

Noviembre 2010

TÍTULO

Eurocódigo 1: Acciones en estructuras

Parte 1-7: Acciones generales

Acciones accidentales

Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-7: General actions. Accidental actions.

Eurocode 1: Actions sur les structures Partie 1-7: Actions générales. Actions accidentelles.

CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de las Normas Europeas EN 1991-1-7:2006 y EN 1991-1-7:2006/AC:2010.

OBSERVACIONES

ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 140 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.

Editada e impresa por AENOR
Depósito legal: M 46675:2010

© AENOR 2010
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

AENOR

Génova, 6
28004 MADRID-España

Asociación Española de
Normalización y Certificación

info@aenor.es
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201
Fax: 913 104 032

66 Páginas

Grupo 38

AENOR

NORMA EUROPEA
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN 1991-1-7

Julio 2006

+AC

Febrero 2010

ICS 91.010.30

Sustituye a ENV 1991-2-7:1998

Versión en español

Eurocódigo 1: Acciones en estructuras
Parte 1-7: Acciones generales
Acciones accidentales

Eurocode 1: Actions on structures.
Part 1-7: General actions. Accidental
actions.

Eurocode 1: Actions sur les structures
Partie 1-7: Actions générales. Actions
accidentelles.

Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke.
Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen.
Außergewöhnliche Einwirkungen.

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2006-01-09.

Los miembros de CEN están sometidos al Reglamento Interior de CEN/CENELEC que define las condiciones dentro de las cuales debe adoptarse, sin modificación, la norma europea como norma nacional. Las correspondientes listas actualizadas y las referencias bibliográficas relativas a estas normas nacionales pueden obtenerse en el Centro de Gestión de CEN, o a través de sus miembros.

Esta norma europea existe en tres versiones oficiales (alemán, francés e inglés). Una versión en otra lengua realizada bajo la responsabilidad de un miembro de CEN en su idioma nacional, y notificada al Centro de Gestión, tiene el mismo rango que aquéllas.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Bulgaria, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia y Suiza.

CEN
COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN
European Committee for Standardization
Comité Européen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung
CENTRO DE GESTIÓN: Avenue Marnix, 17-1000 Bruxelles

© 2006 CEN. Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.

ÍNDICE

	Página
PROLOGO	6
CAPÍTULO 1 GENERALIDADES.....	11
1.1 Objeto y campo de aplicación	11
1.2 Normas para consulta	11
1.3 Consideraciones.....	12
1.4 Distinción entre Principios y Reglas de Aplicación	12
1.5 Términos y definiciones	12
1.6 Símbolos	14
CAPÍTULO 2 CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES.....	15
CAPÍTULO 3 SITUACIONES DE PROYECTO.....	16
3.1 Generalidades.....	16
3.2 Situaciones de proyecto accidentales - estrategias frente acciones accidentales identificadas.....	17
3.3 Situaciones de proyecto accidentales - estrategias para limitar la importancia del fallo localizado.....	18
3.4 Situaciones de proyecto accidentales - uso de las clases de consecuencia.....	18
CAPÍTULO 4 IMPACTO.....	20
4.1 Campo de aplicación	20
4.2 Representación de las acciones.....	20
4.3 Acciones accidentales causadas por vehículos de carretera	21
4.3.1 Impacto contra infraestructuras portantes.....	21
4.3.2 Impacto en superestructuras.....	22
4.4 Acciones accidentales causadas por carretillas elevadoras.....	24
4.5 Acciones accidentales causadas por descarrilamiento de trenes bajo o junto a las estructuras.....	24
4.5.1 Estructuras que pasan sobre o a lo largo de vías en servicio.....	25
4.5.2 Estructuras situadas detrás de los finales de vías.....	26
4.6 Acciones accidentales causadas por tráfico de barcos	27
4.6.1 Generalidades	27
4.6.2 Impacto producido por el tráfico de ríos y canales	27
4.6.3 Impacto de buques de alta mar.....	28
4.7 Acciones accidentales causadas por helicópteros	29
CAPÍTULO 5 EXPLOSIONES INTERNAS.....	30
5.1 Campo de aplicación	30
5.2 Representación de las acciones.....	30
5.3 Principios de proyecto.....	30
ANEXO A (Informativo) CONSIDERACIÓN EN EL PROYECTO DE EDIFICIOS DE LAS CONSECUENCIAS DE UN FALLO LOCALIZADO DEBIDO A UNA CAUSA NO ESPECIFICADA	32
A.1 Ámbito.....	32
A.2 Introducción	32
A.3 Clases de consecuencias de edificios	32
A.4 Estrategias recomendadas	34

A.5	Atados horizontales.....	35
A.5.1	Estructuras aporticadas.....	35
A.5.2	Construcción de muro portante	36
A.6	Atados verticales	38
A.7	Sección nominal del muro portante.....	38
A.8	Elementos claves.....	38
ANEXO B (Informativo) INFORMACIÓN SOBRE LA EVALUACIÓN DE RIESGOS.....		39
B.1	Introducción	39
B.2	Definiciones.....	40
B.3	Descripción del campo de aplicación de un análisis de riesgo	40
B.4	Métodos de análisis de riesgos.....	40
B.4.1	Análisis de riesgos cualitativo.....	41
B.4.2	Análisis de riesgos cuantitativo	41
B.5	Aceptación de riesgos y medidas paliativas	43
B.6	Medidas de mitigación de riesgos	44
B.7	Reconsideración	44
B.8	Comunicación de los resultados y las conclusiones	44
B.9	Aplicación a edificios y estructuras de obra civil	45
B.9.1	Generalidades	45
B.9.2	Análisis de riesgo estructural	46
B.9.3	Creación de modelos para los riesgos de eventos extremos	47
B.9.4	Directrices para la aplicación del análisis de riesgos en casos de impacto de tráfico ferroviario.....	50
ANEXO C (Informativo) CÁLCULO DINÁMICO PARA IMPACTO		52
C.1	Generalidades	52
C.2	Dinámica del impacto	52
C.2.1	Impacto duro	52
C.2.2	Impacto blando.....	54
C.3	Impacto de vehículos de carretera anómalos	54
C.4	Impacto de barcos	56
C.4.1	Impacto de barcos en vías navegables interiores.....	56
C.4.2	Impacto de barcos en vías marítimas	57
C.4.3	Cálculo avanzado del impacto de barcos en vías navegables interiores	58
C.4.4	Cálculo avanzado del impacto de barcos vías marítimas	60
ANEXO D (Informativo) EXPLOSIONES INTERIORES.....		62
D.1	Explosiones de polvo en recintos, embarcaciones y depósitos	62
D.2	Explosiones del gas natural	64
D.3	Explosiones en los túneles de carretera y ferroviarios	65

PROLOGO

Esta Norma EN 1996-1-7:2006 ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales*, cuya Secretaría desempeña BSI.

El Comité CEN/TC 250 es responsable de todos los Eurocódigos estructurales.

Este documento anula y sustituye a la Norma Experimental ENV 1991-2-7:1998.

Esta norma europea debe recibir el rango de norma nacional mediante la publicación de un texto idéntico a la misma o mediante ratificación antes de finales de enero de 2007, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes se deben anular antes de marzo de 2010.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, están obligados a adoptar esta norma europea los organismos de normalización de los siguientes países: Alemania, Austria, Bélgica, Bulgaria, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia y Suiza.

Prólogo del programa de los Eurocódigos

En 1975, la Comisión de las Comunidades Europeas decidió llevar a cabo un programa de actuación en el campo de la construcción, basado en el artículo 95 del Tratado. El objetivo de este programa era la eliminación de las barreras técnicas al comercio y la armonización de las especificaciones técnicas.

Dentro de este programa de actuación, la Comisión tomó la iniciativa de establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para el proyecto de las construcciones que, en una primera etapa, sirviera como alternativa a las reglas nacionales en vigor en los Estados Miembro y, finalmente, las pudiera reemplazar.

Durante quince años, la Comisión, con la ayuda de un Comité Director con representantes de los Estados Miembro, condujo el desarrollo del programa de los Eurocódigos, lo que llevó en los años 80 a la primera generación de códigos europeos.

En 1989, los Estados miembros de la UE y de la AELC decidieron, sobre la base a un acuerdo¹⁾ entre la Comisión y el CEN, transferir al CEN la preparación y publicación de los Eurocódigos mediante una serie de Mandatos, con el fin de dotarlos de un futuro estatus de Norma Europea (EN). Esto vincula *de facto* los Eurocódigos con las disposiciones de todas las Directivas del Consejo y Decisiones de la Comisión que hacen referencia a las normas europeas (por ejemplo, la Directiva del Consejo 89/106/CEE sobre productos de construcción - DPC - y las Directivas del Consejo 93/37/CEE, 92/50/CEE y 89/440/CEE sobre obras públicas y servicios y las Directivas de la AELC equivalentes iniciadas para conseguir la implantación del mercado interior).

El programa Eurocódigos Estructurales comprende las siguientes normas, compuestas generalmente de diversas Partes:

EN 1990	Eurocódigo:	Bases para el cálculo de estructuras
EN 1991	Eurocódigo 1:	Acciones en estructuras
EN 1992	Eurocódigo 2:	Proyecto de estructuras de hormigón
EN 1993	Eurocódigo 3:	Proyecto de estructuras de acero
EN 1994	Eurocódigo 4:	Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero

1) Acuerdo entre la Comisión de las Comunidades Europeas y el Comité Europeo de Normalización (CEN) referente al trabajo sobre los EUROCÓDIGOS para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil. (BC/CEN/03/89).

EN 1995	Eurocódigo 5:	Proyecto de estructuras de madera
EN 1996	Eurocódigo 6:	Proyecto de estructuras de fábrica
EN 1997	Eurocódigo 7:	Proyecto geotécnico
EN 1998	Eurocódigo 8:	Proyecto de estructuras sismorresistentes
EN 1999	Eurocódigo 9:	Proyecto de estructuras de aluminio

Las normas Eurocódigos reconocen la responsabilidad de las autoridades reglamentadoras de cada Estado miembro y han salvaguardado su derecho a determinar en el ámbito nacional los valores relacionados con temas reglamentarios de seguridad cuando éstos siguen siendo distintos de un Estado a otro.

Estatus y campo de aplicación de los Eurocódigos

Los Estados miembros de la UE y de la AELC reconocen que los Eurocódigos sirven como documentos de referencia para los siguientes propósitos:

- como medio para demostrar el cumplimiento de las obras de edificación y de ingeniería civil con los requisitos esenciales de la Directiva del Consejo 89/106/CEE, en particular con el Requisito Esencial nº 1 - Resistencia mecánica y estabilidad - y con el Requisito Esencial nº 2 - Seguridad en caso de incendio;
- como base para especificar los contratos de las obras de construcción y de los servicios de ingeniería correspondientes;
- como marco para redactar las especificaciones técnicas armonizadas de productos de construcción (ENs y DITEs).

Los Eurocódigos, en tanto en cuanto los mismos están relacionados con las construcciones, tienen una relación directa con los Documentos Interpretativos²⁾ a los que hace referencia el artículo 12 de la DPC, aunque son de distinta naturaleza que las normas armonizadas de producto³⁾. Por ello, los Comités Técnicos del CEN y/o los Grupos de Trabajo de la EOTA que trabajen sobre normas de producto deben considerar adecuadamente los aspectos técnicos que surjan del trabajo de los Eurocódigos, con vistas a obtener la compatibilidad total entre estas especificaciones técnicas y los Eurocódigos.

Las normas Eurocódigos dan reglas comunes de cálculo estructural para su uso diario en el proyecto de estructuras completas y de productos componentes de naturaleza tanto tradicional como innovadora. Las formas de construcción y condiciones de cálculo poco usuales no quedan cubiertas específicamente y requerirán, en tales casos, el estudio adicional del proyectista.

Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos

Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos comprenderán el texto completo del Eurocódigo (incluyendo los anexos), tal y como se publique por el CEN, pudiendo venir precedido de una portada nacional y de un preámbulo nacional, y seguido por un anexo nacional (informativo).

-
- 2) De acuerdo con el artículo 3.3 de la DPC, los documentos interpretativos deben dar forma concreta a los requisitos esenciales (REs) con el fin de establecer los vínculos necesarios entre los requisitos esenciales y los mandatos para la elaboración de normas armonizadas y DITEs/Guías de DITEs.
- 3) De acuerdo con el artículo 12 de la DPC los documentos interpretativos deben:
- a) dar forma concreta a los requisitos esenciales mediante la armonización de la terminología y de las bases técnicas y la asignación, en su caso, de clases y niveles para cada requisito esencial;
 - b) indicar los métodos para relacionar estas clases y niveles con las especificaciones técnicas, por ejemplo, métodos de cálculo y de prueba, reglas técnicas para el cálculo en proyectos, etc.;
 - c) servir de referencia para el establecimiento de normas armonizadas y de guías para los Documentos de Idoneidad Técnica Europeos.

Los Eurocódigos, de facto, juegan un papel similar en el campo del RE 1 y en parte del RE 2.

El anexo nacional (informativo) sólo puede contener información sobre aquellos parámetros que queden abiertos en los Eurocódigos para la elección de una opción nacional, conocidos como Parámetros de Determinación Nacional, para su empleo en el proyecto de edificios y obras de ingeniería civil a construir en el país correspondiente, es decir:

- los valores y/o las clases cuando se ofrezcan alternativas en el Eurocódigo;
- los valores a emplear cuando sólo se dé un símbolo en el Eurocódigo;
- los datos específicos del país (geográficos, climatológicos, etc.), por ejemplo, el mapa de nieve;
- el procedimiento a emplear cuando los Eurocódigos ofrezcan procedimientos alternativos;

También puede contener:

- decisiones sobre la aplicación de los anexos informativos;
- referencia a información complementaria no contradictoria, como ayuda al usuario en la aplicación del Eurocódigo.

Vínculos entre los Eurocódigos y las especificaciones técnicas armonizadas (ENs y DITEs) de productos

Hay una necesidad de consistencia entre las especificaciones técnicas armonizadas de producto y las reglas técnicas de las obras⁴⁾. Aún más, toda la información que acompañe al marcado CE de los productos de construcción que se refiera a los Eurocódigos debe mencionar claramente qué Parámetros de Determinación Nacional se han tenido en cuenta.

Información adicional específica sobre EN 1991-1-7

La Norma EN 1991-1-7 describe los principios y reglas de aplicación para determinar las acciones accidentales a considerar durante la ejecución de edificios y puentes. Se incluyen las siguientes acciones:

- fuerzas de impacto producido por vehículos, tráfico ferroviario, barcos y helicópteros,
- acciones debidas a explosiones en el interior,
- acciones debidas a causas no especificadas.

La Norma EN 1991-1-1 está destinada a ser utilizada por:

- clientes (por ejemplo para la formulación de sus requisitos específicos en niveles de seguridad);
- proyectistas,
- constructores, y
- las autoridades pertinentes.

La Norma EN 1991-1-7 se prevé sea usada conjuntamente con las Normas EN 1990, las restantes partes de la Norma EN 1991 y las Normas EN 1992 a 1999 para el diseño de las estructuras.

Anexo nacional

Esta norma ofrece procedimientos, valores y recomendaciones alternativos para las clases, con notas señalando cuando se pueden determinar los parámetros nacionales se indican mediante notas. La norma nacional de adopción de la Norma EN 1991-1-7 debería tener un anexo nacional que contenga todos los Parámetros de Determinación Nacional a emplear en el proyecto de edificios y obras de ingeniería civil a construir en el país correspondiente.

4) Véanse los artículos 3.3 y 12 de la DPC, así como los apartados 4.2, 4.3.1, 4.3.2 y 5.2 del Documento Interpretativo nº 1.

En la Norma EN 1991-1-7 se permite la elección de opciones nacionales a través de clases⁵⁾:

Apartado	Punto
2(2)	Clasificación de las acciones accidentales
3.1(2)	Estrategias frente a las situaciones de proyecto accidentales
3.2(1)	Nivel de riesgo
3.3(2)	Acción accidental nominal
3.3(2)	Límite de fallo localizado
3.3(2)	Elección de estrategias
3.4(1)	Clases de consecuencias
3.4(2)	Planteamiento de cálculo
4.1(1)	Definición de estructuras ligeras
4.1(1)	Transmisión de las fuerzas de impacto a la cimentación
4.3.1(1)	Valores de las fuerzas de impacto de los vehículos
4.3.1(1)	Fuerza de impacto en función de la distancia de los carriles de circulación
4.3.1(1)	Tipos o elementos de estructura sometidos a impacto de vehículos
4.3.1(2)	Reglas de impacto alternativas
4.3.1(3)	Condiciones de impacto de vehículos en carretera
4.3.2(1)	Gálibos, medidas de protección y valores de cálculo
4.3.2(1)	Factor de reducción r_F
4.3.2(1)	Acciones de impacto en la parte inferior de los tableros de puente
4.3.2(2)	Uso de F_{dy}
4.3.2(3)	Dimensiones y situación de las áreas de impacto
4.4(1)	Valor de las fuerzas de impacto de carretillas elevadoras
4.5(1)	Tipo de tráfico de ferrocarril
4.5.1.2(1)	Estructuras a ser incluidas en cada clase de exposición
4.5.1.2(1)	Clasificación de las estructuras temporales y obras auxiliares
4.5.1.4(1)	Fuerzas de impacto producidas por el descarrilamiento de trenes
4.5.1.4(2)	Reducción de las fuerzas de impacto

5) Se ha propuesto añadir en cada apartado del listado que se permitirá para elección: valores, procedimientos o clases.

4.5.1.4(3)	Punto de aplicación de las fuerzas de impacto
4.5.1.4(4)	Fuerzas estáticas equivalentes
4.5.1.4(5)	Fuerzas de impacto para velocidades mayores de 120 km/h
4.5.1.5(1)	Requisitos para las estructuras de Clase B
4.5.2(1)	Áreas detrás de los finales de vía
4.5.2(4)	Fuerzas de impacto sobre los muros de impacto final
4.6.1(3)	Clasificación de los impactos de barcos
4.6.2(1)	Valores de fuerzas frontales y laterales de barcos
4.6.2(2)	Coeficientes de rozamiento
4.6.2(3)	Área de aplicación de impacto
4.6.2(4)	Fuerzas de impacto de barcos sobre tableros de puentes
4.6.3(1)	Fuerzas de impacto dinámicas de buques
4.6.3(3)	Coeficientes de rozamiento
4.6.3(4)P	Dimensiones y situación de las áreas de impacto
4.6.3(5)	Fuerzas sobre superestructuras
5.3(1)P	Procedimientos frente a explosiones interiores
A.4(1)	Detalles de anclajes efectivos

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 Objeto y campo de aplicación

(1) La Norma EN 1991-1-7 proporciona estrategias y reglas para la salvaguardia de edificios y otras obras de ingeniería civil contra acciones accidentales identificables y no identificables.

(2) La Norma EN 1991-1-7 define:

- estrategias basadas en acciones accidentales identificables;
- estrategias basadas en la limitación de la importancia del fallo localizado.

(3) Esta parte de la Norma EN 1991 trata los siguientes aspectos:

- definiciones y símbolos (capítulo 1);
- clasificación de las acciones (capítulo 2);
- situaciones de proyecto (capítulo 3);
- impacto (capítulo 4);
- explosiones (capítulo 5);
- cálculo según las consecuencias de fallo localizado en edificios por una causa no especificada (anexo informativo A);
- información sobre la evaluación de riesgos (anexo informativo B);
- cálculo dinámico ante impacto (anexo informativo C);
- explosiones en el interior (anexo informativo D).

(4) La Norma EN 1991-4 establece reglas sobre explosiones de polvo en silos.

(5) La Norma EN 1991-2 establece reglas sobre el impacto de vehículos moviéndose sobre el tablero del puente.

(5) La Norma EN 1991-1-7 no trata específicamente con acciones accidentales causadas por explosiones en el exterior, guerra y actividades terroristas o la estabilidad residual de edificios u otras obras de ingeniería civil dañadas por sismos, incendios, etc.

NOTA Véase también el apartado 3.1.

1.2 Normas para consulta

(1) Los siguientes documentos normativos contienen disposiciones a las que se hace referencia en este texto, las cuales constituyen a su vez disposiciones de esta norma. En el caso de referencias con fecha, no son aplicables las revisiones o modificaciones posteriores de ninguna de dichas publicaciones. En el caso de referencias sin fecha, se aplica la edición en vigor del documento normativo al que se haga referencia (incluyendo modificaciones).

NOTA Los Eurocódigos se publicaron como normas experimentales europeas. Las siguientes normas europeas, publicadas o en preparación, se citan en artículos normativos:

EN 1990 *Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras.*

EN 1991-1-1 *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-1. Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios, y sobrecargas de uso en edificios.*

EN 1991-1-6 *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-6. Acciones durante la ejecución.*

EN 1991-2 *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes.*

EN 1991-4 *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 4: Silos y depósitos.*

EN 1992 *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón.*

EN 1993 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero.*

EN 1994 *Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón.*

EN 1995 *Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera.*

EN 1996 *Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica.*

EN 1997 *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico.*

EN 1998 *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes.*

EN 1999 *Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aluminio.*

1.3 Consideraciones

(1)P Se aplican las consideraciones generales del apartado 1.3 de la Norma EN 1990 a esta parte de la Norma EN 1991.

1.4 Distinción entre Principios y Reglas de Aplicación

(1)P Se aplican en esta parte las reglas del apartado 1.4 de la Norma EN 1990 a esta parte de la Norma EN 1991.

1.5 Términos y definiciones

(1) A los efectos de esta norma europea, son de aplicación los términos y definiciones del apartado 1.5 de la Norma EN 1990. Se dan a continuación definiciones adicionales específicas para esta parte.

1.5.1 velocidad de combustión:

Relación entre la propagación de la llama y la velocidad del polvo, gas o vapor no quemado delante de ella.

1.5.2 clase de consecuencia:

Clasificación de las consecuencias de fallo de la estructura o parte de ella.

1.5.3 deflagración:

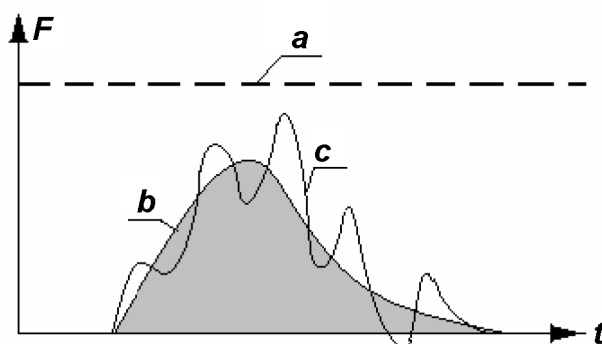
Propagación de la zona de combustión a una velocidad menor que la velocidad del sonido en el medio sin reaccionar.

1.5.4 detonación:

Propagación de una zona de combustión a una velocidad mayor que la velocidad del sonido en el medio sin reaccionar.

1.5.5 fuerza dinámica:

Fuerza que varía en el tiempo y que puede producir de efectos dinámicos significativos en la estructura; en el caso de impacto, la fuerza dinámica representa la fuerza asociada a un área de contacto en el punto de impacto (véase la figura 1.1).

**Leyenda**

a: fuerza estática equivalente

b: fuerza dinámica

c: respuesta estructural

Figura 1.1**1.5.6 fuerza estática equivalente:**

Una representación alternativa para una fuerza dinámica que incluye la respuesta dinámica de la estructura (véase la figura 1.1).

1.5.7 velocidad de la llama:

Velocidad del frente de llama relativa a un punto fijo de referencia.

1.5.8 límite de inflamabilidad:

Concentración mínima o máxima de un material combustible, que puede propagar la llama en una mezcla homogénea con un oxidante gaseoso.

1.5.9 objeto impactante:

El objeto que impacta sobre la estructura (es decir: vehículo, barco, etc.).

1.5.10 elemento clave:

Un miembro estructural del que depende la estabilidad del resto de la estructura.

1.5.11 construcción de muro portante:

Construcción de muros de fábrica sin estructura de pórticos reticulados, que soporta principalmente cargas verticales. También incluye construcciones de paneles ligeros comprendiendo puntales verticales de madera o acero. También incluye construcciones de tabiques ligeros que contienen montantes verticales de madera o acero próximos con revestimiento de tablero de partículas, metal expandido o materiales alternativos.

1.5.12 fallo localizado:

Parte de una estructura que se supone que ha colapsado, o ha sido afectada de forma severa, por un suceso accidental.

1.5.13 riesgo:

Una medida de la combinación (usualmente el producto) de la probabilidad o frecuencia de ocurrencia de un peligro determinado y de la magnitud de las consecuencias del suceso.

1.5.14 robustez:

La capacidad de una estructura de soportar sucesos como incendio, explosiones, impactos o consecuencias de errores humanos sin sufrir daños desproporcionados en relación a la causa original.

1.5.15 infraestructura (subestructura):

La parte de la estructura de un edificio que soporta la superestructura. En el caso de edificios, habitualmente se refiere a la cimentación y otras construcciones bajo tierra. En el caso de puentes habitualmente se refiere a la cimentación, apoyos, pilas y columnas, etc.

1.5.16 superestructura:

La parte de la estructura de un edificio que es soportada por la infraestructura. En el caso de edificios, habitualmente se refiere a las construcciones sobre el nivel del terreno. En el caso de puentes habitualmente se refiere a los tableros.

1.5.17 panel de venteo:

Parte no estructural de un cerramiento (paredes, forjados, cubiertas) con resistencia limitada para mitigar la presión en desarrollo de la deflagración con el fin de reducir la presión en las partes estructurales del edificio.

1.6 Símbolos

(1) Para los propósitos de esta norma europea, se aplican los siguientes símbolos (véase también la Norma EN 1990).

Mayúsculas latinas

F	fuerza de impacto
F_{dx}	valor de cálculo de la fuerza estática equivalente horizontal de impacto sobre el lado frontal de la estructura portante (fuerza frontal)
F_{dy}	valor de cálculo de la fuerza estática equivalente horizontal dinámica de impacto sobre el lado lateral de la estructura portante (fuerza lateral)
F_R	fuerza de rozamiento de impacto
K_{St}	índice de deflagración de una nube de polvo
$P_{m\acute{a}x.}$	presión máxima desarrollada en una deflagración contenida de una mezcla optima
P_{red}	presión reducida desarrollada en una deflagración contenida en un recinto provisto de un panel de venteo
P_{stat}	presión estática de activación que provoca abertura del panel de venteo cuando la presión aumenta lentamente.

Minúsculas latina

a	altura de la superficie de aplicación de una fuerza de impacto
b	anchura de un obstáculo (por ejemplo, pila de puente)
d	distancia del elemento estructural al eje de la carretera o vía
h	altura del gálibo de la capa de rodadura de una carretera a la parte inferior de un elemento de puente; altura de la fuerza de impacto sobre el nivel de la calzada
ℓ	eslora de la embarcación
r_F	factor de reducción
s	distancia desde el elemento estructural al punto en el que el vehículo abandona el carril de circulación
m	masa
v_v	velocidad

Minúsculas griegas

μ	coeficiente de rozamiento
-------	---------------------------

CAPÍTULO 2 CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES

(1)P Las acciones dentro del campo de aplicación de esta parte de la Norma EN 1991 deben clasificarse como acciones accidentales de acuerdo con el apartado 4.1.1 de la Norma EN 1990.

NOTA La tabla 2.1 especifica los apartados de la Norma EN 1990 que se aplican al proyecto de una estructura sometida a acciones accidentales.

Tabla 2.1 – Apartados de la Norma EN 1990 que tratan específicamente las acciones accidentales

Capítulo	Apartados
Términos y definiciones	1.5.2.5, 1.5.3.5, 1.5.3.15
Requisitos básicos	2.1(4), 2.1(5)
Situaciones de proyecto	3.2(2)P
Clasificaciones de las acciones	4.1.1(1)P, 4.1.1(2), 4.1.2(8)
Otros valores representativos de acciones variables	4.1.3(1)P
Combinación de acciones para situaciones de proyecto accidentales	6.4.3.3
Valores de cálculo de acciones en situaciones de proyecto accidentales y sísmicas	A1.3.2

(2) Las acciones accidentales debidas a impactos deberían considerarse como acciones libres, salvo que se especifiquen lo contrario.

NOTA El tratamiento de las acciones accidentales que no se clasifican como acciones libres se puede definir en el anexo nacional o para cada proyecto particular.

CAPÍTULO 3 SITUACIONES DE PROYECTO

3.1 Generalidades

(1)P Las estructuras se deben proyectar frente a las situaciones de proyecto accidentales aplicables conforme al punto (2)P del apartado 3.2 de la Norma EN 1990.

(2) Las estrategias a considerar para las situaciones de proyecto accidentales se indican en la figura 3.1.

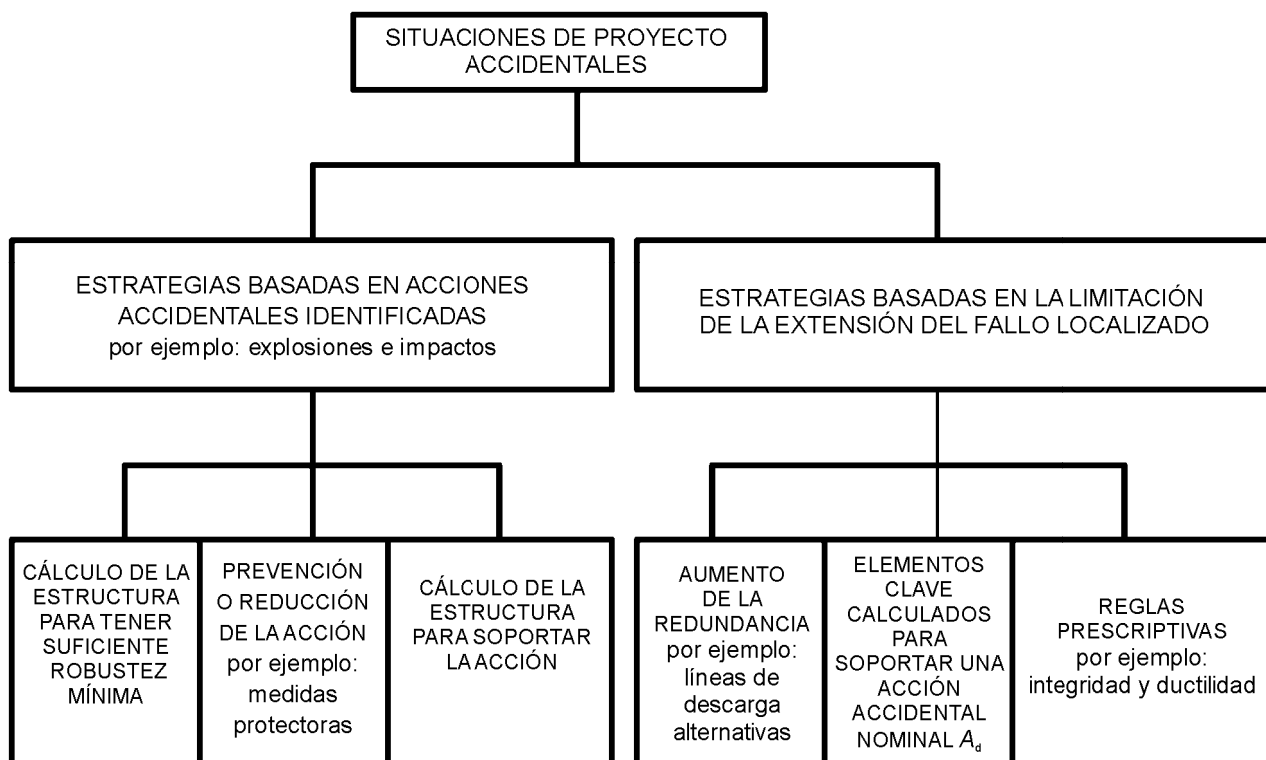


Figura 3.1 – Estrategias frente a las situaciones de proyecto accidentales

NOTA 1 Las estrategias y reglas a considerar aquellas acordadas para el proyecto concreto con el cliente y la autoridad pertinente.

NOTA 2 Las acciones accidentales pueden ser acciones identificadas o no identificadas.

NOTA 3 Las estrategias basadas en acciones accidentales no identificadas cubren una amplia gama de posibles sucesos y se refieren a estrategias basadas en la limitación de la importancia del fallo localizado. La adopción de estrategias para la limitar el alcance de fallos localizados puede proporcionar la adecuada robustez contra aquellas acciones accidentales identificadas en el punto (6) del apartado 1.1 o cualquier otra que se produce por una causa no especificada. En el anexo A se dan directrices para edificios.

NOTA 4 En esta parte de la Norma EN 1991 se proponen valores nominales para acciones accidentales identificadas (por ejemplo, en caso de explosiones en el interior e impacto). Estos valores pueden cambiarse en el anexo nacional o para un proyecto concreto, y acordado para el cálculo con el cliente y la autoridad pertinente.

NOTA 5 Para algunas estructuras sometidas a acciones accidentales (por ejemplo, obras donde no hay riesgo de pérdida de vidas humanas y donde las consecuencias económicas, sociales y ambientales sean despreciables) puede aceptarse el colapso de la estructura a causa de un suceso extremo. Las circunstancias en las cuales tal colapso sea aceptable pueden acordarse con el cliente y la autoridad pertinente para cada proyecto particular.

3.2 Situaciones de proyecto accidentales - estrategias frente acciones accidentales identificadas

(1) Las acciones accidentales que deberían tenerse en cuenta dependen de:

- las medidas que se tomen para prevenir o reducir la severidad de una acción accidental;
- la probabilidad de ocurrencia de la acción accidental identificada;
- las consecuencias del fallo debido a la acción accidental identificada;
- la percepción pública;
- el nivel del riesgo aceptable.

NOTA 1 Véase la NOTA 1 del punto (4)P del apartado 2.1 de la Normas EN 1990.

NOTA 2 En la práctica la ocurrencia y consecuencias de las acciones accidentales pueden asociarse con un cierto nivel de riesgo. Si este nivel no es aceptable, son necesarias medidas adicionales. Sin embargo, no es posible un nivel de riesgo nulo y en la mayoría de los casos se necesita aceptar un cierto nivel de riesgo. Tal nivel de riesgo puede determinarse teniendo en cuenta varios factores, tales como el número potencial de víctimas, las consecuencias económicas y el coste de las medidas de seguridad, etc.

NOTA 3 El anexo nacional puede dar niveles de riesgo aceptables como información complementaria, no contradictoria.

(2) Puede aceptarse un fallo localizado debido a una acción accidental, siempre que no ponga en peligro la estabilidad de toda la estructura, se mantenga su capacidad portante y sea posible tomar las medidas de emergencia necesarias.

NOTA 1 Tales medidas de emergencia para estructuras de edificación pueden incluir la evacuación segura de las personas del edificio y sus alrededores.

NOTA 2 Tales medidas de emergencia para puentes pueden incluir el cierre de la carretera o del ferrocarril durante un periodo limitado de tiempo.

(3) Deberían adoptarse medidas para mitigar el riesgo de las acciones accidentales, y estas medidas deberían incluir, según sea apropiado, una o más de las siguientes estrategias:

- a) prevención de la ocurrencia de la acción (por ejemplo, en el caso de puentes disponiendo gálibos adecuados entre los carriles de tráfico y la estructura) o reduciendo la probabilidad y/o la magnitud de la acción a un nivel aceptable a través del proceso de proyecto estructural (por ejemplo, en el caso de edificios disponiendo paneles de venteo sacrificables con pequeña masa y resistencia para reducir el efecto de las explosiones);
- b) protección de la estructura reduciendo los efectos de la acción accidental sobre la estructura (por ejemplo, bolardos de protección o barreras de seguridad);
- c) asegurando que la estructura tiene la suficiente robustez, a través de uno más de los siguientes enfoques:
 - 1) proyectando ciertos componentes de la estructura de los que depende la estabilidad como elementos clave (véase 1.5.10) para aumentar la probabilidad de supervivencia de la estructura tras un suceso accidental;
 - 2) proyectando los elementos estructurales, y eligiendo los materiales, para que tengan una ductilidad capaz de absorber una energía de deformación significativa sin rotura;
 - 3) incorporando la suficiente redundancia en la estructura para facilitar la transferencia de las acciones por caminos alternativos tras el suceso accidental.

NOTA 1 Puede que no sea posible proteger la estructura reduciendo los efectos de una acción accidental o evitando que se produzca. Esto es así porque la acción depende de factores que, a lo largo de la vida de proyecto de la estructura, puede no formen parte de las hipótesis de cálculo. Las medidas preventivas pueden incluir inspecciones y mantenimientos periódicos durante la vida útil de cálculo de la estructura.

NOTA 2 Para el cálculo de elementos estructurales con suficiente ductilidad, véanse los anexos A y C junto con las Normas EN 1992 a EN 1999.

(4)P Las acciones accidentales se deben, donde sea adecuado, aplicar simultáneamente en combinación con las acciones permanentes y otras acciones variables, de acuerdo con el apartado 6.4.3.3 de la Norma EN 1990.

NOTA Para los valores ψ véase el anexo A de la Norma EN 1990.

(5)P Debe tenerse en cuenta la seguridad de la estructura inmediatamente tras la acción accidental.

NOTA Esto incluye considerar el colapso progresivo para las estructuras de edificios. Véase el anexo A.

3.3 Situaciones de proyecto accidentales - estrategias para limitar la importancia del fallo localizado

(1)P El fallo potencial de la estructura originado por una causa no especificada debe mitigarse en el proyecto.

(2) Se debería alcanzar esta mitigación adoptando uno o más de los siguientes enfoques:

a) proyectando los elementos clave, de los cuales depende la estabilidad de la estructura, para soportar los efectos de un modelo de acción accidental A_d ;

NOTA 1 El anexo nacional puede definir el modelo que puede ser una carga concentrada o distribuida con un valor de cálculo A_d . El modelo recomendado para edificios es una fuerza nominal uniformemente repartida aplicable en cualquier dirección al elemento clave y componente unido (por ejemplo, revestimientos, etc.). El valor recomendado para la carga uniformemente repartida es 34 kN/m^2 para estructuras de edificación. Se hace referencia en el capítulo A.8.

b) proyectando la estructura de tal manera que en el caso de un fallo localizado (por ejemplo, fallo de un solo elemento) la estabilidad de la estructura en conjunto o de una parte significativa de ella no estuviera en peligro.

NOTA 2 El anexo nacional puede establecer el límite aceptable de "fallo localizado". Para estructuras de edificación el límite indicativo es igual al 15% del área del forjado, con un máximo de 100 m^2 sobre dos forjados adyacentes, causados por la supresión de un pilar, pila o muro portantes. Esto es probable que proporcione a la estructura con suficiente robustez, independientemente de que se haya tenido en cuenta una acción accidental identificada.

c) aplicando reglas de cálculo o de detalles constructivos prescriptivas que provean a la estructura de una robustez aceptable (por ejemplo, el atado tridimensional para reforzar la integridad o un nivel mínimo de ductilidad de los elementos estructurales sometidos a impacto).

NOTA 3 El anexo nacional puede establecer cuáles de los enfoques del apartado 3.3 se tienen que considerar para las distintas estructuras.

3.4 Situaciones de proyecto accidentales - uso de las clases de consecuencia

(1) Las estrategias para las situaciones de proyecto accidentales pueden basarse en las siguientes clases de consecuencias, como se establecen en la Norma EN 1990.

- CC1 Consecuencias de fallo leves.
- CC2 Consecuencias de fallo moderadas.
- CC3 Consecuencias de fallo graves.

NOTA 1 El anexo B de la Norma EN 1990 proporciona más información.

NOTA 2 Puede ser adecuado en algunas circunstancias tratar algunas partes de la estructura como pertenecientes a diferentes clases de consecuencias, por ejemplo, la de un ala del edificio de baja altura separada estructuralmente que tenga una función menos crítica que el edificio principal.

NOTA 3 Las medidas preventivas y/o protectoras pretenden suprimir o reducir la probabilidad de daño a la estructura. A efectos de cálculo esto puede a veces considerarse asignando a la estructura una menor clase de consecuencias. En otros casos puede ser más apropiada la reducción de fuerzas sobre la estructura.

NOTA 4 El anexo nacional puede proporcionar categorías de estructuras de acuerdo con las clases de consecuencias del punto (1) del apartado 3.4. El anexo A proporciona de una clasificación sugerida de clases de consecuencias referida a edificios.

(2) Las situaciones accidentales de proyecto para las diferentes clases de consecuencias dadas en el punto (1) del apartado 3.4 pueden considerarse de la siguiente forma:

- CC1 no es necesario considerar de forma específica las acciones accidentales excepto para asegurar que las reglas de robustez y estabilidad dadas en las Normas EN 1990 a EN 1999, según sea aplicable, se cumplan;
- CC2 dependiendo de las circunstancias específicas de la estructura, puede adoptarse un análisis simplificado mediante modelos de acciones estáticas equivalentes o reglas prescriptivas de proyecto o detalles constructivos;
- CC3 Debería llevarse a cabo un examen caso por caso para determinar el nivel de fiabilidad y la profundidad del análisis estructural requerido. Esto puede exigir la realización de un análisis de riesgo y el uso de métodos refinados tales como análisis dinámicos, modelos no lineales y la interacción entre la carga y la estructura.

NOTA El anexo nacional puede dar información adicional no conflictiva sobre enfoques de proyecto apropiados para clases de consecuencias mayores o menores.

CAPITULO 4 IMPACTO

4.1 Campo de aplicación

(1) Este capítulo define la acción accidental debida a los siguientes sucesos:

- impacto de vehículos de carretera (excepto colisiones sobre estructuras ligeras) (véase 4.3);
- impacto de carretillas elevadoras (véase 4.4);
- impacto de trenes (excepto colisiones sobre estructuras ligeras) (véase 4.5);
- impacto de barcos (véase 4.6);
- aterrizajes bruscos de helicópteros en terrazas (véase 4.7).

NOTA 1 Las acciones accidentales sobre estructuras ligeras, que se excluyen del campo de aplicación anterior (por ejemplo, pórticos, postes de iluminación, pasarelas) pueden tratarse en el anexo nacional como información complementaria no contradictoria.

NOTA 2 Para cargas de impacto en aceras y parapetos véase la Norma EN 1991-2.

NOTA 3 El anexo nacional puede dar indicaciones en temas relativos a la transmisión de fuerzas de impacto a la cimentación como información complementaria no contradictoria. Véase el punto (4) del apartado 5.1.3 de la Norma EN 1990.

(2)P En edificios, las acciones de impacto deben tenerse en cuenta en:

- edificios con uso de aparcamiento;
- edificios en que se permiten vehículos o carretillas elevadoras; y
- edificios situados junto a una carretera o vía de ferrocarril.

(3) En puentes, las acciones de impacto y las medidas para mitigar los efectos indicados deberían tener en cuenta, entre otras cosas, el tipo de tráfico bajo y sobre el puente y las consecuencias del impacto.

(4)P Las acciones de impactos de helicópteros deben tenerse en cuenta en edificios donde la terraza contenga una zona establecida de aterrizaje.

4.2 Representación de las acciones

Las acciones debidas a impacto deberían determinarse por un análisis dinámico o representarse por una fuerza estática equivalente.

NOTA 1 Las fuerzas en la interfase del objeto impactante y la estructura dependen de su interacción.

NOTA 2 Las variables básicas para el análisis de impacto son la velocidad del objeto impactante y la distribución de las masas, el comportamiento en deformación y las características de amortiguamiento del objeto impactante y la estructura. Otros factores como el ángulo de impacto, la construcción del objeto impactante y su movimiento después de la colisión pueden también ser relevantes.

NOTA 3 Para mayor orientación, véase el anexo C.

(2) Puede suponerse que el cuerpo impactante absorbe toda la energía.

NOTA En general esta hipótesis da resultados del lado de la seguridad.

(3) Deberían usarse valores característicos superiores o inferiores para determinar las propiedades del material del objeto impactante y de la estructura cuando sea apropiado.

(4) Las acciones debidas a impacto para el proyecto estructural pueden representarse por una fuerza estática equivalente que produce efectos equivalentes en la estructura. Este modelo simplificado puede usarse para la verificación del equilibrio estático, para las verificaciones de resistencia y para la determinación de las deformaciones de la estructura impactada.

(5) En estructuras proyectadas para absorber la energía del impacto por medio de las deformaciones elasto-plásticas de los elementos (es decir, impacto blando) las cargas estáticas equivalentes pueden determinarse teniendo en cuenta tanto la resistencia plástica o como la capacidad de deformación de tales elementos.

NOTA Para mayor información véase el anexo C.

(6) En estructuras en que la energía se disipa principalmente por el cuerpo impactante (es decir, impacto duro) las fuerzas dinámicas o la estática equivalentes pueden determinarse por los apartados 4.3 a 4.7.

NOTA En el anexo C puede encontrarse información sobre valores de cálculo de masas y velocidades de los objetos que colisionan como base para el análisis dinámico.

4.3 Acciones accidentales causadas por vehículos de carretera

4.3.1 Impacto contra infraestructuras portantes

(1) Deberían definirse los valores de cálculo de las acciones producidas por el impacto contra estructuras de apoyo (por ejemplo, pilares y muros de puentes o edificios) adyacentes a distintos tipos de carreteras.

NOTA 1 En el anexo nacional pueden definirse los valores de cálculo para impacto duro (véase 4.2.(6)) de tráfico de carretera. El valor indicativo de las fuerzas equivalentes de cálculo puede tomarse de la tabla 4.1. La elección de los valores puede tener en cuenta las consecuencias del impacto, el volumen y el tipo de tráfico y cualquier medida prevista de mitigación. Véase la Norma EN 1991-2 y el anexo C. En el anexo B se proporciona directrices sobre el análisis de riesgos, en caso de ser necesarias.

Tabla 4.1 – Fuerzas estáticas equivalentes de cálculo debidas al impacto de vehículos contra elementos portantes de estructuras sobre o adyacentes a carreteras

Categoría del tráfico	Fuerza F_{dx}^a [kN]	Fuerza F_{dy}^a [kN]
Autopistas y carreteras nacionales y principales	1 000	500
Carreteras locales en áreas rurales	750	375
Carreteras y calles en áreas urbanas	500	250
Pacios y aparcamientos con acceso de:		
– Coches	50	25
– Camiones ^b	150	75
^a x = dirección de circulación, y = perpendicular a la dirección de circulación.		
^b El término "camión" se refiere a vehículos con peso bruto máximo mayor que 3,5 toneladas.		

NOTA 2 El anexo nacional puede prescribir la fuerza como función de la distancia s del elemento estructural al punto en el que el vehículo abandona el carril de tráfico y d , la distancia del elemento estructural al eje de la carretera o vía. En el anexo C puede encontrarse información sobre el efecto de la distancia s , cuando sea aplicable.

NOTA 3 El anexo nacional puede definir tipos o elementos de la estructura que no necesitan considerarse en la colisión de vehículos.

NOTA 4 Para el impacto del tráfico sobre los puentes debería hacerse referencia a la Norma EN 1991-2.

NOTA 5 Para directrices sobre acciones accidentales de vehículos de carretera sobre puentes que también llevan tráfico ferroviario, véase el documento de la UIC ficha 777.1R.

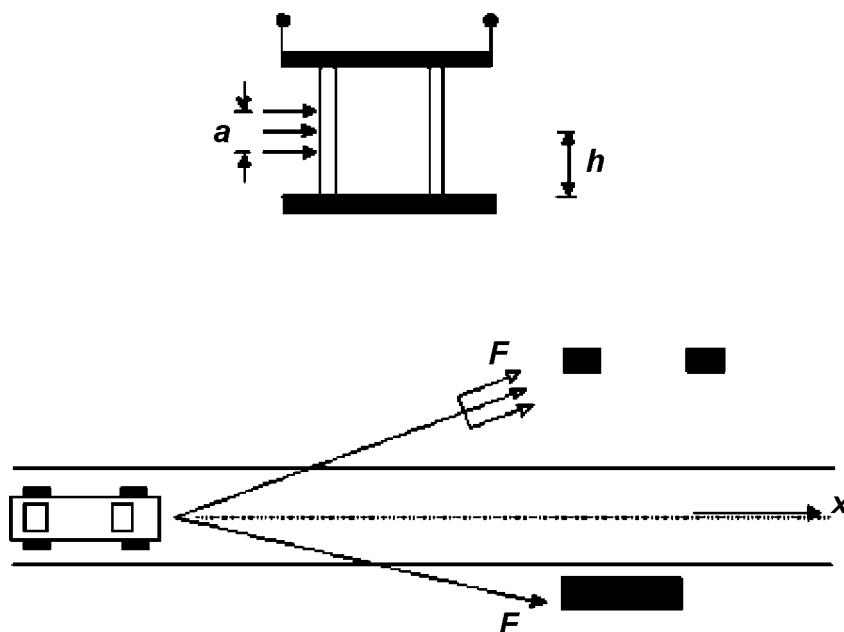
(2) Se debería definir el modo de aplicar de las fuerzas F_{dx} y F_{dy}

NOTA Las reglas para la aplicación de F_{dx} y F_{dy} pueden definirse en el anexo nacional o en el proyecto particular. Se recomienda que F_{dx} no actúe simultáneamente con F_{dy}

(3) En el impacto con estructuras portantes debería especificarse el área de aplicación de la fuerza de colisión.

NOTA El anexo nacional puede definir las condiciones de impacto de vehículos de carretera. Las condiciones recomendadas son las siguientes (véase la figura 4.1):

- en el impacto de camiones la fuerza de colisión F puede aplicarse a cualquier altura entre 0,5 m y 1,5 m sobre el nivel de la calzada, o más alto cuando se disponen algunos tipos de barreras protectoras. El área de aplicación recomendada es $a = 0,5$ m (altura) por 1,50 m (anchura) o la anchura del elemento, tomando el menor valor;
- en el impacto de automóviles puede aplicarse la fuerza de colisión F a $h = 0,50$ m sobre el nivel de la calzada. El área de aplicación recomendada es $a = 0,25$ m (altura) por 1,50 m (anchura) o la anchura del elemento, tomando el menor valor.



Leyenda

- a es la altura recomendada del área de aplicación de la fuerza. Intervalo desde 0,25 m (automóviles) a 0,50 m (camiones)
- h es la posición de la fuerza de colisión resultante F , es decir, la altura sobre el nivel de la calzada. Esta posición está comprendida entre 0,50 m (automóviles) y 1,50 m (camiones);
- x es el centro del carril.

Figura 4.1 – Fuerza de colisión en infraestructuras portantes para puentes cerca de carriles de tráfico y estructuras portantes para edificios

4.3.2 Impacto en superestructuras

(1) Deberían definirse los valores de cálculo de las acciones producidas por el impacto de camiones y/o cargas transportadas por camiones contra elementos de la superestructura salvo que se dispongan unos gálibos suficientes o medidas de protección adecuadas para evitar el impacto.

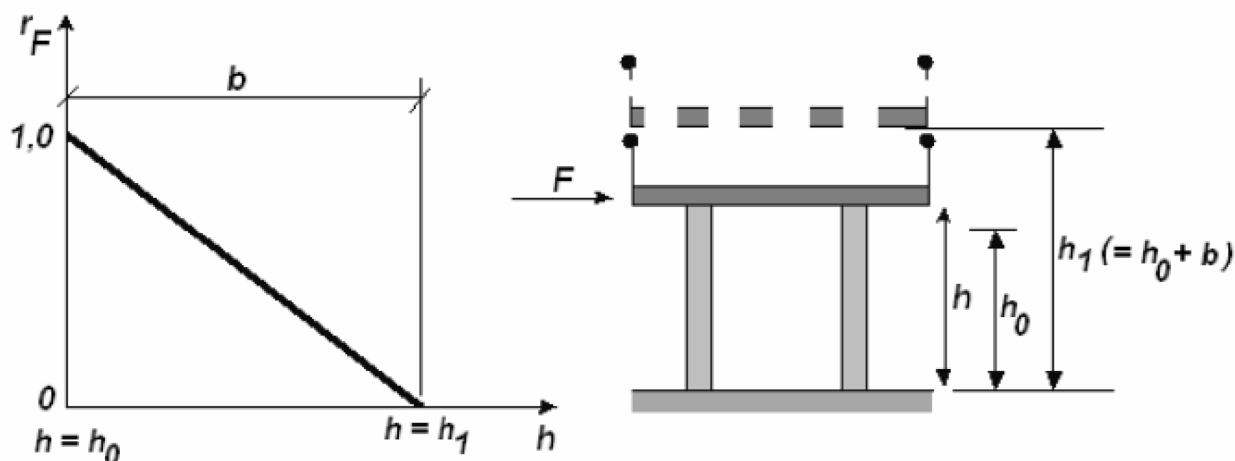
NOTA 1 Los valores de cálculo de las acciones producidas por el impacto, junto con unos valores adecuados de los gálibos y las medidas de protección para evitar el impacto pueden definirse en el anexo nacional. Los valores recomendados para un gálibo adecuado, excluyendo futuras reparaciones de la capa de rodadura bajo el puente, para evitar el impacto están en el rango de 5,0 m a 6,0 m. En la tabla 4.2 se dan valores de cálculo indicativos de las fuerzas estáticas equivalentes.

Tabla 4.2 – Valores de cálculo indicativos de las fuerzas estáticas equivalentes producidas por el impacto en superestructuras

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

NOTA 2 La elección de los valores pueden tener en cuenta las consecuencias del impacto, el volumen y tipo de tráfico esperado así como las medidas mitigadoras (protectora o preventiva) dispuestas.

NOTA 3 Sobre las superficies verticales las cargas de impacto de cálculo son iguales a las fuerzas estáticas equivalentes de cálculo producidas por el impacto dadas en la tabla 4.2. Para $h_0 \leq h \leq h_1$ estos valores pueden multiplicarse por un factor de reducción r_F . En el anexo nacional pueden darse los valores de r_F , h_0 y h_1 . En la figura 4.2 se dan valores recomendados de r_F , h_0 y h_1 .

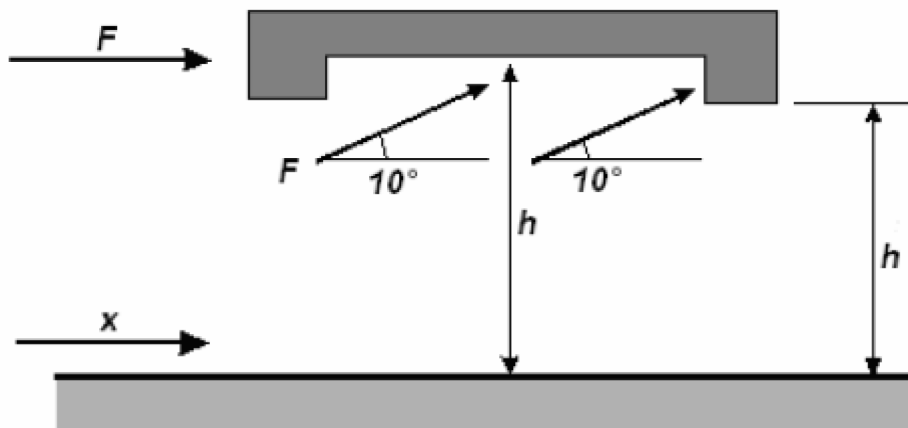


Leyenda

- h es el gálibo (altura) entre la superficie de rodadura y la cara inferior del tablero del puente en el punto de impacto;
- h_0 es el gálibo (altura) entre la superficie de rodadura y la cara inferior del tablero de puente, bajo la cual es necesario tener en cuenta el impacto en la superestructura sin ninguna reducción. El valor recomendado para h_0 es 5,0 m (añadiendo la distancia necesaria para considerar adecuadamente futuras reposiciones del pavimento, acuerdos verticales, la deflexión del puente y los asentamientos previstos);
- h_1 es el gálibo (altura) entre la superficie de rodadura y la cara inferior del tablero del puente bajo la cual no es necesario considerar el impacto. El valor recomendado para h_1 es 6,0 m (añadiendo la distancia necesaria para considerar adecuadamente futuras reposiciones del pavimento, acuerdos verticales, la deflexión del puente y los asentamientos previstos);
- b es la diferencia en altura entre h_1 y h_0 , es decir, $b = h_1 - h_0$. El valor recomendado para b es 1,0 m. Se permite aplicar un factor de reducción a F para valores de b entre 0 m y 1 m; es decir, entre h_0 y h_1 .

Figura 4.2 –Valor recomendado del factor r_F para las fuerzas de colisión de vehículos contra elementos estructurales sobre carreteras, dependiendo de la altura de gálibo h

NOTA 4 En las superficies inferiores de los tableros de puente puede ser necesario tener en cuenta las mismas cargas de impacto con una inclinación hacia arriba: el anexo nacional puede dar las condiciones de impacto. El valor recomendado de la inclinación hacia arriba es 10° , véase la figura 4.3.



Leyenda

x dirección de circulación

h altura del puente desde la superficie de la carretera medida hasta la cara inferior del tablero o bien hasta los elementos estructurales

Figura 4.3 – Fuerza de impacto sobre elementos de la superestructura

NOTA 5 Al determinar el valor de h debería incluirse una tolerancia para cualquier posible reducción causada por la repavimentación de la carretera bajo el puente.

(2) Deberían también tenerse en cuenta fuerzas perpendiculares a la dirección de circulación, F_{dy} , donde proceda.

NOTA El uso de F_{dy} puede definirse en el anexo nacional o para cada proyecto particular. Se recomienda que F_{dy} no actúe simultáneamente con F_{dx} .

(3) Debería especificarse el área de aplicación de la fuerza de impacto F en elementos de la superestructura.

NOTA El anexo nacional puede definir las dimensiones y posición del área de impacto. El área recomendada es un cuadrado de lados de longitud 0,25 m.

4.4 Acciones accidentales causadas por carretillas elevadoras

(1) Los valores de cálculo para acciones accidentales producidas por el impacto de carretillas elevadoras deberían determinarse teniendo en cuenta el comportamiento dinámico de la carretilla y de la estructura. La respuesta estructural también puede permitir deformación no lineal. Como alternativa al análisis dinámico puede aplicarse una fuerza estática equivalente de cálculo F .

NOTA El anexo nacional puede dar el valor de la fuerza estática equivalente de cálculo F . Se determina que el valor de F se determina de acuerdo con el cálculo de impacto avanzado, en acuerdo con el apartado C.2.2. De forma alternativa, se recomienda tomar F como $5W$, donde W es la suma del peso neto y de la carga elevable de una carretilla cargada (véase la tabla 6.5 de la Norma EN 1991-1-1) aplicada a una altura de 0,75 m sobre el nivel del suelo. Sin embargo, en algunos casos pueden ser adecuados valores mayores o menores.

4.5 Acciones accidentales causadas por descarrilamiento de trenes bajo o junto a las estructuras

(1) Deberían definirse las acciones accidentales debidas al tráfico del ferrocarril.

NOTA El anexo nacional puede dar los tipos de tráfico ferroviario para los cuales las reglas en este capítulo son aplicables.

4.5.1 Estructuras que pasan sobre o a lo largo de vías en servicio

4.5.1.1 Generalidades

(1) Deberían establecerse valores de cálculo para las acciones producidas por el impacto contra elementos portantes (pilas y columnas) causadas por el descarrilamiento trenes que pasan bajo o junto a la estructura. Véase el apartado 4.5.1.2. La estrategia de proyecto puede también incluir medidas apropiadas (tanto preventivas como protectoras) para reducir tanto como sea razonablemente practicable, los efectos de las acciones de un impacto accidental de un tren descarrilado contra los apoyos de estructuras situadas sobre o junto a las vías. Los valores elegidos deberían depender de la clasificación de la estructura.

NOTA 1 Las acciones debidas al descarrilamiento en puentes de ferrocarril se especifican en la Norma EN 1991-2.

NOTA 2 Unas recomendaciones más extensas sobre acciones accidentales relacionadas con el tráfico ferroviario se encuentran en el Código UIC 777-2.

4.5.1.2 Clasificación de las estructuras

(1) Las estructuras que pueden estar sometidas a un impacto producido por el descarrilamiento de trenes deberían clasificarse de acuerdo con la tabla 4.3.

Tabla 4.3 – Clases de estructuras sometidas a un impacto producido por el descarrilamiento de trenes

Clase A	Estructuras que pasan sobre o junto a ferrocarriles en servicio que o bien están permanentemente ocupadas, o bien sirven como lugar de acumulación temporal de personas, o bien cuentan con más de un piso
Clase B	Estructuras masivas que pasan sobre o junto a ferrocarriles en servicio tales como puentes de carreteras o edificios de un piso que no están permanentemente ocupados o no sirven como lugar de acumulación temporal de personas

NOTA 1 Las estructuras a incluir en las clases A o B se pueden definir en el anexo nacional o para cada proyecto particular.

NOTA 2 El anexo nacional puede hacer referencia a la clasificación de estructuras temporales tales como pasarelas temporales o estructuras similares usadas por el público, así como obras auxiliares como información complementaria, no contradictoria. Véase la Norma EN 1991-1-6.

NOTA 3 Puede encontrarse más información y los documentos de base sobre el sistema de clasificación dado en la tabla 4.3 en los documentos de la UIC relacionados.

4.5.1.3 Situaciones de proyecto accidental en relación con las clases de estructuras

(1) Debería considerarse como situación de proyecto accidental el descarrilamiento del tráfico ferroviario bajo o en la proximidad de una estructura clasificada como clase A o B, de acuerdo con el apartado 3.2 de la Norma EN 1990.

(2) No es necesario, generalmente, tener en cuenta el impacto en la superestructura (estructura del tablero) del descarrilamiento de un tren bajo o en la proximidad de una estructura.

4.5.1.4 Estructuras clase A

(1) En estructuras de clase A, si velocidad máxima del tráfico es menor o igual a 120 km/h en la zona, deberían especificarse los valores de cálculo de las fuerzas estáticas equivalentes producidas por el impacto contra elementos estructurales portantes (por ejemplo, pilares, muros).

NOTA Las fuerzas estáticas equivalentes y su identificación pueden darse en el anexo nacional. La tabla 4.4 da valores indicativos.

Tabla 4.4 – Valores de cálculo indicativos de las fuerzas de estáticas horizontales producidas por el impacto para estructuras clase A sobre o a lo largo de las vías de tren

Distancia " d " de los elementos estructurales al eje (centro) de la vía más próxima (m)	Fuerza F_{dx} ^a (kN)	Fuerza F_{dy} ^a (kN)
Elementos estructurales: $d < 3$ m	A especificar para cada proyecto particular. Se proporciona más información en el anexo B	A especificar para cada proyecto particular. Se proporciona más información en el anexo B
Para muros continuos y estructuras tipo muro: $3 \text{ m} \leq d \leq 5 \text{ m}$	4 000	1 500
$d > 5$	0	0
^a x = dirección de las vías, y = perpendicular a la dirección de las vías.		

(2) Cuando los elementos estructurales de soporte están protegidos por plintos o plataformas, etc., el valor de las fuerzas de impacto puede reducirse.

NOTA Las reducciones pueden darse en el anexo nacional.

(3) Las fuerzas F_{dx} y F_{dy} (véase la tabla 4.4) deberían aplicarse a una altura especificada sobre el nivel de las vías. El cálculo debería tener en cuenta F_{dx} y F_{dy} de forma separada.

NOTA La altura del punto de aplicación de F_{dx} y F_{dy} sobre el nivel de las vías puede darse en el anexo nacional. El valor recomendado es 1,8 m.

(4) Si la velocidad máxima del tráfico ferroviario en la zona es menor o igual a 50 km/h, pueden reducirse los valores de las fuerzas indicados en la tabla 4.4.

NOTA El anexo nacional puede dar el nivel de reducción. El valor recomendado es un 50%. Más información puede encontrarse en el Documento UIC 777-2.

(5) En los lugares donde la velocidad máxima permitida sea mayor que 120 km/h, los valores de cálculo de las fuerzas estáticas equivalentes horizontales F_{dx} y F_{dy} deberían obtenerse suponiendo que se aplica la clase de consecuencia CC3. Véase el punto (1) del apartado 3.4.

NOTA Los valores de F_{dx} y F_{dy} que puedan tener en cuenta medidas preventivas o protectoras adicionales pueden darse en el anexo nacional o para el proyecto concreto.

4.5.1.5 Estructuras clase B

(1) Para estructuras Clase B debería especificarse cada requisito.

NOTA Puede darse información en el anexo nacional o en cada proyecto particular. Cada requisito puede basarse en una evaluación del riesgo. En el anexo B se da información sobre los factores y medidas a considerar.

4.5.2 Estructuras situadas detrás de los finales de vías

(1) Debería tenerse en cuenta el recorrido más allá de la terminación de la vía o vías (por ejemplo, en una estación final) como una situación de proyecto accidental de acuerdo con la Norma EN 1990 cuando la estructura o sus apoyos están detrás de los finales de vías.

NOTA El área detrás de los finales de vía puede especificarse bien en el anexo nacional o en cada proyecto particular.

(2) Las medidas para gestionar el riesgo deberían basarse en el uso del área inmediatamente detrás de los finales de vías y tener en cuenta cualquier medida tomada para reducir la probabilidad de que el tráfico rebasa las vías.

(3) Los elementos estructurales portantes no deberían, en general, colocarse en el área inmediatamente detrás de los finales de vía.

(4) Cuando sea necesario situar elementos estructurales portantes cerca de los finales de vías, debería disponerse un muro de impacto final en el área inmediatamente detrás de los finales de vía además de cualquier tope de vía. Deberían especificarse los valores de las fuerzas estáticas equivalentes producidas por el impacto sobre un muro de impacto final.

NOTA En el anexo nacional o en el proyecto concreto pueden especificarse medidas particulares o valores de cálculo alternativos. Los valores de cálculo recomendados para las fuerzas estáticas equivalentes producidas por el impacto en el muro de impacto final son $F_{dx} = 5\,000$ kN para trenes de pasajeros y $F_{dx} = 10\,000$ kN para trenes de maniobras o mercancías. Se recomienda que estas fuerzas se apliquen horizontalmente y a una altura de 1,0 m sobre el nivel de las vías.

4.6 Acciones accidentales causadas por tráfico de barcos

4.6.1 Generalidades

(1) Las acciones accidentales producidas por el impacto de barcos deberían considerar, entre otros, los siguientes factores:

- el tipo de vía navegable;
- las condiciones de las corrientes;
- el tipo y calado de los buques y su comportamiento en el impacto; y
- el tipo de estructuras y sus características de disipación de energía.

(2) Los tipos de barcos en vías fluviales a considerar en caso de impacto sobre estructuras debería clasificarse de acuerdo con el sistema de clasificación CEMT

NOTA En la tabla C.3 se da la clasificación CEMT.

(3) Deberían definirse las características de las embarcaciones marítimas a considerar en caso de impacto sobre estructuras.

NOTA 1 El anexo nacional puede definir un sistema de clasificación para barcos en vías marítimas. La tabla C.4 da una clasificación indicativa para tales barcos.

NOTA 2 Véase el anexo B para información sobre modelos de probabilidad de colisiones de barcos.

(4) Si los valores de cálculo para acciones producidas por el impacto de barcos se determinan por métodos avanzados se deberían considerar los efectos de las masas hidrodinámicas unidas.

(5) La acción debida al impacto debería representarse por dos fuerzas mutuamente excluyentes:

- una fuerza frontal F_{dx} (en la dirección normal de circulación, generalmente perpendicular al eje longitudinal de la superestructura (tablero);
- una fuerza lateral con una componente perpendicular a la fuerza de impacto frontal, F_{dy} , y una componente de rozamiento F_R , paralela a F_{dx} .

(6) Las estructuras proyectadas para soportar fuerzas de impacto en condiciones normales de operación (por ejemplo, muelles y duques de alba) están fuera del campo de aplicación de esta parte de la Norma EN 1991.

4.6.2 Impacto producido por el tráfico de ríos y canales

(1) Deberían especificarse las fuerzas de cálculo dinámicas producidas por el impacto del tráfico en ríos y canales cuando sean relevantes.

NOTA Los valores de las fuerzas dinámicas frontales y laterales pueden darse bien en el anexo nacional o para cada proyecto particular. En la tabla C.3 se dan valores indicativos para algunas características normalizadas del barco y de las situaciones de proyecto, incluyendo el efecto de las masas hidráulicas añadidas, y para barcos de otras masas.

(2) La fuerza de impacto debida al rozamiento F_R que actúa simultáneamente con la fuerza lateral de impacto F_{dy} debería determinarse mediante la ecuación (4.1).

$$F_R = \mu F_{dy} \quad (4.1)$$

donde

μ es el coeficiente de rozamiento.

NOTA El anexo nacional puede dar el valor de μ . El valor recomendado es $\mu = 0,4$.

(3) Las fuerzas debidas a impacto deberían aplicarse a una altura sobre el nivel de agua máximo navegable función del calado del barco (cargado o en lastre). Debería definirse la altura de aplicación de la fuerza de impacto y el área de impacto $b \times h$.

NOTA 1 La altura de aplicación de la fuerza de impacto y el área de impacto $b \times h$ pueden definirse en el anexo nacional o para cada proyecto particular. En ausencia de información detallada la fuerza puede aplicarse a una altura $h = 1,5$ m sobre el nivel de agua aplicable. Se puede suponer un área de impacto $b \times h$ donde, para impacto frontal b es igual a la anchura del obstáculo b_{pier} (por ejemplo la anchura de la pila del puente) en la vía fluvial y $h = 0,5$ m, y para impacto lateral $b = 0,5$ m y $h = 1,0$ m.

NOTA 2 En algunas condiciones puede ser necesario suponer que el barco está levantado sobre un estribo o zapata antes de colisionar con la pila.

(4) Cuando sea relevante, el tablero de un puente debería dimensionarse para soportar una fuerza estática equivalente producida por el impacto de un barco que actúe en dirección transversal al eje longitudinal (vano) del puente.

NOTA En el anexo nacional o para un proyecto concreto puede definirse un valor para la fuerza estática equivalente. Un valor indicativo es 1 MN.

4.6.3 Impacto de buques de alta mar

(1) Deberían especificarse fuerzas frontales estáticas equivalentes de cálculo debidas al impacto de buques de alta mar.

NOTA En el anexo nacional o para cada proyecto particular pueden darse valores de fuerzas de impacto dinámicas frontales y laterales. Unos valores indicativos se dan en la tabla C.4, y se permite la interpolación entre estos valores. Los valores son válidos para los canales típicos de navegación y pueden reducirse para estructuras fuera de esta región. Las fuerzas para buques más pequeños pueden calcularse a partir del capítulo C.4.

(2) Debería considerarse el impacto de proa, popa y costado cuando proceda. El impacto de proa debería considerarse para la dirección principal de navegación con una desviación máxima de 30° .

(3) La fuerza de impacto de rozamiento que actúa simultáneamente con el impacto lateral debería determinarse mediante la ecuación 4.2:

$$F_R = \mu F_{dy} \quad (4.2)$$

donde μ es el coeficiente de rozamiento.

NOTA μ puede darse en el anexo nacional. El valor recomendado es $\mu = 0,4$.

(4)P La posición y el área sobre la cual se aplica la fuerza de impacto depende de la geometría de la estructura y del tamaño y geometría (por ejemplo, con bulbo y sin bulbo) del barco, de su calado y equilibrio y de las variaciones de marea. La variación vertical del punto de impacto debe considerar la posición más desfavorable según los buques viajando en esa área.

NOTA El anexo nacional puede dar los límites del área y la variación de la posición de la fuerza. Los valores recomendados del área de impacto son $0,05 \ell$ de altura y $0,1 \ell$ de anchura (ℓ = longitud del barco). Puede considerarse que la posición de la fuerza varía entre $0,05 \ell$ bajo el nivel de cálculo del agua y $0,05 \ell$ sobre el nivel de cálculo del agua. Véase la figura 4.4.

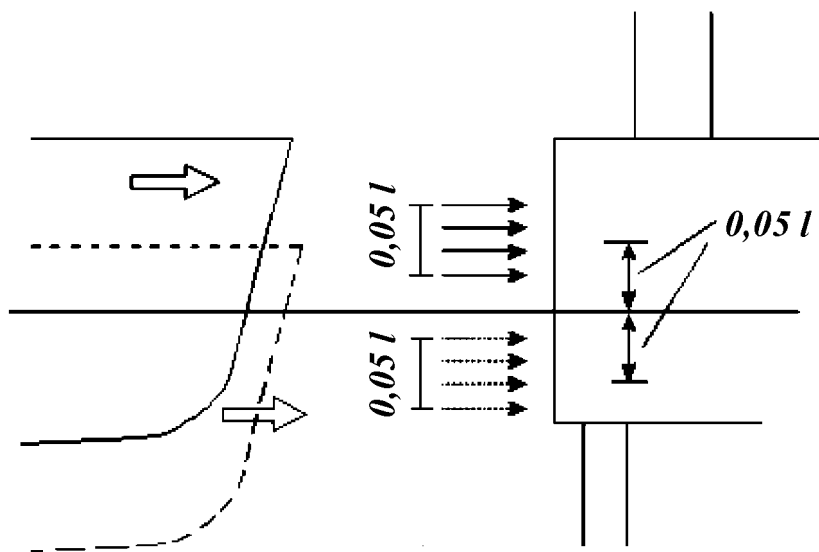


Figura 4.4 – Áreas indicativas para impacto de barcos

(5) Las fuerzas sobre una superestructura deberían determinarse teniendo en cuenta la altura de la estructura y el tipo de barco esperable. En general, la fuerza sobre la superestructura está limitada por el límite elástico de la superestructura del barco.

NOTA 1 La fuerza puede darse en el anexo nacional o para cada proyecto particular. Un rango del 5% al 10% de la fuerza de impacto de proa puede considerarse como indicativo.

NOTA 2 En los casos en que sea probable que sólo el mástil impacte en la superestructura, la carga de cálculo indicativa es 1 MN.

4.7 Acciones accidentales causadas por helicópteros

(1) En edificios con terrazas proyectadas como helipuertos debería tenerse en cuenta una fuerza de aterrizaje de emergencia. La fuerza estática vertical de cálculo equivalente debería determinarse mediante la ecuación (4.3).

$$F_d = C \sqrt{m} \quad (4.3)$$

donde

C es $3 \text{ kN kg}^{-0,5}$

m es la masa del helicóptero [kg]

(2) La fuerza debida al impacto debería considerarse que actúa en cualquier parte de la pista o de la terraza dentro de una distancia máxima de 7 m del borde de la pista de aterrizaje. El área de impacto debería tomarse de $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$.

CAPITULO 5 EXPLOSIONES INTERNAS

5.1 Campo de aplicación

(1)P Las explosiones deben considerarse en el cálculo de todas las partes de los edificios y otras obras de ingeniería donde se queme o regule un gas o donde se almacene o transporte material explosivo como gases explosivos, o líquidos que forman vapores o gases explosivos (por ejemplo: instalaciones químicas, buques, depósitos, construcciones para aguas residuales, viviendas con instalaciones de gas, conducciones de transporte de energía, túneles de carretera y ferrocarril).

(2) Los efectos debidos a explosivos están fuera del campo de aplicación de esta parte.

(3) La influencia en la magnitud de una explosión de los efectos en cascada de varios recintos conectados llenos con polvo explosivo, gas o vapor tampoco está cubierta en esta parte.

(4) Este capítulo define las acciones debidas a explosiones internas.

5.2 Representación de las acciones

(1) Las presiones de explosión sobre los elementos estructurales deberían determinarse teniendo en cuenta, según sea apropiado, las reacciones transmitidas a los elementos estructurales por los elementos no estructurales

NOTA 1 Para el objeto de esta parte se define una explosión como una reacción química rápida de polvo, gas o vapor en el aire. Produce altas temperaturas y altas sobrepresiones. Las presiones de explosión se propagan como ondas de presión.

NOTA 2 La presión generada por una explosión depende básicamente de la forma del tipo de polvo, gas o vapor en el aire y de la uniformidad de la mezcla del polvo, gas o vapor en el aire, de la fuente de ignición, de la presencia de obstáculos en el recinto, del tamaño, la forma y resistencia del recinto en el que ocurre la explosión y de la capacidad de los paneles de venteo o de los elementos que alivien la presión disponibles.

(2) Debería tenerse en cuenta la probable presencia de polvo, gas o vapor en recintos o grupos de recintos a través del edificio, para los efectos de venteo, de la geometría del local o del grupo de recintos en consideración.

(3) En obras clasificadas como CC1 (véase el capítulo 3) no debería ser necesaria otra consideración específica que el cumplimiento de las reglas de conexión e interconexión entre componentes previstas en las Normas EN 1992 a EN 1999.

(4) En obras clasificadas como CC2 o CC3, los elementos clave de la estructura deberían proyectarse para resistir las acciones, bien usando un análisis basado en modelos de cargas estáticas equivalentes, o bien, usando reglas prescriptivas de proyecto/detalles constructivos. Además, para estructuras clasificadas como CC3 debería usarse un análisis dinámico.

NOTA 1 Pueden aplicarse los métodos dados en los anexos A y D.

NOTA 2 El cálculo avanzado para explosiones puede incluir uno o más de los siguientes aspectos:

- cálculo de la presión de explosión, incluyendo los efectos del confinamiento y de los paneles de venteo;
- cálculo estructural no lineal dinámico;
- aspectos probabilísticos y análisis de consecuencias;
- optimización económica de medidas de mitigación.

5.3 Principios de proyecto

(1)P Las estructuras se deben proyectar para resistir el colapso progresivo que resulte de una explosión interna, de acuerdo con el punto (4)P del apartado 2.1 de la Norma EN 1990.

NOTA El anexo nacional puede dar los procedimientos que deben usarse para las explosiones internas. En el anexo D se dan directrices sobre cómo tratar los tipos específicos de explosiones siguientes:

- explosiones de polvo en recintos, buques y depósitos;
- explosiones de gas natural en recintos;
- explosiones de gas y vapor/aire (definidas en 5.1(1)P) en túneles de carreteras y ferroviarios.

(2) El cálculo puede permitir el fallo de una parte limitada de la estructura, siempre y cuando ésta no incluya elementos claves de los cuales depende la estabilidad del conjunto de la estructura.

(3) Las consecuencias de las explosiones pueden limitarse adoptando una o más de las medidas siguientes:

- proyectando la estructura para resistir el pico de presión de la explosión;

NOTA Aunque los picos de presión pueden ser mayores que los valores determinados por los métodos dados en el anexo D, tales picos de presión se tienen que considerar en el contexto de una duración máxima de 0,2 s y suponer un comportamiento plástico dúctil del material.

- usando paneles de venteo que trabajen a las presiones de alivio definidas;
- separando las secciones adyacentes de la estructura que contengan materiales explosivos;
- limitando el área de las estructuras sometida a riesgos de explosiones;
- disponiendo medidas protectoras específicas entre estructuras adyacentes expuestas a riesgos de explosiones para evitar la propagación de las presiones.

(4) Debería suponerse que la presión de explosión actúa simultáneamente en todas las superficies del contorno del recinto en que ocurre la explosión.

(5) Los paneles de venteo deberían colocarse cerca de las posibles fuentes de ignición, si se conocen, o donde las presiones sean altas. Las presiones se deberían descargar de modo que no ponga en peligro a las personas o provoque la ignición de otro material. El panel de venteo debería estar retenido de tal forma que no se convierta en un proyectil en caso de una explosión. El proyecto debería limitar las posibilidades de que los efectos del incendio causen ningún daño en los alrededores o inicien la explosión en un recinto adyacente.

(6) Los paneles de venteo deberían abrirse a baja presión y ser tan ligeros como sea posible.

NOTA Si se usan ventanas como paneles de venteo se recomienda que se considere el riesgo de heridas a personas por fragmentos de vidrio u otros elementos estructurales.

(7)P Al determinar la capacidad del panel de venteo se debe considerar el dimensionamiento y la construcción de la estructura de apoyo del panel de venteo.

(8) Después de una primera fase de sobrepresión (positiva), sigue una segunda fase de subpresión. Debería considerarse este efecto cuando sea relevante.

NOTA Se recomienda el asesoramiento de especialistas.

ANEXO A (Informativo)**CONSIDERACIÓN EN EL PROYECTO DE EDIFICIOS DE LAS CONSECUENCIAS
DE UN FALLO LOCALIZADO DEBIDO A UNA CAUSA NO ESPECIFICADA****A.1 Ámbito**

(1) Este anexo da reglas y métodos para el proyecto de edificios para que soporten una extensión del fallo localizado por una causa no especificada sin un colapso desproporcionado. Aunque otros procedimientos puedan ser igualmente válidos, es probable que la adopción de esta estrategia asegure que un edificio, dependiendo de las clases de consecuencias (véase 3.4), sea suficientemente robusto para soportar una extensión limitada del daño o fallo sin colapso.

A.2 Introducción

(1) Una estrategia aceptable consiste en proyectar un edificio de tal manera que ni el edificio completo ni una parte significativa de él colapse si sufriese un fallo local, de acuerdo con el capítulo 3 de esta parte. La adopción de esta estrategia debería dotar a un edificio de suficiente robustez para resistir una gama razonable de acciones accidentales indefinidas.

(2) El periodo mínimo que un edificio necesita resistir tras un accidente debería ser aquél que facilite la evacuación segura y el rescate de las personas en el edificio y sus alrededores. Pueden requerirse periodos más largos de resistencia para edificios usados para el manejo de mercancías peligrosas, provisión de servicios esenciales, o por razones de seguridad nacional.

A.3 Clases de consecuencias de edificios

(1) La tabla A.1 proporciona una correspondencia entre tipos o usos de edificios y las clases de consecuencias. Esta clasificación se refiere a las clases de consecuencias leves, moderadas o graves dadas en el punto (1) del apartado 3.4.

Tabla A.1 – Categorías de clases de consecuencias

Clase de consecuencia	Ejemplo de categorización de tipo de edificio y ocupación
1	<p>Viviendas unifamiliares que no excedan de 4 alturas</p> <p>Edificios de uso agrícola.</p> <p>Edificios en los que el público entra raramente, a condición de que ninguna parte del edificio esté a una distancia menor de 1 ½ veces la altura del edificio de otro edificio, o área donde pueda acudir público.</p>
2a Grupo de Riesgo bajo	<p>Viviendas unifamiliares de 5 alturas.</p> <p>Hoteles que no excedan de 4 alturas.</p> <p>Bloque de pisos o apartamentos u otros edificios residenciales no que no excedan 4 alturas.</p> <p>Oficinas que no excedan 4 alturas.</p> <p>Edificios industriales que no excedan de 3 alturas.</p> <p>Edificios de venta al por menor que no excedan de 3 alturas con áreas de suelo menores que 1 000 m² en cada altura.</p> <p>Edificios de uso educativo de una altura.</p> <p>Todos los edificios que no excedan de 2 alturas a los que puede acceder el público y con áreas de suelo que no excedan de 2 000 m² en cada altura.</p>
2b Grupo de Riesgo alto	<p>Hoteles, pisos, apartamentos y otros edificios residenciales de más de 4 alturas, pero que no excedan de 15.</p> <p>Edificios de uso educativo de más de una altura pero que no excedan de 15.</p> <p>Edificios de venta al por menor de más de 3 alturas, pero no que no excedan de 15.</p> <p>Hospitales que no excedan de 3 alturas.</p> <p>Oficinas de más de 4 alturas, pero que no excedan 15.</p> <p>Todos los edificios de acceso público con áreas de suelo mayores que 2 000 m² pero mayores que 5 000 m² en cada altura.</p> <p>Aparcamientos que no excedan 6 alturas.</p>
3	<p>Todos los edificios definidos anteriormente como clase 2 Alta o Baja que excedan los límites en el área o en el número de pisos.</p> <p>Todos los edificios a los que accede público en número significativo</p> <p>Estadios con aforo para más de 5 000 espectadores.</p> <p>Edificios que contienen mercancías peligrosas y/o en los que éstas se procesan</p>

NOTA 1 Para edificios con más de un tipo de uso previsto, la "clase de consecuencias" debería corresponder al tipo más desfavorable.

NOTA 2 El bajo puede excluirse al determinar en número de alturas, con la condición de que tal bajo cumpla con los requisitos de la "Clase de consecuencia 2b Grupo de Riesgo alto".

NOTA 3 La tabla A.1 no es exhaustiva y puede ser ajustada.

A.4 Estrategias recomendadas

(1) La adopción de las siguientes estrategias recomendadas debería proporcionar al edificio un nivel aceptable de robustez para soportar un fallo localizado sin un efecto desproporcionado.

a) Para edificios de la clase de consecuencias 1:

No se necesitan otras consideraciones para satisfacer la estabilidad con relación a las acciones accidentales de causas no identificadas, con la condición de que el edificio para su uso normal, haya sido proyectado y construido de acuerdo con las reglas dadas en las Normas EN 1990 a EN 1999.

b) Para edificios en la clase de consecuencias 2a (grupo de riesgo bajo):

Además de las estrategias recomendadas para la clase de consecuencias 1, deberían proveerse atados horizontales efectivos o anclajes efectivos de los forjados suspendidos a los muros, como se define en los apartados A.5.1 y A.5.2 para estructuras aporticadas o muros de carga respectivamente.

NOTA 1 El anexo nacional puede dar detalles de anclajes efectivos.

c) Para edificios en la clase de consecuencias 2b (grupo de riesgo alto):

Además de las estrategias recomendadas para las clase de consecuencias 1:

- en todos los pórticos o muros portantes (véase 1.5.11) atados horizontales, según se definen en los apartados A.5.1 y A.5.2 para estructuras aporticadas y de muros portantes, respectivamente, junto con atados verticales según se definen en el capítulo A.6, o bien;
- el edificio debería comprobarse para asegurar que tras la retirada ficticia de cualquier pilar y cualquier viga soportando un pilar o cualquier sección nominal de un muro portante, según se define en el capítulo A.7 (retirando una en cada altura del edificio), el edificio permanece estable y el daño local no excede un cierto límite.

Cuando de la retirada ficticia de tales columnas y secciones de muros produzca una extensión del daño que supere el límite aceptado, u otro límite especificado, tales elementos deberían designarse como "elementos clave" (véase el capítulo A.8).

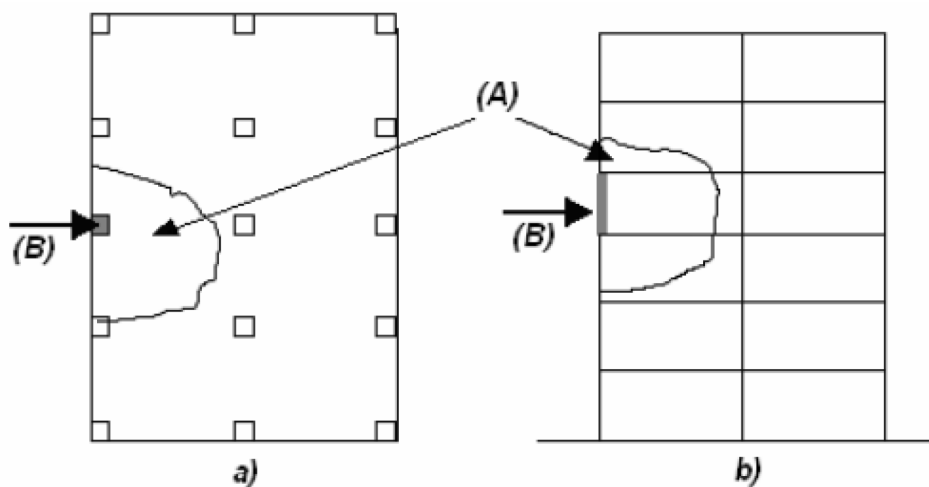
Probablemente, en el caso de edificios con muros portantes, la retirada ficticia de una sección del muro, una cada vez, es la estrategia adoptable más práctica.

Para edificios en la clase de consecuencias 3:

Debería llevarse a cabo una estimación sistemática del riesgo, teniendo en cuenta tanto los peligros previsibles como los no previsibles.

NOTA 2 En el anexo B se incluyen recomendaciones sobre el análisis de riesgo.

NOTA 3 El límite de fallo local admisible puede ser diferente para cada tipo de edificio. El valor recomendado es el menor valor entre el 15% del forjado o 100 m², en cada dos alturas adyacentes, conforme al punto (1)P del apartado 3.3. Véase la figura A.1.



Leyenda

(A) Daño local que no supera el 15% del área del forjado en cada uno de dos niveles adyacentes

(B) Pilar que se elimina de modo ficticio

a) Planta b) Alzado

Figura A.1 – Límite recomendado de daño admisible

A.5 Atados horizontales

A.5.1 Estructuras aporticadas

(1) Deberían disponerse atados horizontales alrededor del perímetro de cada nivel de forjado y de cubierta, así como internamente en dos direcciones en ángulo recto para atar a la estructura del edificio los pilares y muros de manera segura. Los atados deberían ser continuos y estar dispuestos tan cerca como sea factible de los bordes de los forjados y de las líneas de pilares y muros. Al menos un 30% de los atados debería situarse muy próximos a la retícula de pilares y muros.

NOTA Véase el ejemplo en figura A.2.

(2) Los atados horizontales pueden consistir de perfiles laminados, armadura de barras de acero en losas de hormigón, o armadura de malla de acero y láminas de acero en forjados compuestos acero/hormigón (si se conectan directamente a vigas de acero mediante conectores). Los atados pueden consistir de una combinación de los tipos mencionados arriba.

(3) Cada atado continuo, incluyendo sus conexiones de extremo, debería ser capaz de soportar la carga de tracción de cálculo de " T_i " para el estado límite accidental en el caso de atados internos, y " T_p ", en el caso de atados perimetrales, iguales a los siguientes valores:

$$\text{para atados internos } T_i = 0,8(g_k + \psi q_k)sL, \text{ con un valor mínimo de 75 kN} \quad (\text{A.1})$$

$$\text{para atados perimetrales } T_p = 0,4(g_k + \psi q_k)sL \text{ con un valor mínimo de 75 kN} \quad (\text{A.2})$$

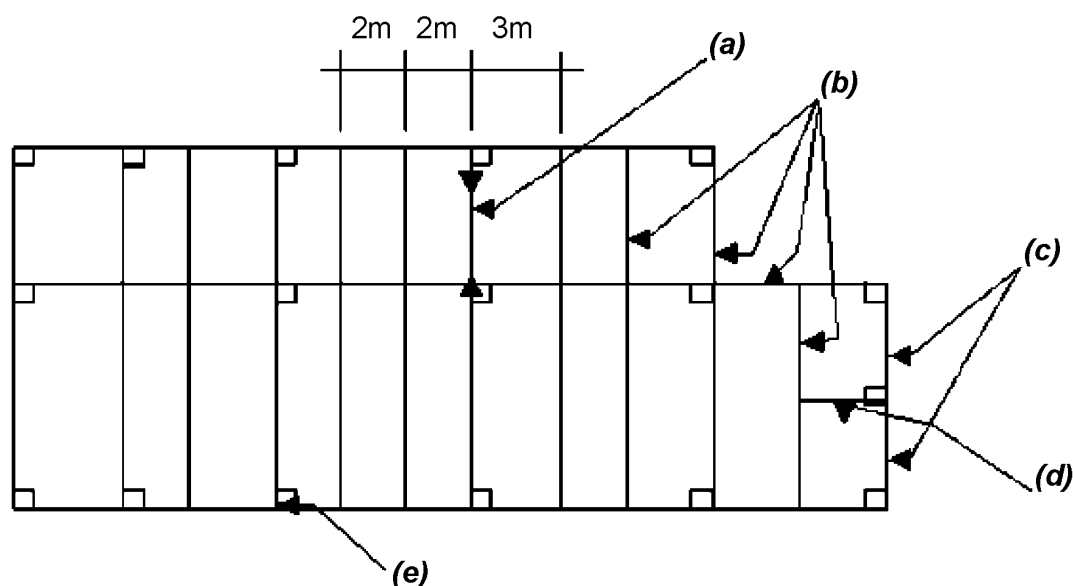
donde

s es la separación entre los atados;

L es el vano del atado;

ψ es el coeficiente aplicable en la ecuación para la combinación de los efectos de acciones para la situación de proyecto accidental (es decir ψ_1 o ψ_2 de acuerdo con la ecuación (6.11b) de la Norma EN 1990).

NOTA Véase el ejemplo de la figura A.2.



Leyenda

- (a) Viga de 6 m de vano como atado interno
- (b) Todas las vigas calculadas para actuar como atados
- (c) Atados perimetrales
- (d) Atado anclado a un pilar
- (e) Pilar de borde

EJEMPLO La estimación del valor de cálculo de fuerza de tracción de accidental T_i en la viga de 6 m de vano en la figura A.2 suponiendo las siguientes acciones características (por ejemplo para un edificio de estructura reticular de acero).

Carga característica: $g_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ y $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$.

Y suponiendo la elección del coeficiente de combinación ψ_1 (es decir = 0,5) en la ecuación (6.11a):

$$T_i = 0,8(3,00 + 0,5 \times 5,00) \frac{3+2}{2} \times 6,0 = 66 \text{ kN (menor que 75 kN)}$$

Figura A.2 – Ejemplo de atado horizontal de unos grandes almacenes de 6 alturas

(4) Los elementos sometidos a acciones distintas de las accidentales pueden utilizarse para los atados mencionados anteriormente.

A.5.2 Construcción de muro portante

(1) Para los edificios de clase 2 (grupo de riesgo bajo), véase la tabla A.1:

Debería garantizarse una robustez adecuada adoptando la forma constructiva celular que facilite la interacción de todos los componentes, incluyendo las medidas adecuadas de anclaje de los forjados a los muros.

(2) Para los edificios de clase 2 (grupo de riesgo alto), véase la tabla A.1:

Los forjados deberían disponer de atados horizontales continuos. Éstos deberían ser atados internos distribuidos en todo el forjado en ambas direcciones ortogonales y atados periféricos a lo largo del perímetro de las losas de forjado dentro de una anchura de losa de 1,2 m. La carga de tracción de cálculo en los atados debería determinarse de la siguiente forma:

$$\text{Para atados internos } T_i = \text{el mayor entre } F_t \text{ kN/m o } \frac{F_t(g_k + \psi q_k)}{7,5} \frac{z}{5} \text{ kN/m} \quad (\text{A.3})$$

$$\text{Para atados periféricos } T_p = F_t \quad (\text{A.4})$$

donde

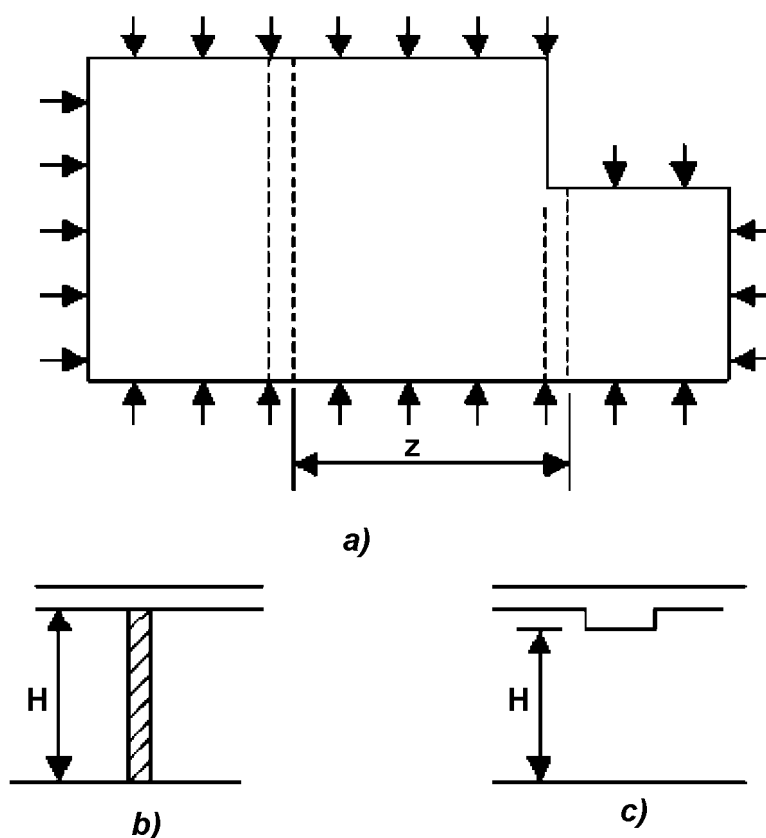
F_t es el menor entre 60 kN/m o $20 + 4n_s$ kN/m;

n_s es el número alturas;

z es el menor de:

- cinco veces la altura libre del piso H , o
- la mayor distancia en metros en la dirección del atado, entre los centros de los pilares u otros elementos portantes verticales si esta distancia está salvada por:
 - una única losa; o
 - un sistema de vigas y losas.

NOTA H (en metros) y z se representan en la figura A.3.



Leyenda

a) Planta

b) Sección transversal: losa plana

c) Sección transversal: viga y losa

Figura A.3 – Ilustración de H y z

A.6 Atados verticales

- (1) Cada pilar y cada muro deberían disponer de un atado continuo desde la cimentación hasta el nivel de cubierta.
- (2) En el caso de edificios de estructura aporticada (por ejemplo, de acero o de hormigón armado) los pilares y muros que soportan acciones verticales deberían ser capaces de resistir una fuerza de tracción de cálculo accidental igual a la mayor reacción de cálculo de la carga vertical permanente y variable aplicada al pilar desde de cualquier nivel. No debería suponerse que tales cargas accidentales de cálculo actúan simultáneamente con acciones permanentes y variables que pueden estar actuando sobre la estructura.
- (3) Para la construcción de muros portantes (véase 1.5.11) los atados verticales pueden considerarse efectivos si:
 - a) en muros de fábrica si su espesor alcanza al menos 150 mm y si tienen una resistencia a compresión mínima de 5 N/mm² de acuerdo con la Norma EN 1996-1-1.
 - b) la altura libre del muro, H , medida en metros entre las caras de los forjados o cubierta no supera de $20t$, donde t es el espesor del muro en metros.
 - c) están proyectados para soportar la siguiente fuerza del atado vertical T :

$$T = \frac{34A}{8\,000} \left(\frac{H}{t} \right)^2 \text{ N, con un mínimo de 100 kN/m por metro de muro} \quad (\text{A.5})$$

donde

A es el área de la sección transversal en mm² del muro medido en planta, excluyendo las aberturas.

- d) los atados verticales están agrupados a lo largo del muro a un máximo de 5 m y a una distancia no mayor de 2,5 m de un extremo de muro sin coacción.

A.7 Sección nominal del muro portante

- (1) La longitud nominal de la construcción de muro portante a la que se refiere la estrategia c) del punto (1) del capítulo A.4 debería tomarse como sigue:

- para un muro de hormigón armado, una longitud que no mayor que $2,25H$;
- para un muro externo de fábrica, o con montantes de madera o de acero, la longitud medida entre los soportes laterales proporcionados por otros componentes verticales de construcción (por ejemplo columnas o tabiques transversales);
- para un muro interno de fábrica, o con montantes de madera o acero, una longitud que no mayor que $2,25H$,

donde

H la altura de del piso en metros.

A.8 Elementos claves

- (1) De acuerdo con el punto (1)P del apartado 3.3, para estructuras de edificación un "elemento clave" tal como se define en la estrategia c) del punto (1) del capítulo A.4, debería ser capaz de soportar una acción accidental de cálculo de A_d aplicada en las direcciones horizontal y vertical (en una sola dirección dada vez) al elemento y cualquier componente adosado en lo referente a su resistencia de rotura de tales componentes y la de sus conexiones. Tales cargas accidentales de cálculo deberían aplicarse de acuerdo con la ecuación (6.11b) de la Norma EN 1990 y pueden ser cargas concentradas o repartidas.

NOTA El valor recomendado de A_d para estructuras de edificación es 34 kN/m².

ANEXO B (Informativo)
INFORMACIÓN SOBRE LA EVALUACIÓN DE RIESGOS⁶⁾

B.1 Introducción

(1) Este anexo B proporciona directrices para la planificación y ejecución de la evaluación de riesgos en el campo de las estructuras de edificación e ingeniería civil. En la figura B.1 se presenta un resumen general.

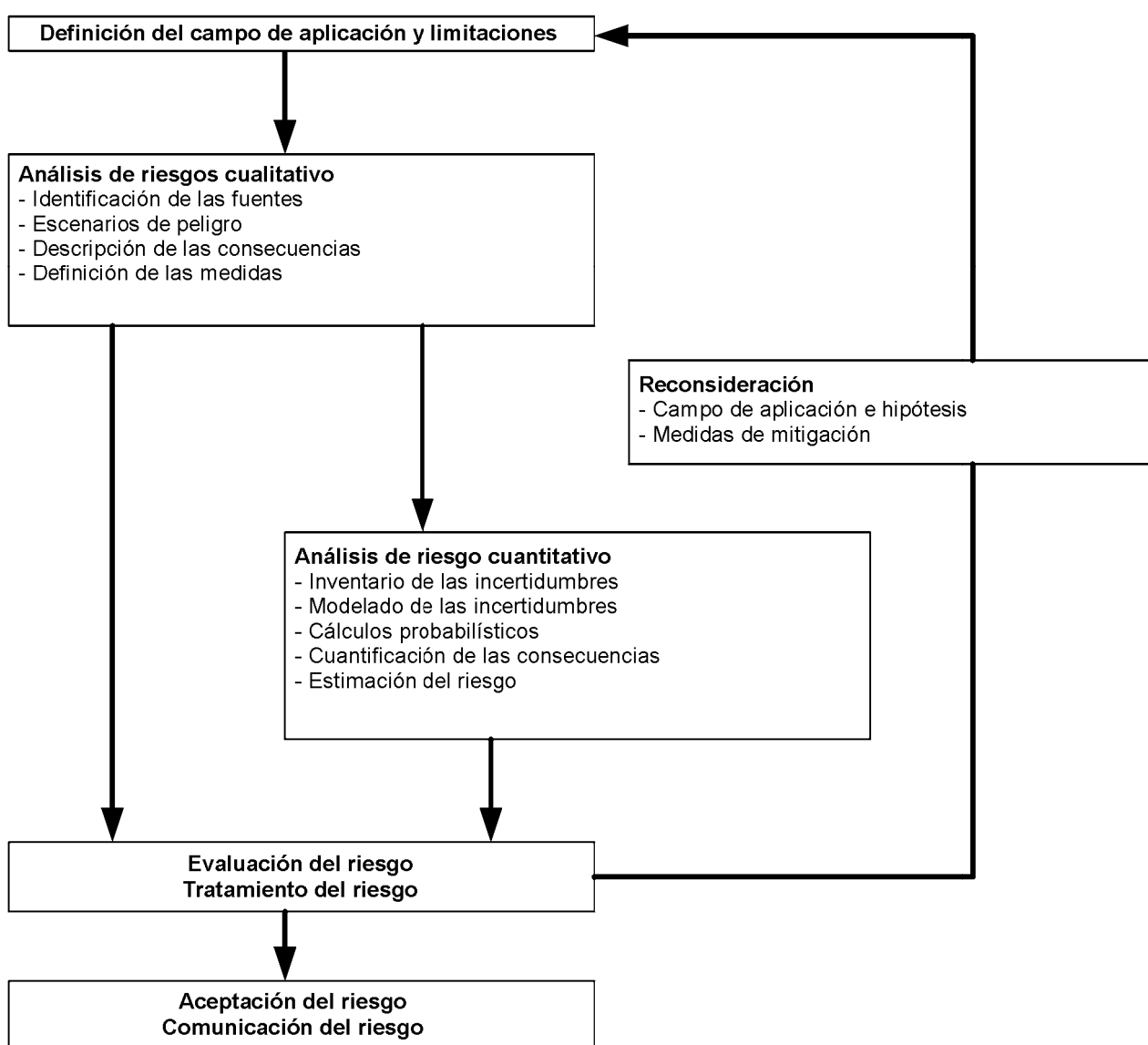


Figura B.1 – Resumen del análisis de riesgo

6) Algunas partes del contenido de este anexo, después de su consideración, pueden incorporarse o desarrollarse en futuras ediciones de la Norma EN 1990 Eurocódigo: Bases para el cálculo de estructuras.

B.2 Definiciones

B.2.1 consecuencia:

Un posible resultado de un evento (no deseado habitualmente en análisis de riesgo). Las consecuencias pueden expresarse verbal o numéricamente en términos de pérdida de vidas, lesiones, pérdidas económicas, daños medioambientales, molestias para los usuarios y el público, etc. Han de incluirse tanto las consecuencias inmediatas como aquéllas que se presentan tras un cierto tiempo.

B.2.2 escenario de peligro:

Una situación crítica en un momento concreto que consiste en un peligro potencial principal asociado a una o varias condiciones, que conduce a un evento no deseado (por ejemplo un colapso total de la estructura).

B.2.3 riesgo:

Véase 1.5.13.

B.2.4 criterios de aceptación del riesgo:

Límites aceptables a las probabilidades de ciertas consecuencias de un evento no deseado, expresadas en términos de frecuencias anuales. Estos criterios normalmente los determinan las autoridades para reflejar el nivel de riesgo considerado aceptable por parte de las personas y de la sociedad.

B.2.5 análisis de riesgo:

Planteamiento sistemático de la descripción y/o el cálculo del riesgo. El análisis de riesgo implica la identificación de eventos no deseados y sus causas, probabilidades y consecuencias (véase la figura B.1).

B.2.6 evaluación de riesgos:

Comparación de los resultados de un análisis de riesgo con los criterios de aceptación de riesgo, y otros criterios de decisión.

B.2.7 gestión de riesgos:

Medidas sistemáticas que toma una organización para alcanzar y mantener un nivel de seguridad conforme con los objetivos definidos.

B.2.8 evento no deseado:

Un evento o condición que puede causar heridas a las personas, o daño medioambiental o material.

B.3 Descripción del campo de aplicación de un análisis de riesgo

- (1) Es necesario describir el objeto, los antecedentes y los objetivos del análisis de riesgo en su totalidad.
- (2) Es necesario declarar, con suficiente detalle, todas las circunstancias medioambientales, de organización y humanas relevantes para la actividad y el problema bajo análisis.
- (3) Deberían declararse todas las presuposiciones, hipótesis y simplificaciones hechas en relación con el análisis de riesgo.

B.4 Métodos de análisis de riesgos

- (1) El análisis de riesgo tiene una parte descriptiva (cualitativa) y también puede tener, cuando sea relevante y posible, una parte numérica (cuantitativa).

B.4.1 Análisis de riesgos cualitativo

(1) En la parte *cualitativa* de análisis de riesgo, deberían identificarse todos los peligros y sus correspondientes escenarios de peligro. La identificación de los escenarios de peligro es una tarea clave en un análisis de riesgo. Requiere un examen y comprensión detalladas del sistema. Por esta razón, se han desarrollado diversas técnicas para ayudar al ingeniero a la hora de efectuar esta parte del análisis (por ejemplo PHA, HAZOP, árboles de fallos, árboles de eventos, árboles de decisiones, redes causales, etc.).

En el análisis de riesgo estructural las siguientes condiciones pueden, por ejemplo, suponer un peligro para la estructura:

- altos valores de acciones ordinarias;
- bajos valores de resistencias debidos, posiblemente a errores o deterioro imprevisto;
- condiciones del terreno u otras condiciones medioambientales diferentes a las supuestas en el proyecto;
- acciones accidentales tales como un incendio, explosión, inundaciones (incluyendo la socavación), impacto o terremoto;
- acciones accidentales no especificadas.

A la hora de definir las situaciones hipotéticas de peligro debería tenerse en cuenta lo siguiente:

- las acciones variables previstas o conocidas sobre la estructura;
- el medio ambiente que rodea la estructura;
- el régimen de inspección propuesto o conocido de la estructura;
- la concepción de la estructura, sus detalles de ejecución, materiales de construcción y los posibles puntos de vulnerabilidad a daños o deterioro;
- las consecuencias debidas al escenario de peligro, por tipo e importancia del daño.

Debería identificarse el uso principal de la estructura para determinar las consecuencias para la seguridad en caso de que la estructura no logre soportar el principal evento peligroso con sus acciones probables asociadas.

B.4.2 Análisis de riesgos cuantitativo

(1) En la parte cuantitativa de análisis de riesgos, deberían estimarse las probabilidades de todos los eventos no deseados, y sus posteriores consecuencias. Las estimaciones de probabilidades se basan, habitualmente y al menos en parte, en juicios y, por esa razón pueden diferir considerablemente de las verdaderas frecuencias de fallo. Si el fallo puede expresarse numéricamente, el riesgo puede presentarse como la esperanza matemática de las consecuencias de un evento no deseado. Una posible manera de presentación de riesgos se indica en la figura B.2a.

Severas	X				
Graves	X				
Moderadas		X			
Leves			X		
Muy leves				X	
↑ consecuencias probabilidad →	0,00001	0,0001	0,001	0,01	> 0,1
X representa ejemplos de niveles de riesgo máximo aceptables.					

Clasificación: La severidad de fallos potenciales se identifica para cada escenario de peligro y se clasifica como Severa, Grave, Moderada, Leve o Muy Leve. Pueden definirse de la manera siguiente:

- Severa El colapso repentino de la estructura se produce con un alto potencial de pérdida de vidas y de lesiones.
- Grave Fallo de parte(s) de la estructura con un alto potencial de colapso parcial y cierto potencial de lesiones y trastornos para los usuarios y público.
- Moderada Fallo de parte de la estructura. Colapso total o parcial de la estructura poco probable. Pequeño potencial de lesiones y trastornos para los usuarios y público.
- Leve Daño local
- Muy Leve Daño local de poca importancia

Figura B.2a – Posible diagrama de presentación de resultados del análisis cuantitativo de riesgos

Cualquier incertidumbre en los cálculos/cifras de los datos y modelos utilizados, debería discutirse íntegramente. El análisis de riesgo se terminará en un nivel adecuado teniendo en cuenta, por ejemplo:

- el objetivo del análisis de riesgo y las decisiones a tomar;
- las limitaciones establecidas en una fase de análisis anterior;
- la disponibilidad de datos relevantes o precisos;
- las consecuencias de los eventos no deseados.

Las hipótesis sobre las que se basa el análisis deberían reconsiderarse cuando se dispongan de los resultados. Deberían cuantificarse las sensibilidades de los factores utilizados en el análisis.

B.5 Aceptación de riesgos y medidas paliativas

(1) Después de identificar el nivel de riesgo, debería decidirse si deberían especificarse medidas de mitigación (estructurales o no estructurales).

(2) En la aceptación de riesgos suele utilizarse el principio [(ALARP) *As Low As Reasonably practicable*] (tan bajo como sea razonablemente posible). De acuerdo con este principio, se especifican dos niveles de riesgo: si el riesgo está por debajo del límite inferior de la zona tolerable (es decir ALARP) no es necesario tomar ninguna medida; si se encuentra por encima del límite superior de la zona tolerable, el riesgo se considera inadmisible. Si el riesgo se encuentra entre el límite superior y el inferior, debería buscarse una solución óptima en el sentido económico.

(3) Debería utilizarse una tasa de actualización cuando, en base a las consecuencias, se evalúa el riesgo en un determinado periodo de tiempo relacionado con el evento que produce el fallo.

(4) Deberían especificarse los niveles de aceptación de riesgo. Éstos se formularán habitualmente sobre la base de los siguientes dos criterios de aceptación:

- el nivel aceptable de riesgo individual: los riesgos individuales se expresan habitualmente como tasas de accidente mortal. Pueden expresarse como una probabilidad anual de víctimas mortales o como la probabilidad de una sola víctima mortal por unidad de tiempo mientras se está desempeñando una actividad específica.
- el nivel de riesgo socialmente aceptable: la aceptación social de riesgo para la vida humana, que puede variar con el tiempo, a menudo se presenta como una curva F-N que indica una probabilidad anual máxima F de tener un accidente con más de N víctimas mortales.

Como alternativa pueden utilizarse conceptos como el valor por víctima mortal evitada [(VPF) *Value for Prevented Fatality*] o el índice de calidad de vida [(LQI) *Life Quality Index*].

NOTA Los niveles de aceptación de riesgo pueden especificarse para el proyecto concreto.

Los criterios de aceptación pueden determinarse a partir de reglamentos y requisitos nacionales, códigos y normas o a partir de la experiencia y/o conocimientos teóricos que pueden utilizarse como base para decidir sobre el riesgo aceptable. Los criterios de aceptación pueden expresarse de manera cualitativa o numérica.

(5) En caso de análisis de riesgo cualitativo, se pueden emplear los siguientes criterios:

- a) el propósito general debería buscar sería minimizar el riesgo sin penalizar sustancialmente los gastos;
- b) los riesgos asociados con el escenario se pueden, normalmente, aceptar para las consecuencias dentro del área rayada verticalmente en la figura B.2b;
- c) se debería decidir si los riesgos del escenario pueden aceptarse o es necesario tomar medidas de mitigación para la región rayada diagonalmente en la figura B.2b;
- d) se deberían tomar medidas para las consecuencias consideradas como inaceptables (aquellas situadas en la zona rayada horizontalmente en la figura B.2b son, posiblemente, inaceptables).

Severa					
Grave					
Moderada					
Leve					
Muy leve					
consecuencias					
probabilidad	Muy baja	Baja	Media	Alta	Muy alta

Figura B.2b – Posible diagrama de presentación de resultados del análisis cualitativo de riesgos

B.6 Medidas de mitigación de riesgos

- (1) Las medidas de mitigación de riesgos pueden ser una o más de las siguientes:
- eliminación o reducción de peligrosidad a través de, por ejemplo, adoptando un diseño adecuado, modificando la concepción del proyecto y proporcionando contramedidas para combatir la peligrosidad, etc.;
 - evitar la peligrosidad cambiando los conceptos de proyecto u ocupación a través de, por ejemplo, protección de la estructura, instalación de un sistema rociadores, etc.;
 - control de la peligrosidad a través de, por ejemplo, comprobaciones controladas, sistemas de alarma y supervisión;
 - superación de la peligrosidad proporcionando, por ejemplo, un aumento de reservas de resistencia o robustez, disponibilidad de vías alternativas de las cargas a través de la redundancia estructural, o resistencia a la degradación, etc.;
 - admisión de un colapso controlado de una estructura, si esto puede reducir la probabilidad de lesiones o víctimas mortales en caso de, por ejemplo, impacto sobre columnas de alumbrado o postes de señalización.

B.7 Reconsideración

- (1) El ámbito de aplicación, el proyecto y las hipótesis (véase la figura B.1) deberían reevaluarse para diferentes escenarios hasta que se pueda aceptar la estructura con las medidas de mitigación seleccionadas.

B.8 Comunicación de los resultados y las conclusiones

- Los resultados del análisis cualitativo y (si están disponibles) del análisis cuantitativo deberían presentarse como una lista de consecuencias y probabilidades y su grado de aceptación debería comunicarse a todas las partes interesadas.
- Deberían especificarse todos los datos y las fuentes utilizadas para efectuar el análisis de riesgo.
- Todas las hipótesis esenciales, supuestos previos y simplificaciones realizadas deberían resumirse de tal manera que queden claras la validez y las limitaciones del análisis de riesgo.
- Las recomendaciones para las medidas de mitigación del riesgo deberían expresarse y basarse en las conclusiones del análisis de riesgo.

B.9 Aplicación a edificios y estructuras de obra civil

B.9.1 Generalidades

(1) Para mitigar el riesgo en relación con eventos extremos en edificios y obras de ingeniería civil deberían considerarse una o varias de las siguientes medidas:

- medidas estructurales, cuando la estructura y los elementos estructurales han sido proyectados para tener reservas de resistencia o vías alternativas de carga en caso de fallos locales;
- medidas no estructurales que incluyen la reducción de:
 - la probabilidad de que se produzca el evento;
 - la intensidad de la acción; o
 - las consecuencias del fallo.

(2) Las probabilidades y los efectos de todas las acciones accidentales y extremas (por ejemplo, las acciones debidas al fuego, sismo, impacto, explosión, climas extremos) deberían considerarse para un conjunto adecuado de posibles escenarios de peligro. Las consecuencias deberían entonces estimarse en términos del número de víctimas y pérdidas económicas. Los apartados B.9.2 y B.9.3 contienen información detallada.

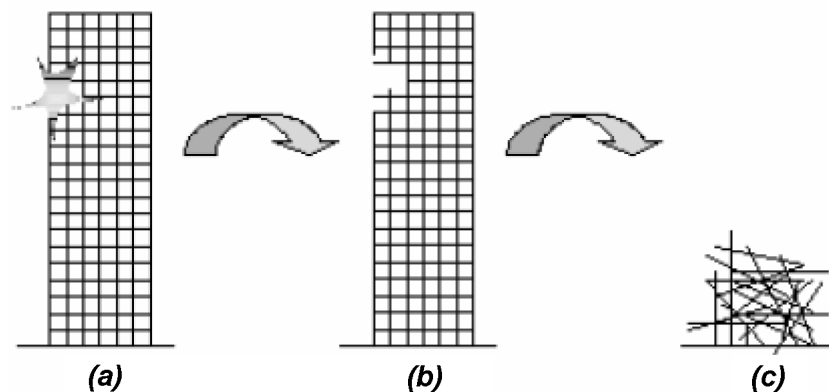
(3) Puede que el enfoque mencionado en el punto (2) del apartado B.9.1 sea menos adecuado para peligros imprevisibles (errores de cálculo o de construcción, deterioro inesperado, etc.). Como resultado se han desarrollado estrategias más globales de cálculo de tolerancia al daño (véase el anexo A), por ejemplo los requisitos clásicos sobre la ductilidad suficiente y el atado de los elementos. En este sentido un planteamiento concreto consiste en considerar que un elemento estructural (viga, columna) ha sido dañado, debido a cualquier evento, hasta tal punto que el elemento ha perdido su capacidad portante normal. Para el resto de la estructura se requiere entonces que, para un periodo de tiempo relativamente corto (definido como el periodo de reparación T), la estructura pueda soportar las cargas "normales" con cierta fiabilidad prescrita:

$$P(R < E \text{ en } T | \text{ con un elemento eliminado}) < p_{\text{target}} \quad (\text{B.1})$$

La fiabilidad objetivo depende de la seguridad normal objetivo para el edificio, el periodo en consideración, (horas, días o meses) y la probabilidad de que el elemento en consideración sea eliminado (por causas distintas a las ya consideradas en el proyecto).

(4) Para estructuras convencionales todas las posibilidades de colapso relevantes deberían incluirse en el proyecto. En los casos en los que se pueda justificar, pueden pasarse por alto las causas de fallos que tienen sólo una probabilidad remota de ocurrir. El enfoque planteado en el punto (2) del apartado B.9.1 debería tenerse en cuenta. En muchos casos, y para evitar análisis complicados, puede investigarse la estrategia expuesta en el punto (3) del apartado B.9.1.

(5) Para estructuras no convencionales (por ejemplo estructuras muy grandes, aquéllas que incorporan nuevos conceptos de proyecto, aquéllas que usan materiales nuevos) debería considerarse importante la probabilidad de tener alguna causa de fallo no especificada. Debería tenerse en cuenta un enfoque combinado de los métodos descritos en los puntos (2) y (3) del apartado B.9.1.



Leyenda

Paso 1: Identificación y creación de modelos de peligros accidentales relevantes. Evaluación de la probabilidad de ocurrencia de diferentes peligros con diferentes intensidades.

Paso 2: Evaluación de los estados de daño a la estructura por diferentes peligros. Evaluación de la probabilidad de los diferentes estados de daño y las correspondientes consecuencias para los peligros dados.

Paso 3: Evaluación del comportamiento de la estructura dañada. Evaluación de la probabilidad de comportamiento(s) inadecuado(s) de la estructura dañada junto con la(s) consecuencia(s) correspondiente(s).

Figura B.3 – Ilustración de los pasos en el análisis de riesgos de estructuras sometidas a acciones accidentales

B.9.2 Análisis de riesgo estructural

(1) El análisis de riesgos de las estructuras sometidas a acciones accidentales puede plantearse siguiendo los tres pasos siguientes, véase figura B.3:

Paso 1: evaluación de la probabilidad de ocurrencia de diferentes peligros con sus correspondientes intensidades.

Paso 2: evaluación de la probabilidad de diferentes estados de daño y las correspondientes consecuencias para los peligros dados.

Paso 3: evaluación de la probabilidad de comportamiento(s) inadecuado(s) de la estructura dañada junto con la(s) consecuencia(s) correspondiente(s).

(2) El riesgo total, R , puede evaluarse aplicando:

$$R = \sum_{i=1}^{N_H} P(H_i) \sum_{j=1}^{N_D} \sum_{k=1}^{N_S} P(D_j | H_i) P(S_k | D_j) C(S_k) \quad (\text{B.2})$$

donde se supone que la estructura está sometida a N_H peligros diferentes, que los peligros pueden dañar la estructura de N_D maneras diferentes (puede depender de los peligros potenciales considerados) y que el comportamiento de la estructura dañada puede discretizarse en N_S estados desfavorables S_k con consecuencias correspondientes $C(S_k)$. $P(H_i)$ es la probabilidad de ocurrencia (dentro de un intervalo de tiempo de referencia) del peligro i -ésimo, $P(D_j | H_i)$ es la probabilidad condicional del estado de daño j -ésimo de la estructura dado el peligro i -ésimo y $P(S_k | D_j)$ es la probabilidad condicional k -ésimo del compartimento estructural adverso global S dado el estado de daño i -ésimo.

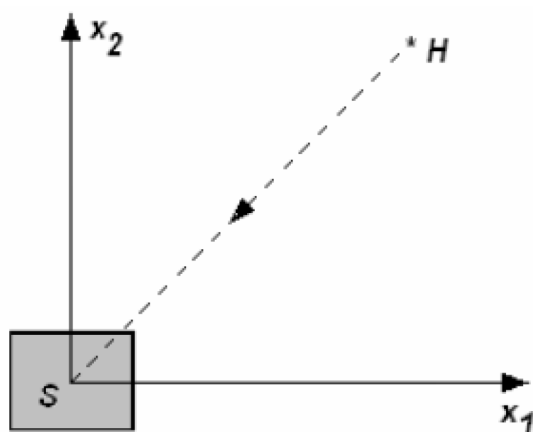
NOTA 1 $P(S_k | D_j)$ y $C(S_k)$ pueden depender en gran medida del tiempo (por ejemplo, en caso de incendio y evacuación, respectivamente) y el riesgo global debería evaluarse y compararse con el riesgo aceptable según el caso.

NOTA 2 La ecuación (B.2) puede constituir la base para la evaluación de riesgo para las estructuras, no sólo para aquellas sometidas a cargas raras y accidentales, sino también para las estructuras sometidas a cargas ordinarias.

(3) Dentro de la evaluación de riesgos, ha de investigarse la viabilidad económica de diferentes posibles estrategias de control y de reducción de riesgos:

- el riesgo puede disminuirse reduciendo la probabilidad de que ocurran los eventos peligrosos, es decir reduciendo $P(H)$. Por ejemplo, para el impacto de barcos sobre la estructura de la pila de un puente el evento peligroso (impacto de un barco) puede mitigarse construyendo islas artificiales delante de las pilas del puente. De manera parecida, el riesgo de explosiones en edificios podría reducirse retirando los materiales explosivos del edificio.
- el riesgo puede disminuirse reduciendo la probabilidad de daños importantes para las escenarios de peligro dados, es decir $P(D|H)$. Por ejemplo, el daño que podría producirse como consecuencia del inicio de un incendio puede mitigarse por medio de medidas activas o pasivas de control de incendios (por ejemplo, protección con espuma de los elementos de acero y sistemas de rociadores).
- el riesgo puede disminuirse reduciendo la probabilidad de comportamientos estructurales adversos en caso de daños estructurales, es decir $P(S|D)$. Esto puede acometerse proyectando estructuras con suficiente grado de redundancia, permitiendo de esta forma que se produzca la transferencia alternativa de la carga en caso de que se produjera un cambio del sistema estático a causa del daño.

B.9.3 Creación de modelos para los riesgos de eventos extremos



Leyenda

S: Estructura

H: Evento peligroso de magnitud M en el instante t

Figura B.4 – Componentes para la creación de modelos de eventos extremos

B.9.3.1 Formato general

(1) Como parte del análisis de riesgo deberían investigarse peligros extremos tales como los terremotos, explosiones, colisiones, etc. El modelo general para un evento de ese tipo puede constar de los siguientes elementos (figura B.4):

- un evento desencadenante en un lugar y en un momento;
- la magnitud M de la energía asociada al evento y posiblemente algunos otros parámetros;
- las interacciones físicas entre el evento, el medio ambiente y a la estructura, que conduzcan a que se sobrepase algún estado límite en la estructura.

(2) La ocurrencia del evento inicial para el peligro H en el punto (1) del apartado B.9.3.1 a menudo puede modelarse como eventos en un proceso de Poisson con intensidad $\lambda(t, x)$ por unidad de volumen y unidad de tiempo, representando t el instante en el tiempo y x la situación en el espacio (x_1, x_2, x_3). La probabilidad de la ocurrencia del fallo durante el periodo del tiempo hasta el tiempo T en ese caso (para λ constante y probabilidades bajas) viene dada por la ecuación (B.3):

$$P_F(T) \approx N \int_0^{\infty} P(F|M = m) f_M(m) dm \quad (\text{B.3})$$

donde

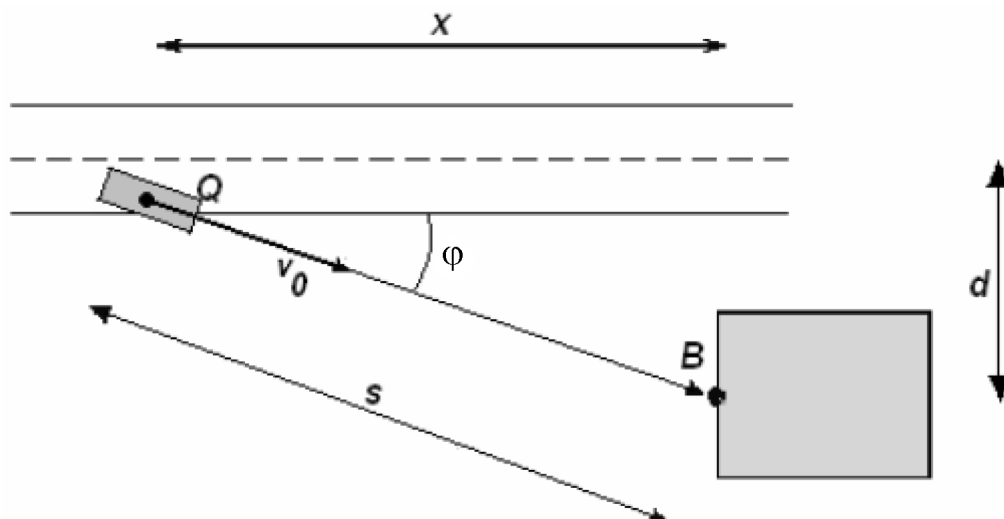
$N = \lambda T$ es el número total de los eventos desencadenantes iniciadores en el periodo de tiempo considerado;

$f_M(m)$ es la función de densidad de la probabilidad de la magnitud aleatoria M del peligro.

Obsérvese que la probabilidad de fallo puede depender de la distancia entre la estructura y la situación en el espacio del evento. En ese caso es necesaria una integración explícita sobre el área o el volumen de interés.

B.9.3.2 Aplicación al impacto de vehículos

(1) Para la situación representada en la figura B.5, el impacto se producirá si un vehículo que viaja por la carretera abandona su trayectoria prevista en un lugar crítico a una velocidad suficiente. La velocidad necesaria para que se produzca el impacto depende de la distancia de la estructura o de un elemento de la estructura o del elemento con respecto a la carretera, del ángulo de la trayectoria de la colisión, de la velocidad inicial y de las propiedades topográficas del terreno entre la carretera y la estructura. En algunos casos pueden existir obstáculos o diferencias de altura en el terreno.



Un vehículo abandona la trayectoria prevista en el punto Q con una velocidad v_0 y ángulo ϕ . Una estructura o elemento estructural en las inmediaciones de la carretera, a una distancia s , recibe el impacto a velocidad v_i .

Figura B.5 – Impacto de vehículos

(2) Basándose en la ecuación general (B.3) la probabilidad del fallo para este caso se refleja en la ecuación (B.4):

$$P_f = N \int [P(F > R)] \frac{b}{\sin \varphi} f(\varphi) d\varphi \quad (\text{B.4})$$

donde

$N = nT\lambda$ es el número total de eventos desencadenantes en el periodo estudiado;

n es la intensidad del tráfico;

λ es la intensidad del fallo del vehículo (número de incidentes por km vehículo);

T es el periodo de tiempo;

b es el menor valor entre la anchura del elemento estructural y el doble de la anchura de del vehículo con el que se produce la colisión;

φ es el ángulo de la dirección;

$f(\varphi)$ es su función de densidad de la probabilidad;

R representa la resistencia de la estructura; y

F es la fuerza del impacto.

Utilizando un modelo simple de impacto (véase el anexo C), la fuerza del impacto F puede expresarse como:

$$F = \sqrt{mkv_f^2} = \sqrt{mk(v_0^2 - 2as)} \quad (\text{B.5})$$

donde

m es la masa del vehículo;

k es la rigidez elástica de muelle;

v_0 es la velocidad del vehículo en el momento de abandonar la trayectoria en el punto Q, a es la deceleración constante del vehículo después de haber abandonado la carretera (véase la figura B.5), y $s = d/\sin \varphi$ la distancia del punto Q a la estructura.

B.9.3.3 Aplicación a impacto de barcos

(1) Para la aplicación representada en la figura B.6 la ecuación (B.3) puede desarrollarse para obtener la ecuación (B.6).

$$P_f(T) = N \int P\{F_{\text{dyn}}(x) > R\} dx \quad (\text{B.6})$$

donde

$N = n \lambda T (1 - p_a)$ es el número total de incidentes en el periodo considerado;

n es el número de barcos por unidad de tiempo (intensidad de tráfico);

λ es la probabilidad de fallo por unidad de distancia recorrida;

T es el periodo de referencia (generalmente, un año);

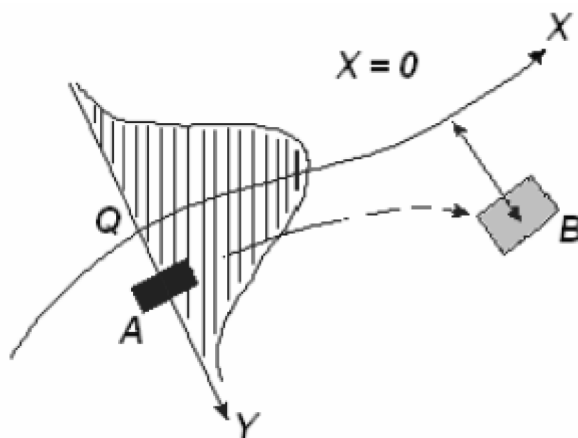
p_a es la probabilidad de que la colisión sea evitada por la intervención humana;

x es la coordenada del punto de error fatal o fallo mecánico;

F_{dyn} es la fuerza de impacto en la estructura obtenida de un análisis de impacto (véase el anexo C);

R es la resistencia de la estructura.

Cuando sea relevante puede tenerse en cuenta la distribución de las posiciones iniciales del barco en la dirección y , véase la figura B.6.



Leyenda

A: Objeto

B: Estructura

Figura B.6 – Escenario de colisión de barco

B.9.4 Directrices para la aplicación del análisis de riesgos en casos de impacto de tráfico ferroviario

(1) Los siguientes factores deberían tenerse en cuenta a la hora de evaluar el riesgo para personas procedente de un descarrilamiento de trenes en las inmediaciones de estructuras de clase A donde el límite máximo de velocidad de la línea supera los 120 km/h, y a las estructuras de clase B:

- la probabilidad de descarrilamiento de trenes en las inmediaciones a la estructura;
- la velocidad permitida de los trenes que utilizan la línea;
- la deceleración prevista de los trenes descarrilados al aproximarse a la estructura;
- la distancia lateral a la que se prevé que circule el tren descarrilado;
- si la línea es de vía única o no en las cercanías de la estructura;
- el tipo de tráfico (pasajeros/mercancías) que pasa debajo de la estructura;
- el número previsto de pasajeros en el tren que pasa debajo de la estructura;
- la frecuencia con la que los trenes pasan debajo de la estructura;
- la presencia de agujas ferroviarias y cruces en el acceso a la estructura;
- el sistema estático (configuración estructural) de la estructura y la robustez de los apoyos;
- la situación de los apoyos de la estructura con relación a las vías;
- el número previsto de personas, fuera del tren, expuestas al riesgo de sufrir daños por un descarrilamiento de un tren.

Los siguientes factores también afectan al riesgo producido por el descarrilamiento de trenes, pero en menor medida:

- la curvatura de la vía en las inmediaciones de la estructura;
- el número de vías, cuando existan más de dos.

También debería tenerse en cuenta el efecto que tenga cualquier medida preventiva y de protección propuesta sobre otras partes u otros usuarios de la infraestructura adyacente. Esto incluye, por ejemplo, el efecto sobre las distancias de percepción de las señales, el acceso autorizado, y otras consideraciones de seguridad relacionadas con la configuración de la vía.

NOTA Recomendaciones y directrices adicionales para las estructuras de clases A y B (véase 4.5.1.2) se establecen en el Código UIC 777-2R (2002) "*Structures Built Over Railway Lines (Construction requirements in the track zone)*". El Código UIC 777-2R incluye recomendaciones y directrices específicas sobre los siguientes puntos:

- realización de la evaluación de riesgo para las estructuras de clase B;
- medidas (incluyendo detalles constructivos) a tener en cuenta para las estructuras de clase A, incluyendo situaciones en las que la velocidad máxima de la línea en el lugar en cuestión no supera los 50 km/h;
- medidas a tener en cuenta para las estructuras de clase A cuando la distancia del apoyo estructural más cercano y eje de la vía más cercana es de 3 m o menor.

(2) Los siguientes puntos deberían tenerse en cuenta para las estructuras de clase B, tanto de manera única o combinada, a la hora de determinar las medidas adecuadas para reducir el riesgo para las personas producidas por un descarrilamiento de trenes en las inmediaciones de una estructura:

- dotación de los apoyos de la estructura de robustez para aguantar el impacto en ángulo de un tren descarrilado para reducir la probabilidad de colapso de la estructura;
- asegurar la continuidad a los vanos de la superestructura para reducir la probabilidad de colapso al recibir un apoyo de la estructura el impacto de un tren descarrilado;
- disposición de medidas para limitar la desviación lateral del tren descarrilado en el acceso a la estructura para reducir su probabilidad de impacto;
- disposición de un mayor alejamiento a los apoyos de la estructura lateral para reducir la probabilidad de impacto de un tren descarrilado;
- evitar colocar los soportes en la línea prolongada de la dirección del giro después de una aguja para reducir la probabilidad de que un tren descarrilado se dirija hacia los apoyos de la estructura;
- disposición de muros continuos o apoyos de tipo muro (de hecho se trata de evitar apoyos que consistan en pilares separados) para reducir la probabilidad de colapso al recibir los apoyos de la estructura el impacto de un tren descarrilado;
- cuando no sea razonablemente factible evitar apoyos que consistan en pilares separados, se disponen los apoyos con suficiente continuidad como para que la superestructura permanezca en pie si se retira uno de los pilares;
- disposición de dispositivos desviadores así como mecanismos de absorción para reducir la probabilidad de impacto de un tren descarrilado.

ANEXO C (Informativo)**CÁLCULO DINÁMICO PARA IMPACTO****C.1 Generalidades**

(1) El impacto es un fenómeno de interacción entre un objeto en movimiento y una estructura, en el que la energía cinética del objeto se transforma súbitamente en energía de deformación. Para encontrar las fuerzas dinámicas de interacción, deberían determinarse las propiedades mecánicas tanto del objeto como de la estructura. En el cálculo se utilizan habitualmente fuerzas estáticas equivalentes.

(2) El cálculo avanzado de estructuras para soportar acciones debidas a impactos puede incluir explícitamente uno o varios de los siguientes aspectos:

- efectos dinámicos;
- comportamiento no lineal del material.

En este anexo se tratan únicamente los efectos dinámicos.

NOTA Para aspectos probabilísticos y análisis de las consecuencias véase el anexo B.

(3) Este anexo proporciona directrices para el cálculo dinámico aproximado de las estructuras sometidas al impacto accidental de vehículos de carretera, vehículos ferroviarios y barcos, basándose en modelos simplificados o empíricos.

NOTA 1 Los modelos dados en el anexo C proporcionan, en general, una mejor aproximación de cálculo que los modelos presentados en el anexo B, que podrían resultar demasiado simplificados en algunos casos.

NOTA 2 Unas acciones análogas pueden ser la consecuencia de impacto en túneles, barreras de las carreteras, etc. (véase la Norma EN 1317). También pueden surgir fenómenos similares como consecuencia de explosiones (véase el anexo D) y otras acciones dinámicas.

C.2 Dinámica del impacto

(1) El impacto se describe o bien como *impacto duro*, cuando la energía se disipa principalmente por el objeto impactante, o bien como *impacto blando*, cuando la estructura se proyecta para deformarse con el fin de absorber la energía del impacto.

C.2.1 Impacto duro

(1) Para el impacto duro, las fuerzas estáticas equivalentes pueden obtenerse de los apartados 4.3 a 4.7. Alternativamente, puede realizarse un análisis dinámico aproximado siguiendo las simplificaciones aproximadas en los puntos (2) y (3) del apartado C.2.1.

(2) Para el impacto duro se supone que la estructura es rígida e inamovible, y que el objeto que impacta se deforma linealmente durante la fase de impacto. La fuerza de interacción dinámica máxima resultante se obtiene de la ecuación (C.1):

$$F = v_r \sqrt{k m} \quad (C.1)$$

donde

v_r es la velocidad del objeto en el momento del impacto;

k es la rigidez elástica equivalente del objeto (es decir la relación entre la fuerza F y la deformación total);

m es la masa del objeto impactante.

La fuerza debida al impacto puede considerarse como un impulso rectangular sobre la superficie de la estructura. En ese caso la duración del impulso se deduce de:

$$F \Delta t = mv \quad \text{o} \quad \Delta t = \sqrt{m/k} \quad (\text{C.2})$$

Si fuera pertinente, puede aplicarse un tiempo de subida diferente a cero (véase la figura C.1).

Cuando el objeto que colisiona está modelado como un objeto impactante equivalente de sección transversal uniforme (véase la figura C.1) deberían utilizarse las ecuaciones (C.3) y (C.4):

$$k = EA / L \quad (\text{C.3})$$

$$m = \rho AL \quad (\text{C.4})$$

donde

L es la longitud del objeto impactante;

A es el área de la sección transversal;

E es el módulo elástico;

ρ es la densidad del objeto impactante.

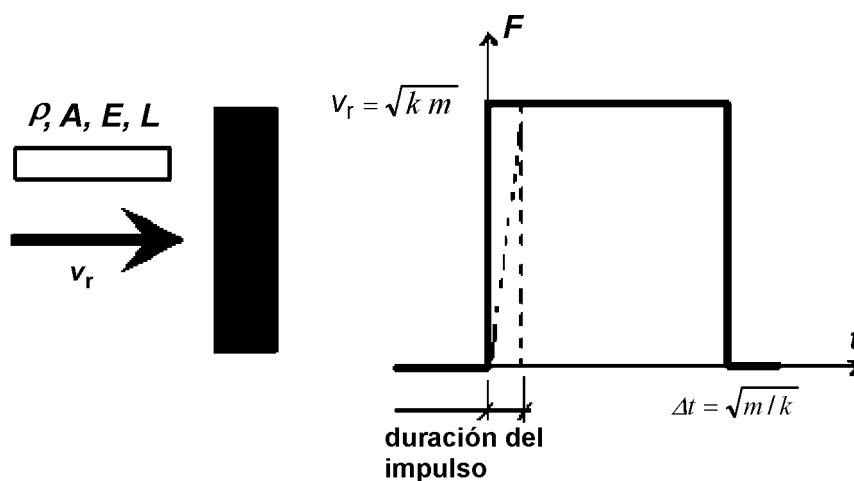


Figura C.1 – Modelo de Impacto, F = fuerza de interacción dinámica

(3) La ecuación (C.1) proporciona el valor de la máxima fuerza dinámica en la superficie exterior de la estructura. En el interior de la estructura estas fuerzas pueden provocar efectos dinámicos. Un límite superior para estos efectos puede determinarse si se supone que la estructura responde de manera elástica y la carga se realiza como una función escalón (es decir una función que sube inmediatamente a su valor último y luego permanece constante en ese valor). En ese caso, el coeficiente de mayoración dinámica (es decir, la relación entre la respuesta dinámica y la estática) ϕ_{dyn} es 2,0. Si la naturaleza del impulso de la carga (es decir, su tiempo limitado de aplicación según la ecuación (C.2)) ha de tenerse en cuenta, los cálculos llevarán a unos coeficientes de mayoración ϕ_{dyn} entre menos de 1,0 hasta 1,8, dependiendo de las características dinámicas de la estructura y del objeto. En general, se recomienda utilizar un análisis dinámico directo para determinar ϕ_{dyn} con las cargas especificadas en este anexo.

C.2.2 Impacto blando

- (1) Si se supone que la estructura es elástica y el objeto que impacta rígido, se aplican las ecuaciones dadas en el apartado C.2.1 y deberían utilizarse con k siendo la rigidez de la estructura.
- (2) Si la estructura se proyecta para absorber la energía del impacto por medio de deformaciones plásticas, debería dotarse de la suficiente ductilidad como para absorber la energía cinética total $\frac{1}{2} m v_r^2$ del objeto que impacta.
- (3) En el caso límite de la respuesta rígido plástica de la estructura, el requisito anterior se cumple por la condición de la ecuación (C.5):

$$\frac{1}{2} m v_r^2 \leq F_o y_o \quad (C.5)$$

donde

F_o es la resistencia plástica de la estructura, es decir, el valor límite de la fuerza estática F ;

y_o es su capacidad de deformación, es decir, el desplazamiento del punto de impacto que la estructura es capaz de soportar.

NOTA Las consideraciones análogas se aplican a estructuras u otras barreras proyectadas específicamente para proteger una estructura de los impactos (véase por ejemplo la Norma EN 1317 *Sistemas de contención para carreteras*).

C.3 Impacto de vehículos de carretera anómalos

- (1) En caso de impacto de un camión sobre un elemento estructural, la velocidad del impacto v_r en la ecuación (C.1) debería determinarse utilizando la ecuación (C.6):

$$v_r = \sqrt{v_o^2 - 2as} = v_o \sqrt{1 - d / d_b} \quad (\text{para } d < d_b) \quad (C.6)$$

donde (véase también la figura C.2):

v_o es la velocidad del camión en el momento de abandonar el carril de circulación;

a es la deceleración media del camión después de abandonar el carril de circulación;

s es la distancia entre el punto en el que el camión abandona el carril de circulación y el elemento estructural (véase la figura C.2);

d es la distancia entre el eje del carril de circulación y el elemento estructural;

d_b es la distancia de frenado $= d_b = (v_o^2 / 2a)$ sen φ , donde φ es el ángulo entre el carril de circulación y la trayectoria del vehículo que produce el impacto.

- (2) Una información probabilística indicativa para las variables básicas, en parte basada en datos estadísticos y en parte en una apreciación técnica, se encuentra en la tabla C.1.

NOTA Véase también el anexo B.

Tabla C.1 – Datos indicativos para el cálculo probabilístico de la fuerza de impacto

Variable	Nombre	Distribución de la probabilidad	Valor medio	Desviación estándar
v_o	Velocidad del vehículo			
	– autopista	Lognormal	80 km/h	10 km/h
	– área urbana	Lognormal	40 km/h	8 km/h
	– patio de inmueble	Lognormal	15 km/h	5 km/h
	– aparcamiento	Lognormal	5 km/h	5 km/h
a	Deceleración	Lognormal	4,0 m/s ²	1,3 m/s ²
m	Masa del vehículo - camión	Normal	20 000 kg	12 000 kg
m	Masa del vehículo - coche	----	1 500 kg	--
k	Rigidez del vehículo	Determinista	300 kN/m	--
φ	Ángulo	Rayleigh	10°	10°

(3) En base a la tabla C.1, y utilizando la ecuación (C.7) puede determinarse el siguiente valor aproximado de cálculo para la fuerza de interacción dinámica debida al impacto:

$$F_d = F_0 \sqrt{1 - d / d_b} \quad (C.7)$$

donde

F_0 es la fuerza de la impacto;

d y d_b son iguales que los indicados anteriormente.

Los valores indicativos para F_0 y d_b se presentan en la tabla C.2, junto los valores de cálculo para m y v . Todos estos valores corresponden aproximadamente a los valores medios indicados en la tabla C.1, más o menos una desviación estándar.

En casos particulares, en los que se dispone de información específica, pueden elegirse diferentes valores de cálculo, dependiendo de la seguridad objetivo, la intensidad del tráfico y la frecuencia de los accidentes.

NOTA 1 El modelo presentado es una esquematización aproximada y no considera, al menos en detalle, muchas influencias que pueden jugar un papel importante como la presencia de bordillos, arbustos, verjas, así como la causa del incidente. Hasta cierto punto, se presume que la dispersión en la deceleración compensa estos factores.

NOTA 2 El cálculo de la fuerza dinámica de impacto (F_d) utilizando la ecuación (C.7) puede modificarse basándose en el análisis de riesgo teniendo en cuenta las potenciales consecuencias de un impacto, la tasa de deceleración, la tendencia del vehículo a desviarse de la calzada, la probabilidad del vehículo de abandonar la calzada y la probabilidad de que el vehículo impacte contra la estructura.

(4) En ausencia de un análisis dinámico, puede suponerse que el coeficiente de mayoración dinámico para la respuesta elástica es igual a 1,4.

NOTA Se pretende que las fuerzas derivadas en este anexo puede usarse con un cálculo estructural dinámico elasto-plástico.

Tabla C.2 – Valores de cálculo para la masa del vehículo, velocidad y la fuerza dinámica de impacto F_0

Tipo de carretera	Masa m [kg]	Velocidad v_0 [km/h]	Deceleración A [m/s ²]	Fuerza del impacto basada en (C.1) con $v_r = v_0$ F_0 [kN]	Distancia d_b^a [m]
Autovías	30 000	90	3	2 400	20
Áreas urbanas ^b	30 000	50	3	1 300	10
Patios de inmuebles					
– sólo coches	1 500	20	3	120	2
– todos los vehículos	30 000	15	3	500	2
Aparcamientos					
– sólo coches	1 500	10	3	60	1

^a Carretera en áreas con un límite de velocidad de 50 km/h.

^b El valor de d_b puede multiplicarse por 0,6 para cuestas arriba y por 1,6 para cuestas abajo (véase la figura C.2).

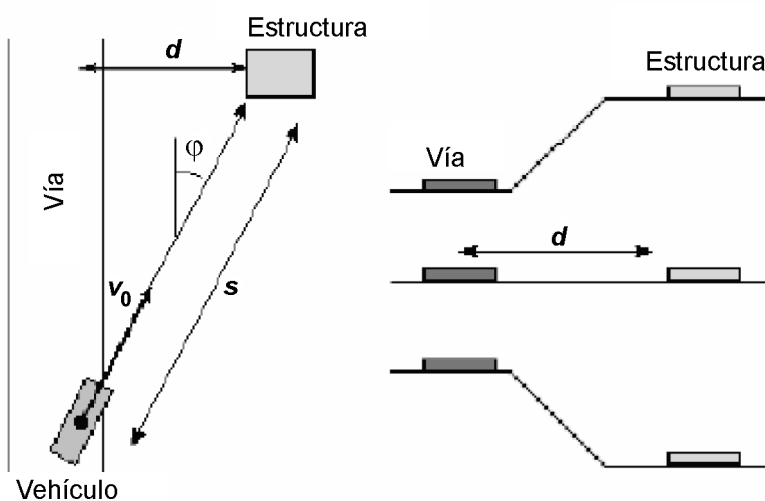


Figura C.2 – Croquis de situación para el impacto de vehículos (planta y sección transversal para una cuesta arriba, terreno plano y cuesta abajo)

C.4 Impacto de barcos

C.4.1 Impacto de barcos en vías navegables interiores

- (1) El impacto de barcos contra estructuras sólidas en vías navegables interiores debería normalmente considerarse como *impacto duro*, la energía cinética se disipa como consecuencia de la deformación elástica o plástica del propio barco.
- (2) En ausencia de un cálculo dinámico, la tabla C.3 proporciona valores indicativos de las fuerzas debidas al impacto de barcos en vías navegables interiores.

Tabla C.3 – Valores indicativos para las fuerzas dinámicas debidas al impacto de barcos en vías navegables interiores

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

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

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

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

(3) Los valores dinámicos indicativos proporcionados en la tabla C.3 pueden ajustarse dependiendo de las consecuencias del fallo del impacto de barco. Se recomienda incrementar estos valores dinámicos para altas consecuencias del fallo y reducirlos in caso de bajas consecuencias del fallo. Véase también el apartado 3.4.

(4) En ausencia de un cálculo dinámico para la estructura impactada, se recomienda multiplicar los valores dinámicos indicativos presentados en la tabla C.3 por un coeficiente de mayoración dinámico adecuado. Ciertamente, estos valores incluyen los efectos dinámicos en el objeto que colisiona, pero no así en la estructura. Para información sobre el cálculo dinámico véase el apartado C.4.3. Los valores indicativos del coeficiente de mayoración dinámico son 1,3 para el impacto frontal y 1,7 para el impacto lateral.

(5) En áreas portuarias las fuerzas presentadas en tabla C.3 pueden reducirse a la mitad.

C.4.2 Impacto de barcos en vías marítimas

(1) En ausencia de un cálculo dinámico, la tabla C.4 proporciona valores indicativos de las fuerzas debidas al impacto de barcos vías marítimas.

Tabla C.4 – Valores indicativos para las fuerzas dinámicas debidas al impacto de barcos en vías marítimas

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

(2) En ausencia de un cálculo dinámico para la estructura impactada, se recomienda multiplicar los valores dinámicos indicativos presentados en la tabla C.4 por un coeficiente de mayoración dinámico adecuado. Ciertamente, estos valores incluyen los efectos dinámicos en el objeto que colisiona, pero no así en la estructura. Para información sobre el cálculo dinámico véase el apartado C.4.3. Los valores indicativos del coeficiente de mayoración dinámico son 1,3 para el impacto frontal y 1,7 para el impacto lateral.

(3) En áreas portuarias las fuerzas presentadas en tabla C.4 pueden reducirse a la mitad.

(4) Para impactos laterales o de popa, se recomienda multiplicar las fuerzas indicadas en la tabla C.4 por un factor de 0,3, principalmente debido a las velocidades reducidas. El impacto lateral puede ser el caso determinante en vías navegables estrechas donde no es posible un impacto frontal.

C.4.3 Cálculo avanzado del impacto de barcos en vías navegables interiores

(1) La fuerza dinámica de impacto F_d puede derivarse de las ecuaciones (C.8) a (C.13). En este caso, se recomienda utilizar el valor promedio de la masa para la clase de barco pertinente definida en la tabla C.3, y una velocidad de proyecto v_{rd} igual a 3 m/s más por la velocidad del agua.

(2) Cuando tiene que tenerse en cuenta la masa hidrodinámica, se recomiendan valores de un 10% de la masa del agua desplazada para el impacto de proa y de 40% para el impacto lateral.

(3) Para deformaciones elásticas (cuando $E_{def} \leq 0,21$ MNm) la fuerza de impacto dinámica de cálculo puede calcularse a partir de la ecuación (C.8):

$$F_{dyn,el} = 10,95 \cdot \sqrt{E_{def}} \quad [\text{MN}] \quad (\text{C.8})$$

(4) Para deformaciones plásticas (cuando $E_{def} > 0,21$ MNm), el valor de cálculo de la fuerza de impacto dinámica puede obtenerse a partir de la ecuación (C.9):

$$F_{dyn,pl} = 5,0 \cdot \sqrt{1 + 0,128 \cdot E_{def}} \quad [\text{MN}] \quad (\text{C.9})$$

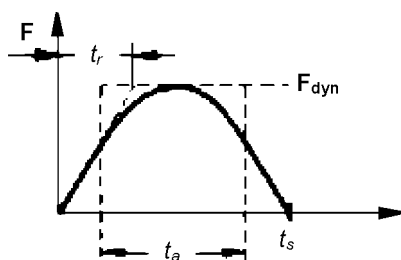
La energía de deformación E_{def} [MNm] es igual a la energía cinética total disponible E_a en caso de impacto frontal, mientras que en caso de impacto lateral con ángulo de $\alpha < 45^\circ$, puede suponerse un impacto deslizante y la energía de deformación puede considerarse igual a

$$E_{\text{def}} = E_a (1 - \cos \alpha) \quad (\text{C.10})$$

(5) La información sobre los modelos probabilísticos de las variables básicas que determinan la energía de deformación o el comportamiento del impacto del barco pueden utilizarse para el valor de cálculo de la fuerza de impacto basándose en métodos probabilísticos.

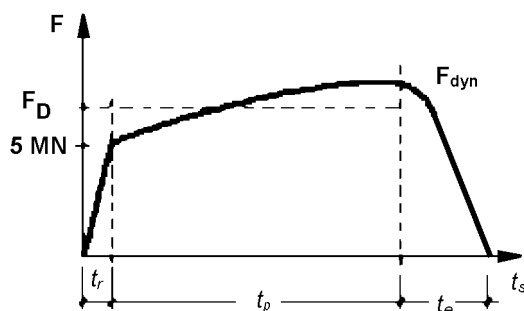
(6) Si se utiliza un cálculo estructural dinámico, las fuerzas de impacto deberían modelarse como un impulso de semionda sinusoidal para $F_{\text{dyn}} < 5 \text{ MN}$ (impacto elástico) y como un impulso en trapezio para $F_{\text{dyn}} > 5 \text{ MN}$ (impacto plástico); las duraciones de carga y otros detalles se presentan en la figura C.3.

impacto elástico ($F_{\text{dyn}} \leq 5 \text{ MN}$)



$$t_a = 2 \cdot \sqrt{m^*/c} = 2 \cdot t_r$$

impacto plástico ($F_{\text{dyn}} > 5 \text{ MN}$)



$$F_D \approx (F_0 + F_{\text{dyn}}) / 2$$

$$t_r \approx x_e / v_n$$

$$t_p \approx m^* \cdot v_n / F_D$$

$$t_e \approx \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{m^*/c}$$

Leyenda

- t_r : Duración del modo elástico [s]
- t_p : Duración del impacto plástico [s]
- t_e : Tiempo de la respuesta elástica [s]
- t_a : Tiempo equivalente de impacto [s]
- t_s : Tiempo total de impacto [s] para impacto plástico; $t_s = t_r + t_p + t_e$
- c : Rigidez elástica del barco (= 60 MN/m)
- F_0 : Fuerza límite elasto-plástica = 5 MN
- x_e : Deformación elástica ($\approx 0,1 \text{ m}$)
- v_n : a) velocidad de navegación v_n , para el impacto frontal;
b) velocidad del barco que colisiona perpendicular al punto de impacto $v_n = v_r \sin \alpha$ para el impacto lateral.

Para impacto frontal, la masa m^* a considerar es la masa total del barco/gabarra que colisiona para el impacto lateral: $m^* = (m_1 + m_{\text{hydr}})/3$, donde m_1 la masa del barco o gabarra que colisiona y m_{hydr} la masa hidráulica añadida.

Figura C.3 – Función carga-tiempo para la colisión de barcos, para la respuesta elástica y plástica del barco, respectivamente

(7) Cuando se conoce el valor de cálculo para la fuerza del impacto, por ejemplo tomándolo de la tabla C.3, y tiene que calcularse la duración de la carga, la masa m^* puede determinarse de la siguiente manera:

- si $F_{\text{dyn}} > 5 \text{ MN}$: estableciendo que E_{def} , ecuación (C.9), es igual a la energía cinética $E_a = 0,5 m^* v_n^2$,
- si $F_{\text{dyn}} \leq 5 \text{ MN}$: directamente por $\dot{m} = (F_{\text{dyn}}/v_n)^2 * (1/c) [\text{MN s}^2/\text{m}]$.

(8) Cuando no se especifica en el proyecto, se recomienda una velocidad de cálculo v_{rd} igual a 3 m/s más la velocidad del agua; en los puertos, se puede suponer una velocidad de 1,5 m/s. El ángulo α se puede tomar como 20°.

C.4.4 Cálculo avanzado del impacto de barcos vías marítimas

(1) La fuerza dinámica de impacto de cálculo para embarcaciones mercantes marinas entre 500 de Toneladas de Peso Muerto [(DWT) *Dead Weight Tons*] y 300 000 DWT puede determinarse aplicando la ecuación (C.11):

$$F_{\text{bow}} = \begin{cases} F_o \cdot \bar{L} \left[\bar{E}_{\text{imp}} + (5,0 - \bar{L}) \bar{L}^{1,6} \right]^{0,5} & \text{para } \bar{E}_{\text{imp}} \geq \bar{L}^{2,6} \\ 2,24 \cdot F_o \left[\bar{E}_{\text{imp}} \bar{L} \right]^{0,5} & \text{para } \bar{E}_{\text{imp}} < \bar{L}^{2,6} \end{cases} \quad (\text{C.11})$$

donde

$$\bar{L} = L_{\text{pp}} / 275 \text{ m}$$

$$\bar{E}_{\text{imp}} = E_{\text{imp}} / 1\,425 \text{ MNm}$$

$$E_{\text{imp}} = \frac{1}{2} m_x v_r^2$$

y

F_{bow} es la fuerza máxima de impacto de proa en [MN];

F_o es la fuerza de impacto de referencia = 210 MN;

E_{imp} es la energía a absorber por las deformaciones plásticas;

L_{pp} es la eslora de la embarcación en [m];

m_x es la masa más la masa añadida correspondiente al movimiento longitudinal en [10^6 kg];

v_r es la velocidad de navegación (velocidad de impacto) de la embarcación, $v_r = 5 \text{ m/s}$ (en puertos: 2,5 m/s).

(2) Pueden utilizarse modelos probabilísticos de las variables básicas que determinan la energía de deformación o el comportamiento en impacto del barco cuando el valor de cálculo de la fuerza de impacto se determina en base a métodos probabilísticos.

(3) Del balance de la energía se determina la abolladura máxima $s_{\text{máx.}}$ aplicando la ecuación (C.12):

$$s_{\text{máx.}} = \frac{\pi E_{\text{imp}}}{2 F_{\text{bow}}} \quad (\text{C.12})$$

- (4) La duración del impacto asociada, T_0 , se representa por la ecuación (C.13):

$$T_0 \approx 1,67 \frac{s_{\text{máx.}}}{v_r} \quad (\text{C.13})$$

- (5) Cuando no se especifica en el proyecto se recomienda una velocidad de navegación (velocidad de impacto) v_r igual a 5 m/s más la velocidad del agua; en los puertos, la velocidad supuesta puede ser de 2,5 m/s.

ANEXO D (Informativo)

EXPLOSIONES INTERIORES

D.1 Explosiones de polvo en recintos, embarcaciones y depósitos

(1) El tipo de polvo normalmente debería representarse por un parámetro del material K_{St} , que caracterice el comportamiento de la explosión confinada. K_{St} puede determinarse de manera experimental por los métodos normalizados para cada tipo de polvo.

NOTA 1 Un valor mayor para K_{St} produce mayores presiones y tiempos más cortos de elevación de las presiones en las explosiones interiores. El valor de K_{St} depende de los factores tales como los cambios en la composición química, el tamaño de las partículas y el contenido de humedad. Unos valores indicativos para K_{St} se presentan en la tabla D.1.

Tabla D.1 – K_{St} valores para polvos

Tipo de polvo	K_{St} ($\text{kN/m}^2 \times \text{m/s}$)
Lignito	18 000
Celulosa	27 000
Café	9 000
Maíz, maíz triturado	12 000
Almidón de maíz	21 000
Grano	13 000
Leche en polvo	16 000
Carbón mineral	13 000
Forraje mixto	4 000
Papel	6 000
Harina de guisantes	14 000
Pigmento	29 000
Caucho	14 000
Harina de centeno, harina de trigo	10 000
Harina de soja	12 000
Azúcar	15 000
Detergente en polvo	27 000
Madera, serrín de madera	22 000

NOTA 2 En las explosiones de polvo, las presiones alcanzan su valor máximo dentro de un período de tiempo del orden de 20 a 50 ms. El descenso a valores normales depende mucho del dispositivo de venteo y de la geometría del espacio cerrado.

NOTA 3 Véase también la Norma ISO 6184-1 Sistemas de protección contra explosiones. Parte 1: Determinación de índices de explosión de los polvos combustibles en el aire.

(2) El área de los paneles de venteo en recintos cúbicos y alargados, las embarcaciones, y los depósitos para las explosiones de polvo en un único recinto pueden determinarse utilizando la ecuación (D.1):

$$A = [4,485 \times 10^{-8} \times p_{\text{máx.}} \times K_{\text{st}} \times p_{\text{red.máx.}}^{-0,569} + 0,027(p_{\text{stat}} - 10) p_{\text{red.máx.}}^{-0,5}] V^{0,753} \quad (\text{D.1})$$

donde

A es el área de los paneles de venteo [m^2]

$p_{\text{máx.}}$ es la presión máxima del polvo [kN/m^2]

K_{St} es el índice de deflagración de una nube de polvo [$\text{kN/m}^2 \times \text{m/s}$], véase el punto (1)

$p_{\text{red.máx.}}$ es la presión reducida máxima prevista en la embarcación *venting* [kN/m^2]

p_{stat} es la presión de activación estática correspondiente de las áreas de los paneles de venteo existentes [kN/m^2]

V es el volumen del recinto, la embarcación, el depósito [m^3].

La ecuación (D.1) es válida con las siguientes limitaciones:

- $0,1 \text{ m}^3 \leq V \leq 10\,000 \text{ m}^3$
- $H/D \leq 2$, donde H es la altura y D el diámetro del recinto alargado, la embarcación o el depósito
- $10 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\text{stat}} \leq 100 \text{ kN/m}^2$, para los discos de ruptura y los paneles de poca masa que responden casi sin inercia
- $10 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\text{red.máx.}} \leq 200 \text{ kN/m}^2$
- $500 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\text{máx.}} \leq 1\,000 \text{ kN/m}^2$ para $1\,000 \text{ kN/m}^2 \times \text{m/s} \leq K_{\text{St}} \leq 30\,000 \text{ kN/m}^2 \times \text{m/s}$ respectivamente
- $500 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\text{máx.}} \leq 1\,200 \text{ kN/m}^2$ para $30\,000 \text{ kN/m}^2 \times \text{m/s} \leq K_{\text{St}} \leq 80\,000 \text{ kN/m}^2 \times \text{m/s}$.

(3) El área de los paneles de venteo de un recinto cerrado rectangular puede determinarse utilizando la ecuación (D.2):

$$A = [4,485 \times 10^{-8} \times p_{\text{máx.}} \times K_{\text{St}} \times p_{\text{Bem}}^{-0,569} + 0,027(p_{\text{stat}} - 10) p_{\text{Bem}}^{-0,5}] V^{0,753} \quad (\text{D.2})$$

donde

A es el área de los paneles de venteo [m^2]

$p_{\text{máx.}}$ es la presión máxima del polvo [kN/m^2]

K_{St} es el índice de deflagración de una nube de polvo [$\text{kN/m}^2 \times \text{m/s}$], véase el punto (1)

p_{Bem} es la resistencia de cálculo de la estructura [kN/m^2]

p_{stat} es la presión de activación estática correspondiente a las áreas de los paneles de venteo existentes [kN/m^2]

V es el volumen del espacio cerrado rectangular [m^3].

La ecuación (D.2) es válida con las siguientes limitaciones:

- $0,1 \text{ m}^3 \leq V \leq 10\,000 \text{ m}^3$
- $L_3/D_E \leq 2$, donde L_3 es la mayor dimensión del recinto cerrado, $D_E = 2(L_1 \times L_2 / \pi)^{0,5}$, L_1 y L_2 son las otras dimensiones del recinto cerrado
- $10 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\text{stat}} \leq 100 \text{ kN/m}^2$, para los discos de ruptura y los paneles de poca masa que responden casi sin inercia
- $10 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\text{red.máx.}} \leq 200 \text{ kN/m}^2$
- $500 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\text{máx.}} \leq 1\,000 \text{ kN/m}^2$ para $1\,000 \text{ kN/m}^2 \times \text{m/s} \leq K_{\text{St}} \leq 30\,000 \text{ kN/m}^2 \times \text{m/s}$ respectivamente
- $500 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\text{máx.}} \leq 1\,200 \text{ kN/m}^2$ para $30\,000 \text{ kN/m}^2 \times \text{m/s} \leq K_{\text{St}} \leq 80\,000 \text{ kN/m}^2 \times \text{m/s}$.

(4) Para los recintos de forma alargada con $L_3/D_E \geq 2$ debería considerarse el aumento siguiente para las áreas de paneles de venteo:

$$\Delta A_H = A(-4,305 \log p_{\text{Bem}} + 9,368) \log L_3 / D_E \quad (\text{D.3})$$

donde

ΔA_H es el incremento para el área de los paneles de venteo [m^2].

D.2 Explosiones del gas natural

(1) Para los edificios equipados para albergar una instalación de gas natural, la estructura puede proyectarse para soportar los efectos de una explosión interior de gas natural utilizando una presión estática nominal equivalente dada por las ecuaciones (D.4) y (D.5):

$$p_d = 3 + p_{\text{stat}} \quad (\text{D.4})$$

o

$$p_d = 3 + p_{\text{stat}} / 2 + 0,04 / (A_v / V)^2 \quad (\text{D.5})$$

cualquiera que sea mayor,

donde

p_{stat} es la presión estática uniformemente repartida bajo la cual se producirá un fallo en los elementos del panel de venteo, en (kN/m^2);

A_v es el área de los componentes de venteo, en m^2 ;

V es el volumen del recinto cerrado rectangular [m^3].

Las ecuaciones (D.4) y (D.5) son válidas para un recinto de hasta $1\,000 \text{ m}^3$ de volumen total.

NOTA La presión debida a la deflagración actúa de forma simultánea en todas las superficies de contorno del recinto.

(2) Si los componentes del edificio, con diferentes valores de p_{stat} contribuyen al área del panel de venteo, debería aplicarse el mayor valor de p_{stat} . No es necesario tener en cuenta ningún valor de p_d mayor de 50 kN/m^2 .

- (3) La relación del área de los paneles de venteo y del volumen debería cumplir con la ecuación (D.6):

$$0,05 \text{ (1/m)} \leq A_v / V \leq 0,15 \quad (\text{D.6})$$

D.3 Explosiones en los túneles de carretera y ferroviarios

- (1) En caso de una detonación en los túneles de carretera y ferroviarios, la evaluación de la presión en función del tiempo puede determinarse utilizando las ecuaciones (D.7) a (D.9), véase la figura D.1(a):

$$p(x,t) = p_0 \exp \left\{ - \left(t - \frac{|x|}{c_1} \right) / t_0 \right\} \quad \text{para } \frac{|x|}{c_1} \leq t \leq \frac{|x|}{c_2} - \frac{|x|}{c_1} \quad (\text{D.7})$$

$$p(x,t) = p_0 \exp \left\{ - \left(\frac{|x|}{c_2} - 2 \frac{|x|}{c_1} \right) / t_0 \right\} \quad \text{para } \frac{|x|}{c_2} - \frac{|x|}{c_1} \leq t \leq \frac{|x|}{c_2} \quad (\text{D.8})$$

$$p(x,t) = 0 \quad \text{para todas las demás condiciones} \quad (\text{D.9})$$

donde

p_0 es la presión de pico (=2 000 kN/m² para un combustible de gas natural licuado típico);

c_1 es la velocidad de propagación de la onda expansiva (~ 1 800 m/s);

c_2 es la velocidad de propagación acústica en gases calientes (~ 800 m/s);

t_0 es la constante de tiempo (= 0,01 s);

$|x|$ es la distancia hasta el centro de la explosión;

t es el tiempo.

- (2) En caso de una deflagración en los túneles de carretera y ferroviarios, la presión en función del tiempo puede obtenerse de la siguiente ecuación, véase la figura D1(b):

$$p(t) = 4p_0 \frac{t}{t_0} \left(1 - \frac{t}{t_0} \right) \quad \text{para } 0 \leq t \leq t_0 \quad (\text{D.10})$$

donde

p_0 es la presión de pico (=100 kN/m² para un combustible de gas natural licuado típico);

t_0 es la constante de tiempo (= 0,1 s);

t es el tiempo.

- (3) La presión determinada por la ecuación (D.10) puede utilizarse para la superficie interior completa del túnel.

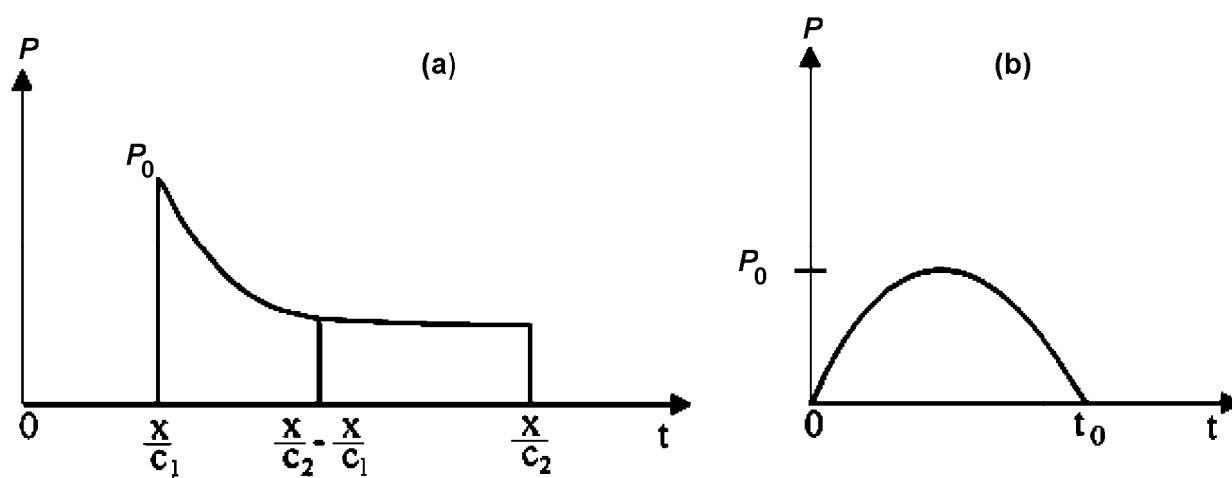


Figura D.1 – Presión en función del tiempo para (a) detonación y (b) deflagración

AENOR Asociación Española de
Normalización y Certificación

Génova, 6
28004 MADRID-España

info@aenor.es
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201
Fax: 913 104 032