendaciones fueron diseñadas para la evaluación de estructuras de la antigua Alemania del Este en la época de la reunificación. Se basan en la aplicación de la normativa básica de diseño correspondiente a cada tipo de elemento estructural:

- DIN1045 para hormigón armado.
- DIN4227 para hormigón pretensado.
- DIN1072 de cargas en puentes de carretera.
- DIN1055 de cargas en estructuras.
- DIN18800 para estructuras metálicas.
- DIN1075 para el diseño de puentes de hormigón.
- DIN1052 para el diseño de estructuras de madera.

Además del documento fundamental sobre las bases de cálculo, existen varios documentos de ejemplos de aplicación.

7.1.1- Marco Normativo.

Por definición se establece el marco normativo como el actual de la *Bundesrepublik*, es decir, de la Alemania unificada, y por lo tanto la normativa DIN. Se trata de un documento que trata de armonizar la normativa de diseño DIN (antigua República Federal Alemana) y las normas TGL (antigua República Democrática Alemana).

7.1.2- Clasificación de la estructura.

Mediante la evaluación preliminar de la estructura es posible clasificarla en cuatro grandes grupos que son:

- I. La estructura no presenta ningún daño visible.
- II. La estructura presenta algún daño, aunque éste no afecta a su capacidad resistente.

- III. La estructura presenta daños que pueden afectar a la seguridad del tráfico. En el caso de un aumento de la carga de tráfico la estructura puede fallar repentinamente.
- IV. La estructura presenta un fallo en uno de sus elementos o daños que afectan a su capacidad resistente.

En función de la clasificación dada al estado de la estructura se plantean dos alternativas:

a) La estructura se clasifica de tipo I ó II. En tal caso y comprobando los documentos de proyecto con lo realmente ejecutado, se puede recalcular la estructura, empleando los siguientes coeficientes de seguridad para evaluar la resistencia última de la sección transversal y las normativas de diseño originales con sus correspondientes coeficientes de seguridad:

Clasificación de la estructura	Coeficiente K		
	Hormigón	Acero	Madera
I	1.0	1.0	0.9 – 1.0
II	0.9 – 1.0	0.9 – 1.0	0.7 – 0.9

Tabla 3

En el caso de no disponer de documentos de proyecto suficientes se realizarán pruebas de carga y ensayos para determinar su capacidad resistente. Dado que en el cálculo de estructuras de acero la norma DIN18800, así como la DIN1052 para madera, proyectan con tensiones admisibles, se establece con la anterior consideración la limitación de tensiones admisibles:

$$s_{MAX} = K \cdot s_{ADM}$$

$$u = \frac{u_{ADM}}{K}$$

b) La estructura se clasifica como de tipo III ó IV. En tal caso se deberá evaluar mediante ensayos la pérdida de resistencia de la sección transversal. No se ofrecen

coeficientes reductores para este caso, sugiriéndose el empleo de pruebas de carga para la evaluación de la estructura.

7.1.3- Recálculo de la resistencia de la sección.

7.1.3.1- Puentes de hormigón

a) Características de los materiales:

Las características de los materiales se obtendrán tanto de la documentación existente (*Brückenbuch*¹) de cada puente como de los ensayos *in situ* necesarios para su completa caracterización. Entre los ensayos a realizar para determinar ésta se pueden citar:

- Hormigón:
 - Resistencia a compresión: Martillo Schmidt, Ultrasonidos, Testigos.
 - Características físico – químicas: Microtestigos, análisis químicos.

- Acero para armar: Análisis magnético e inductivo mediante radiografías.

Para determinar la resistencia del hormigón, además de los ensayos *in situ* se puede obtener la resistencia característica (cuantil del 5%) a partir de ensayos y adoptando una distribución normal con un coeficiente de variación del 13,5%.

$$F_{c,5\%} = (1 - 1.645V)F_{c,m}$$

donde:

$F_{c,5\%}$ es el valor característico de la resistencia a compresión del hormigón (MPa).

$F_{c,m}$ es el valor medio de la resistencia a compresión del hormigón obtenido de los ensayos (MPa).

¹ En principio cada puente de carretera debe de tener un libro de registro con todas sus características de proyecto, así como el resultado de las inspecciones realizadas sobre él a lo largo de la vida útil.

V es el coeficiente de variación de los ensayos (como valor por defecto se puede adoptar 0.135; en este caso $F_{c,5\%} = 0.778 * F_{c,m}$).

La resistencia de los aceros de armar es más fácil de determinar, dado que éstos presentan un grabado en su superficie exterior. Se puede consultar en la bibliografía los cuadros de comparación entre los tipos de acero de ambas repúblicas alemanas. A modo de ilustración y para tener un orden de magnitud de los materiales empleados en cada país, la siguiente tabla clasifica la calidad de todos los aceros de armado empleados en Alemania.

Tipos de acero para hormigón		
Nombre (DIN488)	Límite elástico MPa	Tensión de rotura MPa
BSt 22/34	220	340
BSt 420 S	420	500
BSt 500 S	500	550
BSt 500 M	500	550

Tabla 4

b) Resistencia última de la sección.

Los valores de cálculo dependen del tipo de material, así como de los esfuerzos que debe soportar la sección.

En las estructuras de hormigón son de aplicación las normativas de diseño, corregidas con los coeficientes K anteriormente indicados, en función del estado general de la estructura y una vez obtenidas las características de todos los materiales.

Así, según la normativa de cálculo de hormigón DIN1045 y DIN4227, se puede emplear la teoría de los estados límite con valores de cálculo de los materiales. Los valores de cálculo de los materiales serán:

- Para el caso del acero no se reducirá su resistencia a tracción por ningún valor de seguridad.

- En el caso del hormigón, la resistencia de cálculo se obtendrá multiplicando la resistencia característica a compresión (cuantil del 5%) por el coeficiente **K** que se obtiene de la siguiente curva en función del tipo de hormigón.

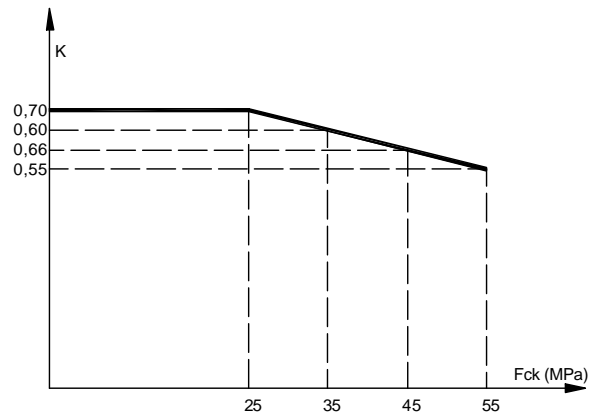


Figura 1- Coeficientes K en función del tipo de hormigón.

- c) Determinación del coeficiente de seguridad global de la sección.

Una vez determinados los valores de cálculo de los materiales, se determina el esfuerzo último de la sección empleando el diagrama de pivotes. Este esfuerzo último se minorará con el coeficiente de seguridad γ de acuerdo al pivote de fallo de la sección y según el gráfico siguiente.

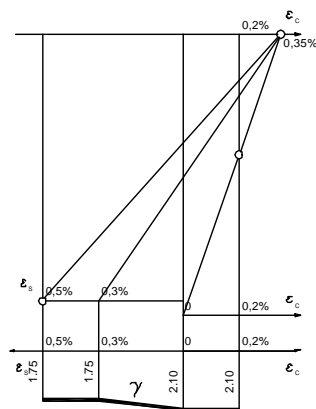


Figura 2- Coeficiente de seguridad γ en el diagrama de pivotes.

7.1.3.2- Puentes de acero estructural.

a) Características de los materiales.

Las características de los aceros estructurales se determinarán mediante ensayos *in situ*. En caso de faltar datos suficientes sobre los materiales, se pueden admitir las siguientes características para puentes de acero estructural de fecha anterior a 1962.

- Resistencia última del acero: $\sigma_B = 320 - 380$ MPa.
- Límite elástico del acero: $\sigma_S = 220$ MPa.
- Módulo de elasticidad: $E = 200000$ MPa.
- Módulo de corte $G = 77000$ MPa.
- Densidad: $\rho = 7850$ kg/m³.

b) Resistencia última de la sección.

La resistencia última de la sección se deberá evaluar usando la norma DIN18800 para diseño de nueva estructura metálica. A los resultados obtenidos se les deberá corregir por el coeficiente **K** en función del estado global de la estructura.

Los coeficientes de seguridad en tensiones límites que se proponen en la norma de diseño DIN18800 y que sirven pues para la evaluación de la estructura son:

Tipo de esfuerzo	Tipo de combinación	
	Cargas principales	Cargas principales y secundarias
Compresión y flexocompresión	1.71	1.50
Tracción, y flexotracción	1.50	1.33
Cortante	1.50	1.33
Pandeo e inestabilidad	1.50	1.33

Tabla 5

7.1.4- Esfuerzos de evaluación de la estructura.

Los esfuerzos de comprobación de la sección se obtendrán de un análisis estructural en cada punto y empleando la norma de acciones en puentes de carretera DIN1072. En esta norma, los esfuerzos de diseño no se mayoran por un coeficiente de seguridad, sino que se deben ponderar con los coeficientes de impacto correspondientes a cada tipo de estructura.

Los coeficientes de impacto vienen recogidos tanto en las normas DIN1072, 1073 y 1074 como en el correspondiente documento de evaluación en función del tipo de estructura (madera, hormigón o acero) y la luz libre del elemento. La figura 3 muestra los coeficientes de impacto para puentes de acero y de hormigón respectivamente.

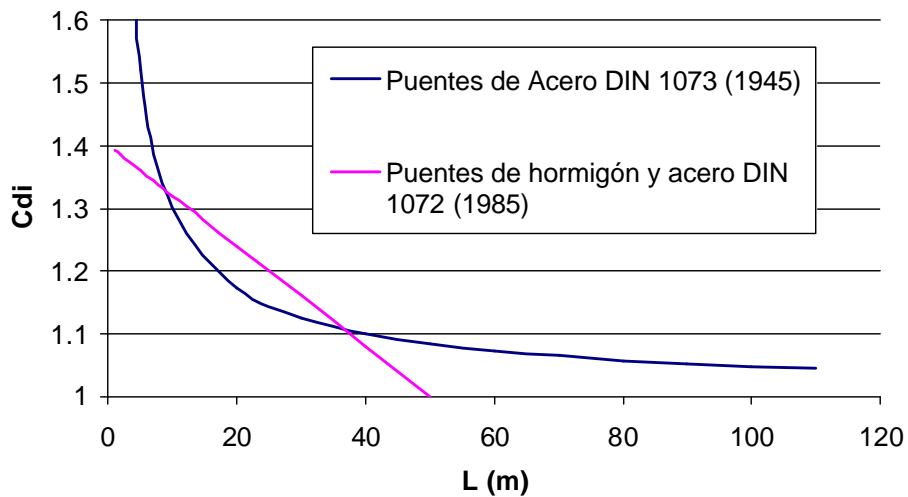


Figura 3. - Coeficientes de impacto para puentes de acero y hormigón

Se proporcionan ábacos para el cálculo de los esfuerzos en puentes de catálogo así como de losas ortótropas, y los coeficientes de impacto estimados para cada tipología de puente.

7.2- RECOMENDACIONES CANADIENSES. EVALUACIÓN DE PUENTES EXISTENTES.

“*Design of Highway Bridges*” CAN/CSA-S6-88

Supplement N°1-1990. Existing Bridge Evaluation

7.2.1- Generalidades, objeto y alcance.

La parte más interesante de esta normativa canadiense, en lo referente al presente estudio, es el suplemento parte 12 que trata de la evaluación de puentes existentes. El objetivo de esta parte es dotar de un método para la evaluación de un puente existente con el fin de determinar si soportará o no una determinada carga de tráfico; otras cargas están expresamente excluidas del alcance del documento. En particular, quedan fuera las posibles futuras cargas por aumento del tráfico.

Explícitamente se dice que el documento no puede ser usado para decidir si un puente ya construido cumple las prescripciones de la norma. Para ello se usarán las partes 1 a 11 como si la estructura no existiera. En los comentarios deja claro que la parte 12 no debe utilizarse para justificar la seguridad de una estructura existente que no cumpla las prescripciones del resto de la norma.

El documento se puede aplicar (igual que el resto de la CAN/CSA-S6-88) a estructuras de hormigón (armado o pretensado), metálicas y de madera. De manera algo sorprendente la evaluación del tablero no se acomete en el documento, ya que en el punto 12.1 se dice que los tableros se pueden considerar siempre fiables si en la actualidad soportan adecuadamente el tráfico.

El documento trata los estados límite últimos pero no los de servicio, ya que considera que no es económicamente justificable limitar la carga admisible para cumplir una condición de servicio.

El documento se puede aplicar sólo a puentes sometidos a inspección por parte de expertos cualificados, debiéndose dejar registro y constancia de las inspecciones y siempre que dichos registros estén a disposición del técnico que evalúa la estructura. Más adelante se reconoce (implícitamente al menos) que el propio evaluador puede llevar a cabo las inspecciones. Se da un (breve) guión para el procedimiento y registro escrito de inspección.

De igual forma se da un guión para el proceso de evaluación, que se resume a continuación.

7.2.2- Sistemática y operativa de la evaluación de un puente existente.

1. Definir la geometría de la estructura.
2. Determinar la carga de tráfico de proyecto.
3. Definir la categoría de carga de tráfico (normal, transporte especial o transporte especial supervisado). El transporte especial puede darse con o sin exclusión del tráfico normal simultáneo.
4. Definir la categoría de las cargas permanentes (espesor de la capa de rodadura medido u obtenido de planos).
5. Análisis estructural para cada combinación de carga, manteniendo las categorías de carga permanente por separado.
6. Seleccionar el índice de fiabilidad β para cada modo de fallo (de tablas que proporciona el documento).
7. En función de β tomar (de tablas que proporciona el documento) los coeficientes de mayoración que sustituyen a los dados por la norma en su parte 2 (los habituales para proyecto de estructuras). Estos coeficientes son menores que los normales.
8. Tomar de las tablas correspondientes los factores de ajuste de los coeficientes de minoración de resistencia (esta norma, como ACI, minor la capacidad resistente a nivel de sección y para cada tipo de esfuerzo, en lugar de minorar las características mecánicas de cada material). Estos factores de ajuste son mayores o menores que la unidad según el material (acero, hormigón o madera) y el tipo de sollicitación.
9. Efectuar la verificación de seguridad:

9.1- Comparar los esfuerzos mayorados (usando los coeficientes del punto 7) con las resistencias minoradas (según los coeficientes habituales) y ajustadas (con los factores de ajuste de 8) o, alternativamente

9.2 Obtener el margen de seguridad frente a sobrecargas.

Si la estructura verifica la seguridad según el método expuesto se valida para su uso. En caso contrario la autoridad competente deberá decidir entre:

1. Restringir la carga de tráfico admisible.
2. Repetir el análisis modificando las posibles opciones que permitan reducir el índice de fiabilidad β .
3. Reforzar la estructura.
4. Iniciar una campaña experimental para determinar el comportamiento de los elementos más comprometidos.
5. Cerrar el puente al tráfico.
6. Tomar otras medidas apropiadas.

7.2.3- Obtención del índice de fiabilidad β requerido.

Como se aprecia en las tablas, el índice β se toma en función de la categoría de la carga de tráfico (normal y de transporte especial por un lado y transporte especial controlado y supervisado por otro) y es distinto para cada elemento estructural según varios aspectos:

- El riesgo global para el puente en caso de fallo del elemento en cuestión. Distingue tres grados de gravedad.
- La capacidad de aviso del modo de colapso involucrado.

- La información disponible de las inspecciones (como se ha comentado, el documento se aplica sólo en caso de disponerse de registros de inspecciones).

Los valores de β oscilan entre (para tráfico normal o especial no supervisado):

- Elemento no inspeccionable con modo de rotura sin capacidad de aviso, que conduce con gran probabilidad a un colapso total: **3.75**
- Inspección realizada por el propio técnico evaluador con modo de rotura dúctil con notable capacidad de aviso que, en todo caso, llevaría a un colapso parcial: **2.25**

Y para tráfico especial supervisado:

- Elemento no inspeccionable con modo de rotura sin capacidad de aviso, que conduce con gran probabilidad a un colapso total: **3.25**
- Inspección realizada por el propio técnico evaluador con modo de rotura dúctil con notable capacidad de aviso que, en todo caso, llevaría a un colapso parcial: **2.0**

A continuación se incluyen las tablas completas para la obtención del índice de fiabilidad requerido.

Índice de fiabilidad b para tráficos NP, PM y PS				
Comportamiento del sistema estructural	Comportamiento del elemento estructural	Nivel de Inspección		
		INSP1	INSP2	INSP3
S1	E1	3.75	3.50	3.50
	E2	3.50	3.25	3.00
	E3	3.25	3.00	2.75
S2	E1	3.50	3.25	3.25
	E2	3.25	3.00	2.75
	E3	3.00	2.75	2.50
S3	E1	3.25	3.00	3.00
	E2	3.00	2.75	2.50
	E3	2.75	2.50	2.25

Tabla 6

Índice de fiabilidad b para tráfico PC				
Comportamiento del sistema estructural	Comportamiento del elemento estructural	Nivel de Inspección		
		INSP1	INSP2	INSP3
S1	E1	3.25	3.00	3.00
	E2	3.00	2.75	2.50
	E3	2.75	2.50	2.25
S2	E1	3.00	2.75	2.75
	E2	2.75	2.50	2.25
	E3	2.50	2.25	2.00
S3	E1	2.75	2.50	2.50
	E2	2.50	2.25	2.00
	E3	2.25	2.00	2.00

Tabla 7

- NP: *Non-Permit*. Tráfico habitual recogido en la legislación, que no precisa permiso especial.
- PM: *Permit multiple trip*. Transportes no supervisados con permiso especial para múltiples rutas junto con el tráfico normal. La carga máxima por eje no excederá la limitación normal, aunque lo haga el peso total del vehículo. La distancia entre ejes puede ser menor que la normal.
- PS: *Permit single trip*. Transportes no supervisados con permiso especial para una única ruta junto con el tráfico normal. La carga máxima por eje puede exceder la limitación normal.
- PC: *Permit controlled and supervised*. Transportes con permiso especial y supervisión para ruta única con corte del tráfico en el puente. El control puede incluir limitaciones de velocidad y posición sobre el puente, así como pesaje de la carga.

- S1: El fallo del elemento conduce al colapso total.
- S2: El fallo del elemento probablemente no conduciría al colapso total.
- S3: El fallo del elemento puede provocar a lo sumo un colapso parcial.

- E1: Sin aviso.
- E2: Con capacidad de aviso limitada.
- E3: Fallo gradual con gran capacidad de aviso antes de la rotura.

- INSP1: No inspeccionable.
- INSP2: Se dispone de fichas de inspección.
- INSP3: La inspección fue realizada por el propio evaluador.

7.2.4- Obtención de los coeficientes de mayoración.

Una vez obtenido β se toman los coeficientes de mayoración de esfuerzos en función del tipo de tráfico, del tipo de esfuerzo que se esté comprobando (flexión o cortante) y de la precisión del cálculo del reparto transversal efectuado.

Para sobrecargas (tráfico normal) los valores de los citados coeficientes de mayoración de acciones oscilan entre **1.31** y **2.15**.

Para la carga permanente se distinguen los casos en que la carga de pavimento se haya obtenido de planos o medida in situ. Para los casos de medición in situ los valores oscilan entre **1.04** y **1.13**. Para los casos en que se obtenga a partir de planos el rango es entre **2.13** y **3.47**.

7.2.5- Obtención de los factores de ajuste de la minoración de resistencia.

Para cada material (acero, hormigón armado, hormigón pretensado y madera) y para diversos tipos de esfuerzos se dan valores de ajuste entre **0.84** y **1.24**.

Es destacable el hecho de que los coeficientes de ajuste de la minoración de resistencias no dependan del nivel de fiabilidad fijado, a diferencia de lo que sucede con los coeficientes de mayoración de acciones. Sin embargo, la norma propone ajustar “de forma apropiada” el índice de fiabilidad β si existe constancia de deterioros en la estructura.

7.2.6- Utilización de datos observados.

En particular se deja claro que las resistencias utilizadas en los cálculos serán las nominales, no pudiéndose hacer uso de los valores de resistencia obtenidos en ensayos para sustituir los valores nominales. Cita como ejemplo que sería inseguro calcular con el valor del límite elástico del acero deducido de ensayos, que será mayor que el mínimo garantizado. Esta circunstancia ya se ha tenido en cuenta en los factores de ajuste de la resistencia.

Sí es posible deducir los valores nominales más probables (si no son conocidos) a partir de ensayos.

El apéndice C y los comentarios de la parte 12 ofrecen una información valiosa para:

- Determinar la calidad de los materiales a partir de pocos resultados.
- Correlacionar los valores de resistencia de ensayos con los que deben usarse en cálculos.
- Utilizar un método directo de evaluación que no hace uso de coeficientes parciales. Este método es útil si la distribución de una cierta variable aleatoria es diferente de la supuesta por los redactores de la norma.

Además, se expone un método alternativo de evaluación (*Mean Load Method*), que arroja resultados muy similares al desarrollado en la parte 12. Las ventajas principales del método radican en que en éste el índice de fiabilidad β es una variable y no un valor requerido a priori. Por ello sirve para responder a análisis del tipo “El índice de fiabilidad (o probabilidad de fallo) calculado para el paso del transporte especial en estudio es ...”. Por lo demás, el método es algo más complicado y maneja conceptos estadísticos menos familiares a la práctica habitual de proyecto, como el coeficiente de *bias* o sesgo d , o el coeficiente de variación V de las variables. Los comentarios dan tablas de estos parámetros para las cargas de tráfico, las cargas permanentes, la distribución transversal de las cargas de tráfico, los factores de impacto dinámico y las resistencias ante determinados estados límite últimos.

7.3- RECOMENDACIONES ESLOVENAS. SEGURIDAD DE PUENTES DE CARRETERA.

Evaluation of the carrying capacity of existing bridges. (J. Znidaric, A. Znidaric - Institute for Testing and Research in Materials and Structures. Ljubljana, Slovenia).

Structural safety of existing road bridges. (A. Znidaric (Slovenia), F. Moses (USA) - Proceedings of ICOSSAR'97 The 7TH International Conference on Structural Safety and Reliability /Kyoto/ 24-28 November 1997).

Estos dos documentos tratan sobre los dos métodos que se utilizan en Eslovenia para evaluar la seguridad estructural de estructuras existentes: el método probabilista (índice de fiabilidad) y el determinista (*rating factor RF*). Ambos métodos tienen en cuenta la reducción de la capacidad resistente de la sección de los elementos deteriorados y las solicitaciones reales a las que está sometida la estructura.

El método determinista denominado "*rating factor*" se deriva de la ecuación de estado límite último modificada, ya que al tratarse de una estructura existente, la información de la que puede disponer el técnico evaluador es mayor. En concreto, se tiene en cuenta:

- La estructura puede estar deteriorada. Este aspecto se tiene en cuenta minorando la capacidad resistente de la sección por un coeficiente Φ .
- Las acciones que realmente solicitan la estructura pueden evaluarse, tanto las cargas permanentes como las sobrecargas. Por tanto, no resulta razonable aplicar los mismos valores de los coeficientes de seguridad que para el proyecto de estructuras nuevas.

Normalmente ambos métodos para evaluar la seguridad, el probabilista y el determinista (*rating factor*), conducen a resultados similares cuando el nivel de seguridad de la estructura se acerca al crítico. Por ejemplo, para valores del índice de fiabilidad β en torno a 2.5 se obtendrán valores de RF cercanos a 1. Los valores de RF deben ser siempre mayores de 0.95. Si el valor de RF es menor, habría que tomar medidas: limitaciones de carga, reparar, etc.

La ecuación de estado límite según el método RF resulta:

$$\Phi R_d > \gamma_G G_n + \gamma_Q Q_n \text{ RF}$$

Por tanto:

$$\text{RF} = \frac{\Phi R_d - \gamma_G G_n}{\gamma_Q Q_n}$$

siendo:

- Φ coeficiente reductor de la capacidad resistente de la sección.
- R_d resistencia de cálculo de la sección en E.L.U.
- G_n esfuerzo solicitante debido a la carga muerta, basado en las dimensiones reales de la estructura y en las densidades de los materiales obtenidas mediante ensayos.
- Q_n esfuerzo solicitante debido a la sobrecarga basado en el estudio del tráfico.
- γ_G coeficiente parcial de seguridad de la carga muerta.
- γ_Q coeficiente parcial de seguridad de la sobrecarga.

El coeficiente reductor de la capacidad resistente Φ se evalúa teniendo en cuenta los deterioros observados en las inspecciones. Su valor puede variar entre 0.6 para elementos muy deteriorados y 1 para elementos en muy buenas condiciones. Se obtiene a partir del factor de deterioro, el índice de fiabilidad requerido y el coeficiente de variación de la resistencia.

$$\Phi = B_R e^{-\alpha_d \beta_c V_R}$$

- B_R relación entre la resistencia media existente y la de diseño en la sección crítica del elemento.
- α_d factor de deterioro (ver Tabla 8).
- V_R coeficiente de variación de la resistencia del elemento.
- β_c índice de fiabilidad requerido.

Estado del elemento inspeccionado	Actuaciones necesarias	Factor de deterioro a_d
Muy bueno	No son necesarias intervenciones de mantenimiento o reparación.	0.3
Bueno	Mantenimiento rutinario.	0.4
Satisfactorio	Trabajos más intensos de mantenimiento y reparación en 6 años.	0.5
Tolerable	Importantes trabajos de reparación en 3 años.	0.6
Inadecuado	Inmediata señalización y obras de reparación.	0.7
Crítico	Cierre de la estructura y reparación urgente.	0.8

Tabla 8

En la siguiente figura se muestra una metodología para aproximar el valor de este coeficiente. En ella se tienen en cuenta numerosos factores: si existen inspecciones regulares, el grado de deterioro, si existe mantenimiento, si la sección es crítica para el elemento estructural (redundancia), etc.

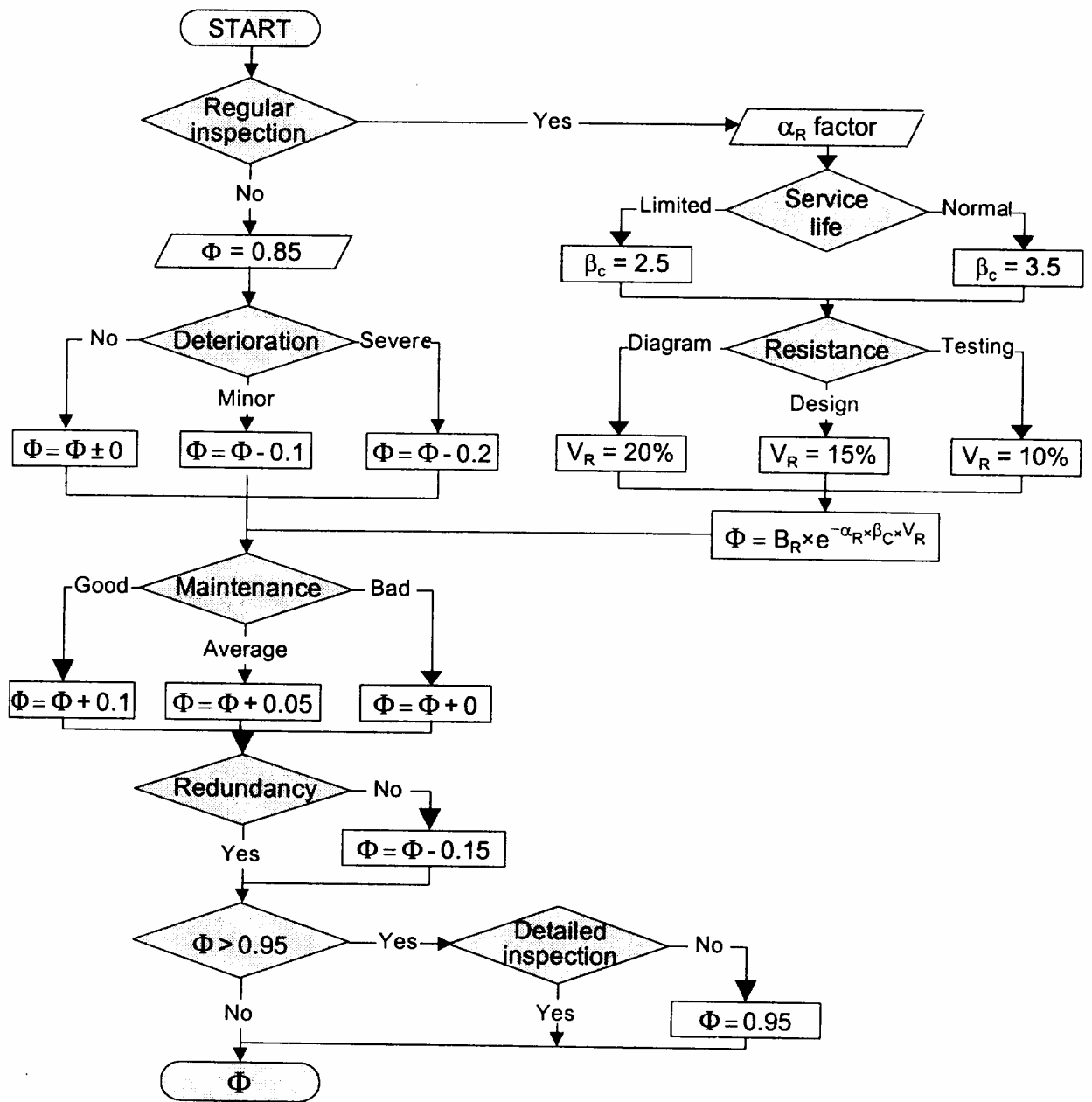


Figure 2.1 - Selection of the capacity reduction factor, Φ

Figura 4

Respecto a los coeficientes parciales de seguridad de las acciones no resulta razonable aplicar los mismos valores que para el proyecto de estructuras nuevas (por ejemplo $\gamma_G/\gamma_Q = 1.6/1.8$ en hormigón armado en Eslovenia). En cualquier caso, la elección de los valores de γ_G y γ_Q se hará de tal manera que se obtenga el índice de fiabilidad requerido con la menor dispersión posible.

El coeficiente parcial para el peso propio y las cargas permanentes γ_G depende de la información de que se disponga y de su confianza. En los documentos proponen los siguientes valores orientativos:

Datos	γ_G
Obtenidos de una inspección en profundidad	1.2
Basada en datos del proyecto	1.4
Obtenidos por otros procedimientos simplificados	1.6

Tabla 9

El coeficiente parcial para las sobrecargas depende de la confianza de la información de tráfico, vida de servicio del puente, intensidad de tráfico, etc.

Respecto a la definición de las sobrecargas, estos documentos describen brevemente dos modelos desarrollados para la definición de las sobrecargas de tráfico. El primero de ellos se basa en definir unos trenes de carga tipo que se adapten a las características de tráfico real. El otro modelo está basado en los resultados que se obtienen con básculas dinámicas (WIM weight in motion).

En la Figura 5 se representa una metodología para obtener un valor orientativo del γ_Q en función de la información sobre las sobrecargas de tráfico de la que dispone el evaluador: cargas medidas mediante pesaje dinámico, distribución transversal de cargas, intensidad media diaria de vehículos pesados, etc.

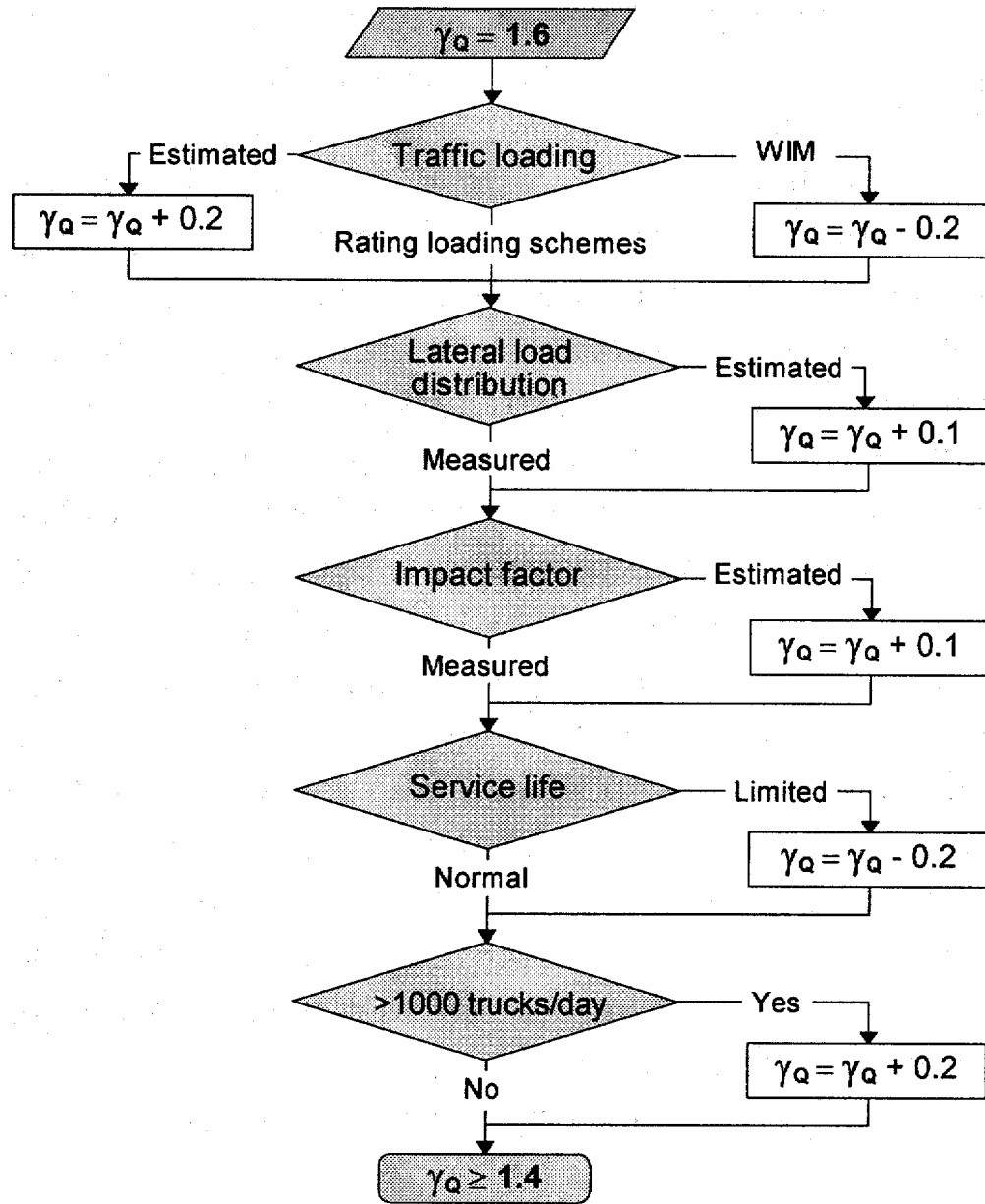


Figure 2.4. Selection of the live load factor γ_Q

Figura 5

7.4- RECOMENDACIONES PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EXISTENTES. UIC.

Código UIC; Ficha 778-2 (1986)

Se trata de *"unas indicaciones de carácter general destinadas a permitir a las administraciones ferroviarias evaluar la capacidad de las estructuras metálicas antiguas"*.

En este documento se pasa revista a los siguientes aspectos de la evaluación de estructuras metálicas existentes:

- Acciones debidas al tráfico ferroviario.
- Coeficientes de mayoración de acciones.
- Características mecánicas de los aceros antiguos.
- Tensiones admisibles.
- Coeficientes de minoración de la resistencia en ELU.
- Comprobación a pandeo y a abolladura.
- Comprobación de fatiga.

7.4.1- Acciones debidas al tráfico ferroviario.

Las cargas verticales a considerar son las que se definen en la ficha 702 de la UIC, que coinciden con las correspondientes al proyecto de obra nueva. Para el caso de vía única, estas cargas están compuestas de:

- Una sobrecarga uniformemente repartida de 80 kN/m.
- Un tren de cargas puntuales compuesto por una sucesión de 4 cargas de 250 kN cada una separadas 1.6 m entre ellas.

Las cargas horizontales (fuerza centrífuga, fuerza de lazo, frenado y arranque) se definen en la ficha 776-1 de la UIC y coinciden, como las verticales, con las de proyecto de obra nueva.

Los coeficientes dinámicos a considerar en los cálculos de puentes existentes son los mismos que los de proyecto, según lo que se indica en la ficha 776-1 de la UIC (sección II, capítulo c).

7.4.2- Coeficientes de mayoración de acciones en E.L.U.

Para las combinaciones habituales en ELU se proponen unos coeficientes γ_f más reducidos que los correspondientes al proyecto de obra nueva, de acuerdo con la tabla adjunta.

ACCIÓN	COEFICIENTE DE MAYORACIÓN (γ_f)			
	De proyecto de obra nueva		De comprobación de puente existente	
	Comb I	Comb II	Comb I	Comb II
Peso propio acero	1.1	1.1	1.1	1.1
Peso propio hormigón	1.2	1.2	1.2	1.2
Pretensado	1.1-0.8	1.1-0.8	1.1-0.8	1.1-0.8
RCP	1.8	1.8	1.3(***)	1.3(***)
Empuje de tierras	1.3	1.3	1.3	1.3
SCU verticales	1.3	1.2	1.25	1.2
SCU centrífugas	1.3	1.2	1.25	1.2
SCU frenado y arranque	1.1	1.0	1.1	1.0
SCU en andenes y paseos	1.3	1.1	1.3	1.1
Viento	1.4(*)	1.2(**)	1.4(*)	1.2(**)
Temperatura	--	1.0	--	1.0
Nieve	--	1.0	--	1.0
Rozamiento de apoyos	--	1.5 a 2.0	--	1.5 a 2.0

(*) Sin SCU concomitante

(**) Con SCU concomitante

(***) Puede ser reducido hasta 1.1

Tabla 10

7.4.3- Características mecánicas de los aceros antiguos.

Se realizaron un total de 667 ensayos correspondientes a diferentes tramos de varias redes europeas de ferrocarril. Analizados los resultados obtenidos sobre muestras de hierro pudelado y de aceros antiguos (hasta 1940) se obtuvo un valor medio del límite elástico de

216 N/mm² y una tensión de rotura de 320-380 N/mm². El módulo de elasticidad propuesto es de 200000 N/mm².

7.4.4- Tensiones admisibles.

En el caso de que en la evaluación del puente existente se emplee el método de las "tensiones admisibles", éstas tendrán los valores límite indicados en la tabla que sigue (N/mm²):

COMPROBACION	Aceros antiguos		Aceros modernos			
	Comb I	Comb II	Comb I		Comb II	
			A37	A52	A37	A52
Tracción, compresión, flexión	147	154	175	260	185	275
Cizalladura o cortante	84	88	100	150	105	160
Cizalladura de bulones ordinarios	105	110	125	185	130	195
Tracción en bulones	100	105	100	150	105	160

Tabla 11

Se entiende que las combinaciones I y II anteriores, corresponden al equivalente al Estado Límite de Servicio en la teoría de los Estados Límite.

7.4.5- Coeficientes de minoración de la resistencia en E.L.U.

En la ficha 776-1 de la UIC se menciona que el coeficiente de minoración de la resistencia del acero, γ_a , para el proyecto de un puente nuevo debe ser $\gamma_a = 1.2$. Este coeficiente se puede disminuir cuando se trata de verificar la resistencia de un elemento existente hasta $\gamma_a = 1.1$ para aceros y $\gamma_a = 1.2$ para hierro pudelado.

7.4.6 Comprobación a pandeo.

Se utiliza como fórmula de comprobación:

$$\frac{N}{A} \leq \frac{s_e \cdot j}{g}$$

donde:

- N es el axil producido por las cargas sin mayorar.
- A es el área bruta de la pieza.
- σ_e el límite elástico del material.
- γ es el "coeficiente de seguridad global" a aplicar, de valor:
 - ◆ Hierro pudelado: $\gamma = 1.50$
 - ◆ Acero normal: $\gamma = 1.375$
- φ es el llamado "coeficiente de pandeo", que equivale al actual "coeficiente de reducción, X".

Se da un Anexo en el texto original para obtener φ en función de la esbeltez y de la "curva de pandeo" elegida entre las cuatro posibles. Se resume a continuación el algoritmo para la obtención de φ .

$$j = \frac{1}{2}Y - \sqrt{Y^2 - \frac{1}{I^2}}$$

$$\psi = \frac{1 + \mu_N}{I^2} - 1$$

$$\lambda = \text{esbeltez relativa} = \frac{b \cdot L / i}{p \sqrt{\frac{s_e}{E}}}$$

$$\mu_N = \text{coeficiente de imperfección} = \frac{93 \cdot I - c_1}{c_2} \geq 0$$

c_1 y c_2 = coeficientes que aparecen en la tabla adjunta.

CAS DE FLAMBEMENT-CLASSIFICATION

Contraintes internes	Section transversale						
	géométriquement favorable par exemple			géométriquement défavorable par exemple			
	cas de flambement		C ₁	C ₂	cas de flambement		
faibles	a	15	600	b	10	320	
fortes	t ≤ 40mm (1)	b	10	320	c	10	220
	t > 40 mm (1)	c	10	220	d	10	160

(1) Valeur moyenne de l'épaisseur des éléments de la section assemblés par soudure

Figura 6

7.4.7- Comprobación a abolladura.

Se sigue la teoría clásica, aproximadamente, en la que se comprueba que:

$$s \leq \frac{s_{cr}}{g_s} = j_B \cdot \frac{s_e}{g_s}$$

$$t \leq \frac{s_{cr}}{g_t} = j_B \cdot \frac{s_e / \sqrt{3}}{g_t}$$

Donde ϕ_B es el llamado "coeficiente de abolladura" función de las características del material, de la geometría de la pieza y de las dimensiones del panel en estudio. Se dan las indicaciones para la obtención de ϕ_B en un Anejo del documento.

Los valores aplicables de γ_σ y γ_τ a utilizar son los que se indican a continuación:

		Combinación de acciones	
		I	II
γ_σ	Hierro pudelado	1.50	1.43
	Acero	1.375	1.31
γ_τ		1.35	1.25

Tabla 12

Se recuerda en el documento original que en caso de que se sobrepase la carga crítica de abolladura siempre se podrá considerar la reserva postcrítica existente, función de la esbeltez del panel en estudio. Se menciona explícitamente que esta resistencia postcrítica se podrá obtener de acuerdo con lo indicado en BS 5400.

7.5- RECOMENDACIONES BA/BD BRITÁNICAS DE EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES.

“Design Manual for road and bridges” es un conjunto de documentos, elaborados en muy diferentes fechas, que trata sobre numerosos aspectos del diseño, cálculo y evaluación de puentes, desde lo que se refiere a la propia estética hasta aspectos de detalle estructurales o geotécnicos.

Estos documentos se agrupan en varios volúmenes, y se publican actualizaciones de cada uno de ellos por separado. Existen diferentes niveles de normativa, siendo los más comunes los siguientes:

- BA: Departmental Advice Notes: Es, en general, documentación aclaratoria de otra de mayor rango.
- BD: Departmental Standards: Normativa de obligado cumplimiento.
- BE: Technical Memoranda: Notas técnicas.

Dadas las continuas referencias a la norma BS-5400 (Puentes de acero, de hormigón y mixtos) que se hacen en tales documentos, se ha considerado interesante incorporar a esta monografía, como ayuda al lector, un primer apartado 7.5.1 en el que se exponen las líneas generales fundamentales de esta última norma, dedicada al proyecto de puentes y, en el apartado 7.5.2, comentar los documentos más importantes de “Design Manual for road and bridges” (Volumen 3-a).

7.5.1- Norma BS-5400. Parte 2. Specifications for loads.

Se presentan a continuación algunas de las reglas y principios que proporciona la Norma BS-5400 para la definición de las sobrecargas de uso a considerar en el proyecto de puentes nuevos de carretera.

7.5.1.1- Plataforma y carriles virtuales.

Se define plataforma (art. 3.2.9.1) como la superficie sobre la que puede circular el tráfico rodado. Se delimita mediante “bordillos elevados” o pretilas.

La plataforma se divide a efectos de aplicación de las sobrecargas de uso en “carriles virtuales” (art. 3.2.9.3). La plataforma se dividirá en el menor número entero posible de carriles virtuales de igual anchura. El ancho de cada carril virtual estará comprendido entre 2.3 m y 3.8 m.

Ejemplo: Calzada de 10 m de anchura: 3 carriles virtuales de 3.33 m
Calzada de 13 m de anchura: 4 carriles virtuales de 3.25 m

7.5.1.2- Sobrecargas de uso verticales.

Se definen dos tipos de sobrecarga, denominados HA y HB, respectivamente.

7.5.1.2.1- Carga HA (art. 6.2).

a) Valor de la carga

Representa el tráfico normal en Gran Bretaña (art. 6.1) estando compuesta de dos cargas diferentes.

- Una carga uniformemente distribuida en superficie (UDL).
- Una carga “de cuchillo” lineal (KEL).

La carga UDL se tomará igual a 30 kN por metro lineal longitudinal en cada carril virtual hasta longitudes cargadas de 30 m. Para mayores longitudes se tomará:

$$w=151\left(\frac{1}{L}\right)^{0.475} \geq 9 \text{ kN} / \text{m}$$

siendo L la longitud cargada (m).

La carga (KEL) será de 120 kN actuando en cada carril virtual.

Alternativamente a la actuación UDL + KEL, se podrá considerar una única carga puntual de 100 kN aplicada en una superficie de $0.3 \times 0.3 \text{ m}^2$.

b) Reglas de aplicación

Se considerará la aplicación de UDL + KEL en un máximo de dos carriles virtuales. En el resto se considerará la actuación simultánea de una carga igual al 33% del valor total UDL + KEL (art. 6.4.1).

Se estudiará cuál es la combinación más desfavorable de sobrecarga sobre los carriles virtuales, de acuerdo con las indicaciones del párrafo anterior.

7.5.1.2.2- Carga HB (art. 63).

a) Valor de la carga

Representa una "carga de un vehículo anormal" (art. 6.1). Esta carga consiste en una sucesión de 4 ejes, formado cada uno por cuatro ruedas separadas 1 m, según se indica en la figura 11 de la BS-5400, Parte 2 que se reproduce a continuación.

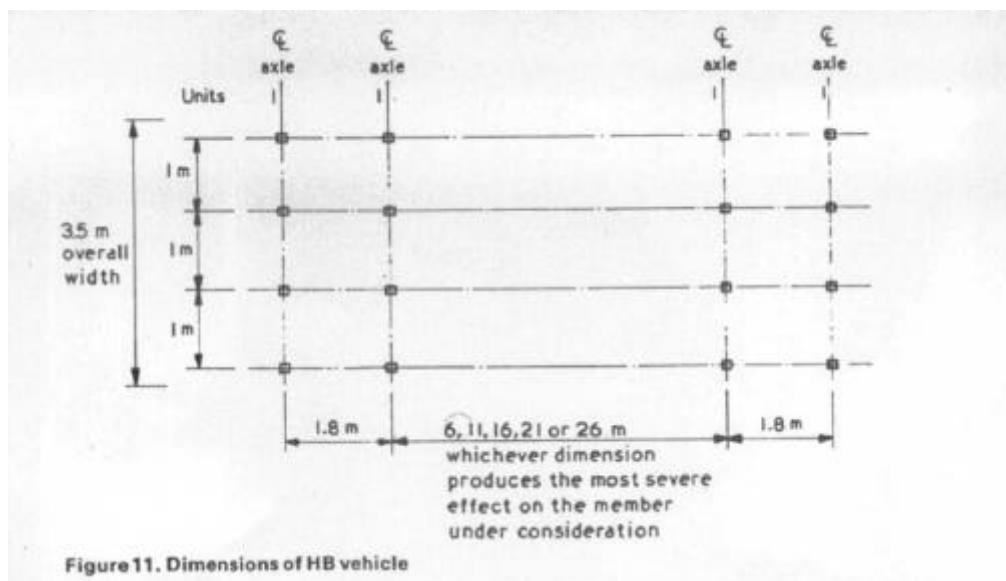


Figura 7

El valor de la carga por eje será variable en función de lo que indique la “autoridad competente” (art. 6.3) entre 25 y 45 “unidades”. Se tomará el valor de 10 kN por eje (2.5 kN por rueda) como valor nominal unitario de base:

Así, se tiene:

Nº de unidades	mínimo = 25	máximo = 45
Carga por rueda	min = 25x2.5 = 62.5 kN	máx = 45x2.5 = 112.5 kN
Carga por eje	min = 25x10 = 250 kN	máx = 45x10 = 450 kN
Carga total	min = 25x40 = 1000 kN	máx = 45x40 = 1800 kN

b) Reglas de aplicación

Sólo se considera la actuación de un vehículo HB en el puente, actuando en la posición longitudinal y transversal que genere el efecto pésimo en el elemento en estudio.

En caso de que se considere su actuación simultánea con la carga HA, no se considerará aplicada ésta en la zona ocupada por la carga HB ni en los 25 m anteriores y posteriores del carril (o carriles) virtual ocupado por la HB. En este caso se considerará la aplicación simultánea de la carga total HA en otro carril virtual (si es desfavorable para el elemento en estudio) y de 1/3 de la carga total HA en el resto de carriles virtuales.

7.5.1.3- Sobrecargas de uso horizontales.

7.5.1.3.1- Fuerza centrífuga (art. 6.5.1).

Se tomará igual a:

$$F_c = \frac{3000}{r + 150} \quad (r \text{ radiodecurvatura en m; } F_c \text{ en kN})$$

Esta carga se tomará, salvo algún caso especial (art. 6.5), como una fuerza puntual o repartida aproximadamente en una longitud de 5 m.

7.5.1.3.2- Fuerza de frenado y arranque (art. 6.6).

a) Correspondiente a la carga HA (art. 6.6.1).

Se tomará como la suma de 8 kN/m en la zona cargada por la sobrecarga HA más otra carga puntual de 200 kN. Se limita la suma de ambas a un máximo de 700 kN.

b) Correspondiente a la carga HB (art. 6.6.2).

Se tomará igual al 25% de la carga HB considerada.

7.5.1.4- Combinaciones de acciones y coeficientes de ponderación de acciones.

En el artículo 4.4 se definen 5 combinaciones de acciones a considerar en ELU y ELS, y que son las siguientes:

- **Combinación 1:** Para puentes de carretera y pasarelas peatonales, las acciones a considerar serán las cargas permanentes, junto con las sobrecargas de uso primarias apropiadas (cargas verticales estáticas de tráfico). Para puentes de ferrocarril, serán las cargas permanentes, junto con las sobrecargas de uso primarias y secundarias (cargas debidas a cambios de velocidad o dirección del tráfico, como frenado, fuerza centrífuga o impacto) apropiadas.
- **Combinación 2:** Para todos los puentes, las cargas a considerar son las de la combinación 1, junto con las de viento y las temporales de construcción.
- **Combinación 3:** Para todos los puentes, las acciones a considerar serán las de la combinación 1, más los efectos de la temperatura y las cargas temporales de construcción.
- **Combinación 4:** La combinación 4 no se aplica a puentes de ferrocarril, excepto en lo que concierne a impacto sobre pilas. Para los puentes de carretera, las cargas a tener en cuenta son las permanentes y las sobrecargas de uso secundarias, junto con las sobrecargas primarias asociadas. Las sobrecargas de uso secundarias deben evaluarse por separado, sin ser combinadas, y a cada una se le asociara la correspondiente sobrecarga de uso primaria. Para las

pasarelas, la única sobrecarga de uso secundaria a tener en cuenta es la de impacto sobre los elementos de la subestructura.

- Combinación 5: Para todos los puentes, las cargas a tener en cuenta son las permanentes y las debidas a la fricción de los apoyos.

En la tabla 1, que se reproduce a continuación, se definen los correspondientes coeficientes γ_f a aplicar a cada acción.

BS 5400 : Part 2 : 1978

Table 1. Loads to be taken in each combination with appropriate γ_{fL}
 ULS : ultimate limit state
 SLS : serviceability limit state

Clause number	Load	Limit state	γ_{fL} to be considered in combination				
			1	2	3	4	5
5.1	Dead: steel	ULS*	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
		SLS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	concrete	ULS*	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
		SLS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5.2	Superimposed dead	ULS†	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
		SLS†	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
5.1.2.2 & 5.2.2.2	Reduced load factor for dead and superimposed dead load where this has a more severe total effect	ULS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5.3	Wind: during erection	ULS		1.10			
		SLS		1.00			
	with dead plus superimposed dead load only, and for members primarily resisting wind loads	ULS		1.40			
		SLS		1.00			
	with dead plus superimposed dead plus other appropriate combination 2 loads	ULS		1.10			
	SLS		1.00				
5.4	relieving effect of wind	ULS		1.00			
		SLS		1.00			
	Temperature: restraint to movement, except frictional	ULS			1.30		
	SLS			1.00			
5.4	frictional restraints	ULS				1.30	
		SLS				1.00	
	effect of temperature difference	ULS			1.00		
	SLS			0.80			
5.6	Differential settlement	ULS					
5.7	Exceptional loads	SLS					
			*to be assessed and agreed between the engineer and the appropriate authority				
5.8	Earth pressure: retained fill and/or live load surcharge	ULS	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
		SLS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	retaining effect	ULS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5.9	Erection: temporary loads	ULS		1.15	1.15		
6.2	Highway bridges live loading: HA alone	ULS	1.50	1.25	1.25		
		SLS	1.20	1.00	1.00		
6.3	HA with HB or HB alone	ULS	1.30	1.10	1.10		
		SLS	1.10	1.00	1.00		
6.5	Centrifugal load and associated primary live load	ULS				1.50	
		SLS				1.00	
6.6	Longitudinal load: HA and associated primary live load	ULS				1.25	
		SLS				1.00	
	HB and associated primary live load	ULS				1.10	
		SLS				1.00	
6.7	Accidental skidding load and associated primary live load	ULS				1.25	
		SLS				1.00	
6.8	Vehicle collision load with bridge parapets and associated primary live load	ULS				1.25	
		SLS				1.00	
6.9	Vehicle collision load with bridge supports†	ULS				1.25	
		SLS				1.00	
7	Foot/cycle track bridges: live load and parapet load	ULS	1.50	1.25	1.25	1.25	
		SLS	1.00	1.00	1.00	1.00	
8	Railway bridges: type RU and RL primary and secondary live loading	ULS	1.40	1.20	1.20	1.20	
		SLS	1.10	1.00	1.00	1.00	

* γ_{fL} shall be increased to at least 1.10 and 1.20 for steel and concrete respectively to compensate for inaccuracies when dead loads are not accurately assessed.
 † γ_{fL} may be reduced to 1.2 and 1.0 for the ULS and SLS respectively subject to approval of the appropriate authority (see 5.2.2.1)
 ‡This is the only secondary live load to be considered for foot/cycle track bridges.
 NOTE: For loads arising from creep and shrinkage, or from welding and lack of fit, see Parts 2, 4 and 5 of this standard, as appropriate.

Tabla 13

7.5.2- Design Manual for road and bridges. Volumen 3a. Highway structures: Inspection and Maintenance.

El Volumen 3 trata de la inspección, mantenimiento y reparación de puentes de carretera existentes, y el Volumen 3-a de su evaluación. En éste se da forma al Programa de evaluación y refuerzo de estructuras de carretera aprobado por la Administración británica, mediante los documentos siguientes:

- BD 34/90 y BA 34/90. Etapa 1: puentes antiguos de luces pequeñas y estructuras de contención.
- BD 46/92. Etapa 2: Puentes modernos de luces pequeñas.
- BD 50/92. Etapa 3: Puentes de gran luz.

Asimismo, existe otra serie de documentos dedicados a la evaluación estructural:

- BD 21/97 y BA 16/97: La evaluación de puentes de carretera y estructuras.
- BA 79/98: Proceso a seguir en las estructuras con insuficiente capacidad.
- BD 44/95 y BA 44/96: La evaluación de puentes y estructuras de hormigón de carretera.
- BD 56/96 y BA 56/96: La evaluación de puentes y estructuras de acero de carretera.
- BD 61/96 y BA 61/96: La evaluación de puentes y estructuras mixtas de carretera.

Por último, existe una serie de documentos específicos que tratan del estudio de elementos concretos, o de cierto tipo de daños, o de tipologías específicas, o de cierto tipo de ensayos, y son:

- BA 38/93: Evaluación a fatiga de barras de acero dañadas o corroídas.
- BA 39/93: Evaluación de juntas a media madera.
- BD 48/93: Evaluación y refuerzo de soportes de puentes.
- BA 54/94: Pruebas de carga para evaluación de puentes.
- BA 55/94: Evaluación de subestructuras, cimentaciones, muros de contención y estructuras enterradas.
- BA 52/94: Evaluación de estructuras afectadas por reacción árido-álcali.
- BA 51/95: Evaluación de estructuras de hormigón afectadas por corrosión.
- BE 13: Riesgo de fatiga en puentes Bailey.

A continuación se resumen los documentos más interesantes de dicha normativa:

BD 21/97 The Assessment of Highway Bridges and Structures.

Introducción.

Esta norma cubre las estructuras construidas hasta 1922 (fecha en la que se implementa la normativa moderna), o aquellas construidas después de 1922 que no fueron diseñadas con arreglo a la nueva normativa. Esto incluye estructuras (puentes, estructuras subterráneas, muros) de hormigón, de acero, hierro pudelado, fundición y bóvedas de ladrillo o piedra. No cubre puentes de madera o losas de piedra.

Da criterios para realizar la inspección de toma de datos para la evaluación, que considera indispensable (geometría, daños existentes, datos de bóvedas para aplicar el método MEXE modificado, inspecciones subacuáticas, apoyos, cimentaciones y muros). Considera fundamental la recopilación de toda la información posible sobre el puente (datos de proyecto, reparaciones, informes de inspecciones anteriores, etc.).

Para determinar las cargas actuantes debe tomarse en campo la siguiente información, realizando perforaciones y ensayos si se considera necesario:

- Geometría de todos los elementos.
- Densidades.
- Posición y anchura de los carriles.
- Alineaciones en puentes curvos, para calcular cargas de fuerza centrífuga.

Para evaluar la resistencia de la estructura se tomarán los siguientes datos:

- Dimensiones de los elementos (incluida excavación en los elementos enterrados).
- Ensayos para determinar características mecánicas de los elementos.
- Fisuras.
- Corrosión.
- Asientos.
- Daños que puedan afectar a la capacidad resistente (incluidos los apoyos).

El objetivo de la evaluación es determinar la carga que puede soportar un puente con una probabilidad razonable. Se utiliza la teoría de los estados límite últimos con coeficientes parciales de seguridad, aunque deben evaluarse los estados límite de servicio para las estructuras construidas después de 1965. Para las bóvedas admite también el método MEXE modificado, y para los puentes de fundición prescribe el método de la limitación de tensiones.

Valores de las cargas de evaluación.

Las cargas de evaluación (Q_A^*) se obtienen de las cargas nominales (Q_K), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$Q_A^* = \gamma_{fl} * Q_K$$

Donde γ_{fl} es un coeficiente parcial de seguridad para cada tipo de carga, según la siguiente tabla:

Loading		γ_{fl}	
		Cast Iron Bridges	Other Structures
Dead *	cast iron	1.0	1.10
	steel, wrought iron	1.0	1.05
	concrete, stone and brick masonry, timber	1.0	1.15
Superimposed Dead +	surfacing material #	1.5 #	1.75 #
	filling, other make-up material, spandrel walls service, parapets and street furniture	1.0	1.20
Live		1.0	1.5

Table 3.1 Values of γ_{fl} - Partial Factor for Loads

Tabla 14

* Cuando la aplicación de γ_{fl} para peso propio y cargas muertas cause un efecto total menos severo que si se hubiera aplicado $\gamma_{fl} = 1$ a la totalidad de las cargas permanentes, se deberá tomar este último valor ($\gamma_{fl} = 1$).

Los 100 mm superiores de pavimento deben considerarse como material superficial.

+ Para puentes de fundición, el valor de 1.5 puede ser reducido hasta 1.0, y para otras estructuras el valor de 1.75 puede ser reducido hasta 1.20, si la autoridad puede asegurar que el espesor del pavimento no se va a incrementar durante la vida útil restante del puente.

Las combinaciones de cargas deben establecerse con los coeficientes de seguridad anteriores.

Cargas de evaluación.

Las cargas de evaluación de los puentes son el peso propio, las cargas permanentes y las sobrecargas de uso, estas últimas consistentes en una carga distribuida uniformemente (UDL) junto con una carga puntual (KEL). Todas las cargas descritas a continuación son nominales, y deben ser multiplicadas por los correspondientes coeficientes, descritos anteriormente.

Las sobrecargas de uso UDL y KEL no se pueden utilizar para tableros de chapas, arcos de fábrica de pequeña luz, tableros de funcionamiento principal transversal y cajones enterrados de hormigón de más de 0.6 metros de luz.

Para realizar la evaluación, la calzada debe dividirse en carriles virtuales, basados en la señalización horizontal existente, incluyéndose el arcén. La anchura de la calzada a considerar se medirá entre bordillos; si existe una mediana, se considerarán dos calzadas. El ancho de los carriles no puede ser inferior a 2.5 metros, ni superior a 3.65 metros si existen más de dos carriles.

Si las marcas indican anchuras superiores a este último valor, se utilizará la tabla siguiente. Si no existen marcas de calzada, se dividirá el ancho en carriles iguales utilizando la siguiente tabla. Cada carril virtual debe ser cargado con la apropiada UDL y KEL.

Carriageway Width (m)	Number of Notional Lanes
below 5.0	1
from 5.0 up to and including 7.5	2
above 7.5 up to and including 10.95	3
above 10.95 up to and including 14.6	4
above 14.6 up to and including 18.25	5
above 18.25 up to and including 21.9	6

Table 5.1 Number of Notional Lanes

Tabla 15

Para las cargas permanentes y el peso propio se utilizarán los valores de la tabla siguiente:

Material #		Unit Weights kg/m ³
Metal	Aluminium	2750
	Cast Iron	7200
	Wrought Iron	7700
	Steel	7850
Concrete	Reinforced	2400
	Plain	2300
	Bricks	1400
Masonry	Engineering Bricks	2400
	Other Solid Bricks	2100
	Granite	2600 to 2930
	Sandstone	2200 to 2400
Timber *	Yellow Pine	480
	Red Pine, Spruce	480 to 720
	English Oak	720 to 960
	Larch, Elm	560
	Pitch Pine	640 to 720
	Teak	640 to 880
	Jarrah	660
	Greenheart	1040 to 1200
Bituminous	Macadam (tar)	2400
	Macadam (waterbound)	2560
	Asphalt	2300
Fill	Sand (dry)	1600
	Sand (saturated)	2000
	Ballast, gravel (loose)	1600
	Ballast, gravel (saturated)	2100
	Hardcore	1920
	Crushed slag	1440
	Packed stone rubble	2240
	Earth (dry, compact)	1600
	Earth (moist, compact)	1800
	Puddled clay	1920
	Miscellaneous	2200

Table 4.1 Unit Weights of Materials

Tabla 16

Las sobrecargas de uso a utilizar en luces cargadas entre 2 y 50 metros son las siguientes:

- Una sobrecarga uniforme (UDL) que varía con la longitud cargada, junto con una sobrecarga lineal KEL.
- Una carga de eje simple.
- Una carga de rueda simple.

Todos los elementos de la estructura deben ser capaces de soportar los efectos pésimos resultantes de la aplicación por separado de estas cargas.

Para luces cargadas menores a 2 metros se utilizarán las dos últimas (eje simple y rueda simple).

Para luces cargadas superiores a 50 metros, la sobrecarga uniforme (UDL) y la lineal (KEL) serán las indicadas en la norma BD 50, según la cual estas cargas son reducidas mediante la aplicación de coeficientes (0.91 y 0.4 respectivamente) a dos niveles de evaluación de 40 y 7.5 toneladas.

Las diferentes acciones de evaluación descritas en la presente norma llevan aparejadas limitaciones de carga de 40, 38, 25, 17, 7.5 y 3 toneladas en cada caso, así como dos grupos FE (Fire Engine) de carga. Las características de estos vehículos se detallan en una tabla dada en el Anejo E de esta norma.

Los valores de las cargas de eje y de rueda se obtienen de las tablas 5/3/1 y 5/3/2, que se adjuntan más adelante.

Sobrecargas UDL y KEL.

La sobrecarga continua (UDL) para luces cargadas entre 2 y 50 metros se deduce a partir de la expresión:

$$W = 336 * (1/L)^{0.67}$$

Donde W es la carga en kN/metro de carril virtual de anchura 3.65 metros y L la longitud cargada en metros. Debe aplicarse conjuntamente a una carga lineal (KEL) de 120 kN distribuida uniformemente en la anchura del carril, de manera que su situación produzca los

efectos más desfavorables en cada caso. A continuación se adjuntan los valores de UDL en la figura 5.1 y en la tabla 5.2.

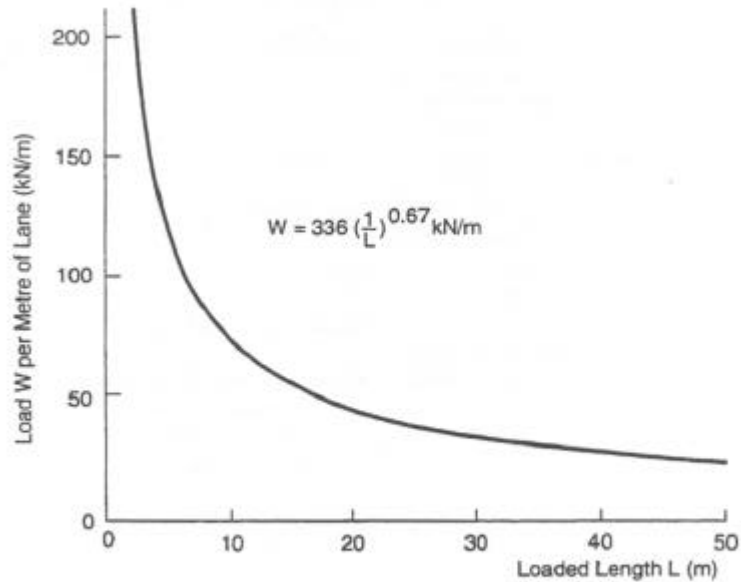


Figure 5.1 UDL Curve for Type HA Load

Figura 8

Loaded Length m	Load kN/m	Loaded Length m	Load kN/m
2	211.2	28	36.0
4	132.7	30	34.4
6	101.2	32	33.0
8	83.4	34	31.6
10	71.8	36	30.5
12	63.6	38	29.4
14	57.3	40	28.4
16	52.4	42	27.5
18	48.5	44	26.6
20	45.1	46	25.8
22	42.4	48	25.1
24	40.0	50	24.4
26	37.9		

Note: for the definition of loaded length see Standard BD 37 (DMRB 1.3).

Table 5.2 Type HA loading UDL for Loaded Lengths 2m to 50m

Tabla 17

Los valores generales de la carga tipo HA para el cálculo de puentes (UDL y KEL) se han obtenido utilizando un factor de congestión o agrupamiento lateral para tener en cuenta la posibilidad de que en situaciones de circulación lenta se usen más carriles de tráfico real que los considerados como carriles virtuales. El análisis probabilístico muestra que los efectos de impacto máximo, que se producen a velocidades altas, no deben ser considerados conjuntamente con un máximo agrupamiento lateral. La comparación de los efectos de ambas alternativas (velocidad del tráfico y situaciones de agrupamiento o congestión lateral) ha llevado a la conclusión de que el criterio más desfavorable para la carga del puente es tener en cuenta el efecto del impacto por velocidad alta y no el de la congestión lateral. Por este motivo y para eliminar el factor de congestión lateral, los valores de UDL y KEL deben ser corregidos mediante la división por los siguientes factores de ajuste:

$$\text{Para } 0 < L < 20 \Rightarrow AF = a / 2.5$$

$$\text{Para } 20 < L < 40 \Rightarrow AF = 1 + (a / 2.5 - 1) * (2 - L/20)$$

$$\text{Para } 40 < L < 50 \Rightarrow AF = 1$$

Donde $a = 3.65$ metros y L es la longitud cargada en metros.

Para realizar la evaluación en el nivel de 40 toneladas, las UDL y KEL corregidas con el factor anterior deben ser multiplicadas por un coeficiente de reducción K y por un coeficiente de reducción por carriles.

El coeficiente K se obtiene de las figuras siguientes, que clasifican los puentes en seis tipos de acuerdo con su intensidad de tráfico y las características de su superficie de rodadura.

Si la intensidad media horaria (flujo total anual en los dos sentidos dividido por 8760) es superior a 70 el puente se clasifica como de tráfico alto (H), entre 7 y 70 es de tráfico medio (M) y si es menor de 7 se considera de tráfico bajo (L).

Si las varianzas de la rugosidad superficial en toda la longitud del puente (más cinco metros en cada extremo) cumplen las siguientes características, se considera la superficie como buena (g):

$$< 4.5 \text{ mm}^2 \text{ para regla de 3 metros.}$$

$$\text{y } < 30 \text{ mm}^2 \text{ para regla de 10 metros.}$$

$$\text{y } < 180 \text{ mm}^2 \text{ para regla de 30 metros.}$$

Se considera superficie pobre (p) cuando se den otros valores, o no se pueda medir. De esta manera, los puentes pueden agruparse en seis categorías: Hg, Mg, Lg, Hp, Mp y Lp.

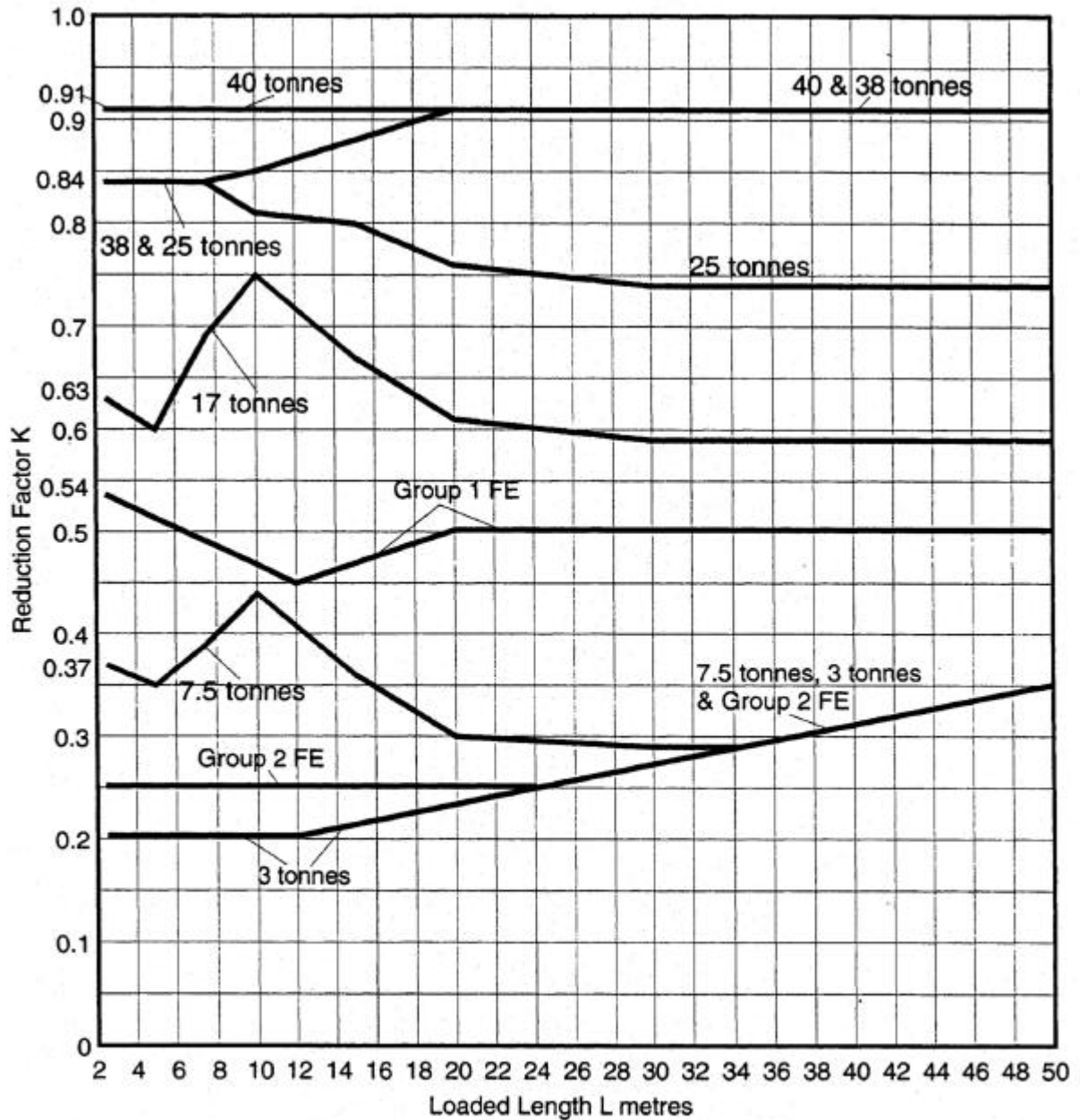


FIG 5/2. K Factors for Heavy Traffic Poor Surface (Hp)

Figura 9

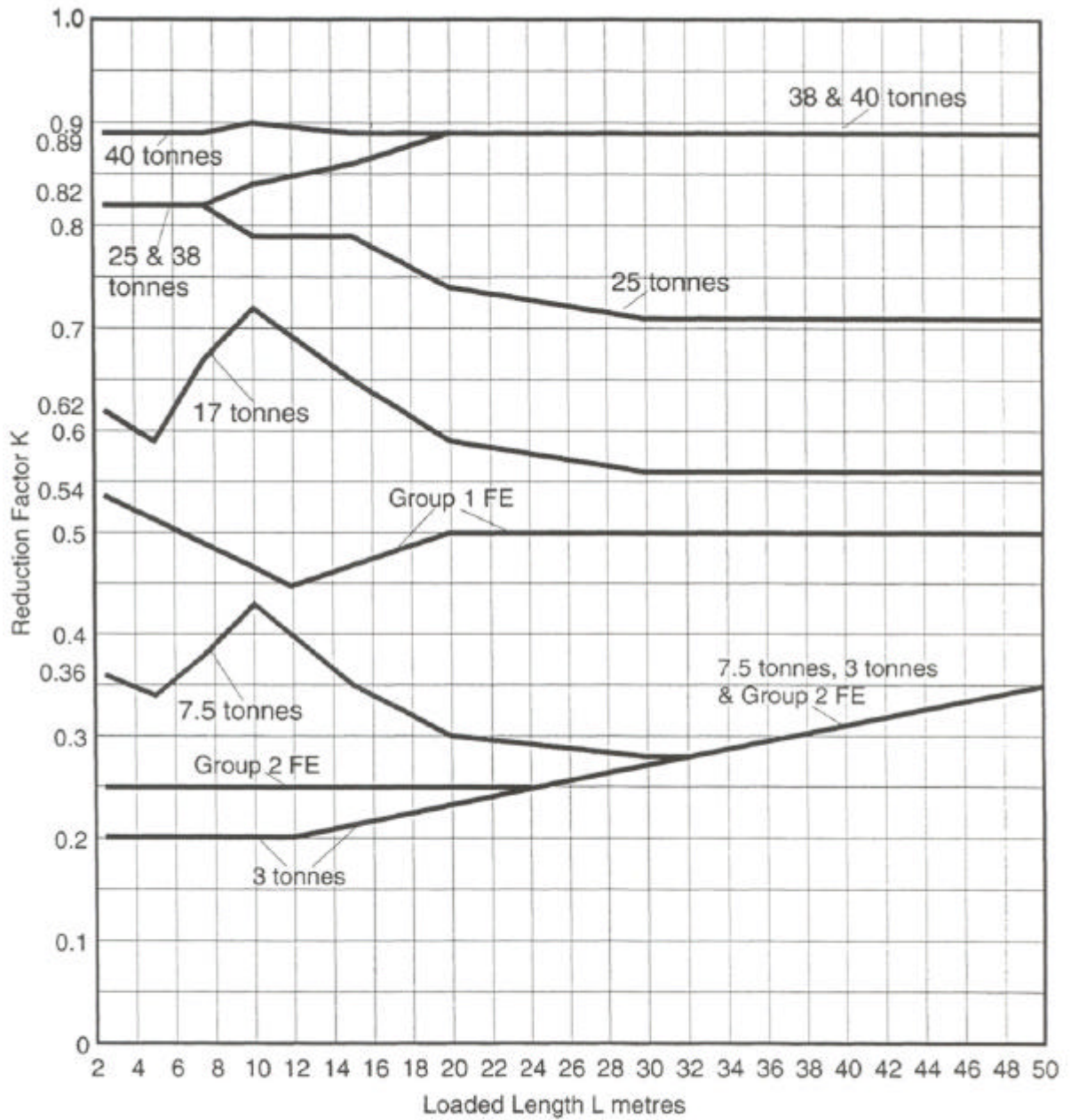


FIG 5/3. K Factors for Medium Traffic Poor Surface (Mp)

Figura 10

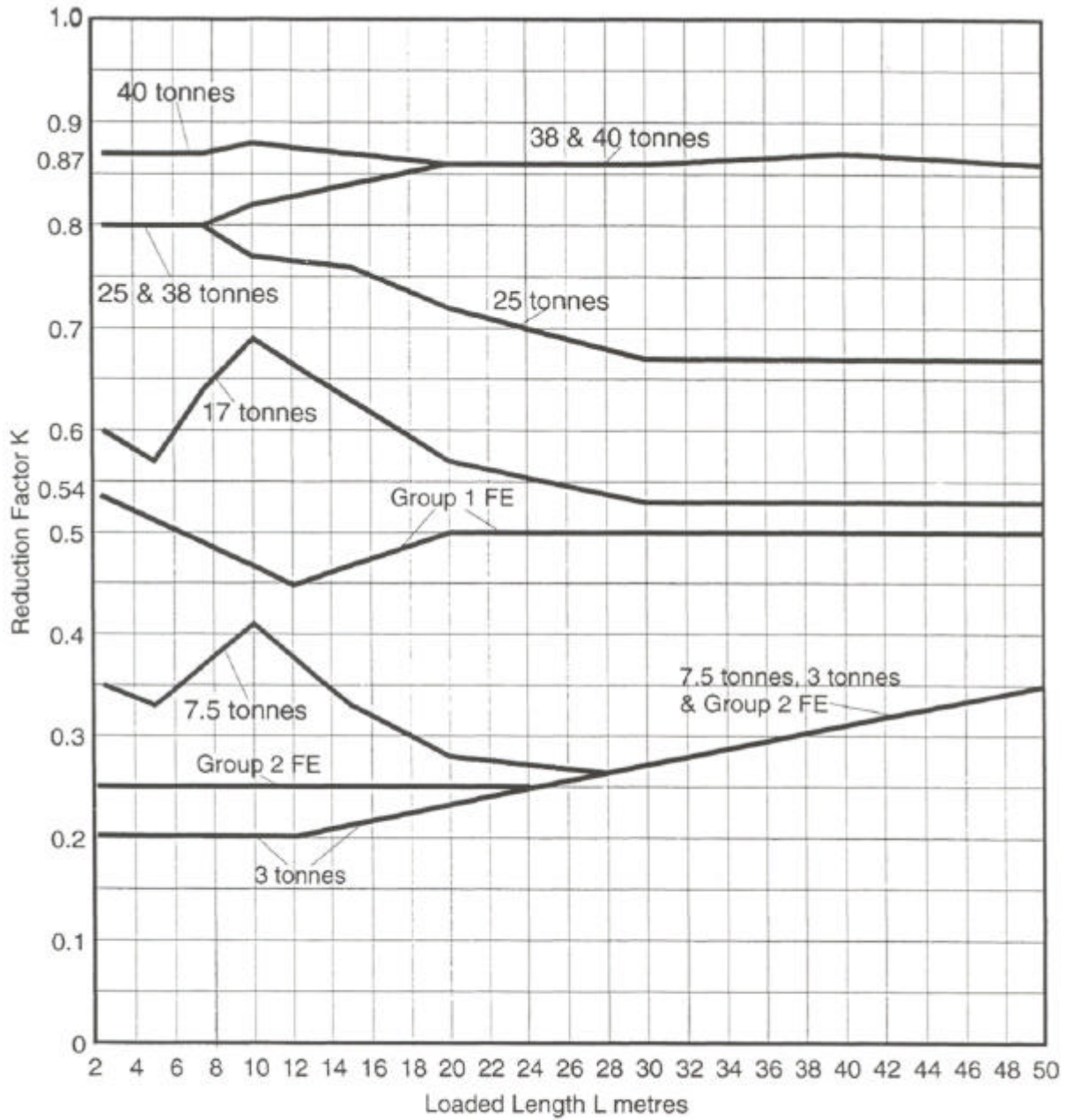


FIG 5/4. K Factors for Low Traffic Poor Surface (Lp)

Figura 11

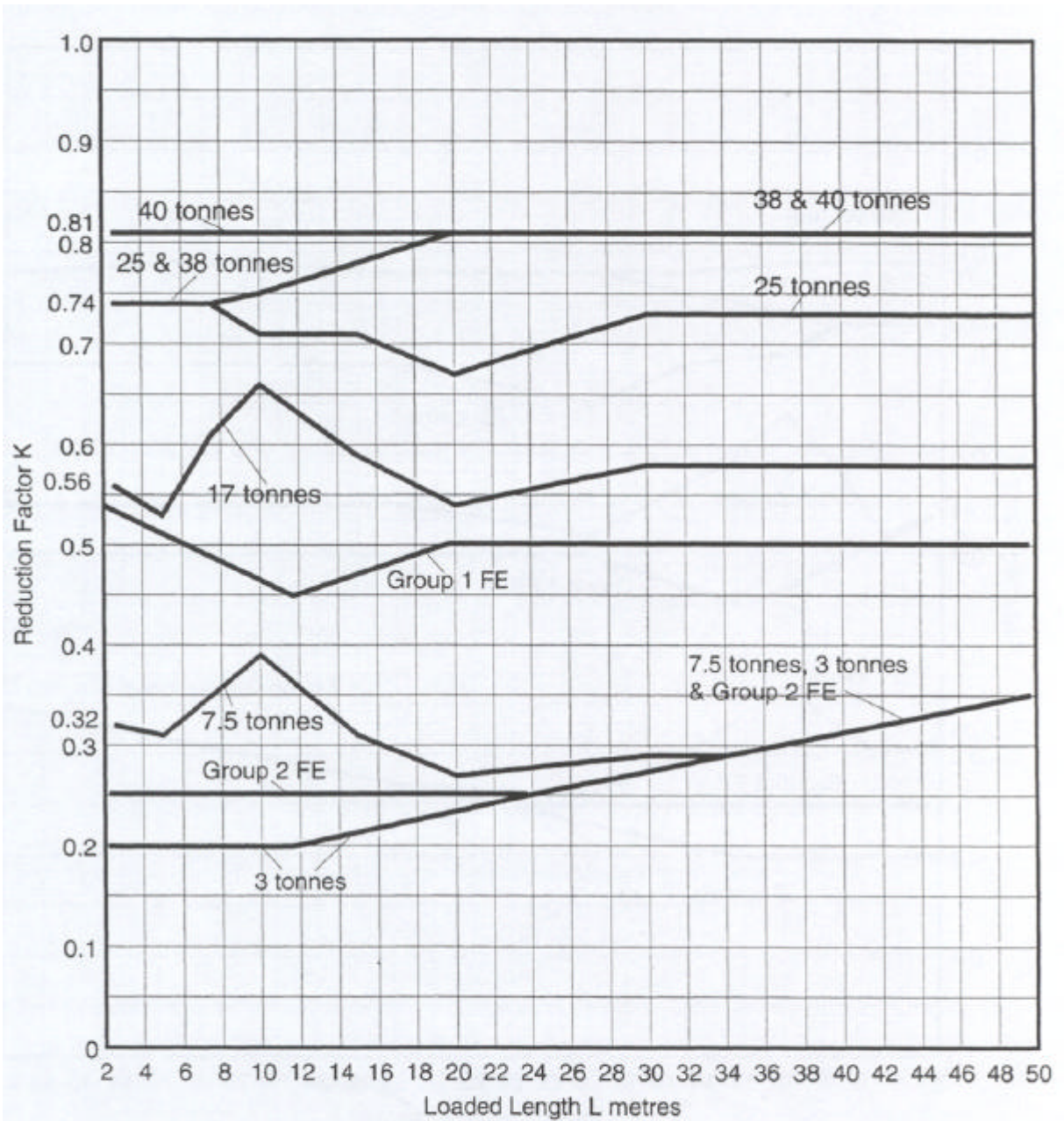


FIG 5/5. K Factors for Heavy Traffic Good Surface (Hg)

Figura 12

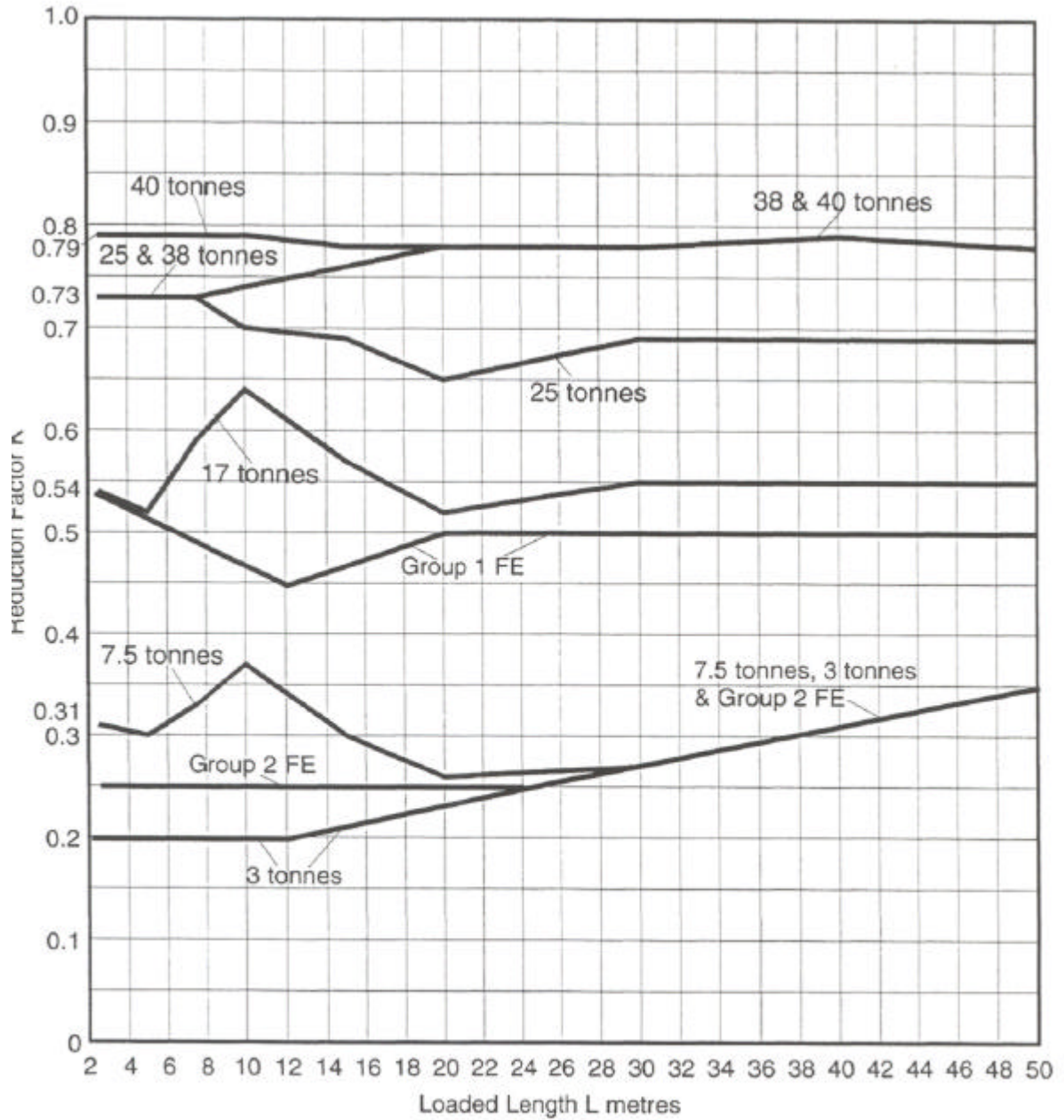


FIG 5/6. K Factors for Medium Traffic Good Surface (Mg)

Figura 13

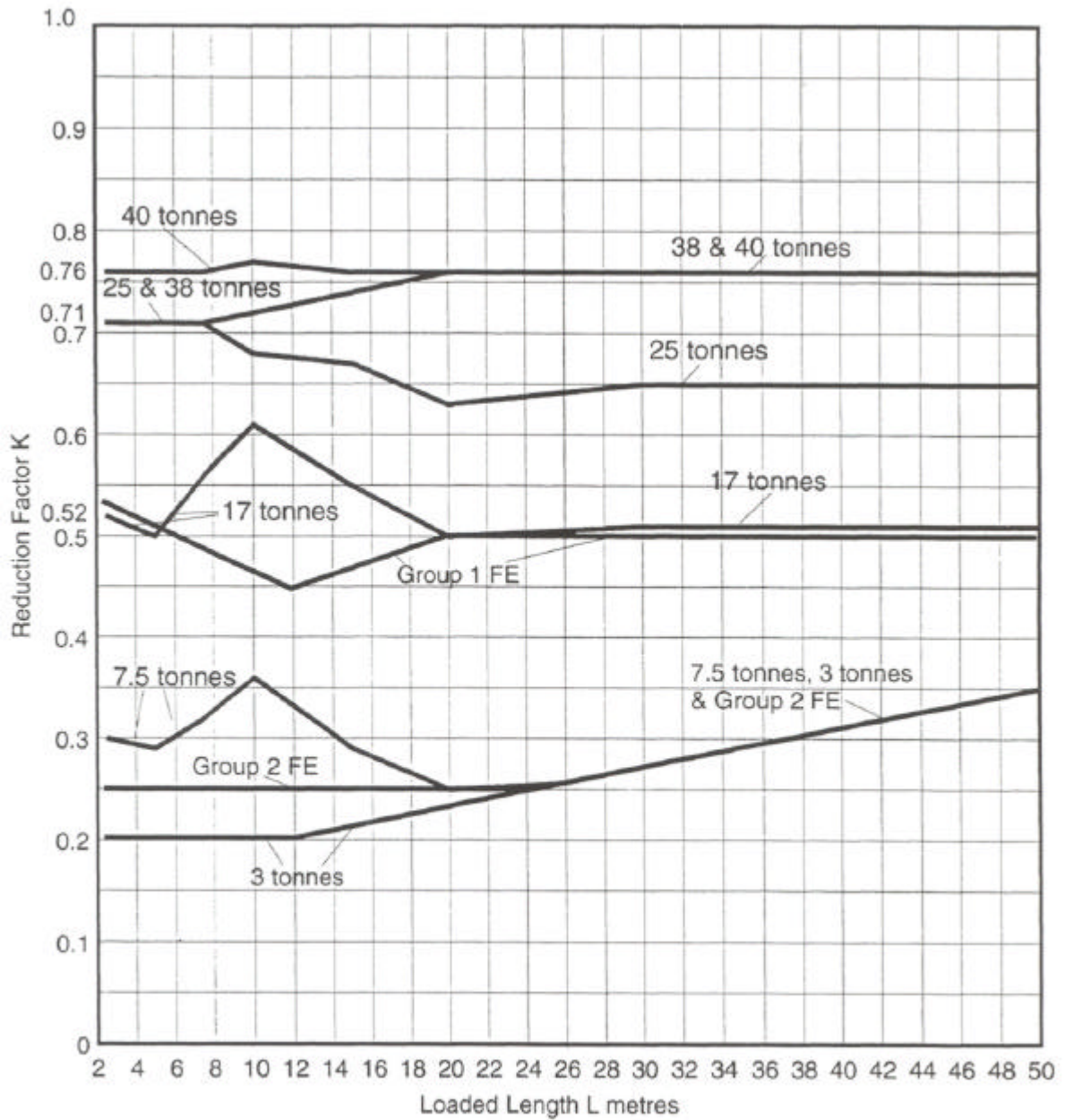


FIG 5/7. K Factors for Low Traffic Good Surface (Lg)

Figura 14

Los coeficientes de reducción por carriles múltiples son los siguientes:

Carril 1:	1.0
Carril 2:	1.0
Carril 3:	0.5
Carril 4 y siguientes:	0.4

Si el puente no es adecuado en el nivel de 40 toneladas, el valor de su factor de capacidad de sobrecarga de uso (C) se determina de la siguiente forma, de manera que se obtenga el coeficiente K de las tablas anteriores que permita una restricción de carga superior.

$$C = \text{Sobrecarga de uso posible} / \text{sobrecarga de uso ajustada}$$

En resumen, el proceso de evaluación es el siguiente:

- ✓ Los esfuerzos solicitantes en el proceso de evaluación se deducen siempre con el tren de cargas tipo HA (UDL y KEL).
- ✓ Los efectos (esfuerzos) de esas cargas se multiplican por un coeficiente K reductor que depende de la longitud cargada, de la intensidad de tráfico, del estado de la superficie de rodadura y, fundamentalmente, de las categorías de vehículos que se quiere que puedan pasar por el puente. Estos esfuerzos así deducidos cubren los producidos por las diferentes categorías de vehículos tipo contemplados por las normas inglesas.
- ✓ En principio, la evaluación se inicia siempre multiplicando los efectos de UDL y KEL por el K correspondiente a la categoría de vehículos más alta (40 ton) de forma que, si la evaluación es positiva, pueden circular por el puente todos los vehículos de hasta 40 toneladas de peso bruto sin limitaciones. Esta aceptación no cubriría el posible paso de transportes especiales, excepto algún tipo concreto que se especifica en la norma.
- ✓ Si el resultado de la evaluación fuese que la estructura no puede admitir los esfuerzos correspondientes a esa categoría de vehículos más alta, se debería deducir cuál es el valor C que debe adoptar ese coeficiente K, para que el efecto de las cargas UDL y KEL pueda ser soportado por la estructura. Comparando C con los gráficos que proporcionan el valor de K, puede deducirse cuál sería la categoría de vehículos que puede circular por el puente sin restricciones.

Cargas de eje y rueda simple.

Las cargas de eje y rueda simple se aplicarán con independencia de UDL Y KEL como hipótesis separadas. En cada carril debe utilizarse un eje de 1.8 metros de anchura o una carga de rueda. Para las cargas de eje se utilizarán anchuras de carril de 2.5 metros. Entre cada eje debe haber una separación mínima de 0.7 metros. Se aplicarán las reducciones por carril anteriormente mencionadas. Las cargas de rueda se supondrán uniformemente distribuidas en un círculo o en un cuadrado, con presiones efectivas de 1.1 N/mm².

Table 5/3/1: Nominal Single Axle Loads (kN)

Assessment Live Loading	Road					
	Hp	Mp	Lp	Hg	Mg	Lg
40 tonnes	200	190	180	180	170	165
38 tonnes	180	176	170	165	160	150
25 tonnes	180	176	170	165	160	150
17 tonnes	180	176	170	165	160	150
7.5 tonnes	100	93	86	91	86	83
3 tonnes	50	47	43	47	43	40
FE Group 1	120	115	110	110	103	100
FE Group 2	60	57	55	55	51	50

Tabla 18

Table 5/3/2: Nominal Single Wheels Loads (kN)

Assessment Live Loading	Road					
	Hp	Mp	Lp	Hg	Mg	Lg
40 tonnes	100	95	90	90	86	82
38 tonnes	100	95	90	90	86	82
25 tonnes	100	95	90	90	86	82
17 tonnes	100	95	90	90	86	82
7.5 tonnes	50	47	44	46	43	41
3 tonnes	25	22	21	22	21	19
FE Group 1	60	57	55	54	51	50
FE Group 2	30	29	27	27	26	25

Tabla 19

Carga en aceras.

Para elementos que soportan aceras no protegidas del tráfico de vehículos con barreras, se aplicará además una carga accidental de rueda o cargas de tráfico.

En los elementos en voladizo, se realizará según la siguiente tabla:

Assessment Live Loading	W_1 (kN)	W_2 (kN)	a (m)
40 tonnes	100	60	1.5
38 tonnes	90	60	1.5
25 tonnes	90	40	1.5
17 tonnes	90	10	1.5
7.5 tonnes	50	10	1.5
3 tonnes	25	-	-
FE Group One	60	10	1.5
FE Group Two	30	20	1.5

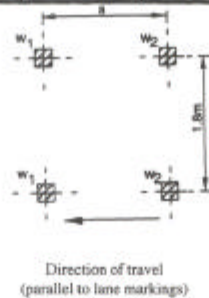


Table 5.4 Nominal Accidental Wheel Loads

Tabla 20

Se proporciona también una indicación de las cargas de uso debidas al paso de peatones, a considerar en elementos que soportan únicamente aceras, y en elementos que soportan paso de vehículos y de peatones conjuntamente.

Si un elemento estructural principal soporta dos o más carriles virtuales, se puede reducir a la mitad la sobrecarga de uso de las aceras en la evaluación de dicho elemento.

Si existen en el puente dos aceras, no se aplicarán las reducciones de sobrecarga de uso en aceras en aquellas hipótesis o combinaciones donde exista carga sólo en una de ellas.

Efectos de la fuerza centrífuga.

Los efectos de fuerzas centrífugas se ignorarán cuando se den algunas de las siguientes circunstancias:

- El radio de curvatura horizontal es superior a 600 metros.
- La luz es mayor de 15 metros.
- El tablero es una losa armada o pretensada.
- Cuando la distancia entre ejes de vigas extremas es inferior a 10 metros.
- Para vigas longitudinales fuera de la zona de rodadura, cuando la distancia entre el bordillo y el borde de la viga sea superior a 0.5 metros.

El factor de fuerza centrífuga (F_A) corresponde a la siguiente expresión:

$$F_A = 1 + (0.20 * v^2) / r \quad (\text{no mayor de } 2)$$

Donde v es la velocidad máxima del vehículo más pesado en m/s y r el radio de curvatura en metros. Si F_A es inferior a 1.25 no se considerarán los efectos de la fuerza centrífuga.

Si se considera que la velocidad viene únicamente limitada por el radio de curvatura, ésta puede tomarse como:

$$n = \sqrt{\frac{1000 \times r}{r + 150}}$$

Se dan recomendaciones sobre cómo tener en cuenta el efecto de la fuerza centrífuga para la evaluación con las cargas UDL y KEL, o para el caso de que los efectos más críticos se deban a la aplicación de cargas de ejes o ruedas simples.

La manera de aplicar el efecto de la fuerza centrífuga se describe en la figura 5.8:

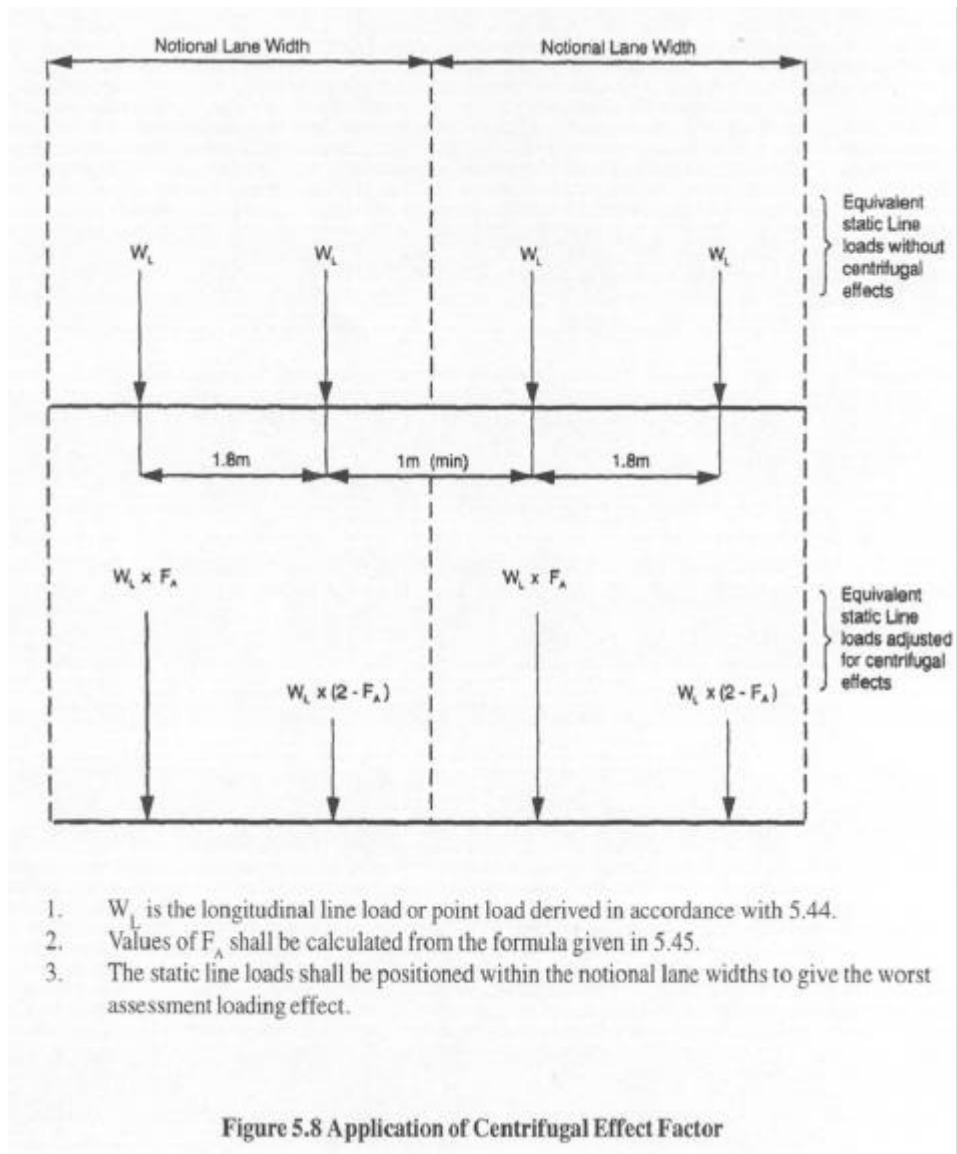


Figura 15

Evaluación de los efectos de las cargas.

La evaluación de los efectos producidos por las cargas (S_A^*) se obtiene con la siguiente expresión:

$$S_A^* = \gamma_{f3} * (\text{Efectos de } Q_A^*)$$

Donde γ_{f3} es un coeficiente que tiene en cuenta las incertidumbres en la distribución de tensiones de la estructura, inexactitudes del modelo de cálculo y variaciones en las

dimensiones medidas con respecto a las reales. En general se toma este coeficiente igual a 1.10, excepto para puentes de fundición, donde debe tomarse igual a la unidad.

Evaluación de la resistencia.

La resistencia de evaluación (R_A^*) se determina a través de la resistencia de cálculo (R^*) multiplicada, cuando sea necesario, por el factor de condición total (F_C), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$R_A^* = F_C \times R^*$$

La resistencia de cálculo (R^*) se determina con las características del material y las dimensiones de los elementos, afectadas por los coeficientes de minoración del material.

$$R^* = \text{función}(f_k / \gamma_m)$$

Para acero y hierro pudelado puede emplearse la siguiente expresión:

$$R^* = 1 / \gamma_m \times \text{función}(f_k)$$

Donde f_k es la resistencia característica del material y γ_m es el coeficiente de minoración de la siguiente tabla.

Material		γ_m
Steelwork		1.05* to 1.30*
Wrought Iron		1.20
Concrete	Concrete	1.50
	Reinforcement Steel/ Prestressing Tendons	1.15
Brick and Stone Masonry		Varies #

Table 3.2 Values of γ_m - Partial Factor for Material Strength

Tabla 21

Para las estructuras de fundición se utilizará el cálculo de tensiones admisibles, con la expresión:

$$R^* = \text{función}(f_p)$$

Donde f_p es la tensión admisible por la fundición.

Cuando no sea posible medir con precisión los espesores sanos de los elementos, o se estime que existen cualesquiera otras incertidumbres en la determinación de la resistencia de la estructura, se aplicará para la evaluación de aquella un factor de estado o condición F_{cm} inferior a la unidad, que podrá afectar a todo el puente o a alguno de sus elementos.

Verificación de la capacidad estructural.

La condición de admisión de la capacidad estructural para las cargas de evaluación es la siguiente:

$$R_A^* \geq S_A^*$$

Si no se cumple esta condición, deberán tomarse las oportunas decisiones sobre limitaciones de carga en el puente, limitaciones de tráfico en carriles, reparación, refuerzo o apeo.

En esta instrucción no se dan criterios para evaluar las estructuras a fatiga, debido a que para llevar a cabo una evaluación rigurosa es necesario conocer el historial de tensiones del puente, lo cual no suele ser posible. Para puentes de fundición comenta que no son necesarias las comprobaciones a fatiga, ya que el nivel de tensiones que permite el presente documento proporciona una razonable seguridad frente a fallos por fatiga.

No recomienda utilizar pruebas de carga en la evaluación estructural, debido a los altos costes, la posibilidad de causar daños y la dificultad de interpretación de los resultados. En cualquier caso, y si se deciden emplear, nunca deben utilizarse aisladamente para interpretar la capacidad estructural, siendo necesario llevar a cabo un estudio analítico.

Propiedades de los materiales.

Las características de los materiales que se adjuntan en las tablas siguientes deben ser utilizadas en una evaluación inicial. En caso de que se dude de dichos valores, o de que en esta primera evaluación el puente no verifique la condición de capacidad estructural, se llevarán a cabo ensayos de comprobación.

Hormigón.

Para las armaduras fabricadas antes de 1961 se empleará una resistencia característica no mayor de 230 N/mm². Para las fabricadas posteriormente se utilizarán los valores dados en las instrucciones de cada periodo. Deben tenerse en cuenta las pérdidas de sección y los daños causados por la corrosión, con todos sus efectos.

Las características de las armaduras pretensadas se obtendrán de los documentos vigentes en cada periodo.

Para el hormigón construido antes de 1939, se supondrá una resistencia característica inferior o igual a 15 N/mm². Las características del hormigón posterior se tomarán según se indica en la instrucción BD 44. Según esta norma, la resistencia característica es aquella por debajo de la cual no se espera que queden más del 5% de todos los posibles resultados de ensayos. De cualquier forma, esta instrucción permite la alternativa basada en el concepto de “resistencia mínima creíble” que se comenta más adelante.

Acero.

Para el acero estructural se utilizará la norma BD 56. Si no se tiene información precisa, se empleará un límite elástico de 230 N/mm² para el acero producido antes de 1955, aunque será necesario inspeccionar exhaustivamente las estructuras construidas antes de 1922, para observar posibles delaminaciones, inclusiones o deformaciones.

Hierro pudelado.

Las características del hierro pudelado varían mucho en función del fabricante. Generalmente puede tomarse un límite elástico de 220 N/mm² en material de buena calidad. En caso de detectarse algún daño deberán llevarse a cabo los ensayos correspondientes.

Fundición.

En estructuras de fundición la tensión de compresión no debe superar 154 N/mm² y la de tracción no debe superar 46 N/mm², para cargas permanentes o para la combinación de cargas permanentes y sobrecarga de uso. Asimismo, para un valor dado de tensiones por cargas permanentes, las tensiones provocadas por la sobrecarga de uso no deben exceder de los valores marcados en las siguientes expresiones (valores positivos indican tracciones) y en la figura 16:

Para tensiones f_L de tracción, el mayor de los dos valores dados por:

$$f_L = 24.6 - 0.44 * f_d \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$f_L = 19.6 - 0.76 * f_d \quad (\text{N/mm}^2)$$

Para tensiones f_L de compresión de, el mayor (en valor absoluto) de los dos valores dados por:

$$f_L = -43.9 + 0.79 * f_d \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$f_L = -81.3 + 3.15 * f_d \quad (\text{N/mm}^2)$$

donde f_d son las tensiones correspondientes a la carga permanente y f_L las correspondientes a la sobrecarga de uso.

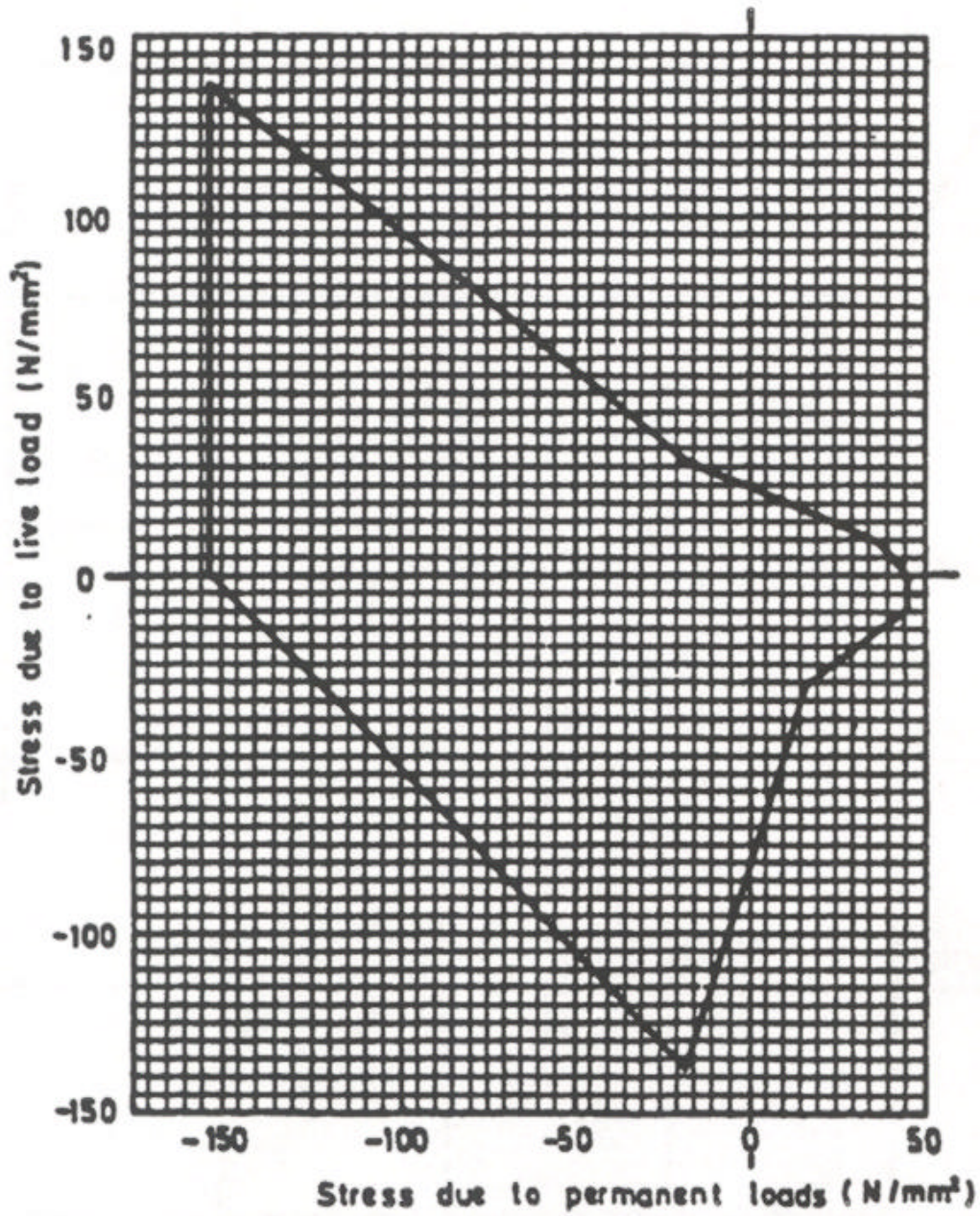


Figure 4.1 Permissible Stresses in Cast Iron

Figura 16

En estructuras de fundición la tensión de cortante no debe superar 46 N/mm^2 para cargas permanentes o para la combinación de cargas permanentes y sobrecarga de uso. Además, deben cumplirse las siguientes limitaciones:

Cuando las tensiones de cortante de la sobrecarga de uso (q_L) actúan en el mismo sentido que las tensiones de cortante debidas a cargas permanentes (q_D):

$$q_L \leq 24.6 - 0.44 q_D \quad (\text{N/mm}^2)$$

Cuando las tensiones de cortante de la sobrecarga de uso (q_L) actúan en sentido contrario a las tensiones de cortante debidas a cargas permanentes (q_D):

- a) $q_L \leq 43.9 - 0.79 q_D \quad (\text{N/mm}^2)$ cuando $q_L \leq 2 * q_D$
- b) $q_L \leq 24.6 + 0.44 q_D \quad (\text{N/mm}^2)$ cuando $q_L > 2 * q_D$

En las inecuaciones de la parte superior se deben sustituir únicamente los valores numéricos de las variables.

Fábrica.

Para puentes de fábrica, las figuras siguientes dan una indicación de los valores que se pueden emplear en su evaluación. Si se realizan ensayos, deben hacerse sobre la fábrica, y no sobre sus elementos por separado. Los documentos que aparecen en la bibliografía (BS 5628 y TRRL Contractor Report 244) proporcionan información sobre procedimientos de ensayo y resultados de resistencias.

A continuación se adjuntan las figuras 4.2 y 4.3 para la obtención de la resistencia característica de ladrillo y piedra respectivamente.

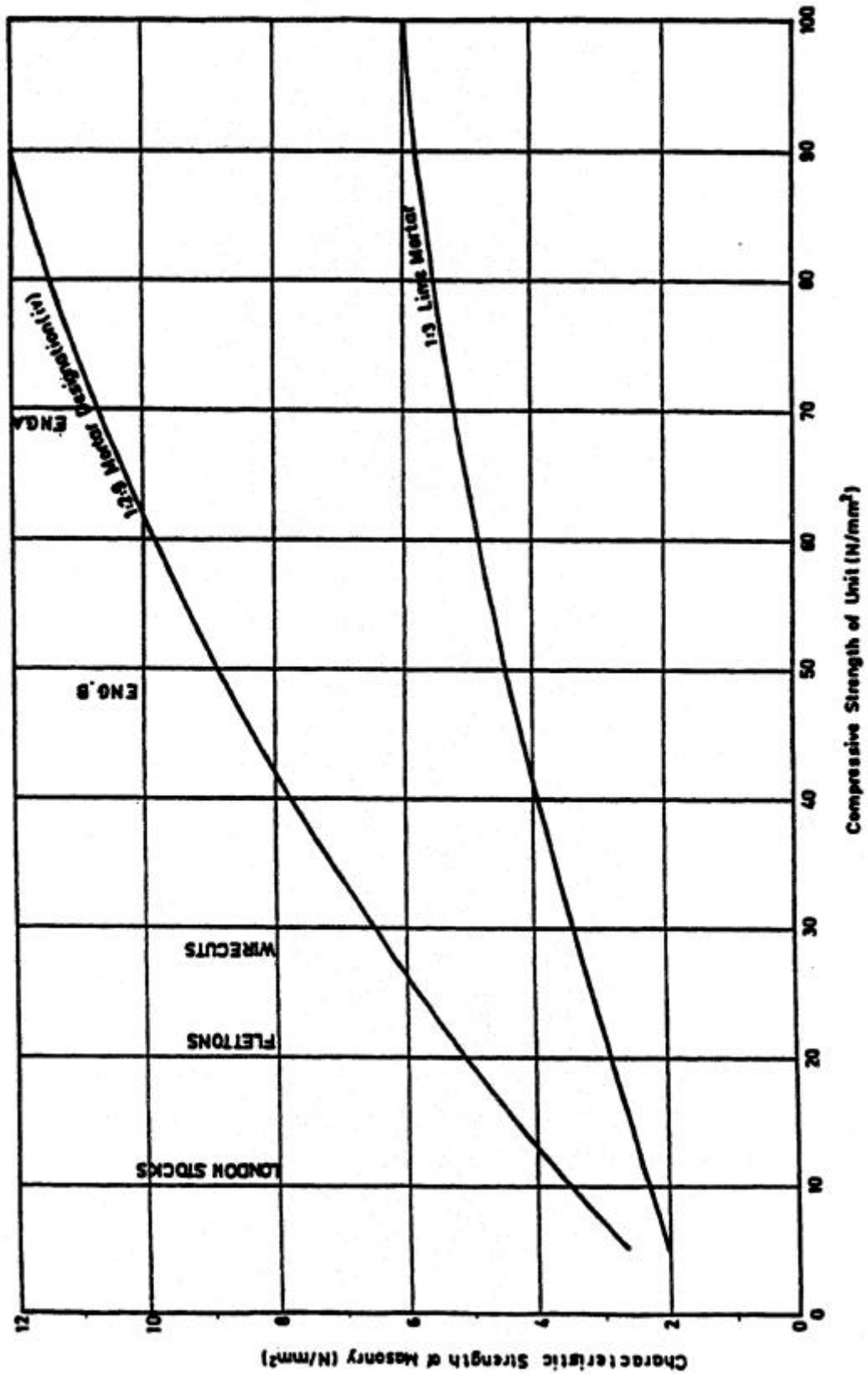


Figure 4.2 Characteristic Strength of Normal Brick Masonry

Figura 17

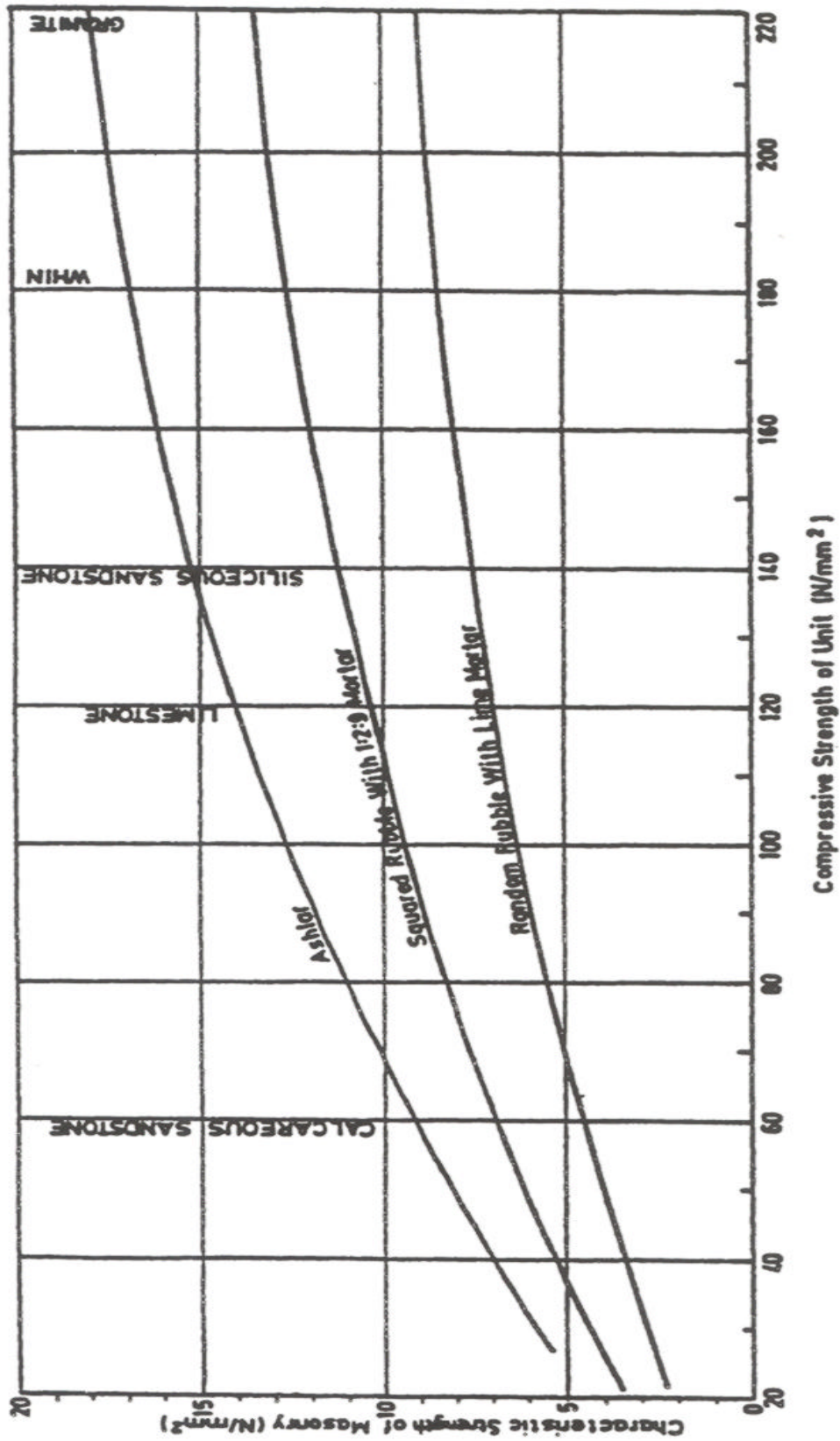


Figure 4.3 Characteristic Strength of Normal Stone Masonry

Figura 18

Análisis de la estructura.

Cuando no existe aparato de apoyo y la viga descansa libremente sobre mampostería, hormigón o ladrillo, la luz libre debe tomarse en general como la distancia entre los centros de gravedad de las reacciones de los apoyos. La distribución de tensiones en los apoyos se supone lineal, con un máximo en la cara delantera del apoyo y cero en la cara trasera. La longitud del área de apoyo no debe ser mayor del canto de la viga cuando el soporte es ladrillo blando, ni mayor de la cuarta parte del canto de la viga cuando el soporte es duro (granito, hormigón).

Las propiedades de las secciones deben tener en cuenta de manera realista la situación actual de cada elemento, por lo que deberá analizarse la influencia de la fisuración, corrosión y otro tipo de deterioros.

No se realizará reparto a través del canto del tablero de las cargas tipo UDL y KEL. Las cargas de rueda se repartirán con una tangente de 0.5 (1 en horizontal por dos en vertical) a través de la capa de rodadura y materiales bien compactados, y de 1 para losas de hormigón estructural.

Para losas con nervios longitudinales, la plataforma se dividirá en carriles virtuales de 2.5 metros. La carga UDL se tomará en dos bandas longitudinales y la carga KEL como dos cargas de rueda, aplicadas en cada carril virtual. Para ello se dividirán los valores de UDL y KEL por 2.

Cada banda de carga se aplicará en una anchura de 0.3 m con un espaciamiento de 1.8 m entre los ejes de ambas bandas. Las cargas de rueda se aplicarán sobre una superficie de contacto cuadrada de 0.3 m de lado con una separación transversal de 1.8 m entre los centros.

La posición transversal de las bandas de carga y de las cargas de rueda será coincidente, y la mínima separación transversal de conjuntos de cargas adyacentes, medidos entre los ejes de las bandas de carga o de las ruedas, será de 0.7 metros. Además, cada nervio debe ser evaluado separadamente para las cargas de eje simple y rueda simple dados anteriormente.

Las losas nervadas transversales deben ser evaluadas con las cargas de eje y rueda simple. Los valores de la carga de eje simple dados en la tabla 5.3.1. deben ser multiplicados por los coeficientes de la tabla 6.1, dependiendo de la distancia de la superficie de rodadura al

borde superior del nervio. Estos coeficientes de mayoración tienen en cuenta la presencia de otros ejes en los vehículos. Los valores de la carga de rueda no requieren mayoración.

Assessment Live Loading	Depth from road surface level to top of troughing (m)									
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.5
40 tonnes	1.00	1.04	1.08	1.13	1.17	1.21	1.25	1.30	1.34	1.55
38 tonnes	1.00	1.04	1.08	1.12	1.16	1.19	1.23	1.27	1.31	1.50
25 tonnes	1.00	1.00	1.04	1.08	1.13	1.15	1.18	1.20	1.23	1.35
17 tonnes	1.00	1.00	1.00	1.00	1.03	1.05	1.08	1.10	1.11	1.15
7.5 tonnes	1.00	1.00	1.02	1.03	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09	1.10
3 tonnes	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
FE Groups One & Two	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.03	1.06	1.09	1.16

Note: Linear interpolation may be used for intermediate values

Table 6.1 Transverse Troughing Enhancement Factors

Tabla 22

Para las losas nervadas la carga se distribuirá según la figura 6.2. La carga que soporta cada nervio es proporcional a su anchura con respecto a la anchura total del diagrama de distribución de la carga. Los diagramas de distribución pueden superponerse (ver caso A en la Figura 6.2).

En las zonas de discontinuidad (bordes, juntas donde no se asegure correctamente la conexión, etc.), se utilizará un diagrama de distribución de la carga del tipo del mostrado para el caso B de la Figura 6.2.

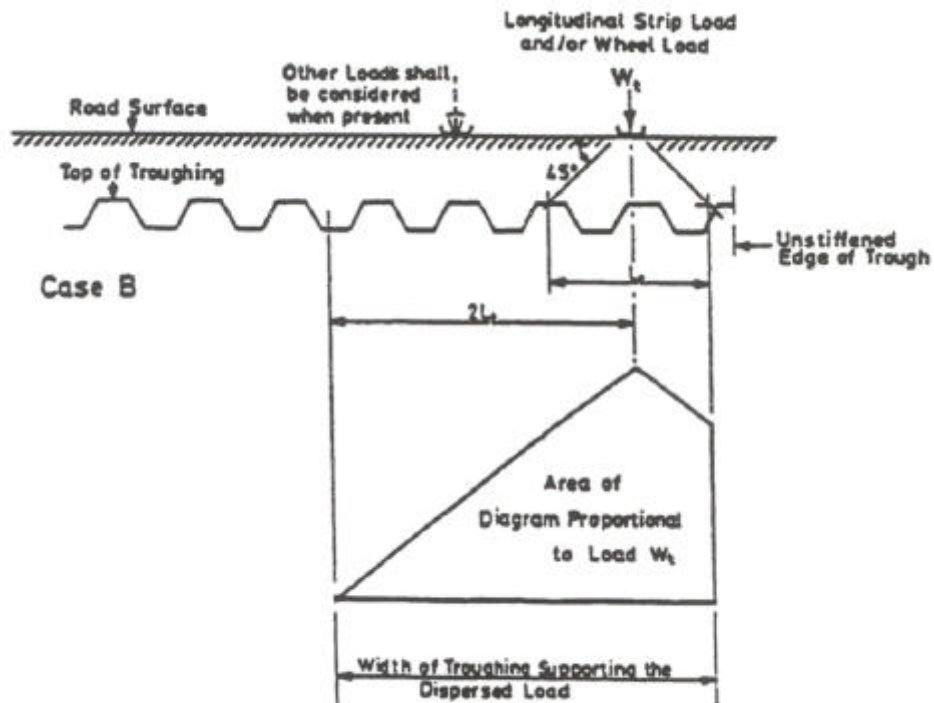
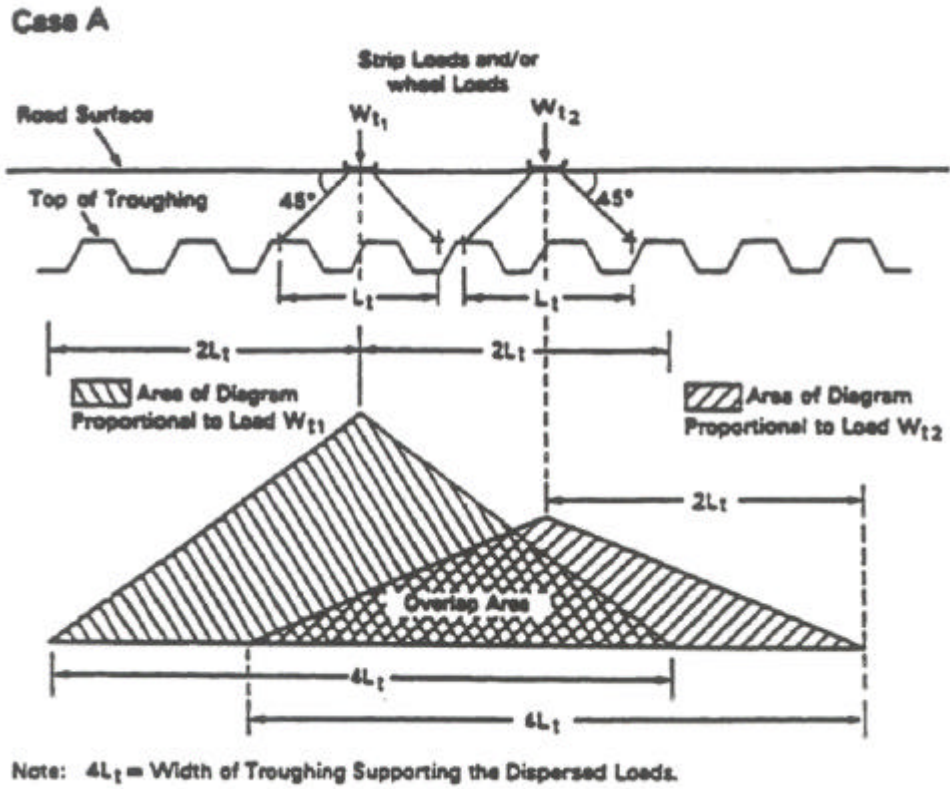


Figure 6.2 Dispersal and Distribution of Load Through Troughing

Figura 19

Puentes de fábrica (Método de evaluación MEXE)

El MEXE es un método desarrollado por el *Military Engineering Experimental Establishment* para la evaluación de la capacidad portante de puentes bóveda de fábrica una vez finalizada la segunda guerra mundial, posibilitando una clasificación militar de estas estructuras por carga. El método tuvo después una aplicación civil y aparece recogido en su versión actualizada en la BD 21/97 y en la BA 21/97. El método está basado en el trabajo de Pippard.

Pippard comenzó su trabajo observando que un pequeño movimiento en los estribos de una bóveda de dovelas produce, normalmente, rótulas en los arranques de la bóveda. En sus estudios ignoró la tercera rótula que también se forma normalmente en clave y sus análisis, por lo tanto, parten de una configuración biarticulada.

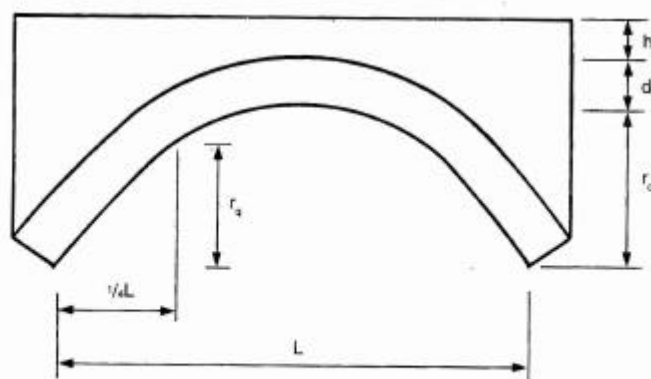


Figura 20. Bóveda bajo análisis

La estructura objeto de análisis está representada en la figura 1, en el análisis se estudia el comportamiento 2D (no se estudia el comportamiento membrana). La luz representada en la figura 1 es la luz libre pero no está muy claro cuál se considera en análisis, figura 2. En él se realizan las siguientes simplificaciones:

- La directriz es parabólica.
- La relación entre la luz y la flecha es de 4.
- La sección de la bóveda es variable.
- La carga aplicada en superficie se distribuye a través del relleno, sólo en la dirección transversal bajo un ángulo de 45° . Se supuso una anchura de rueda de 0.305 m.

- Teniendo en cuenta lo anteriormente comentado, la anchura de bóveda afectada por la carga depende del espesor de relleno. Al ser éste mínimo en clave, se tomó como patrón de cargas pésimo la carga puntual aplicada en clave.
- El peso específico de bóveda y relleno se tomó igual.
- El relleno no tiene contribución estructural.

Como criterio adoptado para la carga máxima permitida (permanente más sobrecarga) se tomó una tensión máxima de compresión en el trasdós de la bóveda en clave de 1.39 N/mm^2 . Este criterio, aparentemente mágico, está basado en los ensayos llevados a cabo por Davey (1953). El criterio conlleva la aparición de tensiones de tracción, aunque la máxima no supera los 0.69 N/mm^2 . Este valor se consideró excesivo para morteros hidráulicos pero aceptables para morteros de cemento, justificable, en cualquier caso, teniendo en cuenta la reserva de capacidad una vez se produce la primera fisuración.

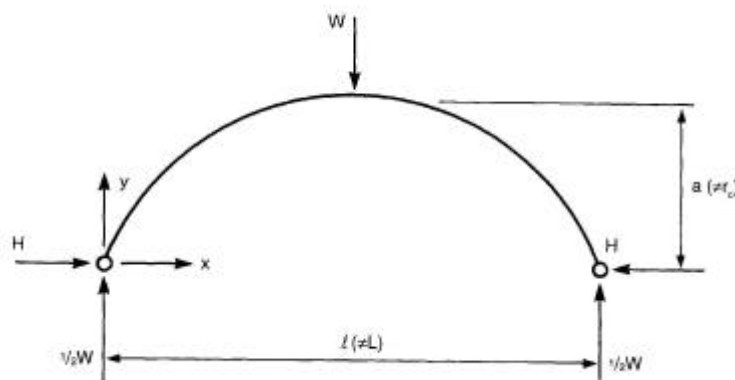


Figura 21. Modelo de la bóveda

El momento flector M_x en cualquier sección, bajo la aplicación de una carga puntual, W , en clave, se puede expresar en función del empuje en el estribo H . La energía de deformación se expresará por tanto:

$$U = 2 \int_{x=0}^{x=0.5l} \frac{M_x^2}{2EI} ds$$

Donde:

E es el módulo de deformación longitudinal

I es el momento de inercia de la sección

ds es un diferencial longitudinal de bóveda

El valor de H viene dado al resolver la ecuación:

$$\frac{\partial U}{\partial H} = 2 \int_{x=0}^{x=0.5l} \frac{M_x}{2EI} \frac{\partial M_x}{\partial H} ds = 0$$

Para simplificar la integral, Pippard supuso que la sección de la bóveda era máxima en arranques y disminuía hacia clave.

$$\int_{x=0}^{x=0.5l} M_x \frac{\partial M_x}{\partial H} dx = 0$$

Bajo el patrón de cargas considerado se obtiene como solución un valor de la reacción horizontal en arranques y un momento flector en clave:

$$H_L = \frac{25}{128} \left(\frac{l}{a} \right) W$$

$$M_L = \frac{7}{128} Wl$$

No se debe de olvidar que estos valores se han obtenido realizando un gran número de simplificaciones. El valor del momento flector en clave depende directamente de la diferencia de ordenadas entre la línea de presiones y la ordenada de la línea media de la bóveda. Pippard justifica la elección de la clave como punto de aplicación de la carga en que, al tener ese punto menor altura de relleno, por lo que la anchura de bóveda movilizada en el análisis es menor que en otros puntos.

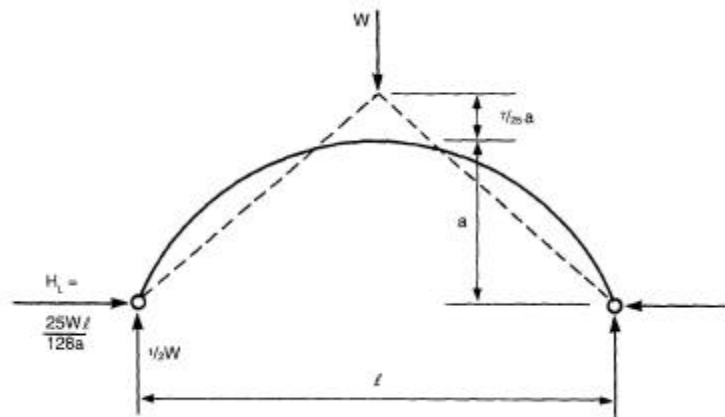


Figura 22

A los valores de H_L y M_L anteriores se le suman los provenientes de la carga muerta (bóveda y relleno) suponiendo una anchura de bóveda total de $2h$ (h es la altura de relleno en clave):

$$H_D = \frac{g^2}{a} \left(\frac{a}{21} + \frac{h+d}{4} \right)$$

$$M_D = \frac{g^2 ah}{168}$$

d : canto de la bóveda en clave

La suma de los dos efectos (carga permanente + sobrecarga):

$$H = \frac{l}{a} \left[g h \left(\frac{a}{21} + \frac{h+d}{4} \right) + \frac{25}{128} W \right]$$

$$M_c = \frac{l}{4} \left(\frac{lah}{42} g - \frac{7}{32} W \right)$$

Pippard se apartó del criterio de la regla del tercio central (la resultante debe circular por el núcleo central de la sección rectangular) por considerarla excesivamente conservadora, adoptando finalmente la regla de la mitad central.

$$\frac{M_c}{H} = -\frac{d}{4}$$

por lo que la máxima carga W ,

$$W_1 = \frac{32gh[2a^2 + 4ad + 21d(h+d)]}{21(28a - 25d)}$$

Pippard limita la carga aplicada también, en función de que se alcance, en alguna sección, el valor de la tensión máxima de compresión. En este caso, esta condición se transcribe:

$$s = \frac{H}{2dh} - \frac{3M_c}{hd^2}$$

Y la carga última permitida en este caso

$$W_2 = \frac{\frac{256shd}{l} + 128gh\left(\frac{a}{28d} - \frac{1}{21} - \frac{h+d}{4a}\right)}{\left(\frac{25}{a} + \frac{42}{d}\right)}$$

Una vez estudiados los valores de W_1 y W_2 en numerosas estructuras, Pippard llegó a la conclusión de que esta segunda condición era menos restrictiva, pese a eso optó por quedarse con ella como límite de carga, dejando que la condición de la mitad central se sobrepasara. Para arcos donde el sobreespesor en clave sea menor de 0.6 m, la anchura de bóveda analizada será, entonces, menor de 1.2 m. En estos casos, la carga permitida por eje (W_a) es $W_a = 2W_2$

Pippard construyó tablas para una bóveda parabólica con una relación flecha luz de $\frac{1}{4}$, con una densidad de 24 kN/m³ y una tensión de compresión de 1.39 N/m².

El *Military Engineering Experimental Establishment* una vez fijados los valores de la densidad y del valor de la tensión de compresión, encontraron fácilmente una relación sencilla para la carga última tomando como variables independientes la luz y la suma del espesor del relleno y el canto de la bóveda.

$$W_a = \frac{740(d+h)^2}{L^{1.3}}$$

Esta carga es modificada por un gran número de factores que se pueden agrupar en dos grandes grupos. Los que tienen en cuenta las simplificaciones realizadas en el análisis y los que tienen en cuenta el deterioro y fisuración del puente.

El método MEXE actual está basado directamente en el desarrollo analítico de Pippard incorporando el reparto longitudinal de la carga mediante la aplicación de nuevos coeficientes. La carga se ve afectada por los siguientes coeficientes:

Coeficiente de flecha /Luz

La carga estándar está calculada para una relación de f/L de $\frac{1}{4}$. Cuando esta relación es menor de $\frac{1}{4}$ la carga se debe multiplicar por un coeficiente que viene expresado por:

$$F_{sr} = 10^{(0.42222 - 0.709 \log(L/f))}$$

Coeficiente directriz

En función de la directriz de la bóveda la carga debe de multiplicarse, de nuevo, por un coeficiente que tiene en cuenta la diferencia entre la directriz real y la adoptada en el análisis estándar (parabólica)

$$F_p = 2.3 \left(\frac{r_c - r_q}{r_c} \right)^{0.6}$$

r_c : flecha en clave

$$r_q = \frac{\sqrt{L^4 + 4L^2 r_c^2 + 16r_c^3} - L^2}{8r_c} + \frac{r_c}{2}$$

Coeficiente de material

El coeficiente que tiene en cuenta las propiedades del material real de la estructura viene expresado por la fórmula siguiente.

$$F_m = \frac{(F_b d) + (F_f h)}{d + h}$$

Los coeficientes F_b y F_f vienen dados en las tablas 3.1 y 3.2 respectivamente.

TABLE 3.1 BARREL FACTOR

<i>Arch barrel</i>	<i>Barrel factor</i>
Granite and Whinstone whether random or coursed and all built-in-course masonry except limestone, and all large shaped voussoirs.	1.5
Concrete* or engineering bricks and similar sized masonry (not limestone).	1.2
Limestone, whether random or coursed, good random masonry and building bricks, all in good condition.	1.0
Masonry of any kind in poor condition (many voussoirs flaking or badly spalling, shearing etc). Some discretion is permitted if the dilapidation is only moderate.	0.7

* concrete arches will normally be of relatively recent construction and their assessment should be based on the design calculations if these are available.

Tabla 23

TABLE 3.2 FILL FACTOR

<i>Filling</i>	<i>Fill factor</i>
Concrete*	1.0
Grouted materials (other than those with a clay content).	0.9
Well compacted materials**	0.7
Weak materials evidenced by tracking of the carriageway surface.	0.5

* the fill factor for concrete is less than the barrel factor to allow for possible lack of bond to the arch.

** when assessing an arch for Construction and Use vehicles, unless details of the fill are known or there is evidence of weakness from the condition of the road surface, it is recommended that this factor be adopted. If the arch then requires a restriction further investigation should be made to see if the strength may be increased.

Tabla 24

Coeficiente de junta

El factor de junta se obtiene a través de la siguiente fórmula:

$$F_j = F_w F_D F_{m0}$$

TABLE 3.3 WIDTH FACTOR

<i>Width of joint</i>	<i>Width factor</i>
Less than 6mm	1.0
Between 6mm and 12.5mm	0.9
Greater than 12.5mm	0.8

TABLE 3.4 MORTAR FACTOR

<i>Condition of mortar</i>	<i>Mortar factor</i>
Good	1.0
Loose or friable	0.9

39

Tablas 25 y 26

TABLE 3.5 DEPTH FACTOR

<i>Condition of joint</i>	<i>Depth factor</i>
Good, fully filled	1.0
Unpointed joints, pointing in poor condition and joints with up to 12.5mm from the edge insufficiently filled.	0.9*
Joints with from 12.5mm to one tenth of the thickness of the barrel insufficiently filled.	0.8*
Joints insufficiently filled for more than one tenth the thickness of the barrel.	at the engineer's discretion

* interpolation between these values is permitted.

It is preferable to reduce the barrel thickness by the amount of missing mortar instead of using the depth factor.

Tabla 27

Coefficiente de estado

Por último, existe un coeficiente que recoge de alguna forma el estado en que se encuentra la estructura. Este coeficiente puede oscilar entre 0 y 1 y queda a juicio del ingeniero. Un coeficiente menor que 0.4 implica una actuación inmediata.

Finalmente la carga por eje modificada será:

Carga por eje modificada: $W_a F_{sr} F_p F_m F_j F_c$

Subestructuras, cimentaciones y muros.

Las subestructuras, cimentaciones, muros de contención y tímpanos a menudo no son susceptibles de ser evaluados por cálculo, y deben ser estudiados cualitativamente mediante inspecciones y análisis de los daños existentes.

Si por alguna razón la carga sobre una cimentación va a aumentar, debe estudiarse su repercusión con las técnicas habituales de mecánica de suelos.

Si una cimentación, muro de contención o subestructura no muestra signos de deterioro, no hay evidencia de socavación interior o exterior y no se prevén aumentos significativos de carga, se asumirán como adecuados y no será necesario estudiarlos en mayor intensidad.

Los muros de piedra en seco se evaluarán mediante inspecciones, según BA 16.

Los tímpanos de los arcos deben ser evaluados de manera separada a las bóvedas, asumiéndose que no aportan rigidez a éstas, mediante inspecciones según BA 16.

Evaluación para tráfico restringido.

Las estructuras que no soportan la sobrecarga de evaluación de 40 toneladas y en las que no está previsto un refuerzo o sustitución inmediata, deben ser estudiadas con la sobrecarga de evaluación de 38 toneladas. Si tampoco son adecuadas para esta sobrecarga, se analizarán para tráfico restringido como se indica a continuación.

Los principales niveles de sobrecarga de evaluación en caso de tráfico restringido son 25 toneladas, 17 toneladas y 7.5 toneladas. Para puentes de fábrica se utilizarán adicionalmente los niveles de 33 toneladas, 13 toneladas y 10 toneladas dados en el Anejo F.

Cuando una estructura no admite las cargas de evaluación de 17 y 7.5 toneladas, debe ser analizada con los vehículos de bomberos (FE). Una estructura puede ser capaz de soportar una carga de camiones de bomberos superior a la correspondiente del principal nivel de sobrecarga de evaluación, y esto es debido a que la configuración de los ejes y la distribución del peso de estos camiones impone una menor carga en la estructura que la que proporcionan los demás vehículos.

Si la estructura no admite la sobrecarga de 7.5 toneladas, debe ser estudiada para una carga de 3 toneladas (turismos), si se considera deseable mantenerla con esta limitación.

Si no admite ninguna de estas sobrecargas, debe cerrarse al tráfico de inmediato.

Restricciones de carril.

En algunos casos se puede soportar la sobrecarga de 40 toneladas, de 38 toneladas, o un nivel concreto de sobrecarga de tráfico limitado mediante restricciones en el número o en la anchura de los carriles disponibles al tráfico. En estos casos, debe tenerse cuidado en que la restricción de carriles no provoque efectos indeseados locales en alguna zona de la estructura. La limitación debe materializarse mediante barreras o bordillos, y nunca con pintura en la calzada.

Restricciones de peso.

Las estructuras que admiten la sobrecarga de evaluación de 40 o 38 toneladas no requieren limitaciones de carga.

Cuando una estructura admita la sobrecarga de evaluación de 25 toneladas, pero no la de 38, la limitación será para vehículos de 25 toneladas de peso total.

Cuando una estructura admita la sobrecarga de evaluación de 17 toneladas, pero no la de 25, la limitación será para vehículos de 17 toneladas de peso total.

Cuando una estructura admita la sobrecarga de evaluación de 7.5 toneladas, pero no la de 17, la limitación será para vehículos de 7.5 toneladas de peso total.

Cuando una estructura admita la sobrecarga de evaluación de 3 toneladas, pero no la de 7.5, la limitación será para vehículos de 3 toneladas de peso total.

La limitación de carga cuando se utilice para la evaluación las sobrecargas de tipo FE, se empleará según el anejo E. Para los puentes de fábrica se seguirá lo mencionado en el anejo F.

ANEJOS

Se comentan a continuación los anejos de la norma BD 21/97 que se han considerado interesantes para el presente documento.

ANEJO C

Trata de las propiedades de los materiales.

Para el hierro forjado propone dos sistemas de evaluación del límite elástico mediante ensayos sobre el material:

La obtención de la media y la desviación típica se calcularán para un intervalo de confianza del 95% según la Tabla 7 del anejo B de BS2846: Parte 3: 1975, usando la columna de $(1-\alpha) = 0.95$, $P = 0.95$. Este sistema es recomendable si se tienen más de diez resultados.

Se calculará la media, para el segundo sistema, y se le restará la cantidad calculada según la siguiente fórmula:

$$1.645 * \sigma * (1 + 1/n^{0.5})$$

donde σ es la desviación típica conocida que se tomará como 26 N/mm² y n es el número de resultados.

Este segundo sistema es recomendable cuando se tienen pocos resultados de ensayos.

ANEJO G

En este anejo se describe la manera en la que se han calculado las cargas HA y las sobrecargas de evaluación.

ANEJO H

En este anejo se describe la forma de obtención de algunos de los requisitos descritos para la evaluación de puentes de fábrica.

ANEJO J

Este anejo se utiliza para evaluar voladizos de tableros de puente frente a cargas accidentales de ruedas aplicadas sobre ellos.

BA 16/97 The Assessment of Highway Bridges and Structures.

Esta norma completa a la norma BD 21/97. Proporciona un método simple de distribución de cargas y un método para la evaluación de arcos. Cubre la evaluación de estructuras que no pueden ser tratadas con métodos de cálculo tradicionales, así como el mantenimiento de los diferentes tipos de estructuras.

BA 79/98 The Management of Sub-standard Highway Structures.

Este documento tiene por objeto describir las medidas que deben tomarse cuando en una estructura se detecte una insuficiencia en su capacidad portante, al evaluarse de acuerdo con los criterios indicados en los documentos posteriores.

Esto incluye estructuras con riesgo de colapso inmediato, medidas temporales durante la evaluación, priorización de los refuerzos, etc.

Para evaluar estructuras con riesgo de colapso inmediato hay que tener en cuenta factores relevantes como la naturaleza de la debilidad estructural, cualquier signo de deformación y el reciente historial de cargas. Se puede aplicar una serie de medidas, como restricciones de tráfico o de carriles, o incluso el cierre de la estructura.

En cuanto a las medidas temporales durante la evaluación, éstas se deben aplicar en estructuras que resulten inadecuadas en algún nivel de carga si se considera apropiado que la evaluación continúe hasta otro nivel. Ciertas estructuras resultan inadecuadas provisionalmente pero se consideran de bajo riesgo, por lo que no es necesario aplicar en ellas medidas temporales durante la evaluación.

Los trabajos prioritarios en refuerzos deben tener en cuenta los siguientes factores:

- Los riesgos relativos de las estructuras donde se han aplicado medidas temporales, teniendo en cuenta la efectividad de estas medidas, las reservas de resistencia, el tipo de puente, etc.
- Los costes del retraso del tráfico causados por la aplicación de las medidas y que desaparecerán cuando el refuerzo esté terminado.
- Otras consecuencias económicas, sociales y medioambientales.

- La búsqueda de rutas alternativas.
- El coste y efectividad del refuerzo, teniendo en cuenta el ratio de costes y beneficios.

En el Anejo A de esta norma se explican los niveles de evaluación, que quedan reflejados en esquema que se adjunta a continuación.

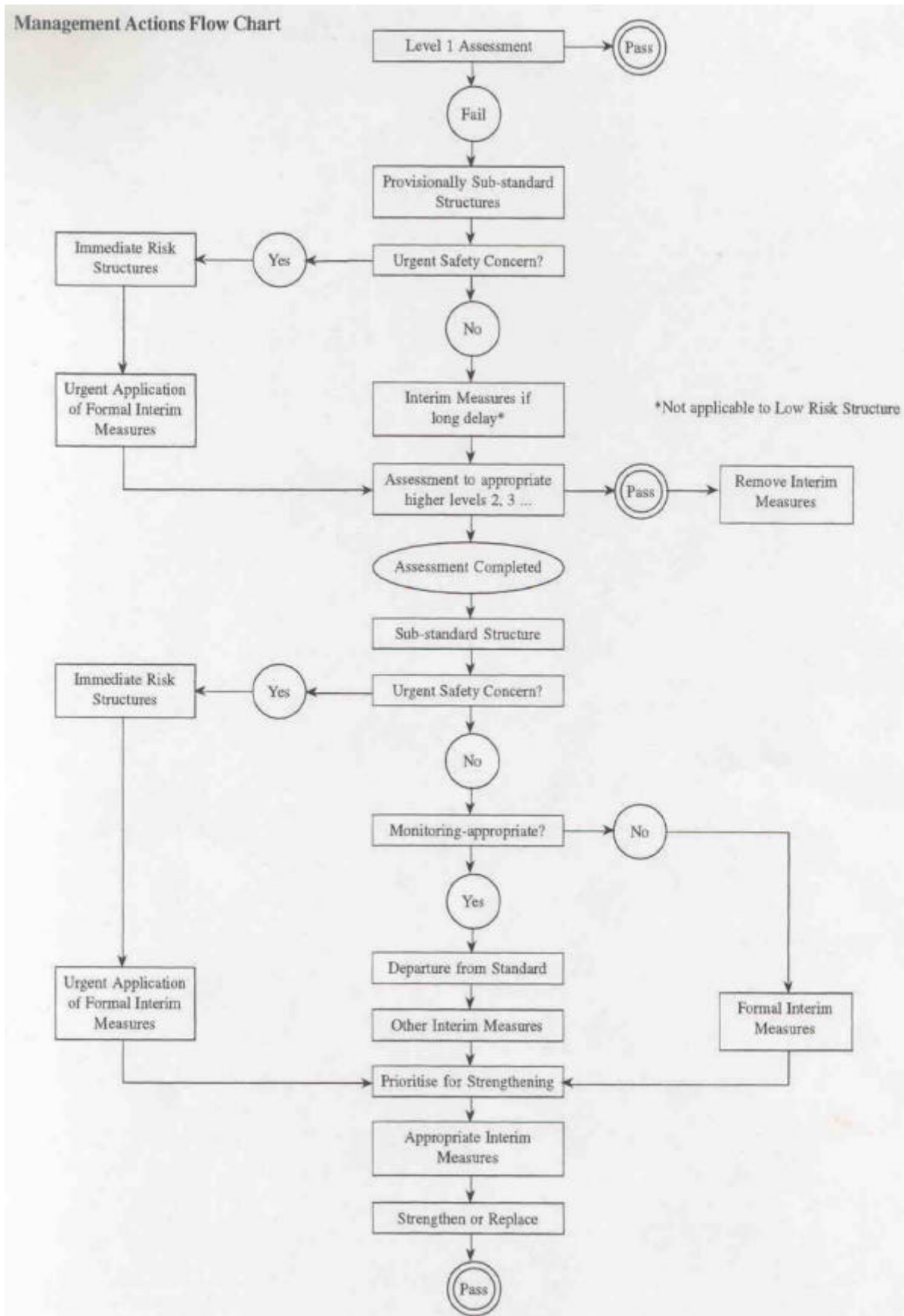


Figura 23

El objetivo de la evaluación de estructuras es comprobar su adecuación para niveles de carga específicos, así como identificar aquellos puentes con un inaceptable riesgo de fallo.

Existen cinco niveles de evaluación, que son:

- Nivel 1. Es el nivel más simple de evaluación, y da una estimación conservadora de la capacidad de carga. Para facilitar esta evaluación se han desarrollado las normas BD21 y BA16, junto con otras normas concretas para puentes de hormigón, acero y mixtos (BD 44, BD 56 y BD 61 respectivamente). En puentes de luces grandes se usa la BD 50.
- Nivel 2. En este nivel se hace un análisis más refinado, recurriendo a métodos de elementos finitos y a métodos plásticos y no lineales. Además, en este nivel se calcula la resistencia característica de los materiales con datos existentes, como se explica en la BD 56/96.
- Nivel 3. Este nivel incluye la opción de usar BSALL (Bridge Specific Assessment Live Loading), sobre todo en puentes largos donde la evaluación para 40 toneladas falla por un pequeño margen y el tráfico es reducido (ver BD 50). En este nivel se realizan pruebas para determinar la resistencia característica o el límite elástico, así como la resistencia mínima creíble (ver BD 44 y BA 44).
- Nivel 4. Los niveles anteriores se basan en los valores nominales de las cargas y resistencias, y en los correspondientes coeficientes parciales de seguridad. En este nivel se tiene en cuenta cualquier característica adicional de seguridad.
- Nivel 5. En este nivel se realizan análisis de fiabilidad de estructuras particulares o de tipos de estructuras. Requiere conocimientos especiales y sólo se usa en casos excepcionales.

BD 44/95 The Assessment of Concrete Highway Bridges and Structures.

Esta instrucción es aplicable a la evaluación de puentes existentes de hormigón, y se usa en conjunción con la BD 21.

Se indica expresamente que las recomendaciones contenidas en ella sólo sirven para evaluación, y no para diseño o construcción. Hace un comentario sobre la filosofía de las normas de diseño, que suelen ser bastantes conservadoras (del lado de la seguridad), debiéndose corregir los parámetros para aplicarse al estudio de estructuras existentes.

No se dan criterios de evaluación simplificada pero, en cambio, se describen de manera exhaustiva los criterios para realizar la evaluación detallada.

Hace bastante hincapié en el concepto de resistencia mínima creíble (*worst credible strength*), que se puede definir como el peor valor de la resistencia que el ingeniero cree que podría, basado en su experiencia y en el conocimiento del material, obtener de la estructura de forma realista. Este valor puede ser mayor o menor que la resistencia característica del material supuesta en la etapa de diseño. Como este valor elimina algunas de las incertidumbres asociadas a la resistencia característica, se puede reducir coeficiente parcial de seguridad del material.

Esta resistencia mínima creíble, que puede ser diferente dependiendo de los elementos del puente, debe ser utilizada en los siguientes casos:

- Cuando una evaluación inicial usando resistencias características lleva a la conclusión de que algún elemento no cumple con las cargas totales de la BD 21.
- Cuando una estructura ha sufrido un daño o deterioro que induce a pensar que las resistencias reales son menores que las características.
- Cuando no existe información sobre los valores característicos utilizados en el diseño.

Los coeficientes parciales de seguridad γ_m son diferentes si se aplican a la resistencia mínima creíble o a la resistencia característica.

De cualquier manera, se indica que a veces es difícil sacar testigos en las zonas de mayor tensión, por lo que debe complementarse el estudio con otro tipo de ensayos.

También se hace una descripción muy somera de la filosofía de la evaluación, que está basada en coeficientes de seguridad parciales más reducidos para las resistencias mínimas creíbles (del hormigón y del acero de armar y pretensar) que para las resistencias características.

Asimismo, se indica que la evaluación debe hacerse únicamente analizando estados límites últimos, y no de servicio. Esto último sólo se efectuará por expresa indicación de la Administración.

La parte más importante de esta norma es el Anejo A, donde se dan los criterios analíticos que deben tomarse para el estudio de las estructuras existentes. Este anejo trata de seguir las especificaciones de la norma BS 5400 parte 4, indicando las modificaciones oportunas que se establecen en la evaluación frente al cálculo de estructuras nuevas. Está dividido en los siguientes puntos:

Alcance.

Vuelve a indicar que esta instrucción sirve únicamente para elementos estructurales y puentes de carretera de hormigón.

Definiciones y símbolos.

Remite a las definiciones de la BD 21, describe los coeficientes de seguridad parciales de carga, las resistencias de los materiales (característica, mínima creíble y deformación característica) y suministra una extensa relación de definiciones de símbolos.

Las cargas de evaluación se obtendrán multiplicando las cargas nominales Q_k por los coeficientes parciales de seguridad γ_{fL} . Éstos últimos son función de dos coeficientes individuales γ_{f1} y γ_{f2} que tienen en cuenta lo siguiente:

- γ_{f1} las posibles desviaciones de las cargas sobre los valores nominales.
- γ_{f2} la reducción de probabilidad de que varias cargas actúen simultáneamente con sus valores nominales.

Los valores de γ_{fL} ($= \gamma_{f1} * \gamma_{f2}$) se dan en BD 21.

Los efectos de las cargas de evaluación se obtienen mediante la siguiente relación:

$$S_A = \gamma_{f3} (\text{efectos de } Q_A)$$

Donde γ_{f3} es un coeficiente que tiene en cuenta la inexactitud de la evaluación de los efectos de las cargas, la distribución en la estructura de las tensiones no previstas exactamente y las variaciones en la precisión de las dimensiones durante la construcción.

Filosofía de los estados límite.

Vuelve a recalcar que la evaluación se realizará para estados límite últimos, y únicamente para estados límite de servicio si la Administración expresamente lo requiere por sospecharse un posible problema de deformaciones, fatiga o durabilidad.

Evaluación: parte general.

Se dan los criterios a utilizar para determinar las resistencias de los materiales, incluyendo curvas carga-deformación para hormigón, armaduras activas y armaduras pasivas. También se proporciona la tabla de coeficientes parciales de seguridad de los materiales, y describe los de las acciones. Da algunos criterios de evaluación de secciones, de estados límites de servicio y de combinación de cargas.

Para la evaluación en Estados Límite de Servicio los criterios se consensuarán con la propiedad.

Los valores de los coeficientes parciales de seguridad γ_{fL} para Estados Límite Últimos se dan en BD 21. Para el cálculo de la resistencia de elementos frente a cortante vertical y torsión, γ_{fL} para la fuerza de pretensado se tomará igual a 1.15 cuando afecte negativamente a la resistencia, y 0.87 en los demás casos. Para el cálculo de esfuerzos de segundo orden en estructuras hiperestáticas, γ_{fL} para la fuerza de pretensado se tomará igual a 1.0.

En general se tomará un valor de γ_{f3} igual a 1.10, excepto si se utilizan métodos plásticos, donde se tomará igual a 1.15.

En lo que respecta a las propiedades del hormigón, el módulo de elasticidad para análisis lineal se obtendrá de ensayos. En ausencia de éstos, se utilizará la fórmula $(20 + 0.27 * f_{cu})$ kN/mm² para cargas de corta duración, con f_{cu} en N/mm². El efecto de la fluencia bajo cargas de larga duración se evaluará con la mitad de este módulo de deformación. Para hormigones ligeros (entre 1400 y 2300 kg/m³ de densidad en seco) los valores anteriores se multiplicarán por $(D_c/2300)^2$ donde D_c es la densidad del hormigón en kg/m³. El coeficiente de Poisson se tomará igual a 0.2. Los coeficientes de dilatación térmica se tomarán de la Tabla 4/3 de BD 21.

El diagrama tensión – deformación del hormigón se puede tomar de la Figura 1, tomando el valor de γ_{mc} de la tabla 4 A.

Los diagramas tensión - deformación de los aceros de hormigón armado se tomarán de la Figura 2 y los de hormigón pretensado se tomarán de las Figuras 3 y 4. Si se conoce el fabricante del acero, podrán tomarse las curvas proporcionadas por aquél. Para hormigón armado, el módulo de elasticidad se tomará igual a 200 kN/mm². Para acero pretensado se tomará de las Figuras 3 y 4.

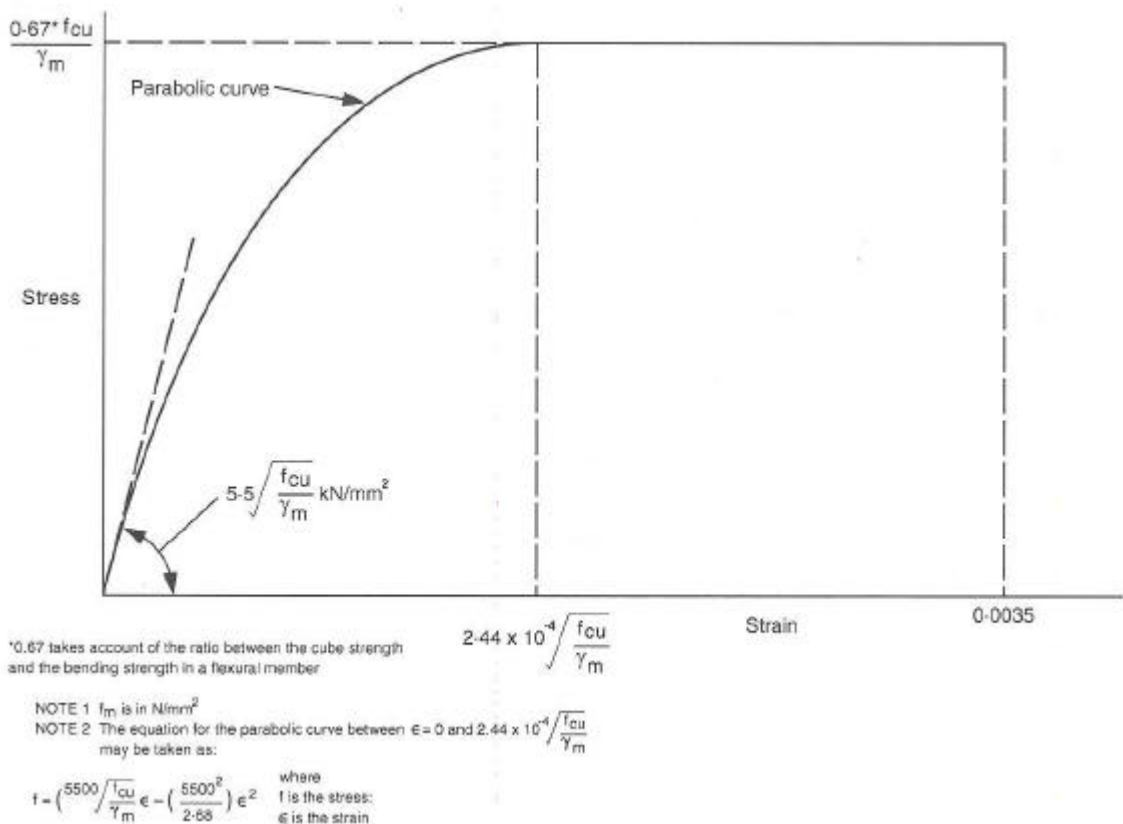


Figura 24

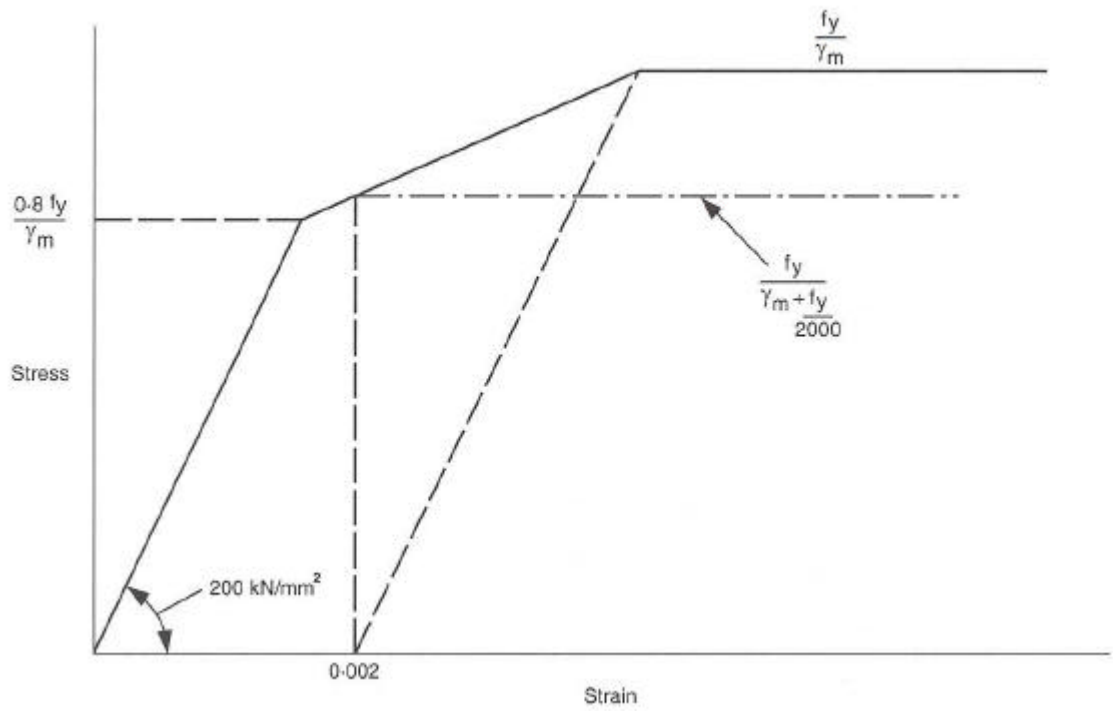


Figura 25

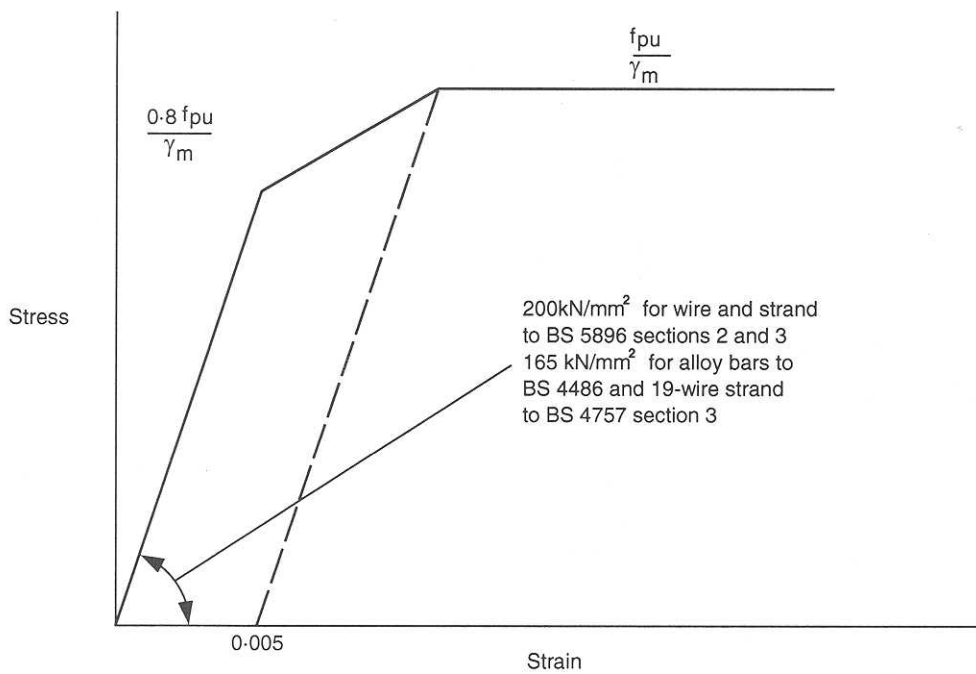


Figura 26

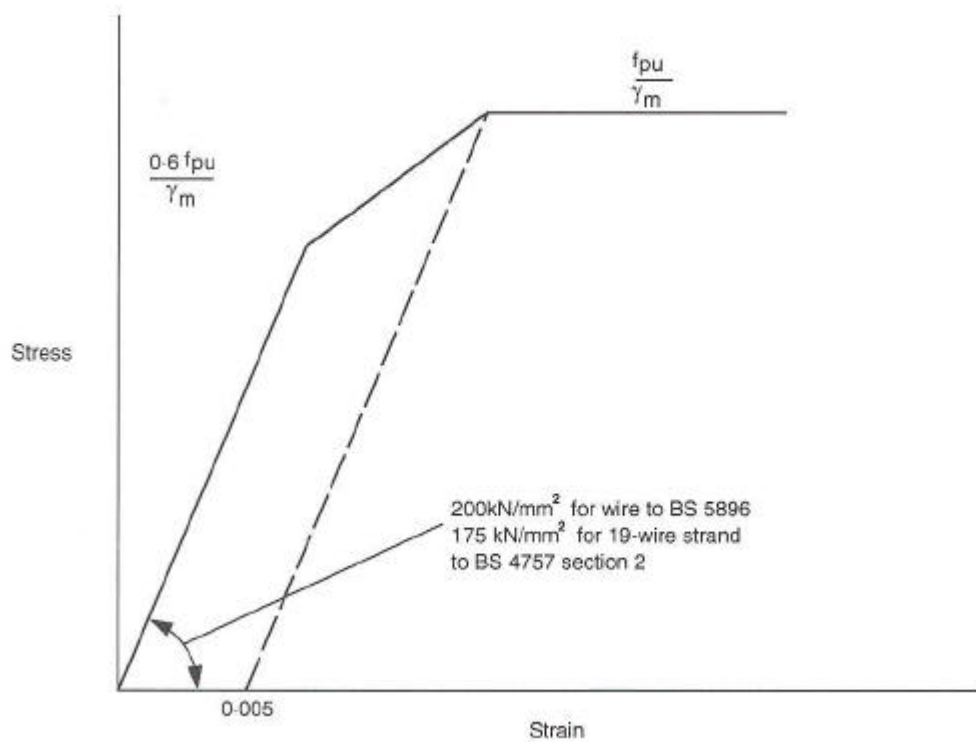


Figura 27

Application	Symbol	Value for use with	
		Characteristic strength	Worst credible strength
Reinforcement and prestressing tendons	γ_{ms}	1.15	1.10*
Concrete	γ_{mc}	1.50	1.20
Shear in concrete	γ_{mv}	1.25	1.15
Bond	γ_{mb}	1.4	1.25
Plain concrete wall	γ_{mcw}	2.25	1.80

Tabla 28. Valores de γ_m en estado límite último. (* Puede reducirse a 1.05 si se utilizan espesores medidos reales del acero junto con resistencias mínimas creíbles del acero).

Evaluación: hormigón armado.

Describe también la definición de resistencias y da criterios sobre cuándo se pueden aplicar redistribuciones de momentos, aunque la parte más importante de este apartado es la

descripción analítica de los criterios de cálculo de elementos, teniendo subapartados relativos a vigas, placas, pilares, muros, zapatas, detalles constructivos y elementos de hormigón ligero.

Evaluación: hormigón pretensado.

Se dan indicaciones parecidas a las del capítulo anterior, pero para hormigón pretensado, existiendo subapartados relativos a vigas, placas, pilares, tirantes, requisitos del pretensado (pérdidas, rozamiento, etc.) y detalles.

Evaluación: hormigón prefabricado, mixto y en masa.

Da criterios de tipo general, insistiendo bastante en juntas y detalles para el hormigón prefabricado. Da una serie de requisitos de cálculo para el hormigón compuesto (elementos prefabricados y hormigón in situ), y en el subapartado de hormigón en masa sólo habla de muros y de estribos.

BA 44/96 The Assessment of Concrete Highway Bridges and Structures.

Esta norma tiene el mismo esquema de apartados y subapartados de la BD 44/95, y resulta ilustrativa en algunos puntos de difícil interpretación.

La resistencia mínima creíble se considera como la cota mínima de resistencia del hormigón en una zona de calidad homogénea. Si se obtiene con probetas - testigo (al menos 3), se aplicará la siguiente fórmula:

$$R.M.C. = [\Sigma (f_1 \dots f_n) / (100 * n)] * (100 - 20 / n^{0.5})$$

Si el ingeniero quiere utilizar una resistencia única para toda la estructura, sugiere que se extraigan testigos cada 50 m³ de hormigón, y que se tome como resistencia mínima creíble el menor valor de todos o el obtenido según la fórmula general.

Para acero se utiliza la misma fórmula que para el hormigón. Si el valor de la resistencia mínima creíble es superior al de la resistencia característica del acero, debe asegurarse que los anclajes y solapes pueden desarrollar dicha resistencia.

Para el análisis bajo Estados Límite de Servicio se pueden tomar los coeficientes de seguridad de la BS 5400: Parte 4. Si se utiliza la resistencia mínima creíble, los valores de γ_{mc} pueden reducirse un 10%, siempre y cuando no resulten inferiores a la unidad.

El coeficiente parcial de seguridad γ_m es función de dos coeficientes individuales, γ_{m1} y γ_{m2} , que tienen en cuenta lo siguiente:

- γ_{m1} las posibles reducciones en la resistencia del material de toda la estructura, comparada con los valores característicos de los ensayos.
- γ_{m2} las posibles debilidades del material por causas diversas.

Para el acero, si se tienen resultados de ensayos γ_{m1} se puede tomar igual a 1.0. Se pueden utilizar, en general, valores de γ_m igual a 1.10 para evaluación con resistencia mínima creíble del acero y de 1.05 cuando se emplean también secciones de barra reducidas obtenidas en medidas de campo.

En el caso del hormigón, en general γ_{m1} es igual a 1.25. Esto implica que en diseño γ_{m2} es igual a 1.2. Si se emplea la resistencia mínima creíble, γ_{m1} puede ser tomado igual a 1.0.

Como γ_{m2} debe tener en cuenta el posible deterioro futuro del hormigón por retracción, ataque químico o exposición a la intemperie, se tomará entre 1.2 para hormigones nuevos y 1.0 para hormigones antiguos donde no se prevén futuros deterioros. Como la resistencia mínima creíble es difícil de evaluar, no deberá utilizarse un valor inferior a 1.2, tanto para hormigones antiguos como para nuevos.

BD 56/96 The Assessment of Steel Highway Bridges and Structures.

Trata de las modificaciones a aplicar a la norma de dimensionamiento de proyecto BS 5400-Parte 3, para adaptarla al caso de evaluación de estructuras existentes.

Acciones.

Se indica explícitamente (art. 4.1) que *"las cargas a emplear para la evaluación de puentes existentes serán las indicadas en la BD 21 (DMRB 3.4.3)"*.

Formato de seguridad.

Se adopta el método de los estados límite. Aunque en la BD 21 se especifica que la evaluación de estructuras existentes se llevará a cabo comprobando únicamente los Estados Límite Últimos, en la BD 56/96 se indica que en algunos casos se deberá comprobar también algún Estado Límite de Servicio en particular. Para ello se dan las especificaciones oportunas en los casos en que corresponde.

En esencia, la comprobación de un Estado Límite adopta la expresión general que se indica en el artículo 4.3.2 de la BS 5400-Parte 3, es decir:

$$f(\gamma_{fl} \cdot Q_K) \leq \frac{1}{\gamma_{f3} \cdot \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}} \cdot g(\mathbf{s}_y, \text{geometría})$$

donde:

- γ_{fl} = coeficiente de ponderación de acciones que trata de cubrir posibles desviaciones desfavorables de las cargas con respecto a sus valores nominales.
- Q_K = acciones características ó nominales.
- $f(\)$ = efecto de las acciones.
- γ_{f3} = coeficiente que trata de tener en cuenta las imprecisiones al evaluar los efectos de las acciones, las distribuciones de tensiones en la estructura no previstas

exactamente y las variaciones o imprecisiones de la geometría generadas durante la construcción.

- γ_{m1} = coeficiente que afecta al valor del límite elástico tratando de cubrir posibles reducciones de resistencia del material de la estructura, comparadas con el valor característico obtenido sobre unas muestras.
- γ_{m2} = coeficiente que trata de cubrir las incertidumbres del modelo de evaluación de la resistencia.
- σ_y = límite elástico.
- $g()$ = resistencia de la sección o pieza ante el efecto en estudio.

Por simplicidad se emplea un único coeficiente, γ_m , que engloba a los citados γ_{m1} y γ_{m2} ($\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2}$).

Coeficientes parciales de seguridad nominales.

Se expone a continuación lo que se indica en la BD 56/96 referente a los coeficientes parciales de seguridad, γ_{fL} , γ_{f3} y γ_m .

Coeficiente de ponderación de acciones, γ_{fL}

Se adoptarán los valores indicados en la BD 21 (DMRB 3.4.3).

Coeficiente parcial de seguridad, γ_{f3}

Se tomarán los mismos que los indicados en el artículo 4.3.3 de la BS 5400-Parte 3, es decir:

- $\gamma_{f3} = 1.1$ para ELU (Estados Límite Ultimo)
- $\gamma_{f3} = 1.0$ para el ELS (Estados Límite de Servicio)

Coeficiente de minoración de la resistencia γ_m

Se tomarán en ELU los indicados en la tabla 2 de la BS 5400-Parte 3 con la adición que se indica. Se resume a continuación la tabla que define los γ_m .

COMPROBACION	g_m
En general, y si no se especifica lo contrario:	
Resistencia a flexión en que se considere la abolladura	1.05
Resistencia a pandeo de rigidizadores	1.20
Tornillos en tracción	1.20
Tornillos a cizalladura	1.20
Tornillos de alta resistencia trabajando por rozamiento	1.10
Soldaduras	1.30
Soldaduras	1.10
Elementos comprimidos (*)	$0.95 + \frac{1.8}{1+\lambda} \leq 1.05 (**)$

(*) Adición de BD 56/96 con respecto a BS 5400-Parte

(**) $\lambda = \text{esbeltez} = \frac{b.L}{i}$

Tabla 29

Coeficientes parciales de seguridad estimados.

El artículo 4.3.3 de BD 56/96 da una expresión para obtener el valor del coeficiente γ_m , en el caso en que la resistencia de la pieza se obtenga utilizando algún "método alternativo". En estos casos el valor de γ_m es:

$$g_m = (1.05 + 26.5 * m_{cv}^2) * m_{mean}$$

donde:

- $m_{\text{mean}} = m_{\text{tests}} + m_{\text{st}} \cdot k$
- $m_{\text{cv}} = m_{\text{st}} / m_{\text{tests}}$
- m_{tests} = valor medio de la relación entre la resistencia "standard" requerida y la resistencia medida.
- m_{st} = desviación típica de la relación entre la resistencia prevista y la medida.
- k = coeficiente corrector de la tabla adjunta, función del número de ensayos, n :

n	2*	3*	4*	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
k	4.47	1.69	1.18	0.95	0.82	0.73	0.67	0.62	0.58	0.55	0.52	0.49	0.47

n	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
k	0.45	0.44	0.42	0.41	0.40	0.39	0.38	0.37	0.36	0.35	0.34

n	31	41	61	121	∞
k	0.31	0.26	0.21	0.15	0

NOTA: No se recomienda menos de cinco ensayos.

Tabla 30

Características de los materiales.

En el caso de que se extraigan probetas de acero, se puede estimar su límite elástico convencional como el mínimo de los dos valores que siguen:

$$s_y = s_{ym} \left\{ 1 - 0.128 \left(\frac{n+1}{n} \right) \right\}$$

$$s_y = \frac{s_{ym} - 1.2 \cdot k \cdot s^*}{0.93 + 17.4 \left\{ \frac{s^*}{s_{ym}} \right\}^2}$$

donde:

- σ_{ym} = media de los σ_y obtenidos en los ensayos.
- n = número de ensayos.
- s^* = desviación típica de los σ_y de los ensayos.
- k = coeficiente de corrección, función de n, según la tabla adjunta.

n	2*	3*	4*	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
k	25	7.66	5.14	4.20	3.71	3.40	3.19	3.03	2.91	2.82	2.74	2.67	2.61	2.57

n	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
k	2.52	2.49	2.45	2.42	2.40	2.37	2.35	2.33	2.31	2.29	2.28	2.26	2.24

n	29	30	35	40	45	50	60	70	80	90	100	∞
k	2.23	2.22	2.17	2.13	2.09	2.07	2.02	1.99	1.96	1.94	1.93	1.65

(*) No se recomienda menos de 5 ensayos

Tabla 31

Es de destacar que la primera de las dos expresiones es sólo aplicable a aceros con certificado de fabricación, mientras que la segunda formulación es general.

Imperfecciones a considerar.

Se indica en el artículo 8.5.1 de BD 56/96 que en el caso en que se consideren en el cálculo imperfecciones iniciales, éstas se tomarán igual a 1.2 veces las imperfecciones medidas, para tener en cuenta las imprecisiones de las medidas efectuadas.

Comprobaciones a efectuar.

Vigas (piezas en flexión).

El capítulo 9 de la BS 5400-Parte 3 está dedicado, en todas sus 55 páginas, a los criterios de dimensionamiento y comprobación de vigas metálicas.

La BD 56/96 hace correcciones puntuales y detalladas a muchos de los artículos de la BS 5400-Parte 3 para adecuar los cálculos al caso de evaluaciones de estructuras existentes.

Entre estas modificaciones figuran las referentes a:

- El ancho a considerar debido al fenómeno del arrastre por cortante (art. 9.2.3.1).
- Las dimensiones mínimas y las disposiciones constructivas (art. 9.3).
- Las secciones eficaces en caso de chapas esbeltas (art. 9.4).
- El fenómeno del pandeo lateral (art. 9.6 y 9.7).
- La resistencia de vigas sin rigidización longitudinal (art. 9.8).
- La resistencia de vigas con rigidización longitudinal (art. 9.9, 9.10 y 9.11).
- Los rigidizadores transversales (art. 9.12 a art. 9.14).
- Los marcos de rigidización y diafragmas intermedios (art. 9.15 a 9.18).

Pilares (piezas en compresión).

Al igual que en las vigas, se hacen correcciones puntuales y de gran detalle a considerar en el tratamiento de:

- Los límites para la "asignación de clase" de las secciones.
- Las excentricidades iniciales a considerar.
- La comprobación de la interacción flector-axil.
- Los soportes compuestos, especialmente en lo que concierne a las presillas y otros elementos de enlace (diagonales).

Tirantes (piezas en tracción).

Se hacen correcciones puntuales, principalmente en lo que se refiere a la determinación de las secciones netas.

Celosías.

Se hacen correcciones puntuales, fundamentalmente en lo referente a la longitud de pandeo de barras del cordón comprimido y a la comprobación de los elementos de arriostramiento.

Uniones atornilladas y soldadas.

Uniones atornilladas.

La BD 56/96 añade algunas observaciones puntuales a algunos artículos de la BS-5400-Parte 3, principalmente en lo que se refiere a las fuerzas de palanca a considerar en la comprobación de uniones en T a tracción.

Uniones soldadas.

La BD 56/96 dice que en el caso en que no se asegure que las soldaduras estén ejecutadas conforme a lo indicado en la BS 5400-Parte 6 ó en la BS 5135 se aplicará lo que indica el artículo 14.6.3.11 de la BS 5400-Parte 3 pero, en lugar de tener $\sigma_w = \frac{1}{2}(\sigma_y + 455)$, se tomará:

- $\sigma_w = 0.4 (400 + \sigma_{ymin})$ en general.
- $\sigma_w = 0.5 (400 + \sigma_{ymin})$ si el acero verifica la calidad A de la tabla 19 de la BS 5135.

siendo σ_{ymin} el límite elástico de la chapa de menor resistencia.

BD 61/96 The Assessment of Composite Highway Bridges and Structures.

Trata de las modificaciones a realizar en la norma de dimensionamiento de proyecto BS 5400-Parte 3, para adaptarla al caso de evaluación de estructuras existentes.

Acciones.

Se considerarán las indicadas en BD 21 (DMRB 3.4.3).

Formato de seguridad.

En la comprobación de estructuras mixtas existentes se utilizará la teoría de los Estados Límites Últimos conforme aparece en BD 56 (Parte 11) dedicada a la evaluación de estructuras metálicas existentes. Es decir, se debe comprobar que:

$$f(\gamma_{fl} \cdot Q_K) \leq \frac{1}{\gamma_{f3} \cdot \gamma_m} \cdot g(f_K)$$

donde:

- Q_K = acciones definidas en BD 21.
- γ_{fl} = coeficientes de ponderación de acciones definido en BD 21.
- γ_{f3} = coeficiente de minoración que trata de tener en cuenta las imprecisiones al evaluar los efectos de las acciones, las distribuciones de tensiones en la estructura no previstas exactamente y las variaciones o imprecisiones de la geometría generadas durante la construcción.
- $f()$ = efecto de las cargas.
- f_K = resistencia del material.
- γ_m = coeficiente de minoración de la resistencia del material.
- $g()$ = resistencia de la sección.

Es de destacar que se menciona que, en general, sólo son necesarias comprobaciones en ELU cuando se trata de evaluar una estructura existente, aunque en algunos casos particulares que se indican también se propone alguna comprobación en ELS.

Coefficientes parciales de seguridad.

Se resumen a continuación los valores propuestos para los coeficientes γ_{fi} , γ_{f3} y γ_m .

Coefficientes de mayoración de acciones, γ_{fi}

Adoptan los valores indicados en el BD 21.

Coefficiente parcial de seguridad, γ_{f3}

Según se expone en el artículo 4.1.3 se tomará:

- $\gamma_{f3} = 1.1$ para los Estados Límite Últimos (ELU).
- $\gamma_{f3} = 1.0$ para los Estados Límite de Servicio (ELS).

Coefficiente de minoración de la resistencia γ_m

De acuerdo con lo expuesto en el artículo 4.2.1 se tomarán los que se indican en:

BD 44 para los γ_m correspondientes al hormigón, al acero de armar y al acero de pretensar.

BD 56 para los γ_m correspondientes al acero estructural, a los tornillos y a las soldaduras.

Para los conectadores se tomará, de acuerdo con la tabla 4.1 de BD61, $\gamma_{slip} = 1.375$ para los ELU, esto es, el indicado en el artículo correspondiente de BD 5400-Parte 5 multiplicado por 1.25.

En el caso en que se realicen ensayos para conocer la resistencia del acero estructural, los coeficientes γ_m y γ_{f3} que afectan al propio acero estructural se podrán obtener de acuerdo con lo que se expone en el artículo 4.3.3 de BD 56.

Características de los materiales.

Se tomarán, de acuerdo con el artículo 4.2, las que se indican en:

- BD 44 para el hormigón, el acero de armar y el acero de pretensar.
- BD 56 para el acero estructural, los tornillos y los materiales de las uniones soldadas.
- BD 21 para los elementos de hierro pudelado.

Es de destacar que el Anejo H de BD 21 propone unas expresiones para obtener la resistencia del acero en función de los parámetros estadísticos (media, desviación típica, número de ensayos) de los ensayos realizados.

Comprobaciones en vigas mixtas.

En los capítulos 5, 6 y 7 de BD 56 se dan indicaciones precisas y detalladas sobre las modificaciones a los artículos de BS 5400-Parte 5 que hay que efectuar para adecuarla a la evaluación de elementos mixtos en flexión. Entre estas indicaciones son de destacar las correspondientes a:

- La redistribución de esfuerzos (art. 5.1.1 y art. 6.1.4).
- Los anchos reducidos por el fenómeno del arrastre del cortante y por fisuración del hormigón (art. 5.2.3).
- Las acciones a considerar y abertura de fisuras admisible en la comprobación a fisuración del hormigón (art. 5.2.6).
- La resistencia a cortante (art. 6.1.6).
- La resistencia a flexión (art. 6.2.2 y art. 6.2.3).
- Las armaduras transversales (art. 6.3.3).

Comprobaciones en pilares mixtos.

En el capítulo 11 de BD 56 se dan las indicaciones que modifican los apartados correspondientes de BS 5400-Parte 5 para evaluaciones de pilares mixtos existentes. Entre estas indicaciones figuran las correspondientes a:

- Las características de los materiales (art. 11.1.2).

- La contribución del hormigón (art. 11.1.4) y del acero (art. 11.1.5).
- Los límites de esbeltez (art. 11.3.4).
- La comprobación a axil y a axil-flector (art. 11.3.5).

Conexión acero-hormigón.

Se dice en el artículo 6.3.4 que no es necesaria la comprobación de la conexión en Estado Límite Ultimo en algunos casos, que no son claramente expuestos en el articulado.

Los artículos 5.3.2 y 5.3.3 exponen muy en detalle las comprobaciones a efectuar y las disposiciones constructivas a respetar en lo que respecta a la conexión acero-hormigón.

BA 38/93 Assessment of the Fatigue Life of Corroded or Damaged Reinforcing Bars.

Trata sobre la evaluación de los efectos de la fatiga sobre barras corroídas de acero dulce y de alto límite elástico con diámetros comprendidos entre 6 y 50 mm. Estas recomendaciones se utilizan en general para realizar la evaluación de puentes con corrosión u otros daños en la armadura y construidos hace menos de 25 años.

Incide sobre algunos tipos de estructuras o elementos donde la corrosión puede provocar concentraciones de tensiones peligrosas, como es el caso de los apoyos a media madera.

La extensión de la corrosión en un elemento puede influir en la decisión de estudiar los efectos de la fatiga. Cuando la pérdida de la sección nominal de la armadura es tal que requiere una sustitución de la misma para mantener la capacidad de carga del elemento, entonces no es necesario hacer comprobaciones de fatiga.

La reducción de la vida de la armadura por fatiga está relacionada con la pérdida de sección nominal. Existe una clasificación que define un grado de corrosión, menor o mayor, a partir del porcentaje de pérdida de la sección nominal.

Esta norma explica un método simplificado y da recomendaciones para una evaluación más rigurosa cuando se necesite mayor precisión. También explica cómo realizar las mediciones en campo de la sección nominal y remanente de las barras.

El método simplificado da rangos de tensiones límites correspondientes a 20 y 120 años de vida. Las tensiones máximas y mínimas en la armadura se calculan para la sobrecarga de evaluación de 40 toneladas con la sección nominal actual de la barra corroída. El rango de tensiones se calcula con la diferencia algebraica entre el máximo y el mínimo. A partir de esta tensión límite y mediante un gráfico se calcula la vida de la armadura.

La sección nominal de la barra se calcula con dos mediciones del diámetro en la zona no corroída perpendiculares entre sí, tomándose la media de estas medidas para obtener la sección. La sección remanente de las barras se calcula de tres modos diferentes, dependiendo de la forma de la zona dañada.

BA 39/93 Assessment of Reinforced Concrete Half-joints.

Esta norma trata sobre la evaluación y cálculo de apoyos a media madera, tanto para Estados Límite Últimos como de Servicio. Asimismo, da recomendaciones para el refuerzo de este tipo de apoyos. Comenta que se aplica para apoyos a media madera de hormigón armado y pretensado, dependiendo su comportamiento de la excentricidad de la reacción y del tipo de punto de apoyo (puede ser rígido o flexible).

La principal dificultad para analizar los apoyos a media madera es la determinación de las deformaciones y de las anchuras de fisura existentes.

Por consideraciones de durabilidad, se recomienda comprobar el estado límite de servicio en una evaluación. La máxima deformación de tracción se produce en la esquina entrante del apoyo, y la de compresión en la superficie superior. Como consecuencia del deslizamiento que se produce entre la armadura y el hormigón la distribución de deformaciones no es lineal, y por este motivo la de tracción queda subestimada en la fibra extrema del hormigón en la esquina entrante. A esta deformación se aplica un coeficiente K_1 .

El ancho máximo de la fisura en la esquina entrante se toma como el menor de los dos valores obtenidos de ecuaciones que utilizan el valor de la deformación modificada con K_1 .

En lo que respecta al estado límite último, la resistencia de un apoyo a media madera en la evaluación de estructuras existentes se determina con las recomendaciones de la norma BD44.

Para determinar las fuerzas horizontales que son resistidas por la sección reducida de un apoyo a media madera, se debe dar cierta consideración a las fuerzas horizontales que actúan sobre los puntos de apoyo. Estas fuerzas pueden reducir la capacidad de carga de la sección, provocando fisuras prematuras en los apoyos.

Las armaduras son muy importantes, sobre todo bajo las cargas de servicio. Hay que buscar una combinación adecuada de barras horizontales, verticales e inclinadas.

BD 48/93 The Assessment and Strengthening of Highway Bridge Supports.

En este documento se describen las recomendaciones para estudiar y reforzar elementos de la subestructura de puentes susceptibles de ser afectadas por impactos de vehículos, al estar situadas a menos de 4.5 metros del borde de la carretera, debiendo ser comprobados frente a un posible impacto de vehículos para garantizar que son capaces de resistirlo sin que colapse la superestructura que soportan, aunque sufran graves daños y deban ser reparados.

En la siguiente tabla se proporcionan las cargas nominales de impacto y su altura de aplicación. Sólo se realiza la evaluación para los Estados Límite Últimos (excepto para cimentaciones y apoyos elastoméricos). Por tanto, se utilizará un coeficiente parcial de seguridad γ_{fl} igual a 1.5. Para cimentaciones y apoyos elastoméricos sólo se utilizará un coeficiente de 1.0 en Estados Límite de Servicio.

La integridad de la estructura dañada después del impacto se evaluará en Estados Límite Últimos bajo la sobrecarga de uso primaria usando los coeficientes γ_{fl} de la combinación 1 de sobrecarga de uso definida en la Tabla 1 de la BD 37. En este caso γ_{f3} se tomará igual a 1.0. Cuando se aplique una carga HB, sólo se considerarán 30 unidades.

	Load normal to the carriageway below	Load parallel to the carriageway below	Point of application on bridge support
Main load component	kN 500	kN 1000	At the most severe point between 0.75m and 1.5m above ground level adjacent to support
Residual load component	250 (100)	500 (100)	At the most severe point between 1m and 3m above ground level adjacent to support

Note: Figures shown in brackets shall be applied to footbridges in urban locations with robust plinths (see 2.2).

TABLE 2/1 Collision Loads on Supports of Bridges Over Highways

Tabla 32

Se pueden utilizar dos métodos de evaluación: análisis cuasiestático y un análisis dinámico riguroso.

En el análisis cuasiestático se reemplaza la carga de impacto por una carga equivalente estática, obtenida mediante los valores de la tabla anterior multiplicados por un coeficiente reductor igual a $30/(30 + m)$, donde m es la masa de la pila en toneladas. Si no cumple, se deberá realizar un análisis dinámico más riguroso.

Para analizar tableros, cimentaciones y cualquier otro elemento en contacto directo con el soporte, las cargas de la Tabla 2/1 se reducirán al 50% y serán tratadas de forma estática. Para elementos más lejanos al impacto, las cargas se pueden reducir en un 75%.

Por último, se dan recomendaciones para el refuerzo de pilas dañadas por impacto.

BA 54/94 Load Testing for Bridge Assessment.

Esta instrucción proporciona recomendaciones para la realización de pruebas de carga en aquellos casos en los que la evaluación estructural (según BD 21 y BA 16) determina una insuficiencia de capacidad portante, y no existen indicios en el puente de que existan problemas por dicha falta de capacidad, ya que los métodos analíticos resultan en general conservadores.

Describe ciertas tipologías como más recomendables para la realización de pruebas de carga, y las desaconseja expresamente para otras. Sólo aconseja efectuarlas en aquellos casos en que por otros medios no se tenga información suficiente para juzgar el puente, y siempre que se tenga certeza de que la prueba aportará dicha información.

Divide las pruebas de carga en dos tipos: las de calibración del modelo numérico y las de sustitución de éste.

BA 55/94 The Assessment of Bridge Substructures and Foundations. Retaining Walls and Buried Structures.

El propósito de este documento es aclarar la metodología para la evaluación de elementos en los que existen importantes interacciones suelo-estructura.

Aparte de algunas recomendaciones, da una lista de la normativa a emplear (BD 21/93, BA 16/93, BD 34/90, BA 34/90...).

BA 52/94 The Assessment of Concrete Structures Affected by Alkali Silica Reaction.

Esta nota sirve para evaluar puentes afectados por reacción álcali-sílice.

Como comentario general indica que es un problema que afecta a muchas estructuras en el Reino Unido, pero que tras recientes investigaciones parece ser menos dañino de lo que en principio se supuso, y que conlleva una reducción de la capacidad estructural menor que la reducción resultante en la resistencia del hormigón.

Debe realizarse siempre una inspección especial (según BA 35) en las estructuras afectadas por reacción álcali-sílice, dándose recomendaciones en este documento sobre ensayos a efectuar y análisis de los daños.

BA 51/95 The Assessment of Concrete Structures Affected by Steel Corrosion.

Este documento se utiliza para la evaluación de estructuras de hormigón afectadas por corrosión, bien sea ésta debida a carbonatación o a ataque por cloruros. El primer mecanismo es menos dañino y más predecible, por lo que llama la atención sobre el segundo, producido en general por el uso de sales de deshielo.

Describe la corrosión generalizada y la local. En la local debe asumirse la pérdida de sección existente para el análisis, y debe tenerse en cuenta la pérdida de ductilidad, por lo que las barras con corrosión local no deben considerarse efectivas en análisis plástico. Para la corrosión generalizada determina que si es severa se asimilará a corrosión local, aunque en general la pérdida de sección no suele ser significativa. En estos casos afecta sobre todo a la adherencia, por fisuración en zonas con recubrimiento escaso. Para recubrimientos de menos de un diámetro, proporciona modificaciones en los coeficientes utilizados en la BD 44 para las tensiones de adherencia.

Si la corrosión generalizada ha provocado fisuración y desconchones importantes, la estructura debe ser evaluada sin tener en cuenta el recubrimiento en las áreas afectadas. La adherencia entre barras en el plano de la delaminación debe también ignorarse, así como su contribución en el cálculo del cortante resistido por el hormigón.

En el caso del pretensado, deben considerarse no efectivos para el cálculo los alambres con pérdidas de sección superiores al 40%. En los casos de inyecciones defectuosas, deben llevarse a cabo investigaciones específicas.

Para losas de hormigón armado, la corrosión local no suele afectar en gran medida a la capacidad de la estructura, y sólo debe tenerse en cuenta los efectos de la corrosión en aquellos casos de grandes zonas con desconchones por corrosión generalizada.

Por último, indica que el ingeniero debe predecir los niveles de corrosión futura en su evaluación, pero no da indicaciones de cómo.

ANEJO 1- DEDUCCIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD EN LOS EUROCÓDIGOS ESTRUCTURALES.

1- ESTABLECIMIENTO DEL NIVEL ADECUADO DE SEGURIDAD.

El establecimiento de un nivel adecuado para la seguridad en las estructuras es un asunto que todavía está siendo ampliamente discutido. El eurocódigo 0 establece tres clases de estructuras en función de los costes previsibles de fallo, así como del coste relativo del incremento de seguridad. La tabla 1 muestra los índices de fiabilidad recomendados para cada clase de estructura, en función de los dos coeficientes anteriormente enunciados.

Coste relativo de un aumento de la seguridad	Estado límite de servicio (irreversible)	Estado límite último		
		Consecuencias de un posible fallo		
		Menores	Moderadas	Altas
Altos	1.0	2.8	3.3	3.8
Medios	1.5	3.3	3.8	4.3
Bajos	2.0	3.8	4.3	4.8

Tabla 33. Índices de fiabilidad β recomendados (Eurocódigo 0).

Tanto los Eurocódigos como la normativa española de hormigón armado, establecen como índice de fiabilidad mínimo el valor $\beta = 3.8$ para un periodo de retorno de 50 años.

2- LOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARCIALES EN LA NORMATIVA ACTUAL.

La determinación de los coeficientes parciales de la normativa existente, es el primer paso para la posible reducción de estos valores en la fase de evaluación de la estructura. Se deberá distinguir entre los coeficientes parciales para el efecto de la acción (γ_s) y los coeficientes parciales para las resistencias de los materiales (γ_R).

Determinación de los coeficientes parciales de los materiales (g_R)

Acero estructural.

El coeficiente parcial de seguridad del acero estructural se determina como cociente del valor de cálculo frente a su valor característico, ecuación (1). Las variables necesarias para el cálculo de un elemento de acero estructural son, tabla 2.

$$g_{F_y} = \frac{F_{yd}}{F_{yk}} \quad (1)$$

Variable	Descripción	Distribución	CoV (%)
F_Y	Límite elástico del acero	Log – normal	5 – 10
H	Geometría de la pieza	Normal	2
x	Error del modelo a flexión	Normal	5

Tabla 34. Variables relacionadas con la resistencia del material acero estructural

De acuerdo a la ISO 2394, se admiten los siguientes valores de α dependiendo de su importancia en la función de fallo (en este caso flexión), tabla 3. Como se puede comprobar inmediatamente, la suma de los cuadrados de los valores de α no es la unidad; sin embargo, el empleo de valores de α cuyo módulo total sea mayor de la unidad está del lado de la seguridad.

	Acciones	Resistencias
Variable dominante	$\alpha_i = 0.70$	$\alpha_i = 0.80$
Otras variables	$\alpha_i = 0.28$	$\alpha_i = 0.32$

Tabla 35. Valores orientativos del coeficiente de importancia α en la función límite (ISO 2394)

Se puede agrupar la variación de la geometría del elemento, del error del modelo y de la resistencia del acero en una sola por medio de la suma de los cuadrados según (2).

$$CoV \approx \sqrt{CoV_{F_y}^2 + CoV_H^2 + CoV_x^2} = 0.096 \quad (2)$$

Admitiendo un valor de β igual a 3.8 y un sesgo del 5% para el modelo de flexión, se tiene que el valor de cálculo del acero a flexión será (2) y, por lo tanto, el valor del coeficiente parcial de seguridad (3), resultando 1.11, que es el valor que por defecto se encuentra en el Eurocódigo 3 (ENV 1993:1).

$$F_{yd} = m_{Fy} e^{-aCoVb} = m_{Fy} 0.747 \quad (3)$$

$$g^{-1}_{Fy} = 1.05 \frac{m_{Fy} 0.747}{m_{Fy} 0.877} = 0.894 \Rightarrow g_{Fy} = 1.11 \quad (4)$$

Acero de armar

En el caso del acero de armar para hormigón, el modo de fallo donde adquiere mayor importancia es en el caso de un elemento a flexión. Así, la única diferencia con el caso anterior reside en la variación de la geometría del elemento, que para el caso del hormigón armado se suele admitir mayor (en este caso en torno a un 5%) y el coeficiente de variación del modelo de flexión en el hormigón armado, que se suele situar en el 10%. Así, el coeficiente de variación general del modelo resulta (5).

$$CoV \approx \sqrt{CoV^2_{Fy} + CoV^2_H + CoV^2_x} = 0.106 \approx 0.11 \quad (5)$$

Empleando de nuevo la ecuación (4) y (5) se puede derivar el coeficiente parcial para el acero, resultando 1.15, que es el valor por defecto en la EHE y en el Eurocódigo 2 (ENV 1992:1).

$$F_{yd} = m_{Fy} e^{-aCoVb} = m_{Fy} 0.659 \quad (6)$$

$$g^{-1}_{Fy} = 1.05 \frac{m_{Fy} 0.723}{m_{Fy} 0.877} = 0.865 \Rightarrow g_{Fy} = 1.15 \quad (7)$$

Hormigón

En el caso del hormigón armado el coeficiente de seguridad parcial se divide en dos términos: γ_{C1} y γ_{C2} . El primero es la relación entre el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón y la resistencia característica en la estructura, mientras que el segundo es la relación entre la resistencia a compresión característica en la estructura y la obtenida de probetas mediante un control de calidad (clásicas probetas cilíndricas de 15x30). Así, el coeficiente parcial del hormigón será (8).

$$g_C = g_{C1} g_{C2} \quad (8)$$

El coeficiente γ_{C1} se puede derivar de la misma manera que el coeficiente correspondiente al acero para el caso de fallo por flexocompresión. En este caso, el coeficiente de variación del modelo se puede tomar como de un 15%, resultando el coeficiente de variación general (9), asumiendo un coeficiente de variación del 20% para el hormigón *in situ*.

$$CoV \approx \sqrt{CoV_{F_y}^2 + CoV_H^2 + CoV_x^2} = 0.218 \approx 0.20 \quad (9)$$

Y asumiendo una distribución logarítmico normal para el hormigón de la estructura, se tiene (10)

$$F_{yd} = m_{F_y} e^{-aCoVb} = m_{F_y} 0.544 \quad (10)$$

$$g_{C1}^{-1} = \frac{m_{F_y} 0.544}{m_{F_y} 0.719} = 0.756 \Rightarrow g_{C1} = 1.32 \quad (11)$$

Por lo que se refiere a la relación existente entre la resistencia del hormigón en la estructura y la resistencia del hormigón en probetas para el control de calidad, la figura 1 muestra los resultados obtenidos por diversos investigadores en Alemania, Canadá y Estados Unidos con probetas cilíndricas y cúbicas. De todas las curvas mostradas en la figura, el cuantil del 95% resulta ser 0.85, con lo que se tiene que γ_{C2} es $1/0.85 = 1.17$, resultando finalmente el coeficiente parcial para la resistencia del hormigón a compresión con un valor de 1.55.

Determinación de los coeficientes parciales de seguridad para las acciones (g_s)

Por lo que se refiere a las acciones, se debe distinguir entre acciones permanentes G y acciones variables Q .

Acciones permanentes G .

En este caso, una variable normal representa de manera adecuada la dispersión de las acciones. El coeficiente de variación se suele cifrar en el 15% y, de acuerdo a la tabla 4 y con un índice de fiabilidad β igual a 3.8, se tiene (12), resultado un coeficiente parcial de 1.39 para las acciones permanentes (el coeficiente parcial por defecto es 1.35).

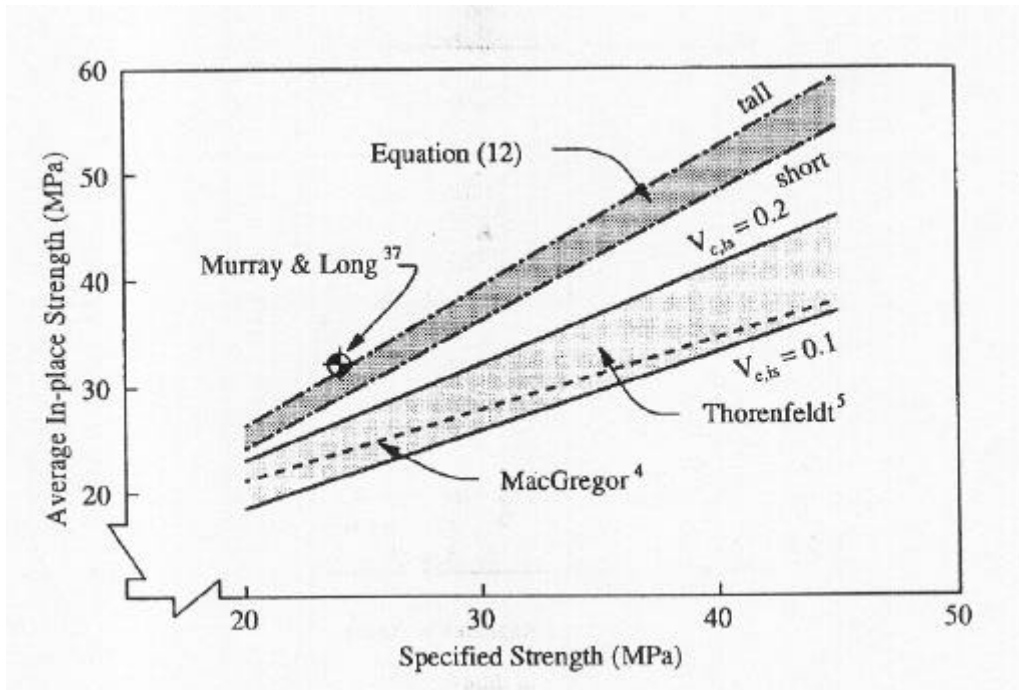


Figura 28. Relación entre resistencia a compresión en hormigón in situ y obtenida en probetas (Diversos autores)

$$g_G = 1.00(1 + 0.7 * 3.8 * 0.15) = 1.39 \quad (12)$$

Acciones variables Q

Para las acciones variables, la variable Gumbel (extremos de tipo I) representa de modo adecuado la variación. En el caso de una variable tipo Gumbel la función de densidad acumulada $F_Q(x)$ resulta ser (13):

$$F_Q(x) = e^{-e^{-a(x-u)}} \quad (13)$$

Si se realiza el cambio de variable x a k_s siguiente, donde k_s representa el número de veces que el valor de x está alejado de la media.

$$k_s = \left[\frac{x - m}{s} \right] \quad (14)$$

Entonces, la función de densidad acumulada resulta (15).

$$F_Q(x) = \exp \left[-\exp \left(-0.577 - \left(\frac{P}{\sqrt{6}} \right) k_s \right) \right] \quad (15)$$

Sustituyendo con los valores de $\alpha = 0.7$ y $\beta = 3.8$ se tiene (16).

$$Q_D = m_Q + 3.86s_Q \quad (16)$$

El valor característico de la variable Q vendrá determinado por el cuantil del 95%; es decir, igualando (15) a 0.95, con lo que resulta (17).

$$Q_D = m_Q + 1.86s_Q \quad (17)$$

Por lo tanto, el coeficiente parcial para la acción variable será el cociente entre el valor de cálculo (16) y el característico (17) que para un sesgo del 5% y un coeficiente de variación del 30% resulta el valor 1.5 por defecto en la normativa.

$$g_Q = \frac{1 + 3.86C_oV_Q}{1 + 1.86C_oV_Q} \quad (18)$$