

STEEL BUILDINGS IN EUROPE

**Edificios de acero de una sola
planta**

Parte 3: Acciones

**Edificios de acero de una sola
planta
Parte 3: Acciones**

PRÓLOGO

Esta publicación es la parte 3 de la guía de diseño *Edificios de acero de una sola planta* (en inglés, *Single-Storey Steel Buildings*).

Las 11 Partes en que se divide la guía *Edificios de Acero de una sola planta* son:

- Parte 1: Guía del arquitecto
- Parte 2: Diseño conceptual
- Parte 3: Acciones
- Parte 4: Diseño de detalle de pórticos de naves
- Parte 5: Diseño detallado de celosías
- Parte 6: Diseño detallado de pilares compuestos
- Parte 7: Ingeniería de fuego
- Parte 8: Cerramiento
- Parte 9: Introducción a herramientas informáticas
- Parte 10: Guía de prescripciones técnicas del proyecto
- Parte 11: Uniones resistentes a momentos

Edificios de acero de una sola planta, es una de las dos guías de diseño publicadas. La segunda guía se titula *Edificios de acero de varias plantas* (en inglés, *Multi-Storey Steel Buildings*).

Ambas guías han sido editadas dentro del marco del proyecto europeo: *Facilitating the market development for sections in industrial halls and low rise buildings (SECHALO) RFS2-CT-2008-0030*.

Ambas guías de diseño han sido redactadas y editadas bajo la dirección de ArcelorMittal, Peiner Träger y Corus. El contenido técnico ha sido elaborado por CTICM y SCI, colaboradores de Steel Alliance.

Índice

	Página Nº
PRÓLOGO	iii
RESUMEN	vi
1 INTRODUCCIÓN	1
2 FILOSOFÍA DE SEGURIDAD SEGÚN LA NORMA EN 1990	2
2.1 Formato general de las comprobaciones	2
2.2 Estados límite últimos y estados límite de servicio	2
2.3 Valores característicos y valores de cálculo de las acciones	3
3 Combinaciones de acciones	4
3.1 Aspectos generales	4
3.2 Combinaciones del ELU	4
3.3 Combinaciones del ELS	6
4 ACCIONES PERMANENTES	8
5 CARGAS DE CONSTRUCCIÓN	9
6 SOBRECARGAS DE USO	10
6.1 Aspectos generales	10
6.2 Acciones generadas por las grúas según la norma EN 1991-3	10
6.3 Cargas horizontales en parapetos	15
7 CARGAS DE NIEVE	16
7.1 Aspectos generales	16
7.2 Metodología	16
8 ACCIÓN DEL VIENTO	22
8.1 Aspectos generales	22
8.2 Metodología	22
8.3 Diagramas de flujo	31
9 EL EFECTO DE LA TEMPERATURA	32
REFERENCIAS	33
APÉNDICE A Ejemplo resuelto: carga de nieve aplicada sobre un edificio de una sola planta	36
APÉNDICE B Ejemplo resuelto: acción del viento en edificios de una sola planta	47

RESUMEN

En el presente documento se proporcionan directrices para el cálculo de las acciones sobre edificios de una sola planta, según lo definido en las normas EN 1990 y EN 1991. Tras una pequeña descripción sobre el formato general de cálculo según los estados límite, se indica cómo calcular las acciones permanentes, variables y las combinaciones de acciones. La determinación de las cargas generadas por la nieve y el cálculo de la acción del viento se describen y resumen en diagramas de flujo detallados. También se incluyen ejemplos sencillos resueltos de las cargas generadas por la nieve y de la acción del viento.

1 INTRODUCCIÓN

Esta guía proporciona información básica sobre cómo determinar las acciones de cálculo en un edificio de una sola planta. Describe la base de cálculo según el concepto de estado límite y de acuerdo con el método de factor parcial, según lo estipulado en los siguientes apartados de los Eurocódigos:

- EN 1990: Bases de cálculo de estructuras^[1]
- EN 1991: Acciones en estructuras
 - Parte 1-1: Acciones generales – Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios^[2].
 - Parte 1-3: Acciones generales – Cargas de nieve^[3]
 - Parte 1-4: Acciones generales – Acciones de viento^[4]
 - Parte 1-5: Acciones generales – Acciones térmicas^[5]
 - Parte 3: Acciones generadas por grúas y maquinaria^[6]

En esta guía se presentan de manera detallada las normas de cálculo que se aplican a los edificios de una sola planta, haciendo las referencias oportunas a los apartados, tablas y gráficos correspondientes de los Eurocódigos.

Se puede encontrar información adicional al respecto en las referencias 7 y 8.

2 FILOSOFÍA DE SEGURIDAD SEGÚN LA NORMA EN 1990

2.1 Formato general de las comprobaciones

Se puede distinguir entre los estados límite últimos (ELU) y los estados límite de servicio (ELS).

Los estados límite últimos tratan las siguientes situaciones de cálculo:

- Situaciones de proyecto persistentes (condiciones de uso normal)
- Situaciones de proyecto transitorias (condiciones temporales aplicables a la estructura, por ejemplo durante su ejecución o reparación)
- Situaciones de proyecto accidentales (condiciones excepcionales aplicables a la estructura).
- Situaciones de proyecto sísmicas (condiciones aplicables a la estructura cuando se ve sometida a sismos). Estos fenómenos se tratan en la norma EN 1998^[9] y están fuera del ámbito de esta guía.

Los estados límite de servicio se refieren al funcionamiento de la estructura bajo uso normal, la comodidad de las personas y la apariencia de las construcciones. Se efectuarán comprobaciones en todas las situaciones de proyecto y combinaciones de acciones que sean pertinentes.

2.2 Estados límite últimos y estados límite de servicio

2.2.1 Estados límite últimos (ELU)

Los estados clasificados como estados límite últimos son aquellos que se refieren a la seguridad de las personas y/o a la seguridad de la estructura. La estructura deberá ser comprobada en cuanto a sus ULS cuando se dé:

- Pérdida de equilibrio de la estructura o cualquier parte de ella (EQU).
- Fallo por deformación excesiva, ruptura, pérdida de estabilidad de la estructura o cualquier parte de ella (STR).
- Fallo o deformación excesiva del terreno (GEO).
- Fallo por fatiga o por otros factores dependientes del tiempo (FAT).

2.2.2 Estados límite de servicio (SLS)

La estructura deberá ser verificada en cuanto a sus SLS cuando existan:

- Deformaciones que afecten a la apariencia, la comodidad de los usuarios o el funcionamiento de la estructura.
- Vibraciones que causen incomodidades a las personas o que limiten la efectividad funcional de la estructura.
- Daños que puedan afectar adversamente a la apariencia, la durabilidad o el funcionamiento de la estructura

2.3 Valores característicos y valores de cálculo de las acciones

2.3.1 Aspectos generales

Las acciones se clasifican, por su variación en el tiempo, como se indica a continuación:

- Acciones permanentes (G), por ejemplo el peso propio de las estructuras o el equipamiento fijo.
- Acciones variables (Q), por ejemplo las sobrecargas de uso, acciones del viento y las cargas de nieve.
- Acciones accidentales (A), por ejemplo las explosiones o el impacto de vehículos.

Determinadas acciones pueden ser clasificadas como acciones accidentales y/o variables, por ejemplo las acciones sísmicas, las cargas de nieve, acciones del viento en algunas situaciones de proyecto.

2.3.2 Valores característicos de las acciones

El valor característico (F_k) de una acción es su valor representativo principal. Se define en base a un valor estadístico que corresponde con la probabilidad establecida de no exceder lo aceptable, durante un periodo de referencia considerando la vida útil de la estructura.

Estos valores se especifican en las diferentes partes de la norma EN 1991.

2.3.3 Valor de cálculo de las acciones

En términos generales el valor de cálculo F_d de una acción F viene dado por:

$$F_d = \gamma \psi F_k$$

donde:

F_k es el valor característico de la acción

γ es el coeficiente parcial para la acción

ψ puede ser 1,00, ψ_0 , ψ_1 ó ψ_2

2.3.4 Coeficientes parciales

Los coeficientes parciales se utilizan para verificar las estructuras en el ELU y en el ELS. Estos coeficientes se pueden obtener del Anexo A1 de la norma EN 1990, de la norma EN 1991 o del Anexo Nacional correspondiente.

2.3.5 Coeficientes ψ

En las combinaciones de acciones, los coeficientes ψ son aplicados a las acciones variables al objeto de considerar la reducida probabilidad de que sus valores característicos ocurran simultáneamente.

Los valores recomendados para los coeficientes ψ en la construcción de edificios, se pueden obtener en la Tabla A1.1 del Anexo A1 de la EN 1990, de la norma EN 1991 o del Anexo Nacional correspondiente.

3 Combinaciones de acciones

3.1 Aspectos generales

Las acciones individuales deben ser combinadas para garantizar que no se excede el estado límite de las situaciones de cálculo pertinentes.

Las acciones que no pueden ocurrir simultáneamente, por ejemplo debido a causas físicas, no deben ser consideradas en una misma combinación.

En función de los usos, la forma y la ubicación del edificio, las combinaciones de acciones pueden considerar un máximo de dos acciones variables (ver Nota 1 en la norma EN 1990, apartado § A1.2.1(1)). El Anexo Nacional puede contener información adicional al respecto.

3.2 Combinaciones del ELU

3.2.1 Equilibrio estático

Para comprobar un estado límite del equilibrio de la estructura (EQU) es necesario asegurar que:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

donde:

$E_{d,dst}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras

$E_{d,stab}$ es el valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras

3.2.2 Rotura o deformación excesiva

Para verificar un estado límite de fractura de una sección, elemento o unión (STR y/o GEO), es necesario asegurar que:

$$E_d \leq R_d$$

donde:

E_d es el valor de cálculo del efecto de las acciones

R_d es el valor de cálculo de la resistencia correspondiente

Cada combinación de acciones debe incluir una acción variable principal o una acción accidental.

3.2.3 Combinaciones de acciones para situaciones de proyecto permanentes o transitorias

Según lo estipulado en la norma EN 1990 § 6.4.3.2(3), las combinaciones de acciones se pueden obtener tanto de la expresión (6.10) o de las expresiones (6.10a y 6.10b) – la que resulte menos favorable. La elección de una de estas dos alternativas puede venir dada por el Anexo Nacional.

Por regla general, la expresión (6.10) es conservadora con respecto a las expresiones (6.10a y 6.10b), pero implica un número menor de combinaciones a considerar.

	Acciones permanentes:	Acción variable predominante	Acciones variables de acompañamiento	
$E_d =$	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j}$	$+ \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$+ \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	(6.10)
$E_d =$	$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j}$	$+ \psi_{0,1} \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$+ \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	(6.10a)
$E_d =$	$\xi \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j}$	$+ \gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$+ \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	(6.10b)

Los valores de G_k y Q_k pueden consultarse en la norma EN 1991 o en su Anexo Nacional.

γ_G y γ_Q se pueden consultar en la Tabla A1.2(A) para equilibrio estático (EQU) y Tablas A1.2(B) y A1.2(C) para fractura (STR y/o GEO) de la norma EN 1990 o en el Anexo Nacional correspondiente. En la Tabla 3.1 se incluyen los valores recomendados para los coeficientes parciales.

Tabla 3.1 Valores recomendados para coeficientes parciales

Tabla (EN 1990)	Estado límite	$\gamma_{G,inf}$	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{Q,1} = \gamma_{Q,i}$	$\gamma_{Q,i} = \gamma_{Q,i}$
A1.2(A)	EQU	0,90	1,10	1,50	1,50
A1.2(B)	STR/GEO	1,00	1,35	1,50	1,50
A1.2(C)	STR/GEO	1,00	1,00	1,30	1,30

Los coeficientes ψ_0 se pueden consultar en la Tabla A1.1 de la norma EN 1990 o en el Anexo Nacional correspondiente. Este coeficiente varía entre 0,5 y 1, salvo en las cubiertas de categoría H ($\psi_0 = 0$).

ξ es un coeficiente de reducción para las cargas permanentes. Según la Tabla A1.2(B) de la norma EN 1990, el valor recomendado para edificios es $\xi = 0,85$. El Anexo Nacional puede especificar un valor distinto.

Por ejemplo, según la ecuación 6.10:

1. Con la nieve como acción variable principal:

$$E_d = 1,35 G + 1,5 S + (1,5 \times 0,6) W = 1,35 G + 1,5 S + 0,9 W$$

2. Con el viento como acción variable principal:

$$E_d = 1,35 G + 1,5 W + (1,5 \times 0,5) S = 1,35 G + 1,5 W + 0,75 S$$

3.2.4 Combinaciones de acciones para situaciones de proyecto accidentales

Las combinaciones de acciones para situaciones de proyecto accidentales deben incluir una acción accidental explícita o referirse a la situación posterior a un hecho accidental.

Acciones permanentes	Acción accidental	Acción variable principal	Acciones variables de acompañamiento
$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	+	A_d	+
		$(\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) Q_{k,1}$	+
			$\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

La elección entre $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ o $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ debe adecuarse a la situación de proyecto accidental correspondiente. Véase la norma EN 1990 o su Anexo Nacional para obtener información adicional sobre este tema

3.3 Combinaciones del ELS

3.3.1 Estados límite de servicio

Para verificar un estado límite de servicio hay que asegurar que:

$$E_d \leq C_d$$

donde:

E_d es el valor de cálculo de los efectos de las acciones especificadas en el criterio de servicio,

C_d es el valor de cálculo límite del criterio correspondiente de aptitud al servicio.

3.3.2 Combinación característica

La combinación característica se utiliza normalmente para estados límite irreversibles.

Acciones permanentes:	Acción variable principal	Acciones variables de acompañamiento
$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	+	$Q_{k,1}$
		+
		$\sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Por ejemplo:

$$E_d = G + S + 0,6 W$$

$$E_d = G + W + 0,5 S$$

3.3.3 Combinación frecuente

La combinación frecuente se utiliza normalmente para estados límite reversibles.

Acciones permanentes:	Acción variable principal	Acciones variables de acompañamiento
$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	+	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$
		+
		$\sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Por ejemplo:

$$E_d = G + 0,2 S \quad (\psi_2 = 0 \text{ para la acción del viento})$$

$$E_d = G + 0,2 W \quad (\psi_2 = 0 \text{ para la carga de la nieve})$$

3.3.4 Combinación casi-permanente

La combinación casi-permanente se utiliza normalmente para los efectos a largo plazo y para la apariencia de la estructura

	Acciones permanentes:		Acciones variables
$E_d =$	$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}$	+	$\sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Por ejemplo:

$E_d = G$ (ya que $\psi_2 = 0$ tanto para la acción del viento como para la carga de nieve)

4 ACCIONES PERMANENTES

El peso propio de la construcción es normalmente la carga permanente principal. Debería clasificarse como una acción fija y permanente. En la mayoría de los casos debería representarse mediante un único valor característico.

El peso total propio de los elementos estructurales y de los no estructurales, incluyendo las instalaciones fijas, debe tenerse en cuenta en las combinaciones de acciones como una única acción.

Los elementos no estructurales incluyen las cubiertas, superficies y recubrimientos, particiones y revestimientos, barandillas, vallas de seguridad, parapetos, cerramientos, falsos techos, aislamiento térmico, maquinaria fija y todas las instalaciones fijas (equipamiento para ascensores y escaleras mecánicas, calefacción, ventilación, equipamiento electrónico y de aire acondicionado, tuberías sin su contenido, cableado y conductos).

Los valores característicos del peso propio deben ser calculados a partir de las dimensiones y las densidades de los elementos.

En el Anexo A (Tablas A.1 a A.5) de la norma EN 1991-1-1 pueden consultarse las densidades de los materiales de construcción.

Por ejemplo:

Acero: $\gamma = 77,0 - 78,5 \text{ kN/m}^3$

Aluminio: $\gamma = 27,0 \text{ kN/m}^3$

Los datos sobre los elementos manufacturados (fachadas, cubiertas y otros equipamientos para edificios) pueden obtenerse del fabricante.

5 CARGAS DE CONSTRUCCIÓN

La forma de determinar las acciones durante la ejecución se encuentra en la norma EN 1991-1-6. Se han de comprobar tanto los estados límite de servicio como los estados límite últimos.

La Tabla 4.1 indica las cargas de construcción que deben considerarse:

- Personal y herramientas (Q_{ca})
- Almacenamiento de elementos móviles (Q_{cb})
- Equipamiento no permanente (Q_{cc})
- Maquinaria y equipamiento pesado móvil (Q_{cd})
- Acumulación de residuos (Q_{ce})
- Cargas de partes de la estructura de carácter temporal (Q_{cf}).

Los valores recomendados figuran en la misma tabla aunque el Anexo Nacional puede proporcionar otros valores.

En los edificios de una planta, un ejemplo de carga de ejecución sería el peso de los elementos de cerramiento de la estructura antes de su montaje.

6 SOBRECARGAS DE USO

6.1 Aspectos generales

Las sobrecargas en edificios suelen considerarse como acciones variables. Vienen dadas por la ocupación del edificio e incluyen el uso normal de los usuarios, el mobiliario y objetos móviles, vehículos, acontecimientos no habituales (concentraciones de personas o muebles, traslado o almacenamiento temporal de objetos, etc.). Las particiones móviles se consideran sobrecargas.

Las sobrecargas se representan como cargas distribuidas de manera uniforme, líneas de carga o cargas concentradas, sobre cubiertas o forjados, o una combinación de las mismas.

Las superficies de forjado y cubierta de los edificios se subdividen en categorías, en función de su uso (EN 1991-1-1 Tabla 6.1). Los valores característicos q_k (carga uniformemente distribuida) y Q_k (carga concentrada) relativos a estas categorías se especifican en la Tabla 6.2 de la norma EN 1991-1-1 o en el Anexo Nacional.

Para el cálculo de un forjado o una cubierta específica, la sobrecarga será considerada como una acción libre que incide en la parte más desfavorable del área de influencia de los efectos de la acción considerada.

En el caso de sobrecargas de forjados y cubiertas accesibles, el valor característico q_k puede multiplicarse por coeficientes de reducción en función del área sometida a carga y del número de plantas (sección 6.3.1.2 de la norma EN 1991-1-1). El apartado 6 del documento Edificios de acero de varias plantas, Parte 3: Acciones^[10] contiene información adicional al respecto.

Los valores característicos de las sobrecargas se especifican en el apartado 6.3 de la norma EN 1991-1-1, como sigue:

6.3.1 Áreas residenciales, sociales, comerciales y administrativas

6.3.2 Áreas de almacenamiento y actividad industrial

6.3.3 Garajes y áreas de tráfico de vehículos

6.3.4 Cubiertas.

6.2 Acciones generadas por las grúas según la norma EN 1991-3

6.2.1 Aspectos generales

La mayoría de los edificios industriales deben disponer de equipos de manipulación que faciliten el movimiento y transporte de en el edificio. La Figura 6.1 muestra una grúa convencional junto con sus elementos principales.

Una solución ventajosa es la instalación de puentes-grúa. La estructura se ve sometida a cargas que actúan tanto vertical como lateralmente, que pueden ser

las acciones predominantes de la estructura y las que condicionen su dimensionamiento.

La determinación de las acciones generadas por las grúas resulta compleja, ya que sobre ellas influyen múltiples factores, como:

- El peso de la grúa y su capacidad de carga;
- La rigidez, tanto de la estructura del puente-grúa como de las viga carril;
- La velocidad y aceleración de la grúa;
- El diseño de la grúa (accionamientos de las ruedas, sistemas de carril, etc.)

Los fabricantes de las grúas son los que habitualmente proporcionan las características de éstas.

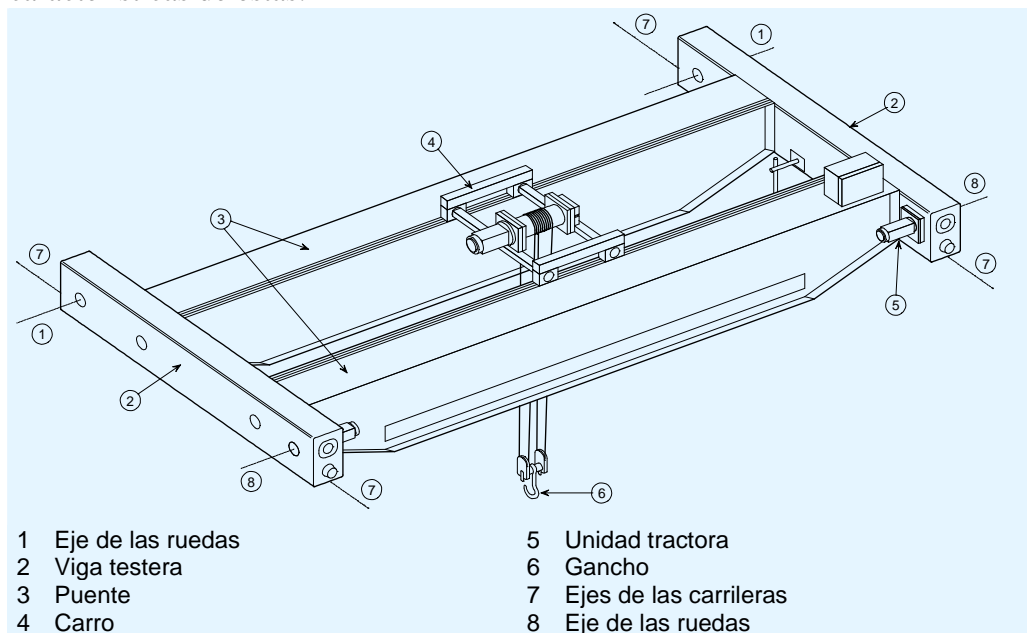


Figura 6.1 Componentes principales de una grúa

La norma de aplicación en la que se especifican estas acciones es la norma EN 1991-3, “Acciones sobre estructuras: acciones generadas por grúas y maquinaria”.

Las acciones variables del puente grúa pueden dividirse en:

- Acciones variables verticales generadas por el peso propio de la grúa y del montacargas,
- Acciones variables horizontales generadas por la aceleración, deceleración, torsión y otros efectos dinámicos.

6.2.2 Acciones verticales

Entre las acciones verticales se incluyen las cargas permanentes (el peso propio de la grúa, la capacidad de carga, el gancho, etc.).

La distribución de las cargas permanentes generalmente se asimila a la de las vigas simplemente apoyadas, considerando tanto las vigas principales como el propio puente situado sobre las vigas testeras.

Normalmente se tienen en cuenta dos posiciones del carro para obtener la distribución de cargas más desfavorable en el puente: aquella en la que el carro se encuentra en el punto medio del puente o aquella en la que el gancho se sitúa en la posición más cercana posible a la carrilera.

Teniendo en cuenta ambas posiciones del carro se pueden obtener las cargas máxima y mínima por rueda que actúan sobre la carrilera.

También se debe considerar una aplicación excéntrica de estas cargas, utilizando habitualmente para ello una cuarta parte del cabezal del carril.

A los valores de las acciones estáticas anteriores se les aplican coeficientes dinámicos, con el fin de tener en cuenta algunas situaciones como el impacto de las ruedas sobre las uniones de los carriles, el desgaste de los carriles y las ruedas, la liberación o elevación de la carga de trabajo, etc.

Dichos coeficientes dinámicos se representan mediante φ_1 a φ_4 (consultar la Tabla 2.4 de la norma EN 1991-3).

6.2.3 Acciones horizontales

Se deberían considerar los siguientes tipos de fuerzas horizontales:

- Fuerzas horizontales generadas por la aceleración y deceleración del puente durante su movimiento por las vigas carrileras
- Fuerzas horizontales generadas por la aceleración y deceleración del carro durante su movimiento por el puente
- Fuerzas horizontales generadas durante la marcha oblicua del carro
- Fuerzas de choque contra los topes finales asociadas al movimiento del puente
- Fuerzas de choque contra los topes finales asociadas al movimiento del carro.

No se debería considerar más de una de las cinco fuerzas horizontales al mismo tiempo. En términos generales, se supone que el tercer tipo de fuerzas queda englobado dentro del quinto tipo. Los dos últimos tipos de fuerzas tienen la consideración de fuerzas accidentales.

Habitualmente, los detalles que se indican a continuación en relación a los dos primeros tipos de fuerzas son los que condicionan la configuración y dimensionamiento de las carrileras de la grúa.

1. Fuerzas horizontales generadas por la aceleración y deceleración del puente durante su movimiento por las vigas carrileras.

Estas fuerzas actúan sobre la superficie de contacto entre la carrilera y la rueda. Deben amplificarse utilizando un coeficiente dinámico φ_5 (consultar la Tabla 2.6 de la norma EN 1991-3), cuyo valor puede oscilar entre 1,0 y 3,0, considerándose habitualmente un valor de 1,5. Estas fuerzas están compuestas por una combinación de esfuerzos longitudinales (K_1 y K_2) y esfuerzos transversales ($H_{T,1}$ y $H_{T,2}$), tal como se muestra en la Figura 6.2.

Los esfuerzos longitudinales dan lugar a la fuerza motriz resultante K ; que debe transmitirse a las ruedas motrices sin que éstas patinen, incluso cuando la grúa no se encuentra sometida a ninguna carga de trabajo.

La fuerza motriz resultante no atraviesa el centro de masas (S), lo que genera un momento torsor cada vez que la grúa acelera o decelera. Este momento se distribuye entre las carrileras, en función de la posición del centro de masas.

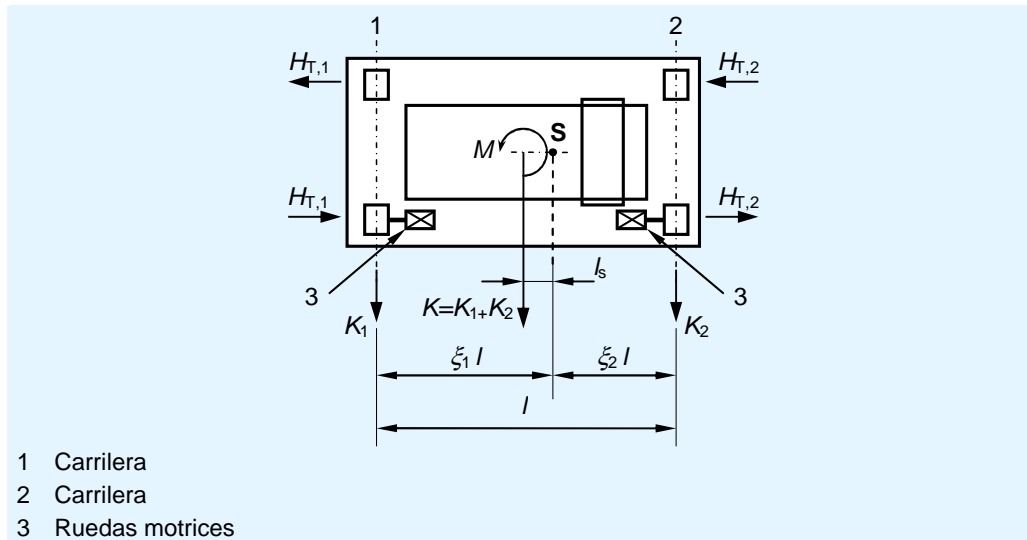


Figura 6.2 Fuerzas de aceleración

2 Fuerzas horizontales generadas durante la marcha oblicua del carro

Las fuerzas descritas a continuación se deben al desplazamiento oblicuo de la grúa cuando esta, por cualquier motivo, está girada respecto a su posición original y posteriormente sigue desplazándose oblicuamente hasta que el elemento de guiado entra en contacto con la parte lateral de la carrilera.

La fuerza lateral ejercida sobre la parte lateral del carril aumenta hasta alcanzar un valor máximo S ; la grúa vuelve a su trayectoria correcta, al menos temporalmente, debido a dicha fuerza.

Los sistemas de guiado pueden ser rodillos de guiado específicos o las alas de la propia viga carrilera.

El cálculo de las fuerzas correspondientes depende del tipo de sistema tractor (unidades tractoras sin sincronización entre las ruedas o una unidad tractora central acoplada a las ruedas), de la fijación de las ruedas en función del movimiento lateral y de la ubicación del centro instantáneo de rotación.

Las fuerzas generadas por la marcha oblicua se componen de esfuerzos longitudinales y transversales, como se muestra en la Figura 6.3.

Estas cargas actúan sobre cada una de las ruedas ($H_{S,i,j,k}$), mientras que una fuerza de guiado S actúa sobre el sistema de guiado.

Los índices de esfuerzos $H_{S,i,j,k}$ se corresponden con los siguientes elementos

- S hace referencia a la marcha oblicua
- i hace referencia a carrilera

- j hace referencia al par de ruedas correspondiente (el número 1 representa al par de ruedas más alejado del centro de rotación)
- k hace referencia a la dirección de la fuerza; si la fuerza actúa longitudinalmente se utiliza la letra L, mientras que si actúa transversalmente se utiliza la letra T.

La fuerza S equilibra la suma de los esfuerzos transversales

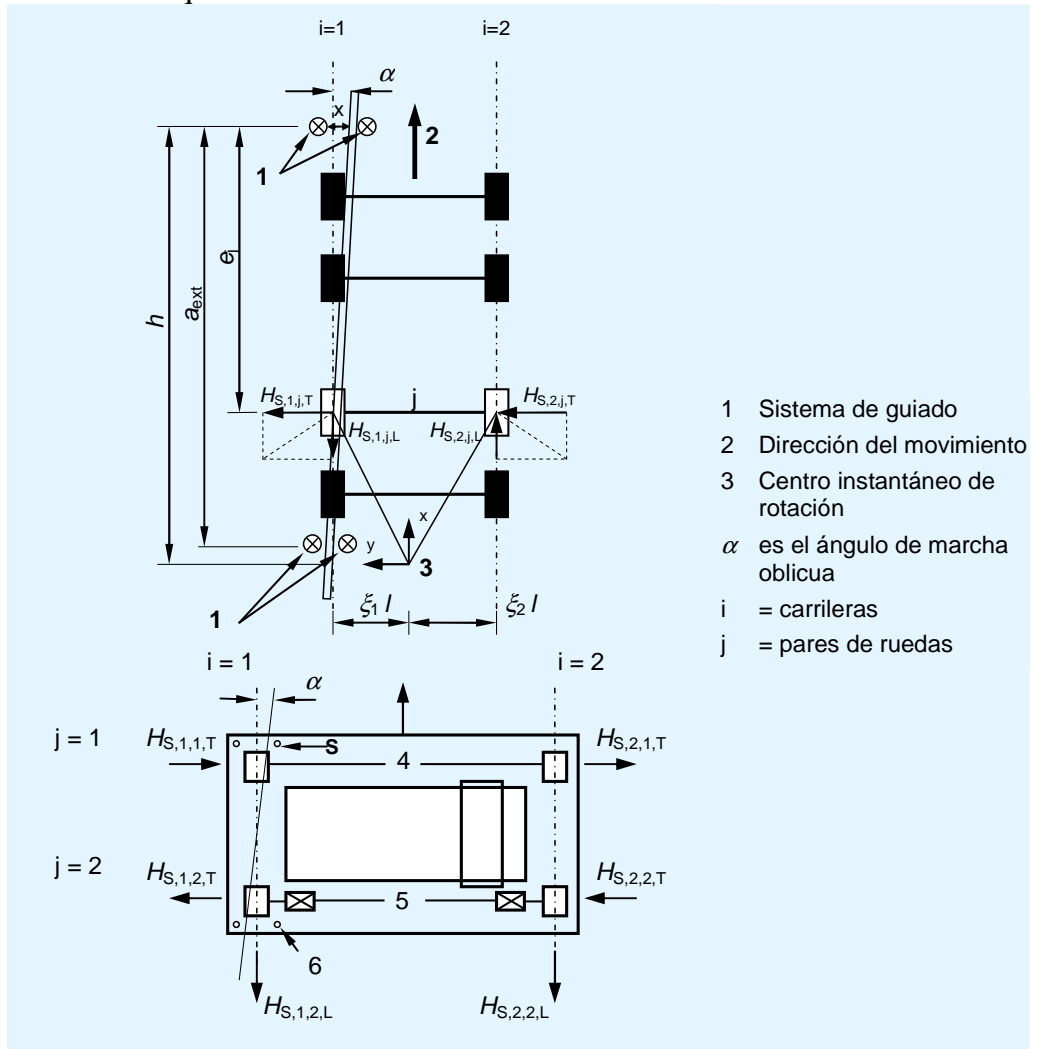


Figura 6.3 Fuerzas resultantes de la marcha oblicua

6.2.4 Otras cargas o fuerzas

Para poder disponer de una visión completa de las cargas generadas por las grúas, se deben tener en cuenta:

3. Las acciones del viento sobre la estructura de la grúa y la carga de trabajo
 Cuando se consideran conjuntamente el viento y la carga de trabajo, se suele utilizar una velocidad del viento de 20 m/s
4. Cargas de ensayo
 - Carga de ensayo dinámico: al menos un 110 % de la carga nominal, multiplicada por el coeficiente dinámico ϕ_6 (consultar la sección 2.10 (4) de la norma EN-1991-3)

- Carga de ensayo estático: al menos un 125 % de la carga nominal, sin aplicar ningún coeficiente dinámico.

5. Fuerzas accidentales

- Fuerza de inclinación: cuando la carga o los elementos de elevación impactan contra un obstáculo.
- Y, si procede: fallo mecánico (fallo de un único freno, fallo del eje de la rueda, etc.).

6.2.5 Acción de varias grúas

Es frecuente que en un mismo edificio existan varias grúas; todas ellas pueden moverse sobre las mismas carrileras o a distintos niveles dentro de un mismo vano o en una nave de varios vanos.

Cuando existan varias grúas, se deberá tener en cuenta la posición más desfavorable para los siguientes elementos:

- Las carrileras
- La estructura sobre la que se sustenta la grúa.

Table 6.1 Recomendaciones para el número máximo de grúas a considerar en una posición desfavorable

Acción de las grúas	Grúas en cada carrilera	Grúas en cada vano	Grúas en edificios de varios vanos	
	Vertical	3	4	4
Horizontal	2	2	2	2

Para las acciones horizontales de las grúas, resulta aceptable limitar a dos el número de grúas trabajando simultáneamente; para las acciones verticales, el número de grúas trabajando simultáneamente oscila entre dos y cuatro.

No obstante, las grúas que no soporten carga alguna también deberán tenerse en consideración si ejercen un efecto desfavorable.

6.3 Cargas horizontales en parapetos

Los valores característicos de la carga lineales q_k que inciden a la altura de las particiones o de los parapetos, pero con alturas inferiores a 1,20 m, deberían obtenerse de la Tabla 6.12 de la norma EN 1991-1-1 o del Anexo Nacional.

7 CARGAS DE NIEVE

7.1 Aspectos generales

Este documento proporciona información para determinar los valores de las cargas generadas por la nieve que deben utilizarse para edificios convencionales de una planta, conforme a las especificaciones de la norma EN 1991-1-3. El procedimiento de diseño se resume en un diagrama de flujo (Figura 7.5). En el Anexo A se incluye un ejemplo práctico en el que se aborda la determinación de las cargas de nieve en un edificio de una planta.

Las recomendaciones no se aplican a aquellos lugares situados a altitudes superiores a 1.500 m (salvo que se especifique lo contrario).

Las cargas de nieve deberían clasificarse como acciones fijas y variables, salvo que la norma EN 1991-1-3 indique lo contrario. Para condiciones particulares, como cargas de nieve excepcionales y/o cargas generadas por acumulaciones de nieve excepcionales, podrían tratarse como acciones accidentales en función de la ubicación geográfica.

Las cargas de nieve deberían clasificarse como acciones estáticas.

Podría ser necesario considerar dos situaciones de proyecto distintas:

- Se debería considerar una situación persistente/transitoria para disposiciones de carga de nieve (tanto con como sin acumulación de nieve) en aquellos lugares en los que es poco probable que se produzcan nevadas y acumulaciones de nieve excepcionales.
- Se debería considerar una situación de proyecto accidental en aquellas ubicaciones geográficas en las que es probable que se produzcan nevadas y/o acumulaciones de nieve excepcionales.

El Anexo Nacional puede definir la situación de proyecto que debe aplicarse.

7.2 Metodología

7.2.1 Carga de nieve a nivel del terreno

Pueden darse distintas situaciones de proyecto en función de las condiciones climatológicas. Las posibilidades son las siguientes:

- Caso A: Caso normal (sin nevadas ni acumulaciones excepcionales)
- Caso B1: Nevadas excepcionales sin acumulaciones excepcionales
- Caso B2: Acumulaciones excepcionales sin nevadas excepcionales (según lo especificado en la norma EN 1991-1-3, Anexo B)
- Caso B3: Nevadas excepcionales sin acumulaciones excepcionales (según lo especificado en la norma EN 1991-1-3, Anexo B).

El organismo nacional competente puede determinar el caso que debe aplicarse en lugares específicos de su propio territorio. El Anexo Nacional especifica el valor de, s_k que debe utilizarse a nivel del terreno.

En aquellos lugares en los que puedan generarse cargas de nieve excepcionales sobre el terreno, estas pueden determinarse utilizando la siguiente expresión:

$$s_{Ad} = C_{esl} s_k$$

donde:

- s_{Ad} es el valor de cálculo de la carga de nieve excepcional sobre el terreno para un determinado lugar
- C_{esl} es el coeficiente asociado a las cargas de nieve excepcionales (el valor recomendado es $C_{esl} = 2,0$)
- s_k es el valor característico de la carga de nieve sobre el terreno para un determinado lugar.

El Anexo Nacional correspondiente podría recomendar otro valor de C_{esl} o del valor de cálculo de la carga de nieve excepcional sobre el terreno, s_{Ad} .

7.2.2 Carga de nieve en cubiertas

La carga actúa en vertical y se refiere a la proyección horizontal del área de la cubierta. La nieve puede depositarse sobre la cubierta de diversas formas.

Se deben considerar dos configuraciones de carga principales:

- carga de nieve sin acumulaciones sobre cubiertas
- carga de nieve con acumulaciones sobre cubiertas

Las cargas de nieve sobre las cubiertas se obtienen a partir de las cargas de nieve sobre el terreno, multiplicando estas últimas por coeficientes de conversión apropiados (de forma, de exposición y térmicos). Se deberán determinar de la manera siguiente:

- Situaciones de proyecto persistentes/transitorias (condiciones de uso normal/condiciones temporales):

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

- Situaciones de proyecto accidentales (condiciones excepcionales) en las que la carga de nieve excepcional constituye la acción accidental:

$$s = \mu_i C_e C_t s_{Ad}$$

- Situaciones de proyecto accidentales en las que la acumulación excepcional de nieve constituye la acción accidental, y en las que se aplica lo dispuesto en el Anexo B de la norma EN 1991-1-3.

$$s = \mu_i s_k$$

donde:

- μ_i es el coeficiente de forma de la carga de nieve. Depende de la inclinación de la cubierta, α (Tabla 7.1)
- C_e es el coeficiente de exposición (por defecto $C_e = 1,0$)
- C_t es el coeficiente térmico ($C_t \leq 1$; por defecto $C_t = 1,0$).

El Anexo Nacional correspondiente puede especificar otros valores de C_e y C_t .

Tabla 7.1 Coeficientes de forma de la nieve

Ángulo de inclinación de la cubierta α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60 - \alpha)/30$	0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1.6	-

Los coeficientes μ_1 y μ_2 se aplican cuando no existen medios que impidan el deslizamiento de la nieve y su caída de la cubierta (barandillas u otros obstáculos como parapetos). Si existen elementos de ese tipo, no se debería reducir el coeficiente de forma de la carga de nieve por debajo de 0,8.

El coeficiente de forma de la carga de nieve que debería utilizarse en el caso de las cubiertas inclinadas con una sola pendiente se especifica en la Figura 7.1, mientras que los valores del coeficiente μ_1 se indican en la Tabla 7.1.

Se debería utilizar esta disposición de carga tanto si hay acumulación de nieve como en los casos en los que no la hay.

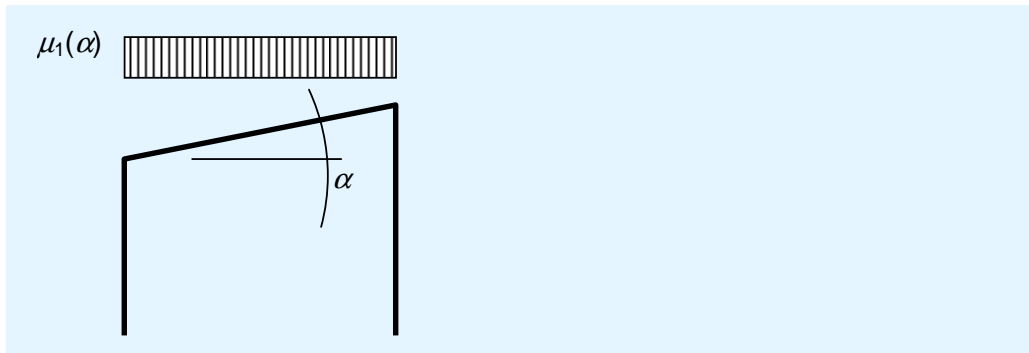


Figura 7.1 Coeficiente de forma de la carga de nieve – cubierta con una sola pendiente

La Figura 7.2 muestra los coeficientes de forma de la carga de nieve que deberían utilizarse en el caso de las cubiertas a dos aguas, donde μ_1 se indica en la Tabla 7.1.

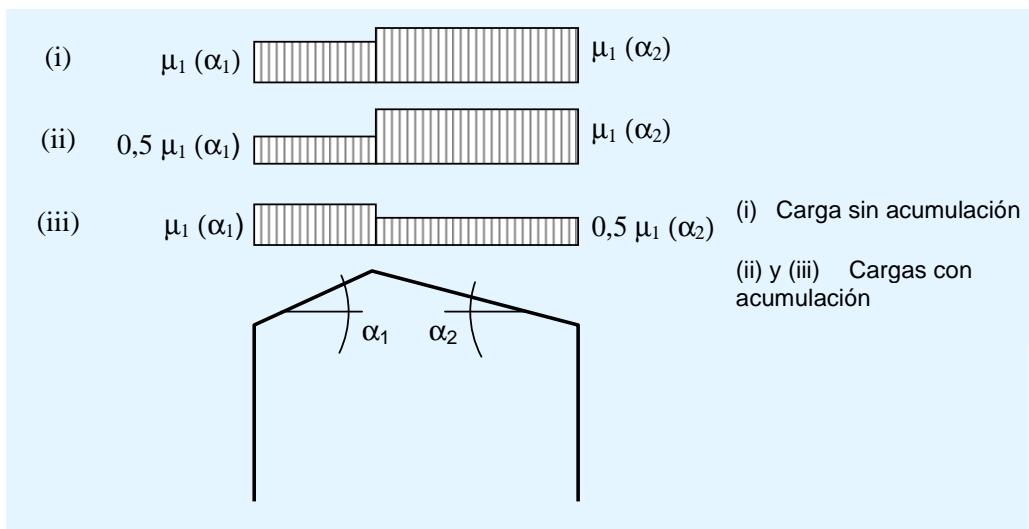


Figura 7.2 Coeficiente de forma de la carga de nieve – cubierta a dos aguas

El caso (i) se corresponde con una disposición de cargas sin acumulación.

Los casos (ii) y (iii) se corresponden con disposiciones de cargas con acumulación de nieve.

Los coeficientes de forma de la carga de nieve que deberían utilizarse en el caso de cubiertas de inclinación múltiple se especifican en la Figura 7.3, donde μ_1 y μ_2 se indican en la Tabla 7.1.

El caso (i) se corresponde con una disposición de cargas sin acumulación.

El caso (ii) se corresponde con una disposición de cargas con acumulación.

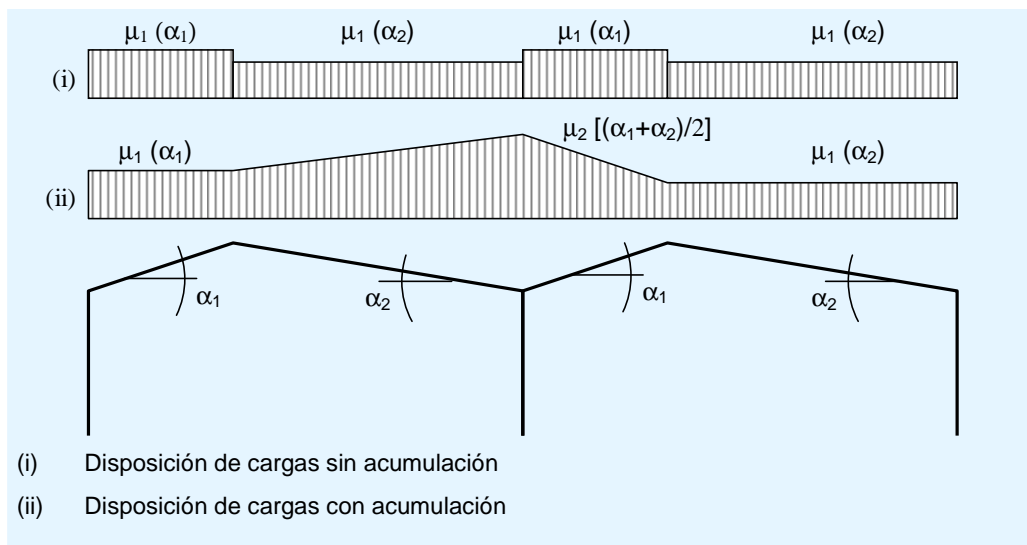


Figura 7.3 Coeficiente de forma de la carga de nieve – cubiertas de inclinación múltiple

Los coeficientes de forma de la carga de nieve que deberían utilizarse en el caso de las cubiertas contiguas a construcciones de mayor altura se muestran en la Figura 7.4, mientras que los valores de los coeficientes μ_1 , μ_2 , μ_s y μ_w se calculan mediante las expresiones siguientes:

$\mu_1 = 0,8$ Suponiendo que la cubierta inferior es plana. Si no es así, es necesario un estudio específico que considere la pendiente.

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

donde:

μ_s es el coeficiente de forma de la carga de nieve debido al deslizamiento de la nieve desde la cubierta superior.

$$\text{Si } \alpha \leq 15^\circ, \quad \mu_s = 0$$

Si $\alpha > 15^\circ$, μ_s = la mitad de la carga de nieve sobre la vertiente adyacente de la cubierta superior

μ_w es el coeficiente de forma de la carga de nieve debido al viento

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \quad \text{siendo } \mu_w \leq \gamma h / s_k$$

El rango de valores recomendados es el siguiente (también podría venir definido en el Anexo Nacional correspondiente):

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4$$

Los valores de b_1 , b_2 y h se especifican en la Figura 7.4.

γ es el peso específico de la nieve, que se puede tomar como 2 kN/m^3

l_s es la longitud de la acumulación, que se calcula mediante la expresión:

$$l_s = 2 h$$

Los límites recomendados para el valor de la longitud de la acumulación son los siguientes (también podrían venir definidos en el Anexo Nacional):

$$5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

Si $b_2 < l_s$, el coeficiente μ_2 debe truncarse en el extremo de la parte inferior de la cubierta, calculando su valor mediante interpolación.

Los casos (i) se corresponden con una disposición de cargas sin acumulación.

Los casos (ii) se corresponden con una disposición de cargas con acumulación.

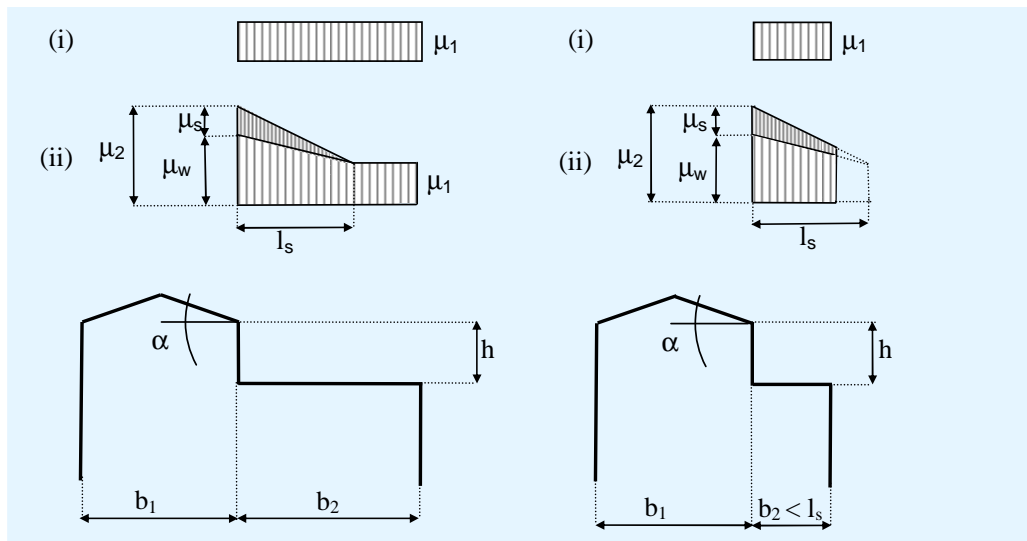


Figura 7.4 Coeficiente de forma de la carga de nieve – extremos de cubiertas colindantes a obras más altas

7.2.3 Efectos locales

Se deben considerar las situaciones de proyecto persistentes/transitorias. En el apartado 6 de la norma EN 1991-1-3 se indican las fuerzas que deben aplicarse para la verificación local de:

- acumulaciones por cubriciones u obstáculos (EN 1991-1-3, § 6.2)
- borde de cubiertas (EN 1991-1-3, § 6.3)
- parapetos para la nieve (EN 1991-1-3, § 6.4)

7.2.4 Diagrama de flujo

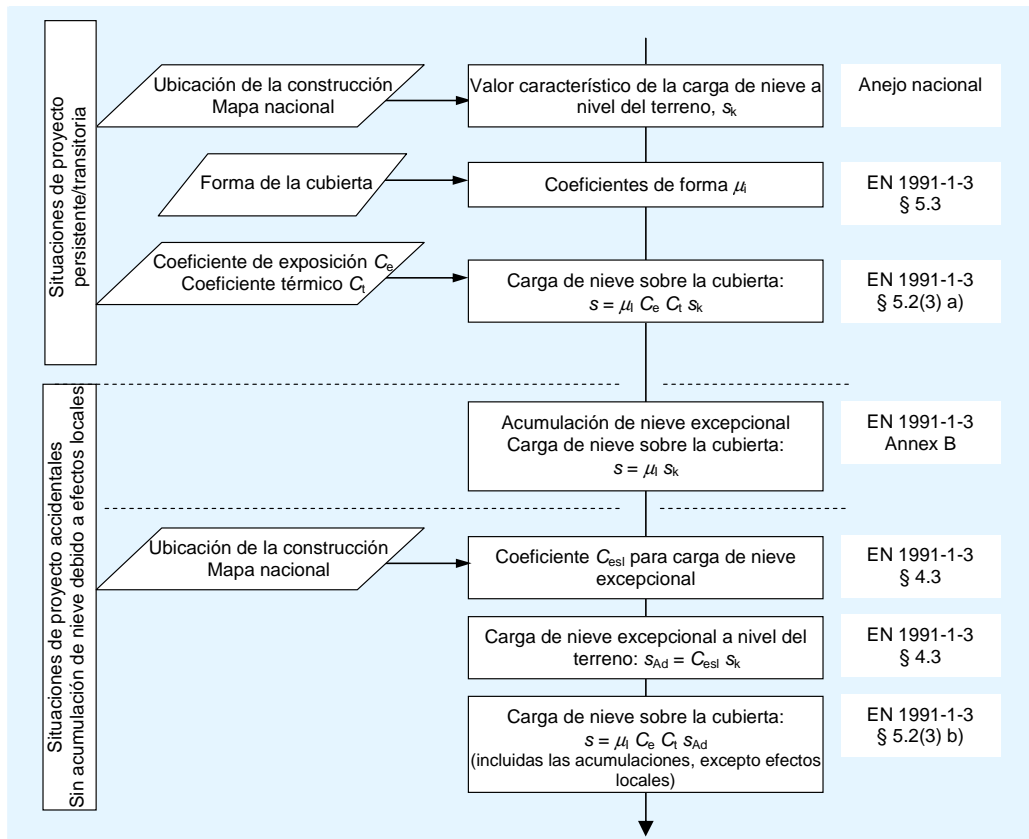


Figura 7.5 Determinación de las cargas de nieve

8 ACCIÓN DEL VIENTO

8.1 Aspectos generales

En esta sección se incluyen recomendaciones para determinar los valores asociados a la acción del viento que deben utilizarse para el diseño de edificios convencionales de una planta conforme a la norma EN 1991-1-4. El procedimiento de diseño se resume en los diagramas de flujo de la Figura 8.6 y la Figura 8.7. En el Apéndice B se incluye un ejemplo práctico en el que se determina la acción del viento sobre un edificio de una sola planta.

Estas normas se aplican tanto al conjunto de la estructura como a las partes que la componen (como por ejemplo los componentes, revestimientos y sus anclajes).

Para representar la acción del viento se utiliza una serie de presiones o fuerzas simplificadas, cuyos efectos son equivalentes a los efectos extremos del viento turbulento.

La acción del viento debería clasificarse como una acción fija y variable.

En cada situación de proyecto identificada se deben determinar las acciones del viento correspondientes.

En aquellos casos en los que para el cálculo se suponga que las ventanas y las puertas permanecerán cerradas cuando se produzcan tormentas, los efectos asociados a que éstas permanezcan abiertas deberían tratarse como una situación de proyecto accidental.

8.2 Metodología

La respuesta de una estructura a la acción del viento depende del tamaño, la forma y las propiedades dinámicas de dicha estructura. La respuesta debería calcularse utilizando la presión correspondiente a la velocidad de pico (q_p) y los coeficientes de fuerza y/o presión.

8.2.1 Presión correspondiente a la velocidad de pico

Los cálculos se hacen en base a la presión correspondiente a la velocidad de pico ($q_p(z)$).

El valor de dicha presión depende del clima del lugar, la altura de referencia y la rugosidad del terreno y la orografía, y es igual a la suma de la presión correspondiente a la velocidad media y la contribución de las fluctuaciones rápidas de presión.

La presión correspondiente a la velocidad máxima puede calcularse aplicando el procedimiento siguiente:

1. Valor fundamental de la velocidad básica del viento ($v_{b,0}$)

El valor fundamental de la velocidad básica del viento es la velocidad característica media del viento medida durante 10 minutos,

independientemente de la dirección del viento y de la época del año, a 10 m sobre el nivel del suelo y en campo abierto. Dicho valor presenta un período de retorno medio de 50 años (probabilidad anual de excedido de 0,02).

El valor fundamental de la velocidad básica del viento se especifica en el Anexo Nacional.

2. Velocidad básica del viento (v_b)

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0}$$

donde:

c_{dir} es el factor direccional

c_{season} es el factor estacional

Se recomienda utilizar un valor de 1,0 para ambos coeficientes (c_{dir} y c_{season}), aunque el Anexo Nacional correspondiente podría especificar otro valor.

3. Presión correspondiente a la velocidad media de referencia del viento

La presión correspondiente a la velocidad media de referencia del viento (q_b) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

donde:

ρ es la densidad del aire

= 1,25 kg/m³ (valor recomendado, aunque el Anexo Nacional podría especificar valores distintos)

4. Factor del terreno (k_r)

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$$

donde:

z_0 es la longitud de la rugosidad en función de la categoría de terreno

$z_{0,II}$ es la longitud de la rugosidad para la categoría de terreno II

$$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$$

$$z_{max} = 200 \text{ m}$$

Las categorías y los parámetros de terreno se definen en la Tabla 4.1 de la norma EN 1991-1-4, aunque el Anexo Nacional podría especificar valores distintos.

5. Factor de rugosidad $c_r(z)$

$$c_r(z) = k_r \ln(z/z_0) \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{para } z \leq z_{min}$$

donde:

z es la altura de referencia, definida en la Figura 7.4 de la norma EN 1991-1-4

z_{\min} depende de la categoría del terreno (consultar la Tabla 4.1 de la norma EN 1991-1-4).

6. Coeficiente topográfico $c_o(z)$

La orografía consiste en el estudio de la forma del terreno en las proximidades de la construcción.

Los efectos de la orografía pueden ignorarse cuando la pendiente media del terreno situado a barlovento es inferior a 3° . El valor recomendado para el factor $c_o(z)$ es 1,0, aunque en el Anexo Nacional podrían incluirse procedimientos para el cálculo del factor topográfico.

En el Anexo A3 de la norma EN 1991-1-4 se incluye el procedimiento recomendado para la determinación de c_o en colinas, acantilados, etc.

7. Factor de turbulencia k_1

Se recomienda utilizar un valor de 1,0, aunque en el Anexo Nacional podrían especificarse otros valores distintos.

8. Presión correspondiente a la velocidad de pico $q_p(z)$

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

donde:

$I_v(z)$ es la intensidad de la turbulencia que permite tomar en consideración la contribución de las fluctuaciones a corto plazo

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) \ln(z/z_0)} \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{para } z < z_{\min}$$

$$z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$v_m(z)$ es la velocidad media del viento a una altura por encima z del terreno

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b$$

Opción alternativa al paso 8:

Para edificios de una planta no es absolutamente necesario determinar la velocidad media del viento $v_m(z)$. La presión de velocidad máxima puede obtenerse directamente utilizando el factor de exposición $c_e(z)$:

$$q_p(z) = c_e(z) q_b$$

donde:

$$c_e(z) = \left(1 + \frac{7k_1 k_r}{c_o(z) c_r(z)} \right) c_o^2(z) c_r^2(z)$$

En los casos en los que el terreno sea plano ($c_o(z) = 1$) y el factor de turbulencia (k_1) adopte un valor igual a 1, el factor de exposición $c_e(z)$ podrá obtenerse directamente de la Figura 4.2 de la norma EN 1991-1-4, en función de la altura sobre el terreno y la categoría de éste.

8.2.2 Presión de viento sobre las superficies: fuerzas ejercidas por el viento

El viento ejerce tres tipos de fuerzas sobre los edificios:

- fuerzas externas $F_{w,e}$ (véase la sección 8.2.2.1);
- fuerzas internas $F_{w,i}$ (véase la sección 8.2.2.2);
- fuerzas de rozamiento F_{fr} (véase la sección 8.2.2.3).

Las fuerzas externas e internas generan presiones perpendiculares a los muros (muros, cubiertas, etc.). La convención de signos adoptada es la siguiente: la presión dirigida hacia la superficie se considera positiva, mientras que la presión de succión, dirigida hacia el exterior de la superficie, se considera negativa (Figura 8.1).

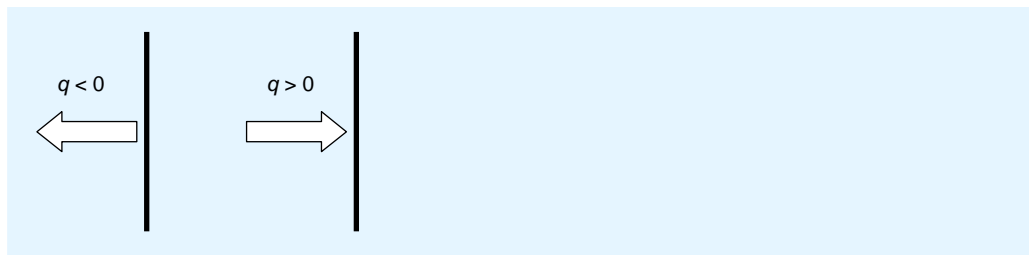


Figura 8.1 Convención de signos para presión

Tal como se especifica en el apartado 5.3(2) de la norma EN 1991-1-4, la fuerza resultante debida al viento F_w que actúa sobre una estructura o un componente estructural puede determinarse mediante la suma vectorial de $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ y F_{fr} . En conjunto, puede expresarse de la siguiente manera:

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(z_e) A_{ref}$$

donde:

$c_s c_d$ es el factor estructural (para edificios de altura inferior a 15 m puede considerarse un valor igual a 1)

Nota: se debe disponer del valor de velocidad media del viento para poder calcular el factor estructural $c_s c_d$.

c_f es el coeficiente de fuerza para la estructura (o elemento estructural)

A_{ref} es el área para la estructura (o elemento estructural). Se puede definir como el área de la proyección de la estructura (o elemento estructural) sobre un plano vertical perpendicular a la dirección del viento.

Enfoque práctico

En la práctica, el proyectista necesita evaluar la presión resultante generada sobre las paredes para poder determinar las acciones sobre los elementos estructurales. La presión resultante puede calcularse utilizando la siguiente expresión:

$$F_w/A_{\text{ref}} = c_s c_d w_e - w_i$$

donde:

w_e es la presión externa sobre la superficie individual (sección 7.2.1.2);

w_i es la presión interna sobre la superficie individual (sección 7.2.1.3);

Además, se deberán considerar los efectos de las fuerzas de fricción (sección 7.2.1.4) cuando sea necesario

8.2.2.1 Fuerzas exteriores

Las fuerzas exteriores pueden obtenerse utilizando la siguiente expresión:

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum_{\text{surfaces}} w_e A_{\text{ref}}$$

donde:

$c_s c_d$ es el factor estructural (consultar el apartado 7.2.1.1)

w_e es la presión externa sobre la superficie individual:

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe}$$

$q_p(z_e)$ es la presión correspondiente a la velocidad de pico a la altura de referencia z_e

z_e es la altura de referencia asociada a la presión externa (habitualmente será la altura de la estructura). Depende de la relación h/b , donde h es la altura del edificio y b es la dimensión transversal al viento.

En edificios de una sola planta, h normalmente es menor que b . En ese caso, se considera que z_e es igual a la altura del edificio y que la presión correspondiente a la velocidad de pico $q_p(z)$ es uniforme en el conjunto de la estructura: $q_p(z_e) = q_p(h)$.

c_{pe} es el coeficiente de presión externa. Consultar la sección 8.2.3 para los muros verticales y la sección 8.2.4 para las cubiertas

A_{ref} es el área de referencia. En este caso, se trata del área de la superficie considerada para el cálculo de la estructura o del elemento estructural.

8.2.2.2 Fuerzas interiores

Las fuerzas internas pueden obtenerse utilizando la siguiente expresión:

$$F_{w,i} = \sum_{\text{surfaces}} w_i A_{\text{ref}}$$

donde:

w_i es la presión interna sobre la superficie individual:

$$w_i = q_p(z_i) c_{pi}$$

- z_i es la altura de referencia asociada a la presión interna (habitualmente, $z_i = z_e$)
- $q_p(z_i)$ es la presión correspondiente a la velocidad de pico a la altura de referencia z_i (habitualmente, $q_p(z_i) = q_p(z_e)$)
- c_{pi} es el coeficiente de presión para a la presión interna, ver punto §8.2.5.

8.2.2.3 Fuerzas de fricción

La fuerza de fricción se genera debido al rozamiento del viento que sopla en paralelo a la superficie externa. La fricción se tiene en consideración cuando el área total de todas las superficies paralelas a la dirección del viento es al menos cuatro veces mayor que el área total de todas las superficies externas perpendiculares a la dirección del viento (a barlovento y sotavento), una situación que suele darse en estructuras largas.

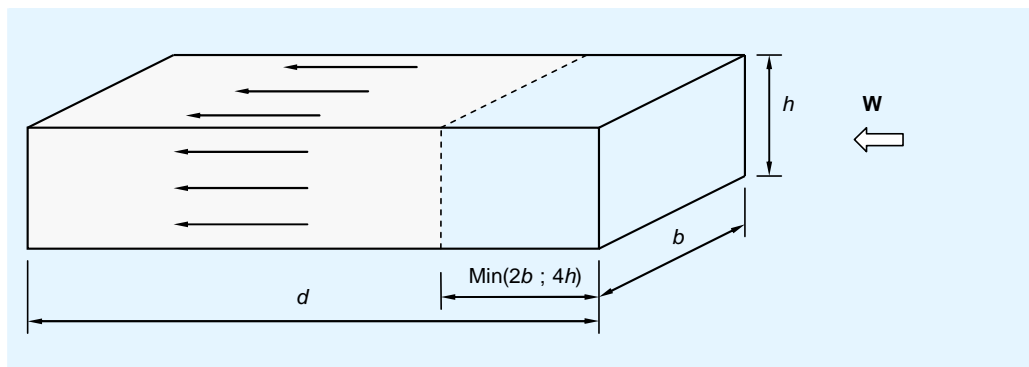


Figura 8.2 Fuerzas de fricción

Las fuerzas de fricción pueden obtenerse utilizando la siguiente expresión:

$$F_{fr} = c_{fr} q_p(z_e) A_{fr}$$

donde:

- c_{fr} es el coeficiente de fricción, cuyo valor puede tomarse como:
- 0,01 en el caso de superficies lisas (acero, hormigón pulido, etc.)
 - 0,02 en el caso de superficies rugosas (hormigón sin pulir, placas asfálticas, etc.)
 - 0,03 en el caso de superficies muy rugosas (superficies con ondulaciones, nervios, pliegues, etc.).

$q_p(z_e)$ es la presión correspondiente a la velocidad de pico a la altura de referencia z_e

A_{fr} es el área de referencia. Las fuerzas de fricción se aplican sobre las partes de la superficie externa paralelas a la dirección del viento, A_{fr} , situadas a una distancia desde las esquinas o aleros a barlovento igual al valor más pequeño entre $2b$ o $4h$, donde b y h se definen en la Figura 8.2.

8.2.3 Coeficientes de presión externa para muros verticales

Los valores de los coeficientes de presión externa, incluidos en forma de tablas en el Eurocódigo, se asocian a zonas definidas. Los coeficientes dependen de

las dimensiones del área sometida a carga (A) que genera la acción del viento en la zona considerada. En las tablas se incluyen los coeficientes de presión externa para áreas sometidas a carga de 1 m^2 ($c_{pe,1}$) y 10 m^2 ($c_{pe,10}$). En esta guía únicamente se consideran los valores del coeficiente $c_{pe,10}$, ya que son los que se utilizan para el cálculo de la estructura portante general de los edificios.

Las zonas de los muros se definen en la Figura 7.5 de la norma EN 1991-1-4, mientras que los coeficientes de presión externa $c_{pe,10}$ se especifican en la Tabla 7.1 de esa misma norma. Para valores intermedios de la relación h/d se puede aplicar una interpolación lineal.

El Anexo Nacional podría proporcionar otros valores de los coeficientes de presión externa.

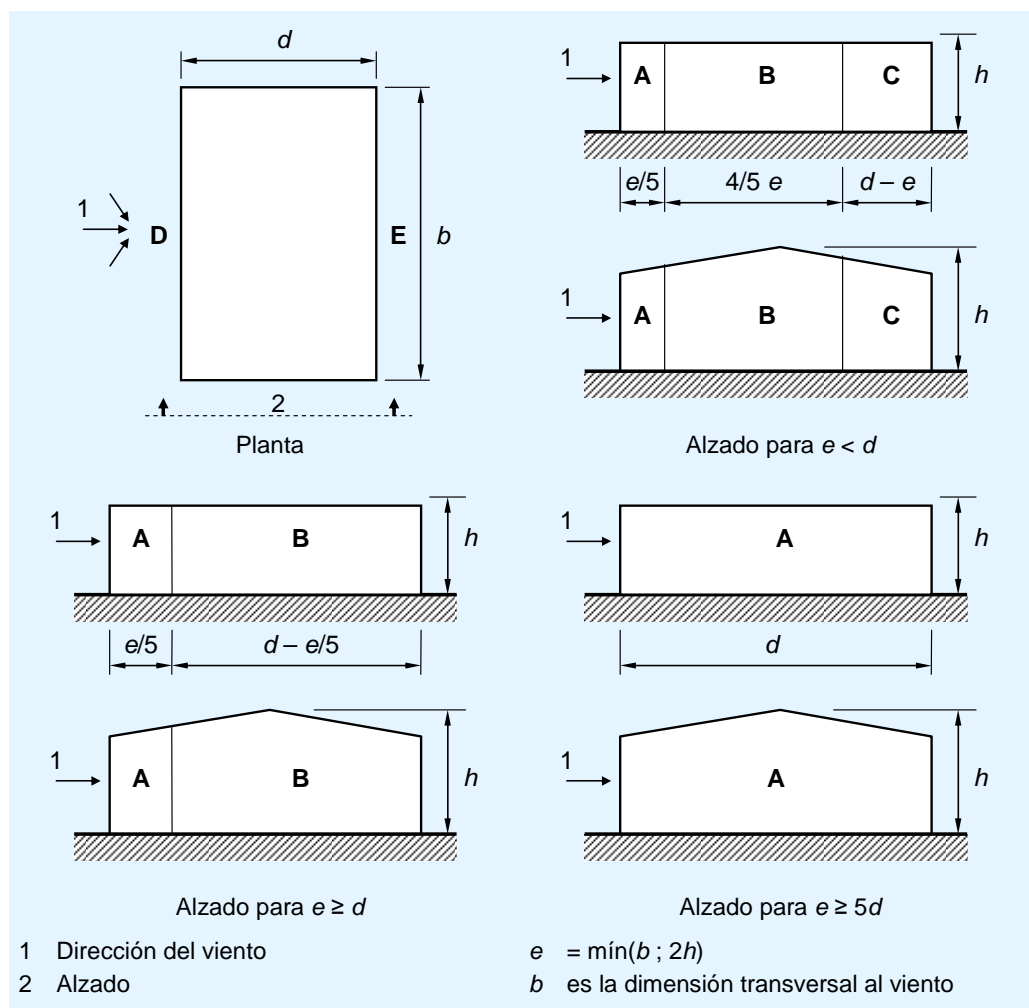


Figura 8.3 Clave para muros

Para edificios con una relación $h/d > 5$, la carga total generada por el viento puede determinarse utilizando los coeficientes de fuerza c_f .

En aquellos casos en los que la fuerza del viento sobre las edificaciones se determine mediante los coeficientes de presión c_{pe} en los lados de sotavento y barlovento (zonas D y E) del edificio simultáneamente, puede ser necesario tener en cuenta la falta de correlación entre las diferentes presiones en los lados de sotavento y barlovento de la manera siguiente:

- edificios con una relación $h/d \geq 5$, la fuerza resultante se multiplica por 1

- edificios con una relación $h/d \leq 1$, la fuerza resultante se multiplica por 0,85
- para valores intermedios de la relación h/d se puede interpolar linealmente.

8.2.4 Coeficientes de presión externa para cubiertas

Las zonas de las cubiertas y los coeficientes externos $c_{pe,10}$ asociados a dichas zonas se definen en las siguientes partes de la norma EN 1991-1-4:

- cubiertas planas: Figura 7.6 y Tabla 7.2;
- cubiertas a un agua: Figura 7.7 y Tablas 7.3a y 7.3b;
- cubiertas a dos aguas: Figura 7.8 y Tablas 7.4a y 7.4b;
- cubiertas a cuatro aguas: Figura 7.9 y Tabla 7.5;
- cubiertas de vanos múltiples: Figura 7.10; los coeficientes c_{pe} pueden obtenerse a partir de las Tablas 7.3 y 7.4.

En la Figura 8.4 de la presente guía se muestran las zonas correspondientes a las cubiertas a dos aguas

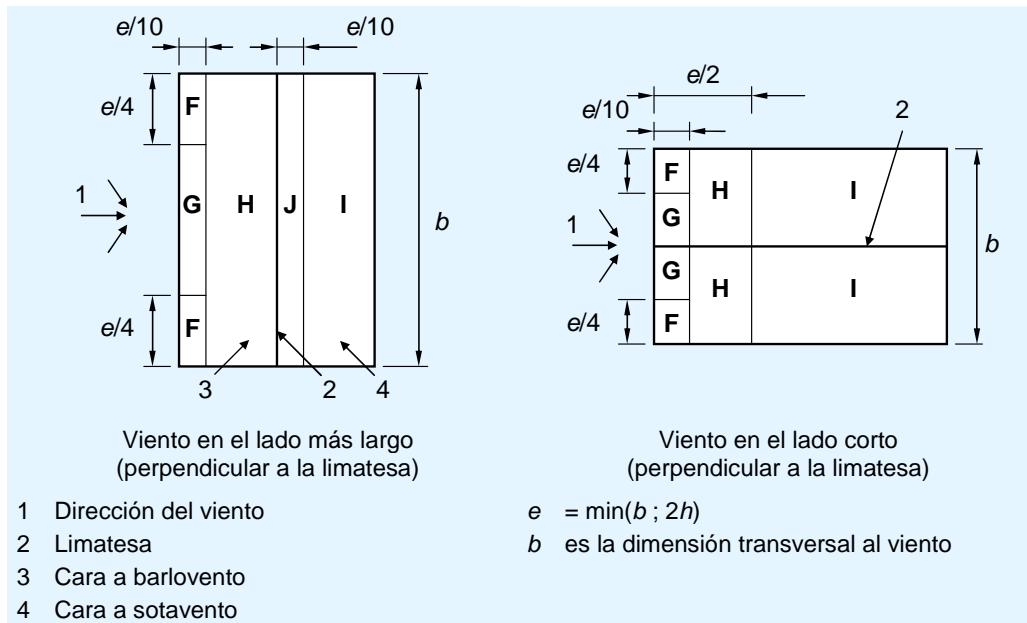


Figura 8.4 Zonas para cubiertas a dos aguas

8.2.5 Coeficientes de presión interna

El coeficiente de presión interna c_{pi} depende del tamaño y de la distribución de los huecos en el exterior del edificio.

Cuando exista un área total de huecos superior al 30% del área de la cara en al menos dos de las caras del edificio (fachadas o cubierta), la estructura debería considerarse como una cubierta de tipo marquesina y tipo muro autoportante.

Aquella cara de un edificio en la que el área de los huecos sea al menos el doble que el área de los huecos en el resto de las fachadas del edificio, tendrá la consideración de cara dominante.

Cuando un hueco exterior adquiera carácter dominante cuando esté abierto pero se considere que permanecerá cerrada en el estado límite último durante

tormentas de vientos severas (y estas condiciones de viento se hayan utilizado para el diseño de la estructura), la situación de que la abertura esté abierta se considerará como una situación de proyecto accidental.

Cuando en un edificio exista una fachada dominante, se deberá utilizar una presión interna igual a una fracción de la presión externa en los huecos de la fachada dominante:

- Área de los huecos de la fachada dominante = 2 × área de los huecos del resto de fachadas:
 $c_{pi} = 0,75 c_{pe}$
- Área de los huecos de la fachada dominante = 3 × área de los huecos del resto de fachadas:
 $c_{pi} = 0,90 c_{pe}$
- Área de los huecos de la fachada dominante entre 2 y 3 veces el área de los huecos del resto de fachadas:
 aplicar una interpolación lineal para el cálculo de c_{pi} .

Cuando los huecos se encuentren situados en zonas con diferentes coeficientes de presión externa, se deberá utilizar un valor de c_{pe} ponderado.

En edificios sin fachada dominante, el coeficiente de presión interna, c_{pi} , deberá determinarse en función de la relación h/d y la relación de huecos, μ , en cada dirección, tal como se muestra en la Figura 8.5.

donde:
$$\mu = \frac{\sum \text{área de huecos con } c_{pe} \leq 0}{\sum \text{área de todos los huecos}}$$

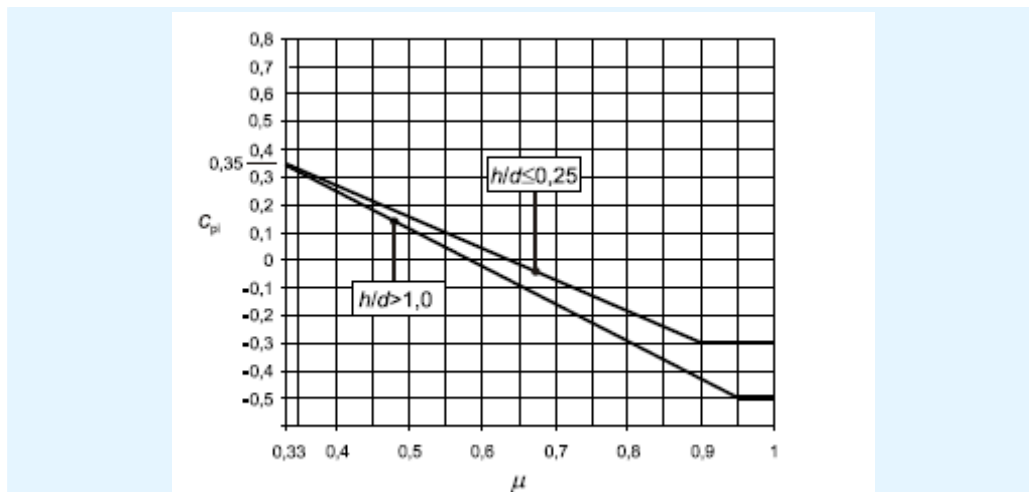


Figura 8.5 Coeficientes de presión interna para huecos distribuidos uniformemente

Para valores de la relación h/d entre 0,25 y 1,0 se puede aplicar una interpolación lineal.

Cuando no resulte posible o no se considere justificado realizar la estimación de μ , se deberá adoptar como valor de c_{pi} el valor más desfavorable entre +0,2 y -0,3.

La altura de referencia z_i para las presiones internas debería ser igual a la altura de referencia z_e para las presiones externas en aquellas caras en las que existan huecos que contribuyan a la generación de la presión interna. Generalmente, en edificios de una planta, $z_i = z_e = h$; y por lo tanto la presión correspondiente a la velocidad de pico, $q_p(z)$:

$$q_p(z_i) = q_p(z_e) = q_p(h)$$

8.3 Diagramas de flujo

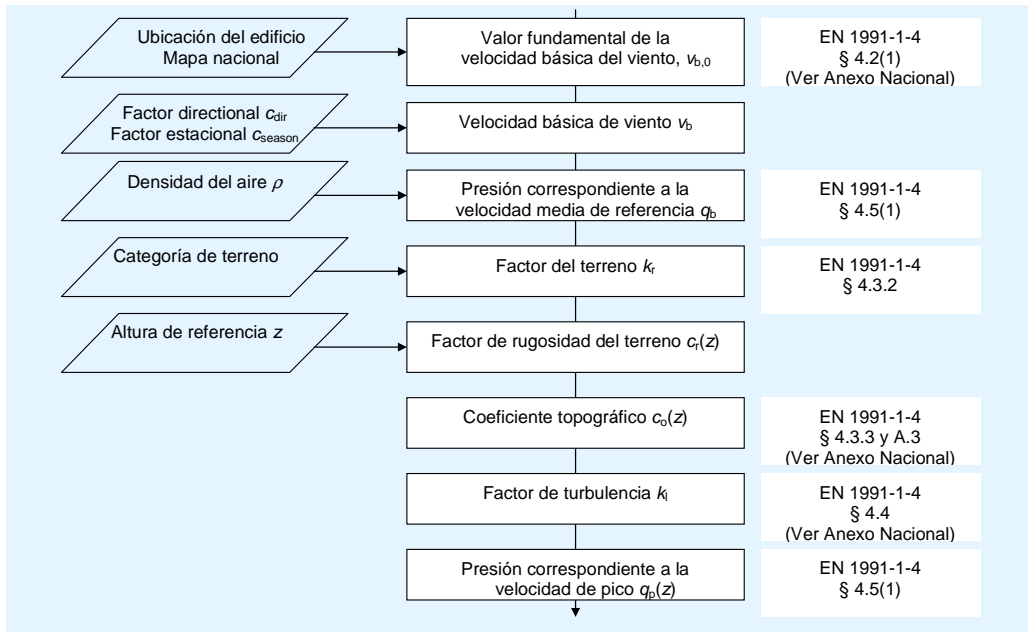


Figura 8.6 Diagrama de flujo A: cálculo de la presión correspondiente a la velocidad de pico

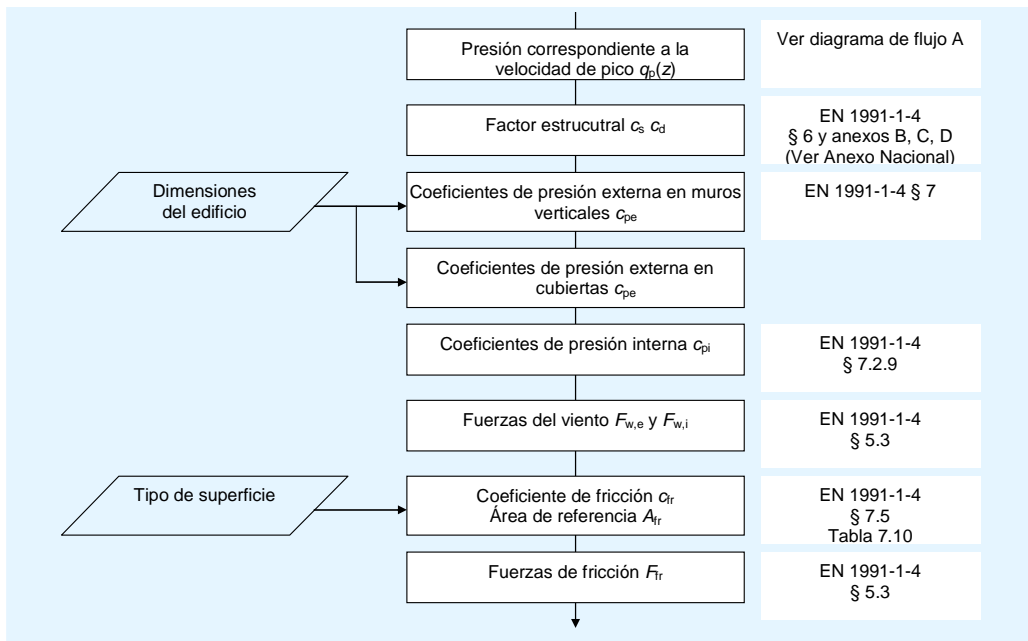


Figura 8.7 Diagrama de flujo B: cálculo de las fuerzas ejercidas por el viento

9 EL EFECTO DE LA TEMPERATURA

En edificios que no están expuestos a cambios climáticos diarios o estacionales puede no ser necesario evaluar las acciones térmicas. Los edificios grandes deben ser proyectados con juntas de dilatación para que los cambios de temperatura no induzcan fuerzas internas en la estructura. En el apartado 1.4.2 de *Edificios de acero de una sola planta, Parte 2: Diseño conceptual*^[11] se puede encontrar más información sobre las juntas de dilatación.

Si es necesario considerar los efectos de la temperatura, la norma EN 1993-1-5 contiene las reglas para calcular dichos efectos.

REFERENCIAS

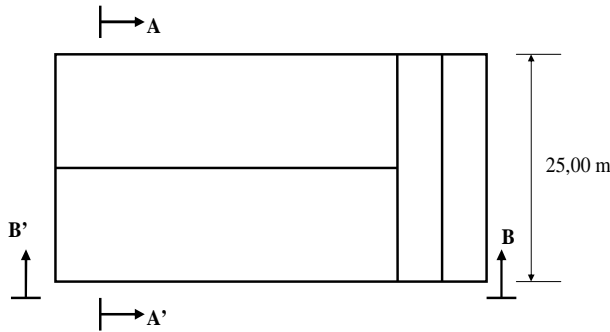
- 1 EN 1990:2002: Eurocódigo 0 Bases de cálculo de estructuras
- 2 EN 1991-1-1:2002: Eurocódigo 1 Acciones en estructuras. Acciones generales. Densidades, peso propio, cargas impuestas en edificios.
- 3 EN 1991-1-3:2003: Eurocódigo 1 Acciones en estructuras. Acciones generales. Cargas de nieve
- 4 EN 1991-1-4:2005: Eurocódigo 1 Acciones en estructuras. Acciones generales. Acciones de viento
- 5 EN 1991-1-5:2003: Eurocódigo 1 Acciones en estructuras. Acciones generales. Acciones térmicas
- 6 EN 1991-3:2006: Eurocódigo 1 Acciones en estructuras. Acciones inducidas por grúas y maquinaria
- 7 CLAVAUD, D.
Exemple de détermination des charges de neige selon l'EN 1991-1-3. Revue Construction Métallique n°2-2007.
CTICM.
- 8 CLAVAUD, D.
Exemple de détermination des actions du vent selon l'EN 1991-1-4. Revue Construction Métallique n°1-2008.
CTICM.
- 9 EN 1998-1:2004: Eurocódigo 8 Proyecto de estructuras sismorresistentes. Reglas Generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.
- 10 Steel Buildings in Europe
Edificios de acero de varias plantas. Parte 3: Acciones
- 11 Steel Buildings in Europe
Edificios de acero de varias plantas. Parte 2: Diseño conceptual

APÉNDICE A

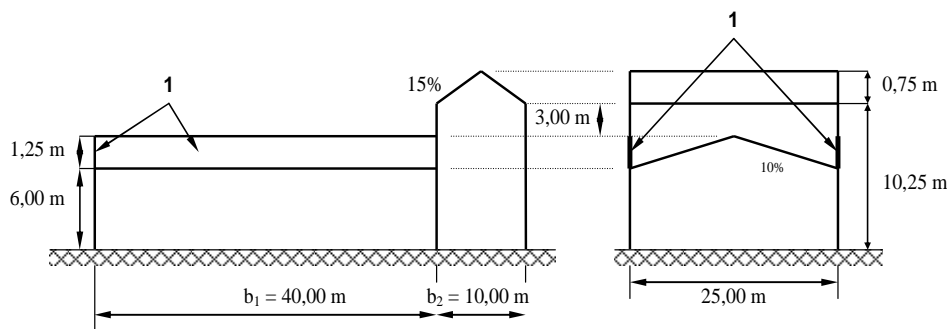
Ejemplo resuelto: Carga de nieve aplicada sobre un edificio de una sola planta

1. Datos

Para este ejemplo se considerará el edificio de una sola planta que se muestra a continuación:



Vista en planta



Sección transversal BB'

Sección transversal AA'

1 Parapetos

Figura A.1- Geometría del edificio

2. Carga de nieve sobre el terreno

Valor característico (s_k) de la carga de nieve sobre el terreno:

$$s_k = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente asociado a una carga de nieve excepcional:

$$C_{esl} = 2$$

Carga de nieve excepcional sobre el terreno

$$s_{Ad} = C_{esl} s_k = 2 \times 0,65 = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

EN 1991-1-3
§ 4.3

Título	APÉNDICE A Ejemplo resuelto: carga de nieve aplicada sobre un edificio de una planta	2 de 2
<p>3. Carga de nieve sobre la cubierta</p> <p>3.1. Aspectos generales</p> <p>Las cargas actúan en dirección vertical y se refieren a una proyección horizontal del área de la cubierta.</p> <p>Se deben considerar dos distribuciones de carga principales:</p> <ul style="list-style-type: none"> • carga de nieve sin acumulaciones sobre cubiertas • carga de nieve con acumulaciones sobre cubiertas <p>Las cargas de nieve sobre las cubiertas se determinan de la manera siguiente:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Situaciones de proyecto permanentes (condiciones de uso normal) o transitorias (condiciones temporales): $s = \mu_i C_e C_t s_k$ • Situaciones de proyecto accidentales (nevadas excepcionales) en las que la carga de nieve excepcional constituye la acción accidental: $s = \mu_i C_e C_t s_{Ad}$ • Situaciones de proyecto accidentales en las que la acumulación excepcional de nieve constituye la acción accidental, y en las que se aplica lo dispuesto en el Anexo B: $s = \mu_i s_k$ <p>donde:</p> <p>μ_i es el coeficiente de forma de la nieve.</p> <p>C_e es el coeficiente de exposición ($C_e = 1,0$)</p> <p>C_t es el coeficiente térmico ($C_t = 1,0$)</p> <p>3.2. Parte superior de la cubierta (cubierta a dos aguas)</p> <p>Ángulo de la cubierta (15%):</p> $\alpha = \arctan (0,15) = 8,5^\circ$ $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$ <ul style="list-style-type: none"> • Situaciones de proyecto permanentes o transitorias <ul style="list-style-type: none"> - Caso (i): distribución de carga sin acumulación $\mu_1(\alpha = 8,5^\circ) = 0,8$ $s = 0,8 \times 0,65 = 0,52 \text{ kN/m}^2$ 		<p>EN 1991-1-3 §5.2(1)</p> <p>EN 1991-1-3 § 5.2(3) a)</p> <p>§ 5.2(3) b)</p> <p>§ 5.2(3) c)</p> <p>EN 1991-1-3 § 5.3</p> <p>§ 5.2(7)</p> <p>§ 5.2(8)</p> <p>EN 1991-1-3 § 5.3.3 Figura 5.3</p>

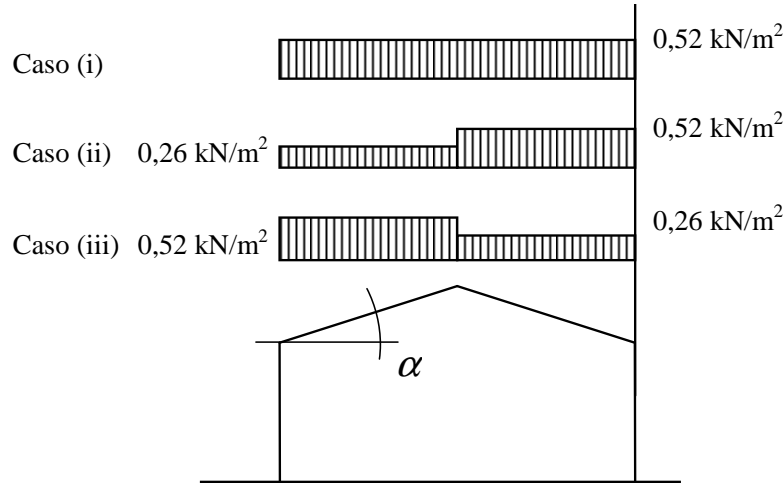
- Caso (ii): distribución de carga con acumulación

$$0,5 \mu_1 (\alpha = 8,5^\circ) = 0,4$$

$$s = 0,4 \times 0,65 = 0,26 \text{ kN/m}^2$$

- Caso (iii): distribución de carga con acumulación

El caso (ii) y el caso (iii) dan lugar a cargas simétricas, debido a la simetría de la cubierta ($\alpha_1 = \alpha_2 = 8,5^\circ$).



EN 1991-1-3
Figura 5.3

Figura A.2 Distribuciones de la carga de nieve sobre la parte superior de la cubierta en una situación de proyecto permanente

- Situaciones de proyecto accidentales – carga excepcional sobre el terreno

- Caso (i): distribución de carga sin acumulación

$$\mu_1(\alpha = 8,5^\circ) = 0,8$$

$$s = 0,8 \times 1,30 = 1,04 \text{ kN/m}^2$$

- Caso (ii): distribución de carga con acumulación

$$0,5 \mu_1(\alpha = 8,5^\circ) = 0,4$$

$$s = 0,4 \times 1,30 = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

- Caso (iii): distribución de carga con acumulación

El caso (ii) y el caso (iii) dan lugar a cargas simétricas, debido a la simetría de la cubierta ($\alpha_1 = \alpha_2 = 8,5^\circ$).

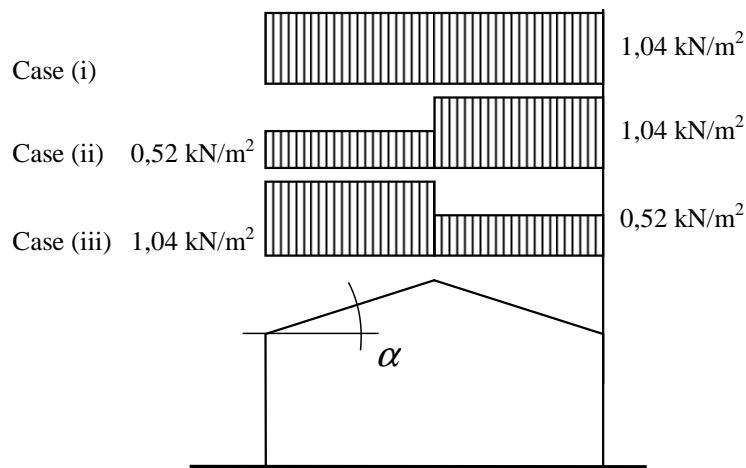


Figura A.3 Distribuciones de la carga de nieve sobre la parte superior de la cubierta en una situación de proyecto accidental

- Situaciones de proyecto accidentales – acumulación excepcional :

Este caso no resulta de aplicación, ya que no hay dientes de sierra.

3.3. Parte inferior de la cubierta: cubierta a dos aguas contigua a una obra de mayor altura

Ángulo de la cubierta (10%):

$$\alpha = \arctan (0,10) = 5,7^\circ$$

$$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$$

- Situaciones de proyecto permanente o transitoria
 - Caso (i): distribución de carga sin acumulación

$$\mu_1(5,7^\circ) = 0,8$$

$$s = 0,8 \times 0,65 = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

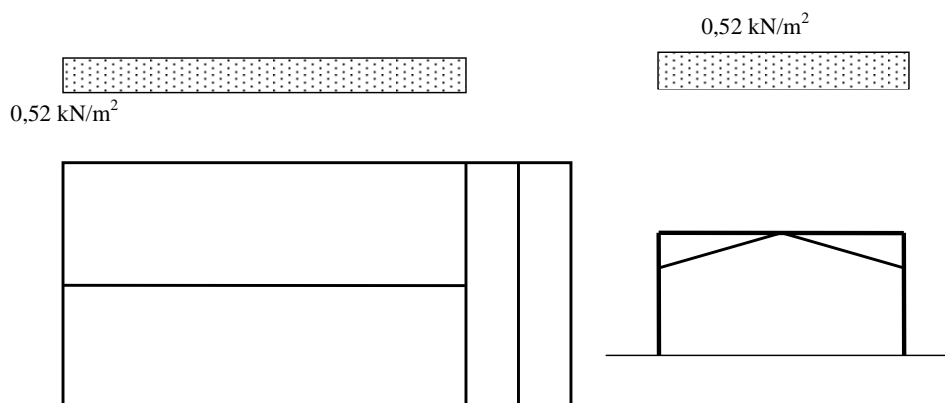


Figura A.4 – Distribución de carga de nieve sin acumulación sobre la parte inferior de la cubierta en una situación de proyecto permanente

EN 1991-1-3
§ 5.3.6(1)

Título	APÉNDICE A Ejemplo resuelto: carga de nieve aplicada sobre un edificio de una planta	5 de 5
<p>- Caso (ii): distribución de carga con acumulación</p> $\mu_1(5,7^\circ) = 0,8$ $s = 0,8 \times 0,65 = 0,52 \text{ kN/m}^2$ $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$ <p>donde:</p> <p>μ_s es el coeficiente de forma de la nieve debido al deslizamiento de la nieve desde la parte superior de la cubierta.</p> <p>Si $\alpha \leq 15^\circ$: $\mu_s = 0$</p> <p>μ_w es el coeficiente de forma de la carga de nieve asociado a la acción del viento</p> $\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h$ <p>donde: $\mu_w \leq \gamma h / s_k$</p> $b_1 = 10 \text{ m}$ $b_2 = 40 \text{ m}$ <p>h varía entre 3 m en la limahoya y 4,25 m en los aleros</p> $\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ <p>El rango de valores recomendado es el siguiente: $0,8 \leq \mu_w \leq 4$</p> <p>En la limahoya : $\gamma h / s_k = 2 \times 3 / 0,65 = 9,2$</p> $\mu_w = (10 + 40) / (2 \times 3) = 8,3 \leq \gamma h / s_k$ <p>En el alero: $\gamma h / s_k = 2 \times 4,25 / 0,65 = 13,1$</p> $\mu_w = (10 + 40) / (2 \times 4,25) = 5,9 \leq \gamma h / s_k$ <p>Pero, dado que μ_w debería tener un valor máximo igual a 4:</p> $\mu_w = 4$ <p>Por lo tanto:</p> $s = 4 \times 0,65 = 2,60 \text{ kN/m}^2$ <p>l_s es la longitud de la acumulación, que se calcula mediante la expresión siguiente:</p> $l_s = 2h$ <p>La longitud de la acumulación varía entre 6 m en la limahoya y 8,50 m en los aleros:</p> <p>se recomienda aplicar la siguiente restricción $5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$</p>		

EN 1991-1-3
§ 5.3.6(1)

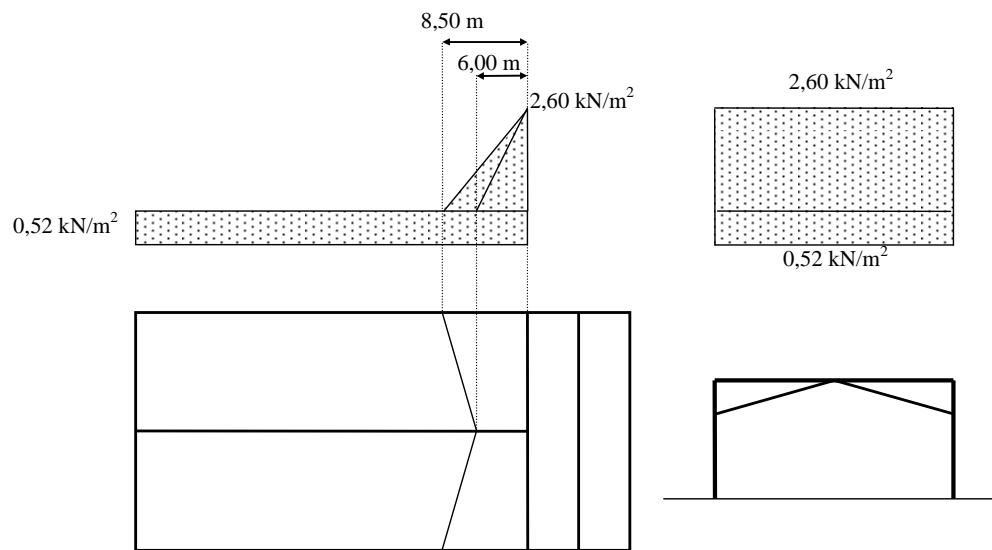
EN 1991-1-3
Figura 5.7

Figura A.5 Distribución de carga de nieve con acumulación sobre la parte inferior de la cubierta, en una situación de proyecto permanente, con la cubierta contigua a una obra de mayor altura

- Situaciones de proyecto accidentales – carga excepcional sobre el terreno

- Caso (i): distribución de carga sin acumulación

$$\mu_1(5,7^\circ) = 0,8$$

$$s = 0,8 \times 1,3 = 1,04 \text{ kN/m}^2$$

La distribución es idéntica a la indicada en la Figura A.4, siendo $s = 1,04 \text{ kN/m}^2$

- Caso (ii): distribución de carga con acumulación

La distribución es idéntica a la indicada en la Figura A.5, siendo $s_1 = 1,04 \text{ kN/m}^2$

donde:

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\text{y } s_2 = 5,20 \text{ kN/m}^2, \text{ siendo } \mu_w = 4$$

3.4. Parte inferior de la cubierta: acumulación en obstáculos (parapetos)

Únicamente se considerarán las situaciones de proyecto permanentes o transitorias.

Ángulo de la cubierta (10%): $\alpha = 5,7^\circ$

$$\mu_1(5,7^\circ) = 0,8$$

$$s = 0,8 \times 0,65 = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

EN 1991-1-3
§ 6.2(2)

$$\mu_2 = \gamma h / s_k$$

donde:

h es la altura del parapeto, que varía entre 0 m en la limahoya y 1,25 m en los aleros inferiores.

$$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$$

En la limahoya: $\mu_2 = 0$

En los aleros inferiores: $\mu_2 = 2 \times 1,25 / 0,65 = 3,8$

Si se tiene en cuenta la siguiente restricción: $0,8 \leq \mu_2 \leq 2$

$\therefore \mu_2$ varía entre 0,8 en la limahoya y 2 en los aleros.

s varía entre $0,52 \text{ kN/m}^2$ en la limahoya y $2 \times 0,65 = 1,30 \text{ kN/m}^2$ en los aleros inferiores

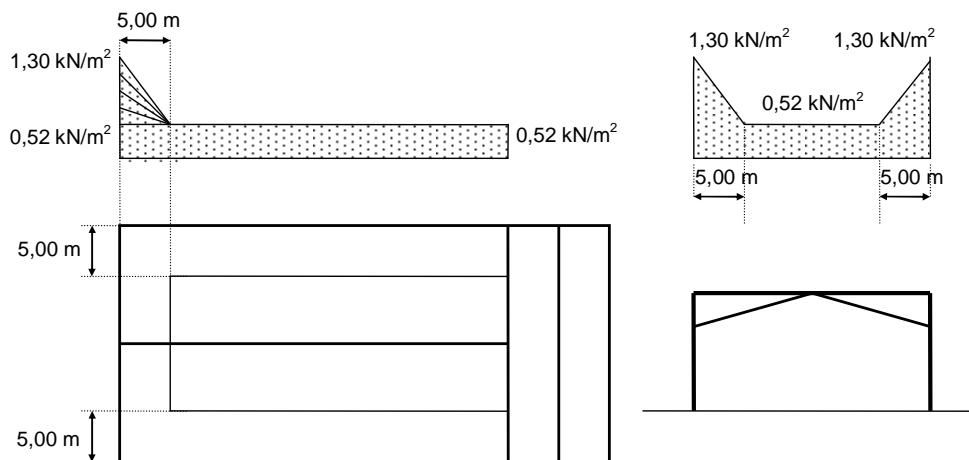
La longitud de la acumulación (l_s) se calcula mediante la expresión siguiente:

$$l_s = 2 h$$

Dicha longitud de la acumulación varía entre 0 m en la limahoya y 2,50 m en los aleros:

La restricción que se recomienda aplicar es la siguiente: $5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$. Por lo tanto:

$l_s = 5 \text{ m}$ en los aleros inferiores.



FiguraA.6 Distribución de carga de nieve con acumulación sobre la parte inferior de la cubierta, en una situación de proyecto permanente en la que existe algún obstáculo

3.5. Acumulaciones de nieve excepcionales

3.5.1. Cubiertas contiguas a obras de mayor altura

$$\mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = \text{Mín}(2h/s_k ; 2b/l_s ; 8)$$

donde b es igual a b_1 ó b_2 (el que mayor valor tenga)

$$l_s = \text{Mín}(5h ; b_1 ; 15 \text{ m})$$

$$h = 4,25 \text{ m}$$

$$b_1 = 40,00 \text{ m}$$

$$b_2 = 10,00 \text{ m}$$

$$s_k = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

$$5 h = 21,25\text{m}; l_s = 15,00 \text{ m}; \quad 2h/s_k = 13,08; \quad 2b/l_s = 5,3$$

$$\therefore \mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = 5,3$$

$$s = \mu_3 s_k = 3,45 \text{ kN/m}^2$$

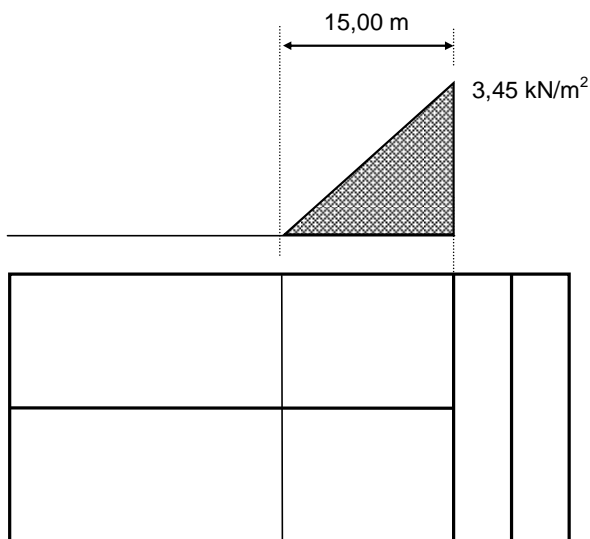


Figura A.7 Acumulación de nieve excepcional sobre la parte inferior de una cubierta contigua a una obra de mayor altura

EN 1991-1-3
Anexo B § B.3

3.5.2. Cubiertas en las que la acumulación se produce detrás de los parapetos de los aleros

EN 1991-1-3
Anexo B § B.4

$$\mu_1 = \text{Mín}(2 h/s_k ; 2 b_2/l_s ; 8)$$

donde: $l_s = \text{Mín}(5h ; b_1 ; 15 \text{ m})$

$$h = 3,00 \text{ m}$$

$$b_1 = 12,50 \text{ m}$$

$$b_2 = 25,00 \text{ m}$$

$$s_k = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

$$5h = 15,00 \text{ m} ; l_s = 12,50 \text{ m} ; 2h/s_k = 9,23 ; 2b_2/l_s = 4,00$$

∴ $\mu_1 = 4,00$

: $s = \mu_1 s_k = 2,60 \text{ kN/m}^2$

3.5.3. Cubiertas en las que la acumulación se produce detrás de los parapetos al final de la cubierta

EN 1991-1-3
Anexo B § B.4

$$\mu_1 = \text{Mín}(2 h/s_k ; 2 b_2/l_s ; 8)$$

donde: $l_s = \text{Mín}(5h ; b_1 ; 15 \text{ m})$

$$h = 3,00 \text{ m}$$

$$b_1 = 40,00 \text{ m}$$

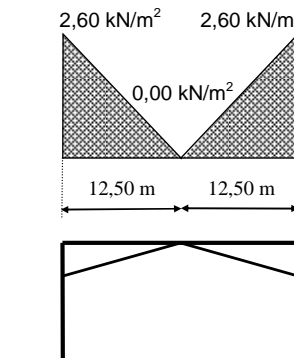
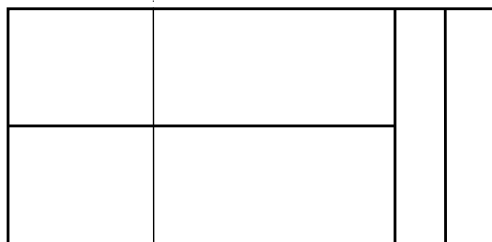
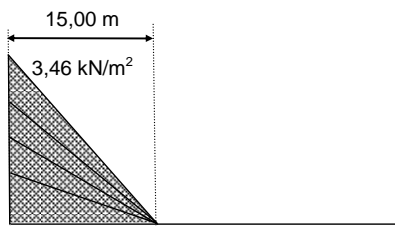
$$b_2 = 25,00 \text{ m}$$

$$s_k = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

$$5h = 15,00 \text{ m} ; l_s = 15,00 \text{ m} ; 2h/s_k = 9,23 ; 2b_2/l_s = 5,33$$

∴ $\mu_1 = 5,33$

: $s = \mu_1 s_k = 3,46 \text{ kN/m}^2$



Nieve detrás del parapeto al final de la cubierta Nieve detrás de los parapetos de los aleros

Figura A.8 Acumulación de nieve excepcional sobre la parte inferior de una cubierta, detrás de los parapetos de los aleros

APÉNDICE B

Ejemplo resuelto: Acción del viento en edificios de una sola planta

1. Datos

Para este ejemplo se considerará el cálculo de la acción del viento en edificios de una sola planta, en conformidad con la norma EN 1991-1-4. Las dimensiones globales del edificio se especifican en la Figura B.1.

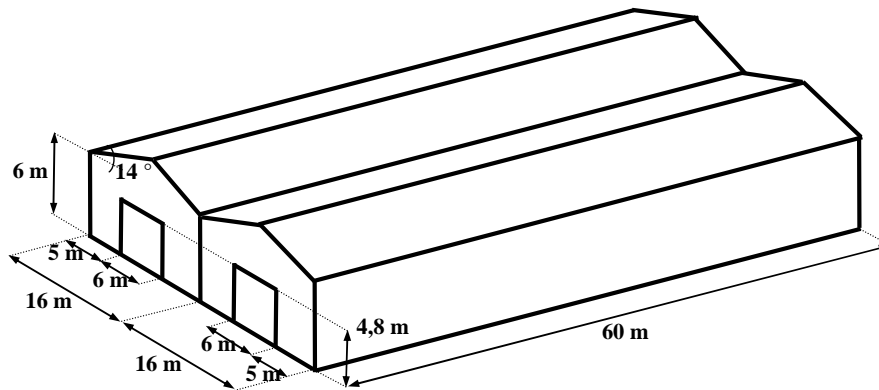


Figura B.1 Geometría del edificio

Suponiendo que las puertas permanecen cerradas durante tormentas de viento severas

El valor fundamental de la velocidad básica del viento es:

$$v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$$

2. Presión correspondiente a la velocidad de pico

La presión correspondiente a la velocidad de pico se calcula siguiendo el procedimiento paso a paso, indicado en esta guía.

1. Valor fundamental de la velocidad básica del viento

$$v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$$

2. Velocidad básica del viento

Para c_{dir} y c_{season} , los valores recomendados son:

$$c_{dir} = 1,0$$

$$c_{season} = 1,0$$

Entonces: $v_b = v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$

EN 1991-1-4
§ 4.2(2)

Título	APÉNDICE B Ejemplo resuelto: Acción del viento en edificios de una sola planta	2 de 2
<p>3. Presión correspondiente a la velocidad media de referencia</p> $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$ <p>donde:</p> $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \text{ (valor recomendado)}$ <p>Entonces: $q_b = 0,5 \times 1,25 \times 26^2 = 422,5 \text{ N/m}^2$</p> <p>4. Factor del terreno</p> $k_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07}$ <p>El terreno es de categoría III, entonces:</p> $z_0 = 0,3 \text{ m}$ $z_{\text{min}} = 5 \text{ m}$ $k_r = 0,19 \left(\frac{0,30}{0,05} \right)^{0,07} = 0,215$ <p>5. Factor de rugosidad</p> $c_r(z) = k_r \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)$ <p>z se toma como la altura del edificio:</p> $z = 8 \text{ m}$ <p>Entonces: $c_r(z) = 0,215 \times \ln \left(\frac{8,0}{0,3} \right) = 0,706$</p> <p>6. Coeficiente topográfico</p> <p>El edificio es construido en un terreno suburbano donde la inclinación media del terreno a barlovento es muy baja ($< 3^\circ$), entonces:</p> $c_o(z) = 1$ <p>7. Factor de turbulencia</p> <p>Se utiliza el valor recomendado:</p> $k_1 = 1,0$		<p>EN 1991-1-4 § 4.5(1)</p> <p>EN 1991-1-4 § 4.3.2(1) Table 4.1</p> <p>EN 1991-1-4 § 4.3.2(1)</p> <p>EN 1991-1-4 § 4.3.3(2)</p> <p>EN 1991-1-4 § 4.4(1)</p>

Título	APÉNDICE B Ejemplo resuelto: Acción del viento en edificios de una sola planta	3 de 3
<p>8. Presión correspondiente a la velocidad de pico (opción para edificios de una sola planta)</p> $q_p(z) = c_e(z) q_b$ <p>donde:</p> $c_e(z) = \left(1 + \frac{7k_1 k_r}{c_o(z) c_r(z)} \right) c_o^2(z) c_r^2(z)$ $c_e(z) = \left(1 + \frac{7 \times 1,0 \times 0,215}{1,0 \times 0,706} \right) \times 1,0^2 \times 0,706^2 = 1,56$ <p>Entonces: $q_p(z) = 1,56 \times 423 = 659 \text{ N/m}^2$ $q_p(z) = 0,659 \text{ kN/m}^2$ siendo $z = 8 \text{ m}$</p> <p>3. Presión del viento en las superficies</p> <p>3.1. Coeficientes de presión externa $c_{pe,10}$</p> <p>3.1.1. Muros verticales</p> <p>9. Viento en el piñón</p> <p>$h = 8 \text{ m}$</p> <p>$b = 32 \text{ m}$ (dimensión transversal al viento)</p> <p>$h < b$, por lo tanto $z_e =$ altura de referencia $= h = 8 \text{ m}$</p> <p>$d = 60 \text{ m}$</p> <p>$h/d = 8/60 = 0,13$ ($h/d < 0,25$)</p> <p>$2h = 16 \text{ m}$</p> <p>$e = 16 \text{ m}$ (b ó $2h$, el valor que sea menor)</p> <p>$e < d$</p> <p>$e/5 = 3,2 \text{ m}$</p> <p>$4/5 e = 12,8 \text{ m}$</p> <p>$d - e = 44 \text{ m}$</p> <p>La Figura B.2 se define los coeficientes de presión externa ($c_{pe,10}$) en muros verticales para las zonas A, B, C, D y E con viento en lado largo del edificio.</p>		<p>EN 1991-1-4 § 4.5(1)</p> <p>EN 1991-1-4 7.2.2 (1) Figura 7.4</p> <p>EN 1991-1-4 7.2.2 (2) Tabla 7.1</p> <p>EN 1991-1-4 § 7.2.2 (1) Figura 7.5</p> <p>EN 1991-1-4 § 7.2.2(2) Tabla 7.1</p>

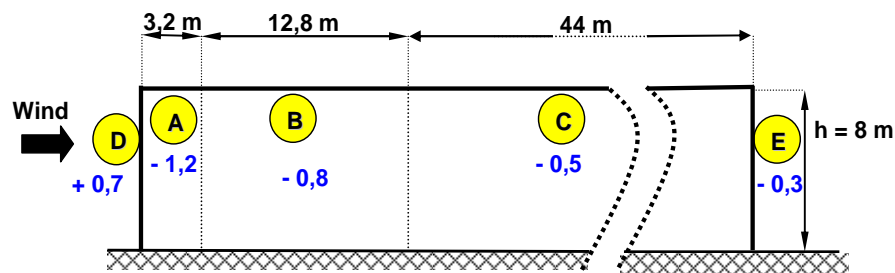


Figura B.2 $c_{pe,10}$ para las zonas A, B, C, D y E con viento en el lado largo

10. Viento en la cara más amplia

$$h = 8 \text{ m}$$

$$b = 60 \text{ m (medición del viento cruzado)}$$

$$h < b, \text{ por tanto } z_e = \text{altura de referencia} = h = 8 \text{ m}$$

$$d = 32 \text{ m}$$

$$h/d = 8/32 = 0,25$$

$$2h = 16 \text{ m}$$

$$e = 16 \text{ m (} b \text{ o } 2h, \text{ el valor que sea menor)}$$

$$e < d$$

$$e/5 = 3,2 \text{ m}$$

$$4/5 e = 12,8 \text{ m}$$

$$d - e = 16 \text{ m}$$

En la Figura B.3 se definen los coeficientes de presión externa ($c_{pe,10}$) en muros verticales para las zonas A, B, C, D y E con viento en la cara más larga.

EN 1991-1-4
7.2.2 (1)
Figura 7.4

EN 1991-1-4
§ 7.2.2(2)
Tabla 7.1
EN 1991-1-4
§ 7.2.2(1)
Figura 7.5

EN 1991-1-4
§ 7.2.2(2)
Tabla 7.1

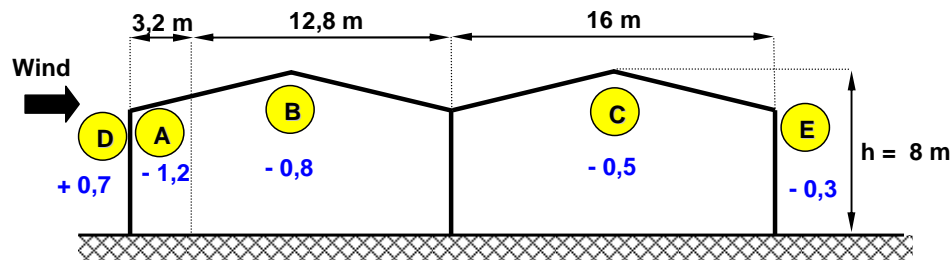


Figura B.3 $c_{pe,10}$ para las zonas A, B, C, D y E con viento en la cara más larga

3.1.2. Cubiertas

1. Viento en la cara pequeña

Las limatesas son paralelas a la dirección del viento: $\theta = 90^\circ$

Ángulo de inclinación: $\alpha = 14^\circ$

$$h = 8 \text{ m}$$

$$b = 32 \text{ m (dimensión transversal al viento)}$$

La altura de referencia es: $z_e = h = 8$ m

$$2h = 16 \text{ m}$$

$$e = 16 \text{ m (} b \text{ o } 2h, \text{ el valor que sea menor)}$$

$$e/4 = 4 \text{ m}$$

$$e/10 = 1,6 \text{ m}$$

$$e/2 = 8 \text{ m}$$

En la Figura B.4 se definen los coeficientes de presión externa ($c_{pe,10}$) en las cubiertas de las zonas F, G, H y I con viento en la cara pequeña.

EN 1991-1-4
§ 7.2.5(1)
Figura 7.8

EN 1991-1-4
§ 7.2.7(3)

EN 1991-1-4
§ 7.2.5(1)
Figura 7.8

EN 1991-1-4
§ 7.2.2(2)
Table 7b

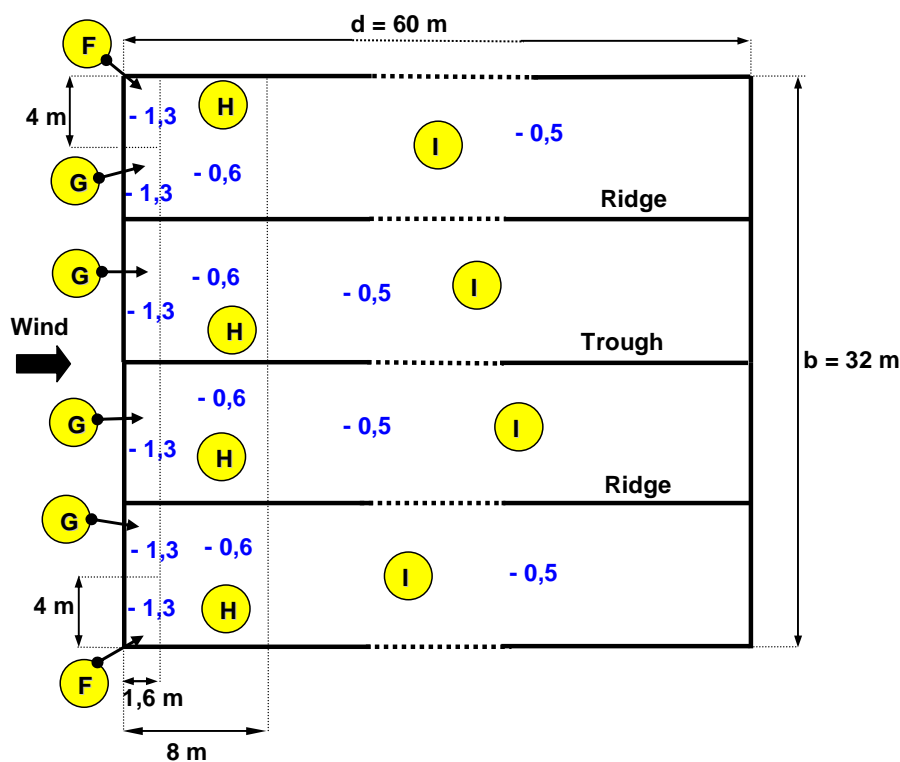


Figura B.4 $c_{pe,10}$ para las zonas F, G, H y I con viento en la cara pequeña

2. Viento en el lado largo

- i. Las cubreras son paralelas a la dirección del viento: $\theta = 0^\circ$
- ii. Ángulo de inclinación $\alpha = 14^\circ$
- iii. $h = 8 \text{ m}$
- iv. $b = 60 \text{ m}$ (dimensión transversal al viento)
- v. $h < b$, por lo que la altura de referencia será: $z_e = h = 8 \text{ m}$
- vi. $d = 32 \text{ m}$
- vii. $2h = 16 \text{ m}$
- viii. $e = 16 \text{ m}$ (b o $2h$, el valor que sea menor)
- ix. $e/4 = 4 \text{ m}$
- x. $e/10 = 1,6 \text{ m}$

La Figura B.5 se define los coeficientes de presión externa ($c_{pe,10}$) en las cubiertas de las zonas F, G, H, I y J con viento en el lado largo de la fachada.

EN 1991-1-4
§ 7.2.5(1)
Figura 7.8

EN 1991-1-4
§ 7.2.5(1)
Figura 7.8

EN 1991-1-4
§ 7.2.7(2)
Figura 7.10c

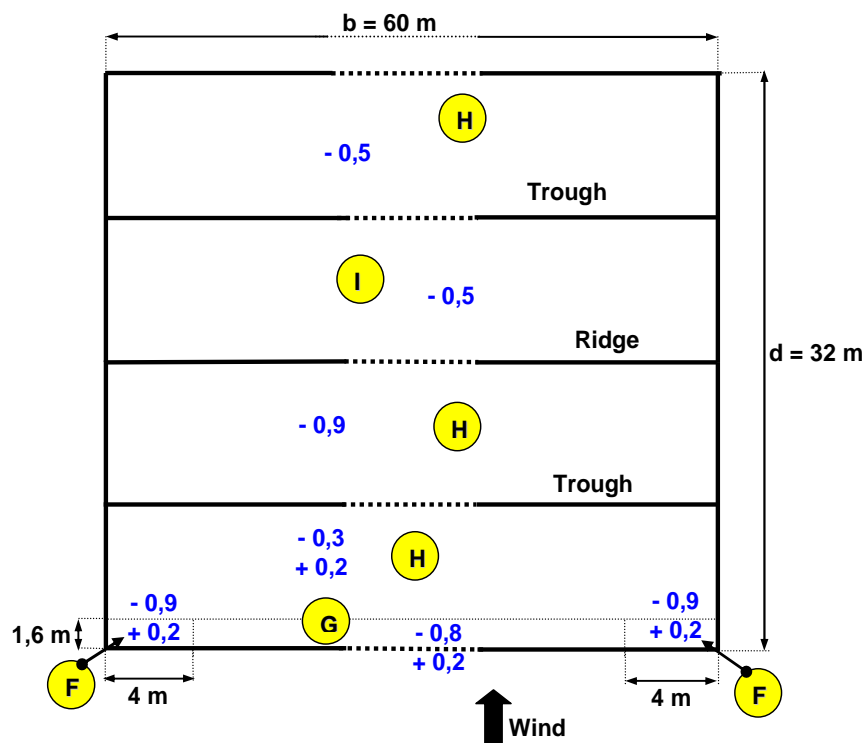


Figura B.5 $c_{pe,10}$ para las zonas F, G, H y I con viento en el lado más largo

3.2. Coeficientes de presión interna c_{pi}

3.2.1. Situación de proyecto permanente o transitoria

Suponiendo que las puertas permanecen cerradas durante tormentas de viento severas:

$$c_{pi} = +0,2$$

$$\text{Y } c_{pi} = -0,3$$

siendo la altura de referencia para la presión interna: $z_i = z_e = h = 8 \text{ m}$

3.2.2. Situación de proyecto accidental

- Una puerta se abre a barlovento (viento en la fachada pequeña): esta es la cara dominante y el área del hueco sería igual a 3 veces el área de los huecos en el resto de caras de la fachada:

$$c_{pi} = 0,90 c_{pe}$$

$$c_{pi} = 0,90 \times (+0,7) = +0,63$$

- Una puerta se abre a barlovento (viento en el lado más largo): ésta es la cara dominante y el área de los huecos sería igual a 3 veces el área de los huecos en el resto de caras de la fachada.

EN 1991-1-4
§ 7.2.9(6)

§ 7.2.9(7)

EN 1991-1-4
§ 7.2.9(3)

§ 7.2.9(5)

Título	APÉNDICE B Ejemplo resuelto: Acción del viento en edificios de una sola planta	8 de 8
<p>El caso más severo es cuando el hueco está en la zona donde c_{pe} es el valor más elevado (la puerta se encuentra totalmente en la zona B).</p> $c_{pi} = 0,90 c_{pe}$ $c_{pi} = 0,90 \times -0,8 = -0,72$ <h2>4. Fuerzas de fricción</h2> <h3>4.1. Viento en la fachada pequeña</h3> <p>El área total de las superficies exteriores paralelas a la dirección del viento se calcula mediante la siguiente expresión:</p> $60 \times 2 \times (6 + 8,25 \times 2) = 2700 \text{ m}^2$ <p>El área de las superficies exteriores perpendiculares a la dirección del viento se calcula mediante la siguiente expresión:</p> $2 \times 2 \times 16 \times (6 + 1) = 448 \text{ m}^2$ <p>El área de las superficies exteriores paralelas al viento es superior a 4 veces el área de las superficies exteriores perpendiculares al viento, por lo que se deben considerar las fuerzas de fricción:</p> $4 h = 32 \text{ m}$ $2 b = 64 \text{ m}$ $4 h < 2 b$ <p>Las fuerzas de fricción son aplicadas en el área A_{fr}:</p> $A_{fr} = 2 \times (60 - 32) \times (6 + 8,25 \times 2) = 1260 \text{ m}^2$ <p>En una superficie lisa (acero):</p> $c_{fr} = 0,01$ <p>y la fuerza de fricción F_{fr} (actuando en la dirección del viento):</p> $F_{fr} = c_{fr} q_p(z_e) A_{fr} = (0,01 \times 66 \times 1260) 10^{-2} = 8,316 \text{ kN}$ $4 h < 2 b$ <p>Las fuerzas de fricción son aplicadas en el área A_{fr}:</p> $A_{fr} = 2 \times (60 - 32) \times (6 + 8,25 \times 2) = 1260 \text{ m}^2$ <p>En una superficie lisa (acero):</p> $c_{fr} = 0,01$ <p>y la fuerza de fricción F_{fr} (actuando en la dirección del viento):</p> $F_{fr} = c_{fr} q_p(z_e) A_{fr} = (0,01 \times 66 \times 1260) 10^{-2} = 8,316 \text{ kN}$		<p>EN 1991-1-4 § 7.2.9(6)</p> <p>EN 1991-1-4 § 5.3(4)</p> <p>EN 1991-1-4 § 7.5(3)</p> <p>EN 1991-1-4 § 5.5(3)</p> <p>EN 1991-1-4 § 7.5(3)</p> <p>EN 1991-1-4 § 5.5(3)</p>

4.2. Viento en el lado más largo

Área de las superficies exteriores paralelas al viento < 4 veces el área de las superficies perpendiculares al viento. Por lo tanto no hace falta considerar las fuerzas de fricción.

EN 1991-1-4 § 5.3(4)

5. Fuerzas del viento en las superficies

$$F/A_{ref} = c_s c_d q_p(z_e) c_{pe} - q_p(z_i) c_{pi}$$

con: $c_s c_d = 1$ (altura < 15 m)

$$q_p(z_e) = q_p(z_i) = 0,66 \text{ kN/m}^2$$

EN 1991-1-4 § 6.2(1)b

Las figuras que se presentan a continuación ilustran las fuerzas del viento por unidad de superficie:

$$F/A_{ref} = 0,66 (c_{pe} - c_{pi}) \text{ (in kN/m}^2\text{)}$$

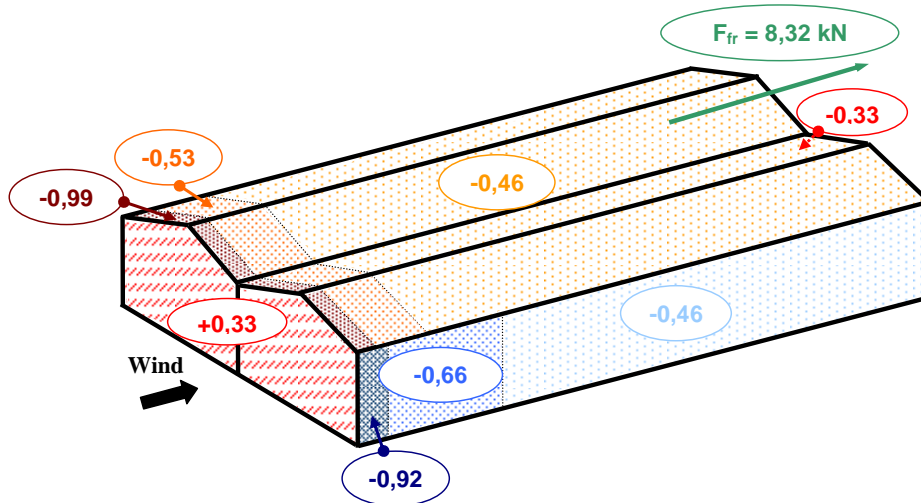


Figura B.6 Viento en la fachada pequeña con $c_{pi} = +0,2$

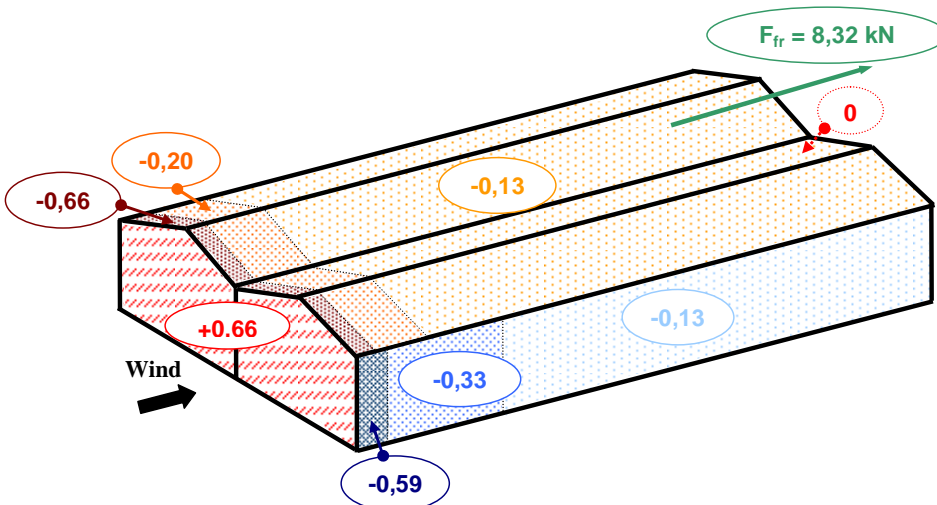


Figura B.7 Viento en la fachada pequeña con $c_{pi} = -0,3$

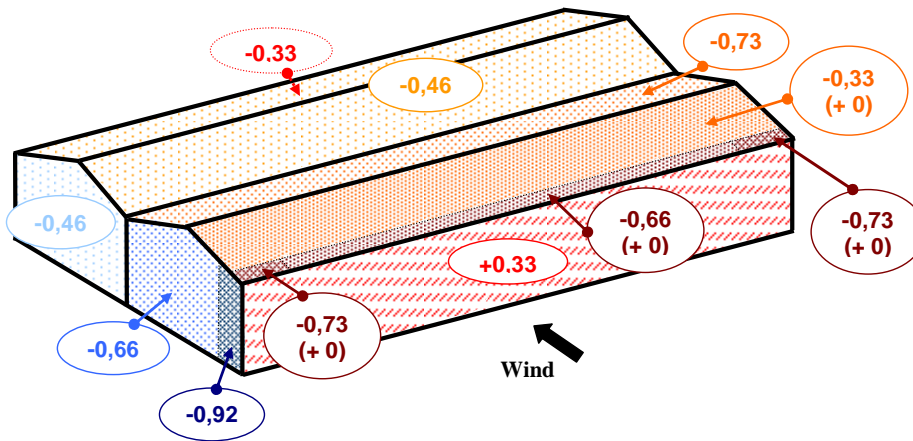


Figura B.8 Viento en el lado más largo, con $c_{pi} = +0,2$

Los valores indicados entre paréntesis se deben utilizar conjuntamente.

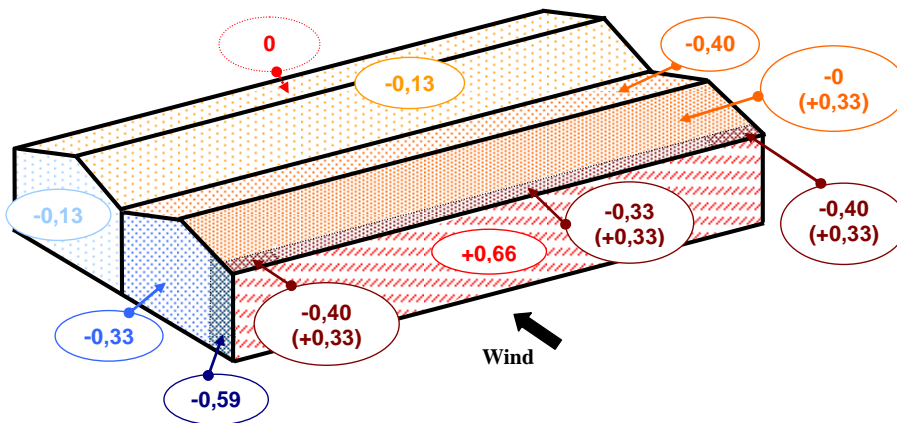


Figura B.9 Viento en el lado más largo, con $c_{pi} = -0,3$

Los valores indicados entre paréntesis se deben utilizar conjuntamente.

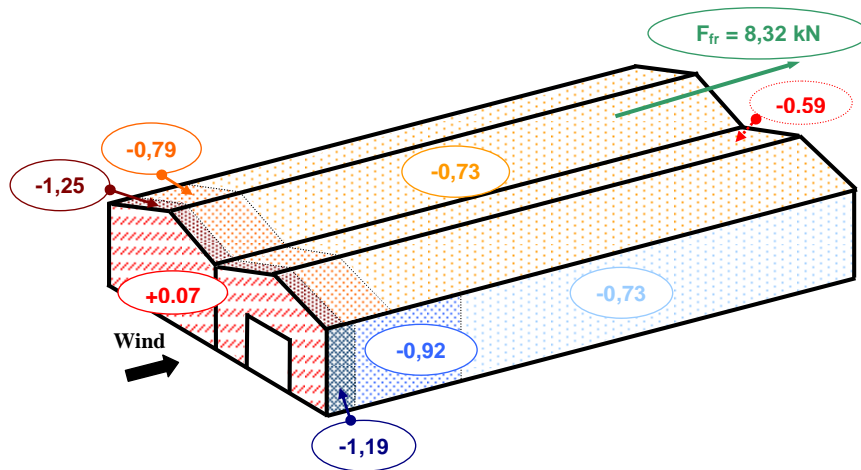


Figura B.10 Situación de proyecto accidental: puerta abierta a barlovento (viento en la fachada pequeña) con $c_{pi} = +0,6$

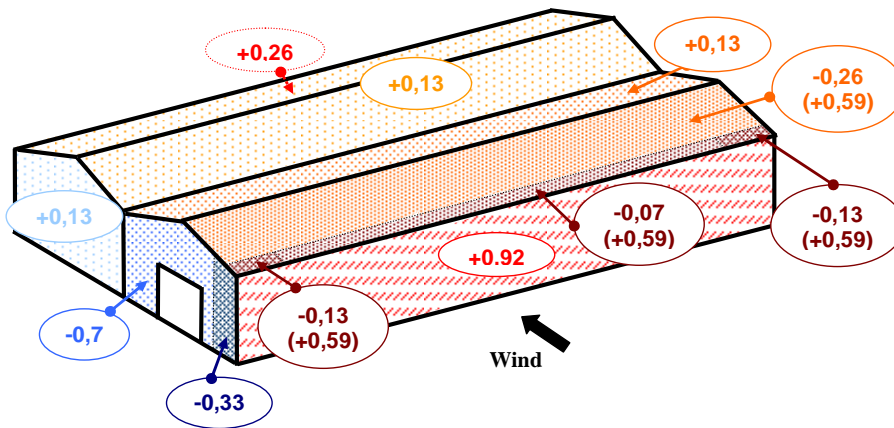


Figura B.11 Situación de proyecto accidental: puerta abierta a sotavento (viento en el lado más largo) con $c_{pi} = -0,7$

Los valores indicados entre paréntesis se deben utilizar conjuntamente.