

En este grupo se incluyen aquellas acciones cuya variación sea función del tiempo transcurrido y se produzca en un único sentido, tendiendo hacia un determinado valor límite (acciones reológicas, pretensado, asientos del terreno bajo las cimentaciones, etc.).

También se incluyen otras acciones originadas por el terreno cuya magnitud no varía en función del tiempo, sino de la interacción terreno-estructura (por ejemplo, empujes sobre elementos verticales).

- *Acciones variables (Q)*: son acciones externas a la estructura que pueden actuar o no, y, si lo hacen, pueden tener diferentes valores (sobrecargas de uso, acciones climáticas, etc.).
  - *Acciones accidentales (A)*: son acciones de corta duración cuya probabilidad de actuación durante la vida útil de la estructura es pequeña, pero cuyos efectos pueden ser considerables (impactos de vehículos, sismos, avenidas de periodo de retorno importante, etc.).
- c) Su variación espacial:
- *Acciones fijas*: son las que se aplican siempre en la misma posición (por ejemplo el peso propio de los elementos estructurales y de algunos elementos funcionales).
  - *Acciones libres*: son las que pueden actuar en diferentes posiciones (por ejemplo las sobrecargas de uso).
- d) La respuesta estructural que producen:
- *Acciones estáticas o casi estáticas*: son las que no provocan oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.
  - *Acciones dinámicas*: son las que pueden originar oscilaciones o vibraciones significativas en la estructura o en sus elementos estructurales.

A efectos de aplicación de esta Instrucción, se adopta la clasificación de las acciones atendiendo a su variación en el tiempo. De acuerdo con esta clasificación, en los *capítulos 3 a 5*, se establecen los valores de las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera, que se tomarán como valores característicos. En casos especiales, y previa justificación expresa, la Dirección General de Carreteras podrá autorizar valores distintos a los aquí recogidos.

El valor característico de una acción, que es su principal valor representativo (ver *capítulo 6*), puede venir determinado por un valor medio, un valor nominal (definido por medio de criterios determinísticos o apriorísticos) o, en los casos en que se fije mediante criterios estadísticos, por el correspondiente a una determinada probabilidad de no ser superado durante un periodo de referencia teniendo en cuenta la vida útil de la estructura y la duración de la situación de proyecto.

### 3 ACCIONES PERMANENTES

#### 3.1 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR CONSTANTE (G)

Las cargas permanentes son producidas por el peso de los distintos elementos que forman parte del puente. A efectos de aplicación de esta Instrucción se clasifican en peso propio y cargas muertas.

Su valor característico se deducirá de las dimensiones de los elementos especificados en los planos, y de los pesos específicos correspondientes.

Salvo justificación expresa, se tomarán para los materiales de construcción más usuales los siguientes pesos específicos:

Tabla 3.1-a Pesos específicos de diversos materiales [kN/m<sup>3</sup>]

Fundición	72,5
Acero	78,5
Aluminio	27,0
Madera seca	6,0 a 9,0
Madera húmeda	10,5
Hormigón en masa	23,0 a 24,0
Hormigón armado y pretensado	25,0
Elementos de basalto, pórfidos y ofitas	31,0

Elementos de granito o caliza	30,0
Materiales granulares y rellenos (zahorras, gravas y arenas)	20,0
Pavimentos de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3
Vidrio	25,0

### 3.1.1 PESO PROPIO

Esta acción es la que corresponde al peso de los elementos estructurales y su valor característico podrá deducirse de la *tabla 3.1-a*.

El peso específico de hormigón será acorde con el tipo de árido empleado en su fabricación y, en el caso del hormigón armado o pretensado, con la cuantía de acero dispuesta.

Se tendrá en cuenta el peso de todos los elementos proyectados, como riostras, costillas, tacones de anclaje, mamparos, etc., en el caso de puentes de hormigón, o diafragmas, rigidizadores, costillas, etc., en el caso de puentes de acero o mixtos.

Cuando el peso que resulte de las mediciones obtenidas a partir de los planos de proyecto sobrepase en más de un 5% el valor del peso propio inicialmente estimado como acción en las bases de cálculo del proyecto, deberán adaptarse dichos cálculos al peso que se deduce de lo representado en planos.

### 3.1.2 CARGAS MUERTAS

Son las debidas a los elementos no estructurales que gravitan sobre los estructurales, tales como: pavimento de calzada y aceras, elementos de contención, dotaciones viales y de la propia estructura, conductos de servicios, etc.

El espesor máximo del pavimento bituminoso proyectado y construido sobre tableros de puentes, incluida la preceptiva capa de impermeabilización y la eventual capa de regularización, no será en ningún caso superior a diez centímetros (10 cm), salvo aprobación expresa de la Dirección General de Carreteras.

Para la determinación del valor característico de esta acción podrán adoptarse los pesos específicos indicados en la *tabla 3.1-a* y, en su defecto, los recomendados en normas específicas de cada material previsto en el proyecto, o los obtenidos por pesadas directas para aquellos en los que no es aplicable ninguno de los dos supuestos anteriores.

No obstante, a efectos de cálculo, para la acción debida al pavimento se deberán considerar dos valores extremos:

- Valor inferior ( $G_{k,inf}$ ), determinado con los espesores teóricos definidos en el proyecto.
- Valor superior ( $G_{k,sup}$ ), obtenido incrementando un cincuenta por ciento (50%) los espesores teóricos definidos en el proyecto.

Este valor no permite, en modo alguno, la rehabilitación del pavimento por extensión de nuevas capas. Por tanto, el proyecto no sólo definirá con suficiente precisión la tipología de la impermeabilización y de los pavimentos, estudiando con detalle la funcionalidad de estos últimos compatible con la deformabilidad del tablero y su conservación a medio y largo plazo, sino que también, a efectos de la correcta explotación y conservación del puente, incluirá criterios sobre la rehabilitación de los pavimentos en lo referente a pesos o espesores, deformabilidad, características, y cualquier otro aspecto técnico que el proyectista considere importante para la seguridad o funcionalidad de la estructura.

El valor que se considere para el peso del pavimento,  $G_{k,inf}$  o  $G_{k,sup}$ , será el mismo para toda la estructura.

Para el peso propio de tuberías y otros servicios soportados por el puente, se tomarán también dos valores extremos,  $G_{k,sup}$  y  $G_{k,inf}$ , considerándose una desviación respecto a su valor medio de  $\pm 20\%$ .

El peso del agua contenida en una canalización soportada por un puente se tomará en principio como carga muerta y se considerarán los pesos de las canalizaciones tanto vacías como llenas.

El peso de los rellenos sobre elementos de la estructura (losas, dinteles, zapatas, etc.) se considerará también como carga muerta. Este peso se determinará aplicando al volumen de terreno que grave sobre la superficie del elemento horizontal, el peso específico del relleno vertido y compactado. Si no se dispusiera de datos reales de este peso específico, se podrán adoptar los definidos en la *tabla 3.1-a* para materiales granulares y rellenos.

### 3.2 ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE ( $G^1$ )

#### 3.2.1 PRESOLICITACIONES

En el término *presolicitaciones*, se considerarán incluidas todas las formas posibles de introducir esfuerzos en una estructura antes de su puesta en servicio, con el fin de mejorar su respuesta frente al conjunto de sollicitaciones a las que posteriormente se verá sometida.

Al considerar estas acciones se deberá tener presente que, en la mayoría de los casos, la fluencia del hormigón reduce parcialmente las ventajas iniciales que incorporan, por lo que será imprescindible tener en cuenta el valor de esta disminución en un instante de tiempo en que dicha fluencia se considere estabilizada.

##### 3.2.1.1 Pretensado

Las acciones producidas por el pretensado se valorarán teniendo en cuenta la forma de introducción de las mismas y la posibilidad de deformación de la estructura.

A efectos de aplicación de esta Instrucción se considerarán dos tipos de acción del pretensado:

- Tipo  $P_1$* : es la inducida por elementos colocados dentro del contorno de la sección estructural de hormigón (pretensado interior), o fuera de la sección pero dentro del canto de la estructura (pretensado exterior). A todos los efectos se considerará y tratará de acuerdo con lo especificado en la vigente Instrucción de hormigón estructural (EHE-08) o normativa que la sustituya.
- Tipo  $P_2$* : es la inducida a través de elementos diferenciados en el esquema estructural (tirantes, péndolas, pretensado exterior fuera del canto, etc.).

Las acciones del tipo  $P_2$  varían en función de la magnitud de las cargas permanentes de valor constante, por lo que deben ser consideradas ambas conjuntamente y no de forma independiente. Para que este tratamiento de la acción del pretensado tipo  $P_2$  sea de aplicación, se deberán cumplir las siguientes condiciones:

- Se impondrá un control riguroso de los pesos y fuerzas aplicados, así como de la respuesta de la estructura.
- El proyecto incluirá un plan de conservación del puente en que se controle que la acción resultante del sistema de fuerzas se mantiene dentro de los límites supuestos en el proyecto.
- A lo largo de la vida de la estructura será posible modificar alguna de las acciones del sistema con el fin de mantener la respuesta de la misma dentro de unos límites admisibles.

El pretensado extradadosado es un tipo de presolicitación que se encuentra entre los pretensados tipo  $P_1$  y  $P_2$  aquí definidos. Su semejanza a uno de los dos depende de la rigidez de la estructura y de su esquema estructural. En función de estas características, el proyectista justificará en el proyecto el tratamiento adoptado para el pretensado extradadosado.

##### 3.2.1.2 Otras presolicitaciones

En este apartado se incluirán las presolicitaciones introducidas por medio de gatos, por bloqueo provisional de coacciones, por desplazamientos impuestos en los apoyos de la estructura, etc.

La presolicitación se aplicará con el valor definido en proyecto, en el instante previsto y sobre la estructura parcial o total correspondiente.

Al igual que las presolicitaciones debidas al pretensado, su valor varía con el tiempo, siendo su efecto especialmente sensible a deformaciones diferidas de la estructura producidas por fluencia y retracción. Por tanto, deberá determinarse su valor para cada situación de proyecto y deberá considerarse adecuadamente su reducción.

#### 3.2.2 ACCIONES REOLÓGICAS

El valor característico de las acciones reológicas se obtendrá a partir de las deformaciones provocadas por la retracción y la fluencia, determinadas en el instante  $t$  en que se evalúen, de acuerdo con lo que especifique sobre el particular en la vigente *Instrucción de hormigón estructural* (EHE-08) o normativa que la sustituya.

#### 3.2.3 EMPUJE DEL TERRENO

El empuje del terreno, natural o de relleno, sobre elementos de la estructura (muros, aletas, etc.) se determinará en función de las características del terreno y de otras consideraciones geotécnicas.

Cuando la actuación del empuje sea desfavorable para el elemento y efecto estudiado, su valor nunca será inferior al empuje hidrostático de un fluido de peso específico igual a  $5 \text{ kN/m}^3$ .

Cuando existan incertidumbres sobre la actuación efectiva del empuje de tierras y su acción sea favorable para el elemento y efecto en estudio, no se considerará su actuación.

La movilización de la totalidad del empuje pasivo requiere que se produzcan desplazamientos importantes de la estructura que, en muchos casos, no son tolerables por razones funcionales. Por ello, esta acción siempre debe estimarse con parámetros geotécnicos conservadores, y, salvo justificación expresa, su valor se considerará reducido por un factor de 2,0.

No se incluirá en esta acción el incremento del empuje, transmitido por el terreno al elemento estructural, producido por la sobrecarga de uso que pueda actuar en la coronación de los terraplenes. El efecto de dicha sobrecarga se considerará como una acción variable de acuerdo con lo especificado en el apartado 4.1.6.

En el caso de estructuras enterradas (marcos, pórticos, bóvedas, etc.), se tendrán en cuenta las especificaciones siguientes:

- Cuando el efecto de los empujes de tierras en ambos lados se compense, se considerará la actuación del empuje al reposo de los rellenos y se incrementará en un 10% el empuje de tierras a uno de los lados de la estructura y se reducirá en un 10% el empuje en el otro lado.
- Se considerará la hipótesis de desequilibrio de los empujes hidrostáticos (acción definida en el apartado 4.5.1.1) a ambos lados de la estructura, salvo si en el proyecto se definen los sistemas de drenaje y desagüe necesarios, tanto en la coronación de relleno como en ambos lados de la estructura.
- Además de la sección de máxima altura de montera, se comprobarán las secciones de máximo desequilibrio de tierras entre ambos hastiales, así como todas aquellas secciones intermedias en que sea pertinente.
- A efectos de cálculo, se considerará que en construcción, y salvo justificación expresa, puede producirse una diferencia en la altura de rellenos a ambos lados de la estructura enterrada de, al menos, 1,00 m. El valor de la diferencia de altura considerada en los cálculos deberá figurar expresamente en los planos y en el pliego de prescripciones del proyecto como valor máximo admisible durante la fase de construcción.
- Cuando el estudio de los efectos de la interacción suelo-estructura se aborde mediante modelos tenso-deformacionales que integren el efecto del peso de las tierras con el de los empujes del relleno sobre la estructura (bien mediante modelos de muelles o bien por elementos finitos), el proyectista deberá realizar un análisis de sensibilidad de las solicitaciones estructurales en función del rango posible de variación de los parámetros geotécnicos y de rigidez del relleno. Se justificarán las hipótesis de carga consideradas, que deberán incorporar no sólo posibles variaciones globales de dichos parámetros sino también asimetrías en la respuesta del relleno a ambos lados de la estructura enterrada. El diseño de la estructura deberá asimismo cubrir las incertidumbres del modelo garantizando la suficiente ductilidad de su respuesta global.

### 3.2.4 ASIENTOS DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Los valores de los asientos se obtendrán a partir de los datos del preceptivo estudio geotécnico, de la tipología y geometría de la cimentación y de las cargas transmitidas por ésta.

Además, se determinará su evolución con el tiempo. Cuando la estructura pase por fases de construcción isostáticas de una duración significativa, se estimará qué parte del asiento total puede desarrollarse en esas fases.

En las cimentaciones profundas, se tendrán en cuenta las acciones producidas por movimientos del terreno respecto a éstas, en función de las diferentes rigideces del terreno y del cimiento. En particular, se considerarán las debidas a rozamiento negativo (asiento del terreno mayor que el del elemento de cimentación).

### 3.2.5 ROZAMIENTO DE APOYOS DESLIZANTES

Cuando en un puente se dispongan aparatos de apoyo deslizantes, con los que una parte de la estructura desliza respecto de la otra (apoyos de neopreno-PTFE, apoyos tipo POT, etc.), será necesario considerar la fuerza de reacción que el rozamiento del apoyo deslizante ejerce sobre ambas partes de la estructura.

A falta de estudios más precisos, los coeficientes de rozamiento  $\mu_a$  y  $\mu_r$  se considerarán según se indica a continuación:

$$\begin{aligned}\mu_a &= 0,5 \mu_{max} (1 + \alpha) \\ \mu_r &= 0,5 \mu_{max} (1 - \alpha)\end{aligned}$$

donde:

- $\mu_a$  coeficiente de rozamiento adverso
- $\mu_r$  coeficiente de rozamiento favorable
- $\mu_{max}$  máximo coeficiente de rozamiento del aparato de apoyo (según UNE-EN 1337-2). Para apoyos deslizantes con PTFE, se considerará un coeficiente de rozamiento máximo del 3%, independientemente de la presión a la que esté sometido el apoyo
- $\alpha$  factor que depende del número parcial de apoyos ( $n$ ) que ejercen bien una coacción favorable o bien una coacción desfavorable para el elemento en estudio. A falta de estudios más precisos, se puede determinar de acuerdo con la *tabla 3.2-a*. Este factor adoptará generalmente valores distintos según se esté calculando  $\mu_a$  o  $\mu_r$

Tabla 3.2-a Factor  $\alpha$

$n$	$\alpha$
$\leq 4$	1
$4 < n < 10$	$\frac{16-n}{12}$
$\geq 10$	0,5

En general, el rozamiento producido en fase de construcción por procesos de empuje, lanzamiento, ripado, etc. sobre apoyos deslizantes provisionales, suele ser mayor que el producido por los aparatos de apoyo deslizantes definitivos. Por este motivo, el proyectista deberá justificar el valor adoptado para los coeficientes de rozamiento adverso y favorable en las comprobaciones del proceso constructivo, estableciendo además en los planos y pliego de prescripciones del proyecto las medidas oportunas para el control de las fuerzas de rozamiento generadas.

#### 4 ACCIONES VARIABLES (Q)

##### 4.1 SOBRECARGA DE USO

El modelo de carga definido en este apartado para representar la acción del tráfico rodado ha sido calibrado para puentes con longitudes cargadas hasta 200 m (UNE-EN 1991-2). En general, la consideración de este modelo cuando la carga se extiende a una longitud superior estará del lado de la seguridad. Para longitudes cargadas superiores a 200 m, el proyectista podrá adoptar valores o expresiones distintos de los aquí indicados, previa autorización de la Dirección General de Carreteras, siempre que los justifique adecuadamente sobre las mismas bases teóricas que el modelo aquí establecido.

En todas las cargas definidas en este apartado, que se suponen aplicadas estáticamente, está incluido el correspondiente factor de amplificación que tiene en cuenta el carácter dinámico de las mismas.

##### 4.1.1 DIVISIÓN DE LA PLATAFORMA DEL TABLERO EN CARRILES VIRTUALES

A efectos de aplicación de esta Instrucción, se define como *plataforma* del tablero de un puente de carretera la superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo, por tanto, todos los carriles de circulación, arcenes, bandas de rodadura y marcas viales) situada a nivel de calzada y comprendida entre los bordillos de las aceras laterales del tablero -si éstas existen- cuando tengan más de 150 mm de altura, o entre caras interiores de los pretilos del tablero, para el resto de los casos.

A efectos de la aplicación de la componente vertical de la sobrecarga de uso sobre el tablero del puente, la plataforma, de ancho  $w$ , se dividirá en  $n_i$  *carriles virtuales*, de anchura  $w_i$  cada uno, con el criterio que se define en la *tabla 4.1-a*.

Tabla 4.1-a Definición de los carriles virtuales

Anchura de la plataforma ( $w$ )	Número de carriles virtuales ( $n_i$ )	Anchura del carril virtual ( $w_i$ )	Anchura del área remanente
$w < 5,4$ m	$n_i = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_i = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6$ m	$n_i = \text{ent} \left( \frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3n_i$