

RECOMENDACIONES PARA OBRAS MARITIMAS



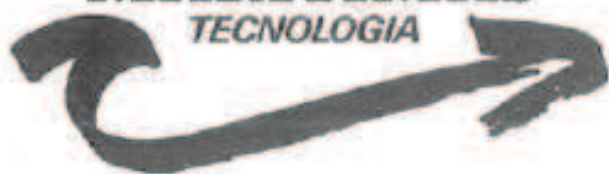
ROM 0.2-90

**ACCIONES EN EL PROYECTO DE
OBRAS MARITIMAS Y PORTUARIAS**

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	1
PARTE 1. GENERAL	5
1.1. ÁMBITO DE APLICACIÓN	11
1.2. CONTENIDO	11
1.3. DEFINICIONES	12
1.4. SISTEMA DE UNIDADES	21
1.5. NOTACIONES	21
1.6. REFERENCIAS DOCUMENTALES	21
PARTE 2. CRITERIOS GENERALES DE PRO- YECTO	39
2.1. FASES DE PROYECTO	45
2.2. VIDA ÚTIL (L)	46
PARTE 3. ACCIONES	49
3.1. CLASIFICACIÓN DE ACCIONES	61
3.2. CRITERIOS DE VALORACIÓN DE ACCIONES	63
3.3. EFECTOS DINÁMICOS	73
3.4. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES	75
PARTE 4. BASES DE CÁLCULO	247
4.1. PROCESO GENERAL DE CÁLCULO	253
4.2. CRITERIOS DE COMBINACIÓN DE ACCIONES E HIPÓTESIS DE CARGA	258
4.3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD (γ_m) DE MINORACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA LA COM- PROBACIÓN DE ESTADOS LÍMITES	265

**OBRAS
MARITIMAS**
TECNOLOGIA



ROM 0.2-90

**ACCIONES EN EL PROYECTO DE
OBRAS MARITIMAS Y PORTUARIAS**

PREFACIO

EL MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y URBANISMO (MOPU), a través de la DIRECCIÓN GENERAL DE PUERTOS Y COSTAS, ha puesto en marcha un Programa de desarrollo tecnológico en el ámbito de las Obras Marítimas y Portuarias, cuyo objetivo es redactar y difundir un conjunto de Recomendaciones o «Códigos de Buena Práctica» para el proyecto y ejecución de dichas obras, que constituyan el primer embrión de una futura Instrucción española en este campo de la ingeniería.

Estas Recomendaciones para Obras Marítimas (ROM) definirán un conjunto ordenado de criterios técnicos que, sin tener por el momento carácter vinculante o normativo, orienten en el futuro a proyectistas, directores, y ejecutores de obras marítimas y portuarias hacia la obtención de niveles de calidad y de garantía exigibles en dichas obras.

La inexistencia en España de este tipo de Recomendaciones o de Normas Técnicas en el campo de la ingeniería marítima, introduce importantes dosis de inseguridad en el desarrollo de los trabajos técnicos, y hace que los criterios utilizados por diferentes proyectistas y responsables de la supervisión o ejecución de las obras marítimas difieran notablemente o incluso resulten contradictorios. Incluso el recurso de acudir a normas y recomendaciones extranjeras es de aplicación limitada en este campo de la tecnología, ya que existen muy escasos trabajos de este carácter que generalmente cubren aspectos parciales de la problemática técnica general que plantean estas obras.

Los limitados precedentes de estos trabajos subrayan por una parte la dificultad técnica que plantean, y por otra el interés y la oportunidad de su desarrollo, en el que han participado todos los ingenieros que tienen o han tenido voz autorizada en este campo en España, y constituyen, por tanto, un exponente del «Estado del Arte» en nuestro país.

Se ha pretendido dotar a proyectistas, supervisores, y constructores de un instrumento técnico que reúna de forma ordenada y sistemática los criterios técnicos más actuales que deben aplicarse al desarrollo de las obras marítimas, facilitando su trabajo ya sea desde la vertiente de las responsabilidades privadas como de las públicas. Corresponde ahora a los ingenieros que utilicen estas Recomendaciones su análisis crítico a la hora de su aplicación en la ejecución de su trabajo, y agradeceremos especialmente cualquier comentario, sugerencia, propuesta, o advertencia que contribuya a mejorar su eficacia y calidad técnicas. Sólo después de un largo periodo de maduración técnica y tras su utilización por los especialistas de las diferentes materias tratadas, adquirirán estas Recomendaciones la consolidación necesaria para que puedan convertirse en Normas Técnicas exigibles en proyectos de la Administración.

Quiero expresar mi agradecimiento a los diferentes especialistas que están participando en el desarrollo de estos trabajos convencido de la responsabilidad, importancia, y dificultad técnica de los mismos; y que debe necesariamente hacerse explícito en dos nombres que no podrán ver publicada esta obra, a la que aportaron su excepcional capacidad técnica y de trabajo. Victoriano Fernández Dupuy, maestro de ingenieros portuarios, y Fernando Rodríguez Gómez, excepcional compañero y colaborador suyo y mío, se han ido por delante a la orilla opuesta de la Laguna Estigia, y estarán seguramente preparando un inmejorable puerto de llegada al que arribará la Barca de Caronte cuando nos transporte a los demás a su encuentro. Para ellos mi admiración, recuerdo, y gratitud.

Madrid, Abril de 1990

Fernando Palao Taboada
Director General de Puertos y Costas

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN	1
PARTE 1. GENERAL	5
1.1. ÁMBITO DE APLICACIÓN	11
1.2. CONTENIDO	11
1.3. DEFINICIONES	12
1.4. SISTEMA DE UNIDADES	21
1.5. NOTACIONES	21
1.6. REFERENCIAS DOCUMENTALES	21
PARTE 2. CRITERIOS GENERALES DE PROYECTO	39
2.1. FASES DE PROYECTO	45
2.2. VIDA ÚTIL (L)	46
PARTE 3. ACCIONES	49
3.1. CLASIFICACIÓN DE ACCIONES	61
3.2. CRITERIOS DE VALORACIÓN DE ACCIONES	63
3.3. EFECTOS DINÁMICOS	73
3.4. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES	75
3.4.1. CARGAS PERMANENTES (G_k)	75
3.4.1.1. Peso Propio (G_{1k})	75
3.4.1.2. Cargas Muertas (G_{2k})	77
3.4.2. CARGAS VARIABLES (Q_k)	82
3.4.2.1. Cargas Hidráulicas (Q_{Hk})	82
3.4.2.2. Cargas del Terreno (Q_{Tk})	94
3.4.2.3. Cargas Variables de Uso o Explotación (Q_{Vk})	140
3.4.2.3.1. Sobrecargas de Estacionamiento y Almacenamiento (Q_{V1k})	140
3.4.2.3.2. Sobrecargas de Equipos e Instalaciones de Manipulación de Mercan- cías (Q_{V2k})	150
3.4.2.3.3. Sobrecargas de Tráfico (Q_{V3k})	171
3.4.2.3.4. Sobrecargas para el Dimensionamiento de Firmes y Explanadas (Q_{V4k})	179
3.4.2.3.5. Sobrecargas de Operaciones de Buques (Q_{V5k})	183
3.4.2.4. Cargas Medioambientales (Q_{Mk})	231

3.4.2.5. Cargas de Deformación (Q_{Dk})	232
3.4.2.6. Cargas de Construcción (Q_{Ck})	239
3.4.3. CARGAS ACCIDENTALES (A_k).....	239
PARTE 4. BASES DE CÁLCULO.....	247
4.1. PROCESO GENERAL DE CÁLCULO.....	253
4.2. CRITERIOS DE COMBINACIÓN DE ACCIONES E HIPÓTE- SIS DE CARGA	258
4.3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD (γ_m) DE MINORACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA LA COMPROBACIÓN DE ESTADOS LÍMITES	265

INTRODUCCIÓN

PROGRAMA ROM

El Programa de redacción de Recomendaciones para Obras Marítimas (Programa ROM) se inició en 1987 por orden del Director General de Puertos y Costas del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, con la constitución de una Comisión Técnica con el mandato de redactar un conjunto de Recomendaciones o Normas Técnicas que reunieran la tecnología más avanzada en el campo de la ingeniería marítima y portuaria, y que se constituyeran en instrumento técnico para proyectistas, supervisores y constructores; facilitando a las distintas entidades del estado y a las empresas privadas con competencias o intereses en la ingeniería marítima el fácil acceso a la información especializada necesaria para el desarrollo de sus trabajos.

Desde esas fechas, la Comisión Técnica, conjuntamente con diversos especialistas y en colaboración con Instituciones y Organismos públicos y privados, está desarrollando trabajos en distintas áreas de la ingeniería marítima con el objeto de ir cubriendo progresivamente todos los campos de dicha tecnología.

El Programa ROM prevé inicialmente la redacción de los siguientes Códigos:

ROM 0. RECOMENDACIONES GENERALES

- 0.1 Recomendaciones para la Redacción de Proyectos.
- 0.2. Recomendaciones para la Consideración de Acciones.
- 0.3. Recomendaciones para la Consideración de Variables Medioambientales/ I: Oleaje, Corrientes, Mareas y demás Variaciones del Nivel del Agua.
- 0.4. Recomendaciones para la Consideración de Variables Medioambientales/ II: Condiciones Atmosféricas y Sísmicas.
- 0.5. Recomendaciones Geotécnicas.

ROM 1. RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y EJECUCIÓN DE OBRAS DE ABRIGO

- 1.0. Recomendaciones Generales para el Proyecto de Diques.
- 1.1. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Diques en Talud.
- 1.2. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Diques Verticales.
- 1.3. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Diques Mixtos.
- 1.4. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Diques de Sección Especial.

ROM 2. RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y EJECUCIÓN DE OBRAS DE ATRAQUE

- 2.0. Recomendaciones Generales para el Proyecto de Obras de Atraque.
- 2.1. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Muelles.
- 2.2. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Plataformas y Pantalanes.
- 2.3. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Duques de Alba.

ROM 3. RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE ACCESOS Y ÁREAS DE FLOTACIÓN

- 3.0. Recomendaciones Generales para el Proyecto de Accesos y Áreas de Flotación.
- 3.1. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Canales de Acceso.
- 3.2. Recomendaciones para el Proyecto y Ejecución de Áreas de Fondeo y Maniobra.
- 3.3. Recomendaciones para el Proyecto de Dragados.

ROM 4. RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO Y EJECUCIÓN DE SUPERESTRUCTURAS

4.1. Recomendaciones para el Proyecto de Pavimentos Portuarios. Catálogo de Firms.

Dicho Programa fija únicamente el índice general y de prioridades de los trabajos, permitiendo un desarrollo abierto y continuado de los mismos; posibilitando la incorporación, segregación o fragmentación de éstos a medida que el Programa se va desarrollando; y por tanto facilitando su avance y publicación.

Se ha redactado prioritariamente la ROM 0.2. Recomendaciones para la Consideración de Acciones, por su importancia en el proyecto, por las grandes lagunas existentes en la actualidad en este campo, y por ser determinante para el desarrollo global del Programa ROM al fijar los criterios básicos de proyecto: Vida Útil, Criterios de Valoración de Acciones y Bases de Cálculo.

DESARROLLO DEL PROGRAMA

El Programa de redacción de Recomendaciones está siendo desarrollado por el siguiente Grupo de Expertos, constituidos en Comisión Técnica bajo la dirección y coordinación del Área de Proyectos y Obras* de la Subdirección General de Inversiones Portuarias, actuando en nombre de la Dirección General de Puertos y Costas:

- D. Francisco Esteban Rodríguez-Sedano (D.G. Puertos y Costas)
Actuando como Presidente de la Comisión
- D. Victoriano Fernández Dupuy (†) (INTECSA)
- D. Carlos Sanchidrián Fernández (ALATEC, S.A.)
- D. Eduardo Arana Romero (IBERINSA)
- D. Eloy Pita Carpenter (D.G. Puertos y Costas)
- D. Javier Rodríguez Besné (D.G. Puertos y Costas)
- D. José Llorca Ortega (D.G. Puertos y Costas)
Actuando como Ponente y Secretario de la Comisión

en base a una estricta metodología de trabajo a partir del desarrollo de programas específicos de investigación y análisis de datos especialmente medioambientales, y a la recopilación, estudio y análisis comparativo de la documentación bibliográfica existente, con especial mención a la siguiente:

- Códigos, Manuales, Instrucciones y demás Normativa internacional en el campo de la ingeniería marítima. Entre otros: «British Standard Code of Practice for Maritime Structures (Reino Unido); «Recommendations of Committee for Waterfront Structures» (República Federal de Alemania); «U.S. Navy Manuals» (USA); «Danish Code of Practice» (Dinamarca); «Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan» (Japón); «Normas y Reglamentos para la Construcción» (URSS); «Shore Protection Manual» (USA); Manuales de la UNCTAD (Naciones Unidas).
- Recomendaciones de empresas o entidades con competencias o intereses en algún campo de la ingeniería marítima. Entre otros: American Petroleum institute «Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms» (USA); Det Norske Veritas «Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures» (Noruega); Oil Companies International Marine Forum (ICIMF) «Guidelines and Recommendations for the Safe Mooring of Large Ships at Ports and Sea Islands»; Bureau Veritas «Rules and Regulations for the Construction and Classification of Offshore Platforms» (Francia).
- Recomendaciones de Asociaciones Internacionales en el campo de la ingeniería marítima y portuaria como: Asociación Permanente de los Congresos de Navegación (PIANO); Asociación Internacional de Puertos (IAPH); Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas (IAHR); Consejo de Investigaciones de Ingeniería Costera de la Sociedad Americana de Ingeniería Civil (CERO); y Federación Europea de la Manutención (FEM).
- Códigos y Recomendaciones de Asociaciones Internacionales en el campo de la ingeniería civil como: Comité Euro-Internacional del Hormigón (CEB); Federación Internacional del Pretensado (FIP); y Comité Europeo de la Construcción Metálica (CECM).

- Normativa de la Comunidad Económica Europea: Eurocódigos.
- Normativa Española vigente: NBE-AE-88, NBE-MV-103, EH-88, EP-80, PDS-1, Instrucción de Carreteras, Instrucciones Relativas a las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera y Ferrocarril, Normas para el Cálculo de las Grúas Eléctricas de Pórtico para Servicios Portuarios, y Reglamento de la Ley sobre Puertos Deportivos.
- Trabajos y estudios llevados a cabo por el Laboratorio de Puertos y Costas, y por el Laboratorio de Geotécnica, del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX); y por el Programa de Clima Marítimo (PCM).

La redacción de las Recomendaciones se está llevando a cabo tomando en consideración las Normas e Instrucciones Generales vigentes en España; indicándose expresamente aquellos casos en que las características específicas de la ingeniería marítima y portuaria hacen imprescindible un desarrollo complementario de dicha Reglamentación.

En cualquier caso, se ha procurado contribuir a la armonización gradual de la Normativa Española vigente con la Europea, especialmente con la Comunitaria, fundamentalmente recogida en el campo de la ingeniería civil por los Eurocódigos.

La Comisión Técnica se propone reunir y tomar en consideración los comentarios, sugerencias, e iniciativas que le puedan ser hechas sobre el contenido de cada una de las Recomendaciones publicadas, con objeto de preparar versiones revisadas que puedan ya tener el carácter de Instrucción.

Dichas observaciones deberán ser remitidas a:

Servicio de Normativa y Difusión Tecnológica; MOPU, Dirección General de Puertos y Costas. Castellana 67. 28046-Madrid.

ABRIL DE 1990

1.1. ÁMBITO DE APLICACIÓN	11
1.2. CONTENIDO	11
1.3. DEFINICIONES	12
1.4. SISTEMA DE UNIDADES	21
1.5. NOTACIONES	21
1.6. REFERENCIAS DOCUMENTALES	21

1.5.1 Notaciones, abreviaturas, y símbolos convencionales fundamentales utilizados en estas Recomendaciones..... 22

1.1. ÁMBITO DE APLICACIÓN

Las Recomendaciones para la Consideración de Acciones en el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias (ROM 0.2) serán de aplicación en el proyecto de todas las obras marítimas y portuarias cualquiera que sea su clase o destino, y el material con el que estén construidas.

A estos efectos, se considerarán como Obras Marítimas y Portuarias aquellas estructuras o elementos estructurales ubicados en zonas portuarias marítimas o fluviales, o en cualquier otra pertenencia del dominio público marítimo-terrestre; siempre que permanezcan en situación estacionaria en fase de servicio, tanto en forma fija como flotante.

1.2. CONTENIDO

Las presentes Recomendaciones reúnen toda la información y criterios necesarios para la completa definición de las acciones que actúan sobre las obras marítimas y portuarias, en las condiciones locales y medioambientales españolas.

No obstante, la mayor parte de su contenido puede ser aplicable directamente o extrapolable a cualquier otro lugar del mundo con las modificaciones necesarias para tener en cuenta las condiciones locales específicas.

La Recomendación 0.2 para la consideración de acciones en el proyecto de obras marítimas y portuarias se estructura en cuatro partes:

Parte 1. General. Incluye todos los aspectos generales necesarios para la correcta aplicación y comprensión de la Recomendación: Ámbito de aplicación, descripción general de su contenido, definiciones, unidades utilizadas, notaciones y simbología, y documentación de referencia.

Parte 2. Criterios Generales de Proyecto. Se definen y delimitan las distintas fases de proyecto e hipótesis de trabajo a considerar en el dimensionamiento de toda obra marítima, en las cuales pueden producirse diferencias en la valoración de las cargas actuantes, en los criterios de combinación de las acciones, y en el esquema resistente de parte o de la totalidad de la estructura. Asimismo se recomiendan duraciones mínimas de la fase de servicio, o vida útil, para obras de carácter definitivo; muy importante especialmente para la valoración de las acciones mediante base estadística (criterios de riesgo).

Parte 3. Acciones. Se clasifican las acciones con objeto de facilitar la sistemática de aplicación de las cargas a efectos de valoración y combinación. Se fijan los criterios generales de valoración de acciones, incidiendo especialmente en la definición de los valores representativos de las mismas y en su determinación mediante base estadística: concepto de riesgo y recomendación de riesgos máximos admisibles. Se analiza la posibilidad de efectos dinámicos, cuantificando su importancia e indicando cuándo y de qué forma es factible su consideración en términos de análisis estático. Y fundamentalmente incluye la definición y parametrización de cada una de las acciones que actúan sobre las obras marítimas, criterios de obtención y de actuación de las mismas, y valores usuales y mínimos recomendados. Se exceptúan las acciones medioambientales (fundamentalmente oleaje, corrientes, mareas y viento) que por su importancia y especificidad en las obras marítimas, muy diferente parametrización, y necesaria amplitud de tratamiento, se desglosan en dos Recomendaciones previstas en el índice general: ROM 0.3. Recomendaciones para la Consideración de Variables Medioambientales/I: Oleaje, corrientes, mareas y demás variaciones del nivel del agua; y ROM 0.4. Recomendaciones para la Consideración de Variables Medioambientales/II: Condiciones Atmosféricas y Sísmicas.

Parte 4. Bases de Cálculo. Se define y describe el proceso general de cálculo correspondiente al método

de los estados límites como el único compatible con los criterios de valoración de acciones y valores representativos de las mismas incluidos en estas Recomendaciones. Se fijan criterios generales para la determinación de los valores de cálculo de las acciones, conjuntamente con los criterios de combinación de cargas para cada fase de proyecto e hipótesis de trabajo analizada.

1.3. DEFINICIONES

A los efectos de las presentes Recomendaciones se definen expresamente los siguientes términos fundamentales más comúnmente utilizados. Estos y otros términos serán generalmente definidos y explicados más detalladamente en aquellos apartados de estas Recomendaciones en los cuales son introducidos en el texto.

- ACCIÓN O CARGA: Toda causa o agente actuante capaz de generar estados tensionales, esfuerzos o deformaciones en una estructura o en un elemento estructural.
- ACCIÓN CARACTERÍSTICA: Aquel valor de la acción asociado a una probabilidad de ex-cedencia durante la vida de proyecto asignada a cada una de las fases e hipótesis de trabajo.
- ACCIÓN DE CÁLCULO: O valor ponderado de la acción, es el que resulta de aplicar a los valores representativos de la misma los apropiados coeficientes de seguridad. Los efectos producidos por las acciones serán obtenidos en base a los valores de cálculo de las mismas.
- ADHERENCIAS MARINAS: Diversas formas de organismos marinos desarrollados en la superficie de las estructuras marítimas como algas, moluscos, crustáceos,.
- ALTEADA: Movimiento del buque libre o amarrado consistente en un desplazamiento global del mismo en la dirección de su eje vertical principal.
- ALTURA DE OLA: Distancia vertical entre una cresta y el seno precedente.
- ALTURA DE OLA SIGNIFICANTE: Media aritmética de las alturas de ola del tercio de olas más altas.
- ALTURA DE OLA MÁXIMA MEDIA: Valor esperado de la máxima altura de ola para la duración media de las condiciones extremas de proyecto.
- ÁREA DE ALMACENAMIENTO: Zona destinada a estancias prolongadas de mercancías, materiales, y suministros, permitiendo la acumulación de los mismos.
- ÁREA DE OPERACIÓN: Zona destinada a la transferencia y manipulación de mercancías, materiales, y suministros, en las que no se produce acumulación duradera de éstos.
- ÁREA DE SERVICIO: Zona excluida del tráfico de mercancías, materiales y suministros. Será generalmente una zona destinada a habitabilidad, servicios administrativos, paseo, o esparcimiento.
- ATRAQUE FRONTAL: Atrache de un buque por proa o popa.
- ATRAQUE LATERAL: Atrache de un buque por babor o estribor.
- ATRAQUE MEDIANTE APROXIMACIÓN LONGITUDINAL PREPONDERANTE: La maniobra de atraque se produce en dirección sensiblemente paralela al plano longitudinal del buque.
- ATRAQUE MEDIANTE APROXIMACIÓN TRANSVERSAL PREPONDERANTE: La maniobra de atraque se produce en dirección sensiblemente perpendicular al plano longitudinal del buque.
- BABOR: Banda izquierda de un buque.
- BAJAMAR: Mínima altura alcanzada por el nivel del mar durante un proceso decreciente de marea.
- BAJAMAR MEDIA: Media de las mínimas alturas alcanzadas por el nivel del mar durante todos los procesos decrecientes de marea.

- BAJAMAR MÍNIMA VIVA EQUINOCCIAL: Mínima bajamar teórica que puede producirse bajo condiciones meteorológicas medias, en el caso de que todas las condiciones astronómicas causantes de las mareas se sumen.
- BALANCE: Movimiento del buque libre o amarrado consistente en un giro alrededor del eje horizontal principal paralelo al plano longitudinal del buque.
- BOLARDO: Equipo de amarre situado en tierra o fijado sobre una estructura resistente consistente en una columna corta, generalmente de fundición, con formas adecuadas en la parte superior para encapillar las estachas o sujetar las amarras en varias direcciones.
- BITA: Equipo de amarre situado en tierra o fijado sobre una estructura resistente consistente en un par de columnas cortas, generalmente de fundición, cuya función es hacer firme una amarra.
- BUQUE DE PASAJEROS: Buque cuya función principal es ser medio de transporte de pasajeros.
- BUQUE MERCANTE DE CARGA GENERAL: Buque destinado al transporte de mercancía general.
- BUQUE METANERO: Buque destinado al transporte de gas natural en estado líquido.
- BUQUE PETROLERO: Buque destinado al transporte de productos petrolíferos (crudos y productos refinados).
- BUQUE POLIVALENTE: Buque adaptado al transporte de mercancías de tipo variado: contenedores, mercancía general, graneles sólidos y líquidos,...
- BUQUE PORTACONTENEDORES: Buque destinado al transporte de carga unitizada mediante contenedores.
- BUQUE PORTAGRANELES: Buque destinado al transporte de graneles sólidos.
- BUQUE RO-RO: Buque caracterizado por la carga y descarga de las mercancías transportadas por medio de rodadura directa.
- BUQUE TRANSPORTE DE GASES LICUADOS: Buque destinado al transporte de gases derivados del petróleo en estado líquido (Propano, propileno, butano,...).
- CABECEO: Movimiento del buque libre o amarrado consistente en un giro alrededor del eje horizontal principal perpendicular al plano longitudinal del buque. Produce la máxima oscilación vertical en la proa y en la popa.
- CALADO: Altura de la sección transversal sumergida de un flotador medida desde la quilla. Depende del estado de carga del flotador.
- CARGA ACCIDENTAL: Carga de carácter fortuito o anormal que puede presentarse como resultado de un accidente, mal uso, errores humanos, o condiciones medioambientales o de trabajo excepcionales.
- CARGA DE IMPACTO: Acción que actúa sobre la estructura produciendo en ésta una respuesta que alcanza un valor máximo en el momento inicial; reduciéndose con posterioridad cíclicamente hasta la posición de reposo.
- CARGA DINÁMICA: Carga cuya actuación engendra aceleraciones significativas en la estructura o en elementos estructurales.
- CARGA ESTÁTICA: Carga cuya actuación no engendra la aparición de aceleraciones significativas en la estructura o en elementos estructurales.
- CARGA FRECUENCIAL: Acción que actúa sobre la estructura de forma cíclica según intervalos regulares de tiempo, o de forma irregular como combinación de cargas cíclicas de características diferentes.
- CARGA PERMANENTE: Carga que actúa en todo momento durante la fase de proyecto que se analiza.

- CARGA VARIABLE: Carga de magnitud y/o posición variable a lo largo del tiempo de forma frecuente o continua.
- CARRERA DE MAREA: Diferencia de alturas del nivel del mar entre la pleamar y la bajamar precedente o siguiente.
- CARRIL: Elemento fundamental de la estructura de la vía de rodadura del ferrocarril y de equipos de manipulación de mercancías de movilidad restringida, que actúa como calzada, dispositivo de guiado, y elemento conductor de la corriente.
Zona longitudinal con anchura suficiente para la circulación por lo menos de una fila de vehículos o equipos de manipulación de mercancías de movilidad no restringida.
- CASCO DEL BUQUE: Vaso flotante o cuerpo principal del buque.
- COEFICIENTE DE SEGURIDAD O DE MAYORACIÓN DE CARGAS: Factor multiplicativo de los valores representativos de las acciones para obtener los valores de cálculo.
- COEFICIENTE DE SEGURIDAD O DE MINORACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES: Coeficiente introducido en el cálculo para minorar los valores característicos de las propiedades de los materiales para obtener sus valores de cálculo.
- CONDICIÓN EXCEPCIONAL DE UNA INSTALACIÓN: En ese estado, la instalación está sometida como consecuencia de accidentes, mal uso, errores humanos, o condiciones medioambientales o de trabajo excepcionales, a acciones extraordinarias no usuales aunque sí previsibles.
- CONDICIÓN EXTREMA DE UNA INSTALACIÓN: Estado en el que la instalación debe paralizar o limitar su operatividad mientras subsisten condiciones medioambientales superiores a los límites de explotación. Esta condición está asociada a las más severas condiciones medioambientales para las cuales está proyectada la instalación.
- CONDICIÓN NORMAL DE OPERACIÓN DE UNA INSTALACIÓN: Estado en el que la instalación funciona sin limitaciones, no viéndose afectada por las condiciones medioambientales.
- CONTENEDOR: Receptáculo paralelepípedo de dimensiones estandarizadas en cuyo interior se colocan mercancías de tipo general, transportándose íntegramente desde origen a destino.
- DERIVA: Movimiento del buque libre o amarrado consistente en un desplazamiento global del mismo en la dirección del eje horizontal principal perpendicular al plano longitudinal del buque.
- DESPLAZAMIENTO: Peso total de un buque a plena carga. Equivale al peso del volumen de agua desplazada por el buque.
- DESPLAZAMIENTO EN LASTRE: Desplazamiento en rosca más mínimo peso de lastre para que el buque pueda navegar y maniobrar con seguridad.
- DESPLAZAMIENTO EN ROSCA: Peso total de un buque según sale del astillero, sin carga, lastre, o combustible.
- DIQUE DE CARENA: Cavidad practicada bajo el nivel del mar dentro de la que se pueden introducir uno o varios buques para, una vez puestos en seco, proceder a la limpieza o reparación del casco, o a cualquier otro trabajo que no sea posible realizar bajo el agua. Por extensión se considerarán también como diques de carena aquellos diques secos destinados a la construcción de buques.
- DUQUE DE ALBA O DOLFÍN: Estructura exenta, generalmente constituida por un grupo de pilotes encepados, un cajón de hormigón armado o un recinto de tablestacas, cuyas funciones principales podrán ser: resistir el impacto de un buque atracando, resistir el tiro de amarras, servir de guía durante una maniobra del buque, y/o servir de protección de otra estructura ante el impacto de buques.
- EJE TÁNDEM: Conjunto de dos ejes de un vehículo, que constituyen un solo apoyo del chasis.

- ENSILAMIENTO O EFECTO SILO: Equilibrio secundario que se origina en una masa de suelo en rotura oponiéndose a su deformación.
- ESCOLLERA O PEDRAPLÉN DE GRANULOMETRÍA ABIERTA: Relleno fundamentalmente realizado con materiales rocosos, o piezas artificiales expresamente concebidas, generalmente con escaso contenido de finos (cernido por el tamiz de 3/4" < 30% y cernido por el tamiz n° 200 < 5%).
Los elementos gruesos están en contacto entre sí y los finos no llegan a rellenar los huecos totalmente.
- ESCOLLERA O PEDRAPLÉN DE GRANULOMETRÍA CERRADA: Relleno en el que los elementos gruesos están totalmente rodeados por los finos y no existen macroporos abiertos. Su condición granulométrica es: Cernido por el tamiz de 3/4" > 30%; y cernido por el tamiz n° 200 < 35%.
- ESLORA: Longitud máxima del casco del buque de proa a popa.
- ESPECTRO DE UNA ACCIÓN FRECUENCIAL O FUNCIÓN ESPECTRAL: Expresión que determina la energía contenida en cada una de las ondas monocromáticas que forman la acción frecuencial en función de sus distintas frecuencias y direcciones de propagación.
- ESTADOS LÍMITES: Aquellos estados o situaciones de la estructura, o de partes de la misma, que de alcanzarse y excederse ponen a la estructura fuera de uso por incumplimiento de las condiciones tensionales o funcionales límite preestablecidas.
- ESTADOS LÍMITES DE UTILIZACIÓN O DE SERVICIO: Aquellos estados o situaciones de la estructura para los que la misma queda fuera de servicio por razones funcionales, de durabilidad, o estéticas.
- ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS: Aquellos estados correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura por colapso, rotura, pérdida de estabilidad, u otras formas de fallo estructural de la misma o de parte de ella.
- ESTRIBOR: Banda derecha del buque.
- ESTRUCTURA: Conjunto de elementos de una construcción que forma la parte resistente y sustentante de la misma.
- ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN DE TIERRAS POR GRAVEDAD: Estructura que contiene el terreno posterior fundamentalmente por su propio peso.
- ESTRUCTURA FLEXIBLE EN RELACIÓN A LA CARGA ACTUANTE: Estructura de baja capacidad de amortiguamiento y con frecuencia natural de oscilación, correspondiente al periodo fundamental en la dirección de la carga actuante, baja en relación a la de dicha carga.
- ESTRUCTURA RÍGIDA EN RELACIÓN A LA CARGA ACTUANTE: Estructura de alta capacidad de amortiguamiento y con frecuencia natural de oscilación, correspondiente al periodo fundamental en la dirección de la carga actuante, alta en relación a la de dicha carga.
- ESTRUCTURA TIPO 1: Estructura en la que las cargas actúan directamente sobre los elementos estructurales.
- ESTRUCTURA TIPO 2: Estructura en la que las cargas transmiten su acción a los elementos estructurales a través de una capa de reparto.
- ESTRUCTURA TIPO 3: Estructura en la que las cargas actúan a través de un relleno situado tras la misma, siendo solicitada indirectamente por aumento de los empujes del terreno.
- FASES DE PROYECTO: Etapas diferenciadas en las cuales se divide normalmente la vida de proyecto de una estructura.
- FASE DE CONSTRUCCIÓN: Periodo que va desde el comienzo de la construcción de una estructura hasta su entrada en servicio.
- FASE DE SERVICIO: Periodo que va desde la completa instalación de la estructura hasta su inutilización, desmontaje, o cambio de uso.
- FRANCOBORDO: Altura máxima de la sección transversal emergida de un flotador, me-

- dida en las bandas del mismo. Depende del estado de carga del flotador.
- GANCHO DE ESCAPE RÁPIDO: Dispositivo de amarre situado en tierra o fijado sobre una estructura resistente que permite una fácil y rápida suelta de amarras por medio de una simple operación manual o de un dispositivo electromecánico. Suele aplicarse en puntos de amarre sin acceso terrestre, o para acelerar las maniobras de zarpado.
 - GRADIENTE HIDRÁULICO: Relación entre la diferencia de nivel piezométrico y la distancia recorrida.
 - GRANELES LÍQUIDOS: Productos que son transportados de forma homogénea en estado líquido, y pueden ser manipulados de forma continua (Productos petrolíferos, gases licuados, agua, aceites,...).
 - GRANELES LÍQUIDOS ORDINARIOS: Graneles líquidos no combustibles ni tóxicos: agua, vino,...
 - GRANELES ORDINARIOS: Graneles sólidos de bajo y medio peso específico entre los que destacan por su volumen en el transporte marítimo los cereales y demás productos alimenticios, los productos químicos, y los cementos.
 - GRANELES PESADOS: Graneles sólidos de alto peso específico entre los que destacan los minerales.
 - GRANELES SÓLIDOS: Productos que son transportados de forma homogénea bajo el aspecto de material suelto, y pueden ser manipulados de forma continua.
 - GRÚA: Equipo de manipulación de mercancías por elevación.
 - GRÚA MÓVIL: Grúa montada sobre neumáticos u orugas, capaz de desplazarse por toda a superficie de forma no restringida.
 - GRÚA PORTACONTENEDORES: Grúa pórtico en cuyo extremo lado del agua tiene una pluma abatible que permite el lanzamiento de un mecanismo de enganche de contenedores, posibilitando la carga o descarga directa de los mismos desde o hacia una zona de evacuación o almacenamiento. Tiene capacidad de traslación longitudinal sobre carriles en la dirección perpendicular a la pluma, e incapacidad de girar sobre un eje vertical.
 - GRÚA PÓRTICO O GRÚA DE MUELLE: Grúa capaz de desplazarse longitudinalmente sobre carriles a lo largo del muelle, en dirección paralela al cantil, apoyando todas sus patas en el plano del muelle, y pudiendo girar sobre su eje vertical de forma completa. Consta de tres partes principales: Pórtico, cabina de mando y motor, y pluma.
 - GUIÑADA: Movimiento del buque libre o amarrado consistente en un giro alrededor del eje vertical principal del buque.
 - HIPÓTESIS DE CARGA: Combinación de acciones de cálculo.
 - HIPÓTESIS DE TRABAJO: Condiciones de trabajo diferenciadas de la estructura resistente durante la fase de servicio; principalmente tomadas en consideración en el cálculo a los efectos de combinación de acciones.
 - INSTALACIÓN PORTUARIA DE USO COMERCIAL: Instalación portuaria dedicada preferentemente a la manipulación y almacenamiento provisional de mercancías, y al intercambio entre modos de transporte terrestre y marítimo.
 - INSTALACIÓN PORTUARIA DE USO DEPORTIVO: Instalación portuaria preferentemente al servicio de una actividad deportiva o de recreo.
 - INSTALACIÓN PORTUARIA DE USO INDUSTRIAL: Instalación portuaria de exclusivo servicio a una industria o zona industrial (astilleros, siderúrgicas, petroquímicas, refinerías,...).
 - INSTALACIÓN PORTUARIA DE USO MILITAR: Instalación portuaria preferentemente dedicada a base de buques militares.
 - INSTALACIÓN PORTUARIA DE USO PESQUERO: Instalación portuaria al servicio de una actividad pesquera.

- INTENSIDAD MEDIA DIARIA DE VEHÍCULOS PESADOS (IMD_p): Número de vehículos pesados que pasan por una sección durante un año, dividido por 365. Puede considerarse como la intensidad de tráfico de vehículos pesados que corresponde al día medio del año en esa sección.
- INTRADÓS: Borde exterior de una estructura de contención del terreno.
- LARGOS: Amarras que se disponen a proa y popa del buque. Usualmente en planta formarán $45^\circ \pm 15^\circ$ con el eje longitudinal del buque.
- LÍNEA DE CORRIENTE: Trayectoria de las moléculas de líquido al producirse el flujo del mismo.
- LÍNEA DE SATURACIÓN EN UN MACIZO O NIVEL FREÁTICO: Superficie superior del agua libre, o línea de carga hidráulica nula.
- LÍNEA EQUIPOTENCIAL: Lugar geométrico de los puntos que tienen el mismo nivel piezométrico.
- LONGITUD DE ONDA: Distancia horizontal entre dos crestas consecutivas en una onda monocromática o regular.
- MANGA: Anchura máxima de la sección transversal del casco del buque.
- MAREA: Movimiento periódico de elevación y descenso del nivel del mar.
- MAREA ASTRONÓMICA: Marea debida a las atracciones gravitatorias de la luna, el sol, y demás cuerpos astrales. Su intensidad está en íntima relación con la posición relativa que el sol y la luna tienen respecto a la tierra.
- MAREA METEOROLÓGICA: Cambios en el nivel del mar en las áreas costeras como consecuencia de fenómenos tormentosos producidos por fuertes depresiones barométricas.
- MERCANCÍA GENERAL: Producto transportado bajo el aspecto de material apilado, envasado, o empaquetado (en cajas, sacos, barriles, lingotes, rollos, balas,...); y manipulado de forma discontinua individualmente (rollos, bienes de equipo,...) o unitariamente (por medio de paletas, redes,...).
- MERCANCÍA GENERAL PALETIZADA: Mercancía general manipulada por medio de paletas o plataformas de dimensiones estandarizadas sobre las cuales se depositan las mercancías formando una unidad de manejo y carga.
- NIVEL ARTESIANO: Nivel de presiones hidrostáticas más elevado que la superficie del terreno.
- NIVEL DE SEGURIDAD: Valoración de los requerimientos de seguridad de una estructura, en función de las consecuencias en cuanto a pérdidas de vidas humanas, daños medioambientales y pérdidas económicas en caso de inutilización o rotura de la misma.
- NIVEL MEDIO DEL MAR: Nivel medio de la superficie del mar obtenido extendiendo las observaciones a una gran número de años, por los menos 18,6 que son los correspondientes a un ciclo lunar. También podría definirse como nivel medio del mar que existiría en ausencia de mareas.
Con alguna aproximación podrá obtenerse tomando la media de todas las pleamares y bajamares durante una lunación.
- NIVEL PIEZOMÉTRICO O ALTURA PIEZOMÉTRICA: Altura que alcanza el nivel del agua al colocar un tubo piezométrico en un punto. Dicho nivel suele ser distinto al de saturación siempre que se establezca una red de corriente.
- NÚMERO DE PAWLS EQUIVALENTE: A los efectos de deterioro de un firme, número de cargas tipo (PAWL) acumuladas equivalentes a la circulación de un equipo de manipulación de mercancías.
- OBRA DE FÁBRICA: Construcción hecha con piedra, ladrillo, hormigón, y en general con materiales pétreos.

- OBRA DE FÁBRICA DE LADRILLO: Fábrica construida en base a ladrillos ligados con mortero.
- OBRA DE MAMPOSTERÍA: Construcción hecha colocando en obra, incluso en el paramento, piedras o mampuestos de varias dimensiones ligados o no con un mortero.
- OBRA DE SILLERÍA: Fábrica construida con piedras talladas, de acuerdo con despiezos geométricos previos, para que se den juntas regulares en la unión de sus superficies de contacto.
- OBRA METÁLICA: Construcción hecha en su mayor parte con materiales metálicos.
- OBRA MIXTA: Construcción hecha con elementos de fábrica y elementos metálicos.
- OLEAJE: Superposición de trenes de ondas monocromáticas de corto período (<20-30 s) fundamentalmente generadas por la actuación continuada del viento.
- ONDAS LARGAS: Ondas generalmente de pequeña amplitud en mar abierto y gran período (>20-30 s), generalmente producidas por variaciones bruscas del viento o la presión atmosférica, o por la existencia de grupos de olas.
- PERIODO DE LA OLA SIGNIFICANTE: Media aritmética del intervalo de tiempo entre cada una del tercio de olas con mayor altura.
- PERIODO DEL OLEAJE: Intervalo de tiempo que transcurre entre el paso de dos crestas consecutivas.
- PERIODO MEDIO DE PASO POR CERO DEL OLEAJE: Intervalo de tiempo medio entre dos cruces ascendentes del oleaje con el nivel medio del mar.
- PERIODO MEDIO DE RETORNO O DE RECURRENCIA: Para un valor X_i de la variable, es el intervalo medio de tiempo en que el valor extremal supera a X_i una sola vez.
- PICADEROS: Elementos discontinuos de apoyo del casco del buque puesto en seco sobre la solera de un dique seco o de un carro de varada.
- PILOTE: Elemento esbelto utilizado para cimentación profunda hecho de materiales como madera, acero, hormigón, o combinaciones de ellos; el cual es prefabricado fuera del emplazamiento y colocado posteriormente mediante hinca, o ejecutado «in situ» previa perforación o excavación de un pozo.
- PLEAMAR: Máxima altura alcanzada por el nivel del mar durante un proceso creciente de marea.
- PLEAMAR MEDIA: Media de las máximas alturas alcanzadas por el nivel del mar durante todos los procesos crecientes de marea.
- PLEAMAR MÁXIMA VIVA EQUINOCCIAL: Máxima pleamar teórica que puede producirse bajo condiciones meteorológicas medias, en el caso de que todas las condiciones astronómicas causantes de las mareas se sumen.
- POPA: Parte trasera de un buque.
- PÓRTICO DE ALMACENAMIENTO: Puente-grúa de movilidad restringida sobre carriles o neumáticos.
- PRESIÓN HIDROSTÁTICA: Carga hidráulica obtenida cuando el nivel piezométrico coincide con la línea de saturación.
- PROA: Parte delantera de un buque.
- PROCESO DE CONSOLIDACIÓN: Disminución progresiva del contenido de agua en un suelo o un relleno cohesivo saturado bajo carga constante.
- PUNTAL: Altura máxima de la sección transversal del casco de un buque medida desde la quilla hasta la parte superior de la banda.
- QUILLA: Pieza longitudinal en la parte más inferior del casco del buque.

- RED DE CORRIENTE: Conjunto formado por las líneas de corriente y las líneas equipotenciales.
- RÉGIMEN EXTREMAL O EXCEDENTE: Relación entre valores máximos previsibles de una variable y su probabilidad de no excedencia en el período de un año.
- RÉGIMEN MEDIO: Relación entre valores de una variable y la probabilidad de que dichos valores no sean superados en un período de tiempo igual a un año medio.
- RELLENO: Depósito artificial de materiales naturales procedentes de la corteza terrestre (suelos, rocas), de piezas artificiales expresamente concebidas (tetrápodos, dolos), o de materiales de desecho industrial o urbano (basuras, escorias).
- RELLENO ANTRÓPICO: Relleno realizado por productos de desecho humano (escombros urbanos, basuras,...).
- RELLENO GRANULAR: Relleno realizado con gravas y/o arenas extraídas de préstamos terrestres, y escaso contenido en finos.
- RELLENO HIDRÁULICO: Relleno depositado hidráulicamente; es decir, mediante un proceso de sedimentación de partículas sólidas contenidas en un efluente (material procedente de dragado).
- RELLENO NO CONVENCIONAL: Relleno realizado con productos procedentes de residuos industriales o atípicos (escorias, cenizas volantes, lapillis,...).
- REMOLCADOR: Buque de pequeño desplazamiento y de gran fuerza de empuje a pequeñas velocidades, cuya misión principal es ayudar en la maniobra de atraque y desatraque de los demás buques tirando de ellos mediante un cable de remolque o empujándoles.
- RESGUARDO BAJO LA QUILLA: Espacio situado entre la quilla de un buque y el fondo del mar.
- RESONANCIA DEL SISTEMA BUQUE/AMARRAS/DEFENSAS: Amplificación de los movimientos del buque amarrado, y por tanto de los esfuerzos en amarras, defensas y puntos de amarre, cuando el periodo de las ondas incidentes se aproxime al natural de oscilación del buque amarrado.
- RESONANCIA EN DÁRSENAS: Amplificaciones y cambios en las condiciones de oscilación de un recinto natural o artificial al penetrar en su interior ondas incidentes cuyo periodo esté relacionado con el periodo de oscilación libre del recinto; produciéndose a su vez ondas de gran período de tipo estacionario o cuasiestacionario.
- RIESGO: Probabilidad de presentación de un valor extremal de la variable durante un período de tiempo preestablecido.
- ROCA: Agregado natural de uno a más minerales que no sufre modificaciones sensibles en presencia de agua.
- ROLDANA: Equipo de amarre constituido por poleas estacionarias fijadas sobre una estructura resistente, cuya función principal es guiar una amarra o devolverla al buque para su sujección o tensionado.
- SISTEMA DE DEFENSA: Conjunto formado por la estructura de atraque y los elementos auxiliares de defensa capaz de absorber la energía cinética transmitida por el buque durante el atraque, o de resistir los empujes del mismo una vez amarrado.
- SOLICITACIONES: Conjunto de efectos producidos por las acciones sobre la estructura resistente como esfuerzos, tensiones, deformaciones, desplazamientos, movimientos,...
- SOLICITACIÓN DE CÁLCULO: Efecto producido por las acciones, calculado sobre la base de una hipótesis de carga.
- SPRINGS: Amarras cruzadas que se disponen en el costado del buque y en su centro o simétricamente, actuando totalmente de costado sobre los puntos de amarre.
- SUELO: Porción de la corteza terrestre formada por materiales fragmentados o sueltos; pu-

diendo ser fácilmente separado en partículas individuales por agitación de una muestra seca en agua. Incluye cantos, guijarros, gravas, arenas, arcillas, y materiales orgánicos.

- SUELO COHESIVO: Suelo que presenta cohesión.
- SUELO GRANULAR: Suelo que no presenta ninguna cohesión, o que no tiene resistencia propia a la compresión simple sin presión lateral.
- SUELO NORMALMENTE CONSOLIDADO: Suelo cohesivo que nunca ha sufrido tensiones efectivas superiores a las que tiene en el momento actual.
- SUELO SOBRESOLIDADO: Suelo cohesivo que ha sufrido tensiones efectivas superiores a las que tiene en el momento actual.
- TENSIÓN EFECTIVA: Presión intergranular en un suelo o un relleno. Equivale a la presión total menos la presión intersticial.
- TONELADA MORSON: Medida de volumen que equivale a 100 pies³, es decir a 2,83 m³.
- TONELAJE DE PESO MUERTO (TPM): Expresión de la capacidad de carga de un buque. Equivalente al peso en toneladas métricas correspondiente a la carga máxima más el combustible completo.
- TONELAJE DE REGISTRO BRUTO (TRB): Volumen o capacidad interior de un buque medido en toneladas Morson o toneladas de registro.
- TRÁFICO RODADO CONVENCIONAL: Tráfico de vehículos pesados de transporte de mercancías y personas por carretera: camiones de carga útil superior a 3 t, de más de cuatro ruedas y sin remolque; camiones con uno o varios remolques; vehículos articulados; vehículos especiales; y vehículos dedicados al transporte de personas con más de nueve plazas.
- TRASDÓS: Borde interior de una estructura de contención del terreno hacia éste.
- TRAVESES: Amarras que se disponen en sentido sensiblemente perpendicular a la alineación del atraque, generalmente saliendo del buque lo más a proa y popa posible.
- TREN DE CARGAS: Conjunto de varias cargas concentradas, lineales, y/o superficiales de actuación simultánea, perfectamente definidas en magnitud, disposición geométrica, y condiciones de aplicación.
- UNIDADES TEU: Medida de la capacidad de carga para buques portacontenedores. Equivale a n° de contenedores tipo: contenedor de 20x8x8 pies³.
- VAIVÉN: Movimiento del buque libre o amarrado consistente en un desplazamiento global del mismo en la dirección del eje horizontal principal paralelo al plano longitudinal del buque.
- VALOR CARACTERÍSTICO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS: Aquel valor de las propiedades de los materiales constitutivos asociado a una probabilidad de alcanzarse o excederse para la distribución estadística obtenida a partir de ensayos realizados bajo condiciones preestablecidas en la Normativa correspondiente.
- VALOR DE CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES: O valor minorado, es el que resulta de aplicar al valor característico de las propiedades de los materiales el apropiado coeficiente de seguridad. La capacidad de respuesta de la estructura resistente o de parte de la misma se obtendrá en base a los valores de cálculo de las propiedades de los materiales constitutivos.
- VALOR EXTREMAL O EXCEDENTE DE UNA VARIABLE: Valor máximo periódico de la variable, determinado mediante base estadística.
- VALOR NOMINAL DE UNA VARIABLE: Valor teórico establecido de la variable, determinado teniendo en cuenta todas las variaciones razonablemente previsibles de la misma.
- VALOR REPRESENTATIVO DE UNA ACCIÓN: Valor de la acción asociado a su nivel de variación en el tiempo.
- VARADERO: Instalación auxiliar dedicada a la construcción, mantenimiento o reparación de buques o embarcaciones. Está constituido por un plano inclinado dotado generalmente

de elementos complementarios como carriles, carros de varada y sistemas de rodadura, picaderos,..., con objeto de facilitar la puesta en seco de los buques o su botadura mediante halado longitudinal o transversal.

- VÍA DE COMUNICACIÓN: Zona destinada exclusivamente al tránsito de mercancías, materiales o suministros desde las áreas de operación hasta las áreas de almacenamiento, y desde estas entre sí y hasta las áreas exteriores a la zona portuaria; así como los procesos inversos. También se considerará como vía de comunicación aquella destinada al tráfico de servicio de la instalación.
- VÍA DE MANIOBRA: Vía de comunicación que une áreas de operación con áreas de almacenamiento o cada una de ellas entre sí, principalmente destinada a la circulación de equipos de manipulación de mercancías.
- VIAL DE ACCESO: Vía de comunicación que une áreas de operación o almacenamiento con áreas exteriores a la zona portuaria, o que sirve a zonas sin manipulación de mercancías. Generalmente son vías preferentemente destinadas al tráfico rodado convencional.
- VIDA DE PROYECTO: Periodo de tiempo que va desde el comienzo de la construcción de la estructura proyectada hasta su inutilización, desmontaje, o cambio de uso.
- VIDA ÚTIL: Duración de la fase de servicio.
- ZONA DE CIRCULACIÓN NO CANALIZADA: Zona en la que los movimientos de los equipos de manipulación de mercancías y del tráfico rodado convencional no pueden ser predeterminados.

1.4. SISTEMA DE UNIDADES

El sistema de unidades usado en estas Recomendaciones corresponde al Sistema Legal de Unidades de Medida obligatorio en España, denominado Sistema Internacional de Unidades (SI); con la salvedad de la unidad derivada de fuerza en que también se utiliza la tonelada (t) debido a lo usual de dicha unidad en España para la medición de cargas y esfuerzos.

Las unidades básicas del Sistema Internacional más comúnmente utilizadas en el campo de la ingeniería civil son las siguientes:

- Longitud : Metro (m).
- Masa : Kilogramo (kg) o su múltiplo la tonelada (t) (1 t = 1.000 kg).
- Tiempo : Segundo (s).
- Temperatura : Grados centígrados (° C).
- Fuerza : Newton (N) o su múltiplo el Kilonewton (kN) (1 kN = 1.000 N).
- Frecuencia : Hertz (Hz).

La relación de la tonelada-fuerza con la unidad derivada de fuerza del Sistema Internacional (Newton-N-) es la siguiente: 1 t = 9,8 kN.

1.5. NOTACIONES

Las notaciones, abreviaturas, y símbolos convencionales fundamentales empleados en estas Recomendaciones y sus unidades se detallan en la tabla 1.5.1.

1.6. REFERENCIAS DOCUMENTALES

Anuario de mareas 1989.
Instituto Hidrográfico de la Marina. Cádiz.

Calcul des effets du vent sur les constructions. Recommandations de la CECM.
CECM. Construction Métallique n° 3. 1979.

TABLA 1.5.1. NOTACIONES, ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS CONVENCIONALES FUNDAMENTALES UTILIZADOS EN ESTAS RECOMENDACIONES

I. MAYÚSCULAS LATINAS		
SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
A	Carga Accidental.	—
A	Área de sección recta de una celda.	m ²
A _k	Valor característico de una carga accidental.	—
A _L	Área de la proyección longitudinal del buque expuesta a la acción del viento.	m ²
A _{LC}	Área longitudinal sumergida del buque sometida a la acción de la corriente.	m ²
A _T	Área de la proyección transversal del buque expuesta a la acción del viento.	m ²
A _{TC}	Área transversal sumergida del buque sometida a la acción de la corriente.	m ²
A _d	Valor de cálculo de una acción accidental.	—
A _i	Trenes de carga tipo equivalentes a equipos de manipulación de mercancías de movilidad restringida.	—
A _t	Área equivalente de un grupo de elementos aislados que forma una estructura discontinua de contención del terreno.	m ²
A' _{LC}	Área de la superficie del buque mojada longitudinalmente a la dirección de crujías.	m ²
A' _{TC}	Área de la superficie del buque mojada transversalmente a la dirección de crujías.	m ²
B	Dimensión transversal de un elemento aislado en una estructura discontinua de contención, en la dirección perpendicular a la actuación de los empujes del terreno.	m
B	Manga de un buque.	m
B _i	Trenes tipo de carga equivalentes a equipos de manipulación de mercancías de movilidad no restringida.	—
B _t	Anchura en la dirección del empuje del terreno del área equivalente de un grupo de elementos aislados que forman una estructura discontinua de contención.	m
C	Coefficiente de fricción: carro de varada/carriles.	*
C	Fase de Construcción.	—
C1	Fase de Construcción: subfase de fabricación.	—
C2	Fase de Construcción: subfase de transporte.	—
C3	Fase de Construcción: subfase de instalación.	—
C4	Fase de Construcción: otras subfases no citadas expresamente.	—
C _v	Factor de forma para el cálculo de la resultante de presiones del viento sobre un buque.	*
C _{LC}	Factor de forma en sentido longitudinal para el cálculo de la resultante de la presiones de las corrientes sobre los buques.	*
C _{TC}	Factor de forma en sentido transversal para el cálculo de la resultante de la presiones de las corrientes sobre los buques.	*
C _b	Coefficiente de bloque de un buque.	*
C _c	Coefficiente de configuración del atraque.	*
C _d	Valor nominal fijado a priori para la comprobación de estados límites de utilización.	—
C _{dw}	Coefficiente de profundidad para el cálculo de las fuerzas del oleaje sobre el buque.	*
C _e	Coefficiente de excentricidad en el atraque.	*
C _{fw}	Coefficiente de flotación para el cálculo de las fuerzas del oleaje sobre el buque.	*
C _g	Coefficiente geométrico del buque.	*
C _m	Coefficiente de masa hidrodinámica.	*

TABLA 1.5.1. (Continuación).

SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
C_r	Coefficiente de rozamiento para el cálculo de las fuerzas de fricción de la corriente sobre el buque.	*
C_s	Coefficiente de rigidez del sistema de atraque.	*
D	Carga dinámica.	—
D	Calado de proyecto de un flotador.	m
D	Calado de un buque.	m
D	Nº de cargas patrón tipo equivalente a un equipo de manipulación de mercancías.	PAWLS
D'	Longitud de la proyección de un buque en la dirección del oleaje incidente.	m
E	Módulo de elasticidad o de Young.	t/m ²
E	Carga Estática.	—
E	Probabilidad de presentación o riesgo.	*
E	Energía cinética desarrollada por el buque durante el atraque.	t.m
E_1	Energía absorbida por el sistema de defensa 1.	t.m
E_2	Energía absorbida por el sistema de defensa 2.	t.m
E_d	Efecto producido por la acción de cálculo correspondiente a estados límites de utilización.	—
$E_{d, dst}$	Efectos producidos por las acciones de cálculo desestabilizadoras.	—
$E_{d, est}$	Efectos producidos por las acciones de cálculo estabilizadoras.	—
E_f	Energía absorbida por el sistema de atraque.	t.m
F	Acción actuante sobre una estructura.	—
F	Coefficiente de seguridad al deslizamiento.	*
F	Reacción del terreno sobre la cuña de empuje activo o pasivo.	t/m
F_I	Reacción del terreno sobre la cuña activa I.	t/m
F_{II}	Reacción del terreno sobre la cuña activa II.	t/m
F_{LC}	Componente en el sentido longitudinal del buque de la fuerza resultante de la presión de la corriente sobre el buque.	t
F_{LV}	Componente en el sentido longitudinal del buque de la presión resultante del viento sobre el buque.	t
F_{LW}	Componente en el sentido longitudinal del buque de la fuerza resultante del oleaje sobre el buque.	t
F_{TC}	Componente en el sentido transversal del buque de la fuerza resultante de la presión de la corriente sobre el buque.	t
F_{TV}	Componente en el sentido transversal del buque de la presión resultante del viento sobre el buque.	t
F_{TW}	Componente en el sentido transversal del buque de la fuerza resultante del oleaje sobre el buque.	t
F_d	Valor de cálculo de una acción.	—
F_h	Carga horizontal producida por helicópteros en condiciones normales de operación.	t
F_i	Reacción del terreno sobre la cuña de empuje activo o pasivo en la zona i.	t/m
F_k	Valor característico de una acción.	—
F_{kinf}	Valor característico minimal de una acción.	—
F_{ksup}	Valor característico maximal de una acción.	—
F_v	Carga vertical producida por helicópteros en condiciones normales de operación.	t
F'_{LC}	Componente en el sentido longitudinal del buque de la fuerza resultante debida a la fricción de la corriente sobre el buque.	t
F'_{TC}	Componente en el sentido transversal del buque de la fuerza resultante debida a la fricción de la corriente sobre el buque.	t
G	Francobordo de un buque.	m
G	Módulo de rigidez.	t/m ²
G	Carga Permanente.	—
G_1	Peso Propio.	—

TABLA 1.5.1. (Continuación).		
SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
G_{1k}	Valor nominal o característico del peso de los elementos estructurales.	—
G_2	Carga muerta.	—
G_{2k}	Valor nominal o característico del peso propio de los elementos no estructurales. Carga muerta.	—
G_d	Valor de cálculo de una carga permanente.	—
G_k	Valor característico de una carga permanente.	—
G_{kinf}	Valor característico minimal de una carga permanente.	—
$G_{kinf, i}$	Valor característico minimal de la carga permanente i.	—
G_{ksup}	Valor característico maximal de una carga permanente.	—
$G_{ksup, i}$	Valor característico maximal de la carga permanente i.	—
H	Altura de una pared de contención.	m
H	Sobrecarga horizontal puntual o lineal.	t o t/m
H	Profundidad de un macizo de anclaje respecto a la superficie del terreno.	m
$H_{1/3}$	Altura de ola significativa.	m
H_A	Acción horizontal adicional.	t/m
H_{VL}	Carga horizontal longitudinal por metro lineal, debida al viento, correspondiente a cada pata de grúa.	t/m
H_{VT}	Carga horizontal transversal por metro lineal, debida al viento, correspondiente a cada pata de grúa.	t/m
H_a	Altura máxima de almacenamiento o estacionamiento de un material o una mercancía en zonas portuarias.	m
H_b	Altura de ola significativa en la bocana o el origen de una zona protegida.	m
H_s	Altura de ola significativa.	m
I	Factor de impacto.	*
I'	Factor de impacto reducido.	*
K	Coefficiente de empuje del terreno.	*
K_a	Coefficiente de empuje activo.	*
K_{ac}	Término de cohesión para la evaluación del empuje activo.	t/m ²
K_{aci}	Término de cohesión para la evaluación del empuje activo en el estrato i.	i/m ²
K_{ah}	Coefficiente de empuje para la obtención de la componente horizontal del empuje activo.	*
K_{ai}	Coefficiente de empuje activo en el estrato i.	*
K_c	En general término de cohesión. Coeficiente de empuje (término de cohesión) para la evaluación de empujes laterales producidos por terrenos potencialmente inestables.	t/m ² o *
K_c^0	Coefficiente de empuje (término de cohesión) para la evaluación de empujes laterales producidos por terrenos potencialmente inestables con $\phi = 0$.	*
K_{ch}	Término de cohesión para la evaluación de empujes horizontales del terreno.	t/m ²
K_{cv}	Término de cohesión para la evaluación de empujes verticales del terreno.	t/m ²
K_e	Factor de excentricidad para la obtención del momento resultante de las presiones del viento sobre un buque.	*
K_{ec}	Coefficiente de excentricidad para la obtención del momento resultante de la presión de la corriente sobre un buque.	*
K_h	Coefficiente de empuje para la evaluación de empujes horizontales del terreno.	*
K_0	Coefficiente de empuje en reposo.	*
K_p	Coefficiente de empuje pasivo.	*
K_{pc}	Término de cohesión para la evaluación del empuje pasivo.	t/m ²
K_{pci}	Término de cohesión para la evaluación del empuje pasivo en el estrato i.	t/m ²

TABLA 1.5.1. (Continuación).		
SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
K_{ph}	Coefficiente de empuje para la obtención de la componente horizontal del empuje pasivo.	*
K_{Di}	Coefficiente de empuje pasivo en el estrato i.	*
K_q	Coefficiente de empuje para la evaluación de empujes laterales producidos por terrenos potenciales inestables.	*
K_v	Coefficiente de empuje para la evaluación de empujes verticales del terreno.	*
L	Vida útil.	años o meses
L	Espaciamiento entre ejes de elementos aislados.	m
L	Eslora de un buque.	m
L	Longitud de la línea de rotura de un terreno.	m
L_I	Longitud de la línea de rotura de un terreno en la cuña I.	m
L_{II}	Longitud de la línea de rotura de un terreno en la cuña II.	m
L_c	Longitud de carriles en un varadero.	m
L_e	Anchura de la estructura ficticia equivalente empleada para la obtención de empujes del terreno sobre elementos aislados de pequeña anchura.	m
L_f	Periodo de tiempo asignado en proyecto a cada una de las fases del Mismo.	años o meses
L_i	Nº de movimientos del equipo i en el estado de carga correspondiente al deterioro crítico.	*
L_p	Longitud de quilla de un buque.	m
L_{pp}	Eslora entre perpendiculares.	m
L_t	Longitud entre centros de elementos extremos en estructuras discontinuas, en la dirección perpendicular al empuje de tierras.	m
L_w	Longitud de onda a la profundidad del emplazamiento.	m
M_{TC}	Momento resultante de la presión de la corriente sobre el buque, aplicado sobre un eje vertical que pasa por el centro de gravedad del buque.	t·m
M_{TV}	Momento resultante de la presión del viento sobre el buque, aplicado sobre un eje vertical que pasa por el centro de gravedad del buque.	t·m
M_d	Masa del buque.	t
M_w	Masa de agua movilizada por el buque.	t
N	Número de aplicaciones acumuladas de la carga tipo durante la fase de proyecto analizada equivalente a la totalidad del espectro de equipos de manipulación.	PAWLS
N	Factor de minoración.	*
N_i	Número de aplicaciones acumuladas de la carga tipo durante la fase de proyecto analizada equivalente al equipo i.	PAWLS
N_i	Número de acciones de un grupo determinado o número de acciones tipo acumuladas necesarias para producir el deterioro crítico de la estructura.	—
N_0	Número de estabilidad.	*
OCR	Razón de sobreconsolidación.	*
P	Carga puntual equivalente a carga por rueda en equipos de manipulación de mercancías de movilidad restringida.	t
P	Presión de contacto de una rueda.	t/m ²
P_a	Resultante de empujes activos.	t/m
P_{al}	Resultante de empujes activos en el estrato I.	t/m
P_{all}	Resultante de empujes activos en el estrato II.	t/m
P_h	Peso del máximo helicóptero de proyecto.	t
P_i	Carga de varada.	t/m
$P_{k0}(x)$	Valor característico maximal de la carga de pretensado en la sección x, para t = 0.	t
$P_{k\infty}(x)$	Valor característico minimal de la carga de pretensado en la sección x, para t = ∞.	t

TABLA 1.5.1. (Continuación).

SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
P_0	Fuerzas inercialesde pretensado ($t=0$) en el origen ($x=0$)	t
P_0	Empuje en reposo.	t/m
P_p	Resultante de empujes pasivos.	t/m
$P(x \leq x_i)$	Probabilidad de que un valor $x = x_i$ no sea excedido.	*
$P(x > x_i)$	Probabilidad de que un valor $x = x_i$ sea excedido.	*
PAWLS	Carga por rueda patrón en zonas portuarias.	12 t
Q	Carga variable.	—
Q_C	Carga de construcción.	—
Q_{C1}	Carga externa durante la fabricación.	—
Q_{C2}	Carga externa durante el transporte.	—
Q_{C3}	Carga externa durante la instalación.	—
Q_{C4}	Otras cargas externas no citadas expresamente.	—
Q_{Ck} o Q_{Cik}	Valor característico de una carga de construcción.	—
Q_D	Carga de deformación.	—
Q_{D1}	Carga de pretensado.	—
Q_{D2}	Carga térmica.	—
Q_{D3}	Carga reológica.	—
Q_{D4}	Carga por movimiento impuesto.	—
Q_{Dk} o Q_{Dik}	Valor característico de una carga de deformación.	—
Q_H	Carga hidráulica.	—
Q_{Hk}	Valor característico de una carga hidráulica.	—
Q_L	Sobrecarga lineal en superficie paralela a la coronación de una pared de contención.	t/m
Q_M	Carga medioambiental.	—
Q_{M1}	Acción del oleaje.	—
Q_{M2}	Acción de la corriente.	—
Q_{M3}	Acción debida a la marea y demás variaciones del nivel de las aguas.	—
Q_{M4}	Acción del viento.	—
Q_{M5}	Acción debida a la presión atmosférica.	—
Q_{M6}	Acción debida a la temperatura del aire y del agua.	—
Q_{M7}	Acción debida a las precipitaciones.	—
Q_{M8}	Acción de la nieve y el hielo.	—
Q_{M9}	Acciones sísmicas.	—
Q_{Mk} o Q_{Mik}	Valor característico de una acción medioambiental.	—
Q_P	Sobrecarga puntual en superficie, en el trasdós de una pared de contención.	t
Q_T	Carga del terreno.	—
Q_{Tk}	Valor característico de una carga del terreno.	—
Q_V	Carga variable de uso o explotación.	—
Q_{V1}	Sobrecarga de estacionamiento y almacenamiento.	—
Q_{V2}	Sobrecarga de equipos e instalaciones de manipulaciones de mercancías.	—
Q_{v3}	Sobrecarga de tráfico.	—
Q_{V4}	Sobrecarga para el dimensionamiento de firmes y explanadas.	—
Q_{V5}	Sobrecarga de operaciones de buques.	—
Q_{Vk} o Q_{Vik}	Valor característico de una carga variable de uso o explotación.	—
Q_d	Valor de cálculo de una carga variable.	—
Q_k	Valor característico de una carga variable.	—
Q_{kinf}	Valor característico minimal de una carga variable.	—
$Q_{kinf,i}$	Valor característico minimal de la carga variable i, diferenciada de aquella considerada de efecto predominante en la combinación de acciones.	—
Q_{ksup}	Valor característico maximal de una carga variable.	—
$Q_{ksup, 1}$	Valor característico maximal de la carga variable considerada de efecto predominante.	—
$Q_{ksup, i}$	Valor característico maximal de la carga variable i, diferenciada de aquella considerada de efecto predominante en la combinación de acciones.	—

TABLA 1.5.1. (Continuación).		
SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
R	Factor de reducción de coeficientes de empuje pasivo para varias relaciones δ / \varnothing .	*
R	Carga de impacto correspondiente al atraque de buques.	t
R _L	Componente en el sentido longitudinal del buque de la resultante de las fuerzas exteriores sobre el buque.	t
R _T	Componente en el sentido transversal del buque de la resultante de las fuerzas exteriores sobre el buque.	t
R _V	Resultante de las presiones del viento sobre el buque.	t
R-a	Radio metacéntrico longitudinal.	m
R _d	Capacidad de respuesta de una estructura.	—
S	Carga en cada amarra.	t
S	Fase de servicio.	—
S1	Fase de servicio en condiciones normales de operación.	—
S2	Fase de servicio en condiciones extremas.	—
S3	Fase de servicio en condiciones excepcionales.	—
S4	Fase de servicio en reparación.	—
S _d	Efectos producidos por las acciones actuantes sobre una estructura.	—
S _f	Deformación en rotura de un suelo en un ensayo de resistencia al corte	mm
S _r	Deformación residual de un suelo en un ensayo de resistencia al corte.	mm
T	Periodo medio de retorno.	años o meses
T	Resultante por metro lineal de los empujes laterales producidos por terrenos potencialmente inestables.	t/m
T	Puntal de un buque.	m
T	Carga de rozamiento correspondiente al atraque de buques.	t
T	Máximo tiro necesario para el halado longitudinal de un buque en un varadero.	t
T _a	Fuerza de anclaje.	t
T _i	Trenes de carga tipo equivalentes a tráfico ferroviario.	—
T _m	Cantidad total de mercancías manipuladas o previstas de manipulación en la zona servida por una vía de maniobra o un vial de acceso, o movidas en el área analizada.	t/año
T _s	Periodo de ola significativa.	s
TEU	Número de contenedores tipo equivalentes.	—
TPM	Toneladas de peso muerto.	t
TRB	Toneladas de registro bruto.	t Morson (2,83m ³)
T (X _i)	Periodo medio de retorno de la variable X _i .	años o meses
U	Resultante de presiones de agua.	t/m
V	Velocidad de aproximación del buque al atraque.	m/s
V _C	Velocidad básica horizontal de la corriente de proyecto correspondiente a una profundidad del 50% del calado del buque.	m/s
V _{C1min}	Velocidad media de la corriente determinada en el intervalo de 1 minuto.	m/s
V _V	Velocidad básica del viento de proyecto correspondiente a 10 m de	m/s
V _{V1min}	Velocidad media del viento correspondiente a ráfaga de un minuto.	m/s
V _{V15s}	Velocidad media del viento correspondiente a ráfaga de 15 segundos.	m/s
V _{V3s} 0 V _{3s}	Velocidad media del viento correspondiente a ráfaga de 3 segundos.	m/s
(V _{V3s}) _T	Velocidad media del viento correspondiente a ráfaga de 3 s y periodo de retorno T.	m/s
V _a	Volumen de terreno ocupado por aire.	m ³
v _b	Componente normal a la superficie de atraque de la velocidad de aproximación del buque al atraque en el momento del impacto.	m/s
V _S	Volumen de terreno ocupado por las partículas sólidas.	m ³
V _w	Volumen de terreno ocupado por el agua.	m ³

TABLA 1.5.1. (Continuación).		
SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
W	Carga por rueda en equipos de transporte y manipulación de mercancías.	t
W	Carga máxima manipulada por el equipo de manipulación previsto más característico.	t
W	Carga media transportada por cada vehículo pesado cargado.	t/vehículo
W	Peso genérico.	t
W	Peso de la cuña activa o pasiva de deslizamiento.	t/m
W _I	Peso de la cuña activa o pasiva I de deslizamiento.	t/m
W _{II}	Peso de la cuña activa o pasiva II de deslizamiento.	t/m
W _i	Peso de la zona i de la cuña activa o pasiva de deslizamiento.	t/m
X o X _i	Valor concreto de una variable.	–
Z	Altura del nivel piezométrico en un punto.	m
Z _i	Altura del nivel piezométrico en el punto i.	m
II. MINÚSCULAS LATINAS		
SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
a o a _i	Medida de longitud.	m
a	Tolerancia de calado admitida en un flotador.	m
a	Distancia entre el punto de impacto y el centro de gravedad del buque.	m
a	Parámetro geométrico.	m
a _d	Valor de cálculo de un parámetro geométrico.	m
a _{nom}	Valor nominal de a.	m
b	Medida de longitud.	m
b	Ancho de una estructura de atraque en la dirección del impacto.	m
c o c _i	Medida de longitud.	m
c	Cohesión.	t/m ²
c _i	Cohesión del suelo en el estrato i.	t/m ²
c _u	Cohesión sin drenaje.	t/m ²
c'	Cohesión efectiva.	t/m ²
c' _f	Cohesión efectiva en rotura.	t/m ²
c' _r	Cohesión efectiva residual.	t/m ²
d o d _i	Medida de longitud.	m
d _{1i}	Espesor del estrato permeable i.	m
d _{2i}	Espesor del estrato de baja permeabilidad i.	m
d _a	Espesor del estrato coherente a.	m
d _t	Profundidad de la grieta de tracción en un relleno cohesivo.	m
e	Índice de huecos.	*
e	Espesor ficticio.	m
f	Coefficiente de atraque.	*
f	Propiedad de los materiales constitutivos de una estructura.	–
f _c	Frecuencia de una acción frecuencial.	Hz

TABLA 1.5.1 (Continuación).

SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
f_d	Valor de cálculo de una propiedad de los materiales constitutivos de una estructura.	—
f_k	Valor característico de una propiedad de los materiales constitutivos de una estructura.	—
f_n	Frecuencia natural de oscilación de una estructura.	Hz
f_n	Máximo rozamiento negativo unitario.	t/m^2
g	Aceleración de la gravedad.	m/s^2
h	Carrera de marea (astronómica).	m
h	Altura piezométrica.	m
h	Altura de una placa de anclaje.	m
h	Medida genérica de altura.	m
h	Espesor de la capa de reparto.	m
h	Profundidad de agua existente en el emplazamiento.	m
h	Altura del carro de varada.	m
h_L	Altura media de la superficie de la superestructura del buque por encima de la cubierta, proyectada sobre un plano longitudinal.	m
h_T	Altura media de la superficie de la superestructura del buque por encima de la cubierta, proyecta sobre un plano transversal.	m
h_w	Altura piezométrica artesiana.	m
h_θ	Espesor del estrato θ .	m
h'	Medida genérica de altura.	m
i	Gradiente hidráulico.	*
k	Coefficiente de permeabilidad.'	cm/s
k	Radio de giro del buque.	m
k_a	Coefficiente medio de agitación.	*
k_{1i}	Coefficiente de permeabilidad del estrato permeable i .	cm/s
K_{2i}	Coefficiente de permeabilidad del estrato de baja permeabilidad i .	cm/s
l o l'	Longitud de contacto buque-estructura o buque-defensa.	m
n	Número de años observados en los cuales se ha obtenido la serie de máximos valores anuales necesarios para la determinación del régimen extremal de la variable.	*
n	Porosidad o fracción de un volumen de terreno ocupado por los huecos.	%
n_a	Fracción de volumen de un terreno ocupado por huecos llenos de aire.	%
n_i	En un modelo de determinación estadística de una variable, n .º de datos registrados con valor igual o superior a X_i .	*
n_i	Número de acciones de un grupo determinado que actuarán durante la fase analizada, o número de acciones ficticias equivalentes acumuladas durante dicha fase.	—
n_t	N.º de grupos de cargas actuantes adoptados a efectos de la comprobación del estado límite último de fatiga.	—
n_w	Fracción de un volumen de terreno ocupado por huecos llenos de agua.	%
p_a	Empuje activo unitario.	t/m^2
p_{ah}	Componente horizontal del empuje activo unitario.	t/m^2
p_{ai}	Empuje activo unitario en el estrato i .	t/m^2
p_{av}	Componente vertical del empuje activo unitario.	t/m^2
p_h	Empuje lateral asociado a deformaciones del terreno.	t/m^2
p_h	Empuje horizontal unitario.	t/m^2
p_n	Presión normal de ensilamiento sobre un plano inclinado.	t/m^2
p_p	Empuje pasivo unitario.	t/m^2
p_{ph}	Componente horizontal del empuje pasivo unitario.	t/m^2
p_{pi}	Empuje pasivo unitario en el estrato i .	t/m^2
p_{pv}	Componente vertical del empuje pasivo unitario.	t/m^2
p_t	Presión tangencial de ensilamiento sobre un plano inclinado.	t/m^2

TABLA 1.5.1. (Continuación).		
SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
p'_h	Presión horizontal de ensilamiento sobre un plano vertical.	t/m^2
p'_v	Presión vertical de ensilamiento sobre un plano vertical.	t/m^2
p''_v	Presión vertical de ensilamiento sobre un plano horizontal.	t/m^2
q	Sobrecarga uniforme superficial o lineal.	t/m^2 o t/m
q_i	Sobrecarga vertical lineal transmitida por cada pata de grúa o equivalente a un equipo de manipulación de mercancías de movilidad restringida.	t/m
r	Indice: $\frac{\text{Coste de perdidas directas e indirectas en caso de inutilización de una obra}}{\text{Inversión}}$	*
r	Indice: $\frac{\text{Anchura de la zona, vía o carril de maniobra}}{\text{Ancho del equipo de manipulación de mercancías}}$	*
s	Distancia recorrida por un flujo.	m
s	Inclinación de la rampa de un varadero.	*
u	Presión unitaria hidráulica.	t/m^2
u	Perímetro de una celda en contacto con el material de relleno.	m
v	Velocidad de un flujo.	m/s
w	Humedad.	%
x	Movimiento horizontal de una pared de contención de tierras en coronación.	m
z	Distancia de la coronación del terreno en el trasdós de una pared de contención de tierras, hasta el punto donde se evalúan los empujes.	m
Z_i	Distancia desde la coronación del estrato i , en el trasdós de una pared de contención de tierras, hasta el punto donde se evalúan los empujes.	m
Z_0	Profundidad crítica de ensilamiento.	m
Z_0	En una pared de contención de un terreno cohesivo, altura en la que se producirían tracciones.	m
Z_1	Distancia desde la coronación de una pared de contención de tierras al nivel freático del terreno en el trasdós.	m
III. GRIEGAS		
SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
α	Ángulo del trasdós de una estructura de contención de tierras con la horizontal.	grados
α	Cuota de manipulación de mercancías por rodadura, o cuota de vehículos pesados.	%
α	Medida genérica de un ángulo.	grados
α	Ángulo formado entre el eje longitudinal de un buque, considerado de proa a popa, y la dirección de actuación del viento, de las corrientes, o del oleaje sobre el buque.	grados

TABLA 1.5.1. (Continuación)

SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
α	Coeficiente para la obtención del calado en lastre de un buque a partir del calado máximo.	*
α	Ángulo vertical de la amarra con la horizontal.	grados
α	Coeficiente de dilatación térmica.	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
β	Ángulo de la superficie de una masa de suelo con la horizontal.	grados
β	Coeficiente para la obtención del calado en lastre de un buque a partir del calado máximo.	*
γ	Peso específico unitario o aparente emergido.	t/m^3
γ	Ángulo entre la línea que une el punto de contacto atraque-buque en el momento del atraque y el centro de gravedad de un buque, y el vector velocidad del buque o la componente normal al atraque de dicho vector.	grados
γ_a	Coeficiente de minoración de las propiedades del acero de construcción para la comprobación de estados límites.	*
γ_c	Coeficiente de minoración de las propiedades del hormigón en compresión para la comprobación de estados límites.	*
γ_d	Peso específico seco.	t/m^3
γ_f	Coeficiente de ponderación o seguridad de acciones, definitorio de los valores de cálculo de las mismas a partir de sus valores representativos.	*
γ_{fa}	Coeficiente de seguridad para los valores característicos de las acciones accidentales.	*
γ_{fg}	Coeficiente de seguridad para los valores característicos de las cargas permanentes.	*
γ_{fga}	Coeficiente de seguridad para los valores característicos de las cargas permanentes para condiciones excepcionales.	*
$\gamma_{fga \text{ max}}$	Coeficiente de seguridad para los valores característicos maximales de las cargas permanentes para condiciones excepcionales.	*
$\gamma_{fga \text{ min}}$	Coeficiente de seguridad para los valores característicos minimales de las cargas permanentes para condiciones excepcionales.	*
$\gamma_{fg \text{ max}}$	Coeficiente de seguridad para los valores característicos maximales de las cargas permanentes.	*
$\gamma_{fg \text{ min}}$	Coeficiente de seguridad para los valores característicos minimales de las cargas permanentes.	*
γ_{fmax}	Coeficiente de seguridad o de ponderación de acciones de efecto desfavorable.	*
γ_{fmin}	Coeficiente de seguridad o de ponderación de acciones a efecto favorable.	*
γ_{fq}	Coeficiente de seguridad para los valores representativos de las cargas variables.	*
γ_{fqa}	Coeficiente de seguridad para los valores representativos de las cargas variables para combinaciones accidentales o condiciones excepcionales.	*
$\gamma_{fq \text{ max},1}$	Coeficiente de seguridad para los valores característicos maximales de la carga variable considerada de efecto predominante.	*
$\gamma_{fq \text{ max},j}$	Coeficiente de seguridad para los valores representativos maximales de la carga variable j.	*
$\gamma_{fq \text{ min},j}$	Coeficiente de seguridad para los valores representativos minimales de la carga variable j.	*
γ_i	Peso específico aparente del terreno en el estrato i.	t/m^3
γ_m	Coeficiente de minoración de las propiedades de los materiales para la comprobación de estados límites.	*
γ_p	Coeficiente de minoración de las propiedades del acero en armaduras activas para la comprobación de estados límites.	*
γ_s	Coeficiente de minoración de las propiedades del acero en armaduras pasivas para la comprobación de estados límites.	*
γ_s	Peso específico del material que constituye las partículas sólidas de un terreno.	t/m^3

TABLA 1.5.1. (Continuación).		
SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
γ_{sat}	Peso específico saturado.	t/m ³
$\gamma_{sat i}$	Peso específico saturado en el estrato i.	t/m ³
γ_v	Coefficiente de minoración de las propiedades de los conectores en estructuras mixtas para la comprobación de estados límites.	*
γ_w	Peso específico del agua.	t/m ³
γ_θ	Peso específico aparente del terreno en el estrato θ .	t/m ³
γ'	Peso específico sumergido.	t/m ³
γ'_{ar}	Peso específico virtual corregido del estrato sumergido a, en zonas con red de corriente y gradiente hidráulico constante.	t/m ³
γ'_i	Peso específico sumergido en el estrato i.	t/m ³
γ'_r	Peso específico virtual corregido del terreno sumergido en zonas con red de corriente y gradiente hidráulico constante.	t/m ³
Δ	Peso del buque de Proyecto. Desplazamiento.	t
Δ_1	En zonas con marea astronómica sometidas a corrientes fluviales, carrera de marea correspondiente al nivel de estiaje + máxima crecida en 24 horas correspondiente a 1/4 del periodo de retorno asociado al máximo riesgo admisible.	m
Δ_2	En zonas con marea astronómica sometidas a corrientes fluviales, carrera de marea correspondiente al nivel de avenida + máxima decrecida en 24 horas correspondiente a 1/4 del periodo de retorno asociado al máximo riesgo admisible.	m
ΔK_a	Coefficiente corrector de empujes activos para $\delta/\theta \neq 0$.	*
ΔK_p	Coefficiente corrector de empujes pasivos para $\delta/\theta \neq 0$.	*
$\Delta P_o(x)$	Pérdidas instantáneas de las fuerzas de pretensado en la sección x.	t
$\Delta P_{t=\infty}(x)$	Pérdidas diferidas de las fuerzas de pretensado para $t = \infty$.	t
ΔT_a	Incremento o disminución máximo de la temperatura del aire (medias mensuales) referido a la temperatura ambiental en el momento de cierre de las juntas o durante la fase constructiva.	°C
ΔT_w	Disminución o incremento máximo de la temperatura del agua (medias mensuales) referido a la temperatura del agua en el momento de cierre de las juntas o durante la fase constructiva.	°C
Δz	Diferencia de niveles de las aguas exteriores.	m
Δa	Término adicional de seguridad para parámetros geométricos.	—
Δp	Variación del nivel piezométrico en un punto respecto al hidrostático.	m
Δp_{2i}	Variación del nivel piezométrico en un estrato i de baja permeabilidad respecto a la distribución hidrostática.	m
Δp_a	Empujes activos unitarios adicionales (+ o -).	t/m ²
Δp_i	Variación del nivel piezométrico en el punto i respecto al hidrostático.	m
Δp_p	Empujes pasivos unitarios adicionales (+ o -).	t/m ²
Δp_v	Incremento de carga unitaria vertical sobre una capa coherente.	t/m ²
$\Delta \theta$	Variación térmica característica global de la construcción.	°C
$\Delta \theta_{acero}$	Variación característica global de la temperatura en un elemento metálico.	°C
$\Delta \theta_{hormigón}$	Variación característica global de la temperatura en un elemento de hormigón.	°C
$\Delta \theta_{max}$	Incremento máximo de la temperatura virtual de la construcción utilizable para el cálculo de cargas térmicas, referido a la temperatura ambiental en el momento de cierre de juntas o durante la fase constructiva.	°C
$\Delta \theta_{min}$	Disminución máxima de la temperatura virtual de la construcción utilizable para el cálculo de cargas térmicas, referido a la temperatura ambiental en el momento de cierre de juntas o durante la fase constructiva.	°C
$\Delta'1$	En corrientes fluviales no afectadas por mareas, máxima crecida en 24 horas correspondiente a 1/4 del periodo de retorno asociado al máximo riesgo admisible.	m

TABLA 1.5.1. (Continuación).

SÍMBOLO	DEFINICIÓN	UNIDADES
Δ'_2	En corrientes fluviales no afectadas por mareas, máxima decrecida en 24 horas correspondiente a 1/4 del periodo de retorno asociado al máximo riesgo admisible.	m
δ	Ángulo de rozamiento terreno-estructura.	grados
δ_{max}	Deformación máxima de un sistema de defensa durante el atraque de un buque.	m
ϵ	Proporción de vehículos pesados cargados.	%
ϵ_t	Retracción o acortamiento del hormigón.	m
θ	Medida angular.	grados
θ_i	Ángulo que forma la proyección horizontal de la amarra i con el eje longitudinal del buque, considerado de proa a popa.	grados
λ	Coefficiente de empuje para efecto silo.	*
$\lambda(x_i)$	Promedio anual de datos registrados que exceden a x_i .	*
μ	Coefficiente de rozamiento casco del buque/sistema de defensa.	*
ν	Coefficiente de Poisson.	*
ζ	Ángulo de la superficie de rotura de una masa de terreno con la horizontal.	grados
ζ_i	Ángulo de la superficie de rotura de una masa de terreno con la horizontal en el estrato i.	grados
ρ	Peso específico del aire.	t/m ³
σ	Tensión normal a un plano o tensión vertical total.	t/m ²
σ'	Tensión vertical efectiva.	t/m ²
τ	Resistencia al corte. Tensión tangencial o tensión de corte (desviador).	t/m ²
τ_f	Tensión de corte residual en un ensayo de resistencia al corte.	t/m ²
τ_r	Tensión de corte en rotura en un ensayo de resistencia al corte.	t/m ²
ϕ	Ángulo de rozamiento interno.	grados
ϕ	Ángulo formado entre el eje longitudinal del buque, considerado de proa a popa, y la dirección de la resultante de presiones del viento sobre el buque.	grados
ϕ	Ángulo de inclinación de la rampa de un varadero.	grados
ϕ_i	Ángulo de rozamiento interno en el estrato i.	grados
ϕ_i	Ángulo que forma la amarra i con la horizontal.	grados
ϕ^i	Ángulo de rozamiento interno efectivo.	grados
ϕ^i_f	Ángulo de rozamiento interno efectivo en rotura.	grados
ϕ^i_r	Ángulo de rozamiento interno efectivo residual.	grados
ψ_0	Factor definitorio del valor de combinación de una acción a partir de su valor característico.	*
$\psi_{0,j}$	Coefficiente para la obtención del valor de combinación de la variable j.	*
ψ_1	Factor definitorio del valor frecuente de una acción a partir de su valor característico.	*
$\psi_{1,1}$	Coefficiente para la obtención del valor frecuente de la acción variable considerada de efecto predominante.	*
ψ_2	Factor definitorio del valor cuasi-permanente de una acción a partir de su valor característico.	*
$\psi_{2,j}$	Coefficiente para la obtención del valor cuasi-permanente de la acción variable j.	*
ψ_d	Coefficiente de mayoración de cargas estáticas equivalente a efecto dinámico.	*
ψ_i	Factores definitorios de los valores representativos de una acción a partir de su valor característico.	*

TABLA 1.5.1. (Continuación).

IV. ABREVIATURAS	
ABREVIATURA	SIGNIFICADO
BMVE	Bajamar mínima viva equinoccial.
BMVM	Bajamar media de las vivas equinocciales.
CEB	Comité Eurointernacional del Hormigón.
CECM	Comité Europeo de la Construcción Metálica.
CEDEX	Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.
CERC	Consejo de Investigaciones de Ingeniería Costera de la Sociedad Americana de Ingeniería Civil.
EH-88	Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa y armado (1988).
ELS	Estado límite de utilización o de servicio.
ELU	Estado límite último.
EP-80	Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado (1980).
FEM	Federación Europea de la Manutención.
FIP	Federación Internacional del Pretensado.
IAHR	Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas.
IAPH	Asociación Internacional de Puertos.
IMD _p	Intensidad media diaria de vehículos pesados.
IN	Insignificante.
LNG	Buque metanero.
LPG	Buque transportador de gases licuados.
NAE	Nivel característico de las aguas libres exteriores.
NBE-AE	Norma Básica: Acciones en la Edificación.
NBE-MV103	Norma Básica: Cálculo de las estructuras de acero laminado en edificación.
NFM	Nivel Freático Medio.
NM	Nivel Medio del mar referido al cero hidrográfico de las cartas.
NMaxA	Nivel Máximo de Avenida en corrientes fluviales correspondiente al periodo de retorno asociado al máximo riesgo admisible.
NME	Nivel Medio de Estiaje en corrientes fluviales.
NMI	Media de los niveles máximos anuales en corrientes fluviales.
NMinE	Nivel Mínimo de Estiaje en corrientes fluviales correspondiente al periodo de retorno asociado a máximo riesgo admisible.
PAWL	Carga por rueda patrón en zonas portuarias.
PIANC o AIPCN	Asociación Internacional Permanente de los Congresos de Navegación.
PDS-1	Norma Sismorresistente.
PM	Pleamar Media.
PMVE	Pleamar máxima viva equinoccial.
PMVM	Pleamar media de las vivas equinocciales.
ROM	Recomendaciones para obras marítimas.
SPT	Ensayo de penetración estándar.
TEU	Número de contenedores tipo equivalentes.
TPM	Toneladas de Peso Muerto.
TRB	Toneladas de Registro Bruto.
UNCTAD	Comité de las Naciones Unidas para el comercio y el desarrollo.
UNE	Normas Españolas.
max	Maximal.
min	Minimal.

LEYENDA:
*: Adimensional.

- Cálculo práctico de pantallas de tablestacas.*
ARBED-BELVAL. Columeta-Luxembourg. Madrid, 1976.
- Coastal protection. Design Manual 26.2.*
Department of the Navy. Naval Facilities Engineering Command. U.S. Government Printing Office. Washington D. C., 1988.
- Code-Modèle CEB-FIP pour les structures en béton.*
Comité Euro-Internacional du béton. Fédération International de la Précontrainte. 1978.
- Code of basic data for the desing of buildings. Chapter V. Loading. Part 2. Wind Loads.*
British Standards Institution. Londres, 1972.
- Code of practice for fixed offshore structures.*
British Standards Institution. Londres, 1982.
- Code of practice for maritime structures. Part 1: General Criteria*
British Standards Institution. Londres, 1984.
- Code of practice for maritime structures. Part 3: Design of dry docks, locks, sliplifts and dock and lock gates.*
British Standards Institution. Londres, 1988.
- Code of practice for maritime structures. Part 4: Design of fendering and mooring systems.*
British Standards Institution. Londres, 1985.
- Congreso nacional de técnicas sobre medios de varada, carga y descarga.* Santander, 1979.
- Curso de geotecnia aplicada a obras portuarias.*
Centro de Estudios y Experimentación en las Obras Públicas. MOPU. Madrid, 1988.
- Curso sobre rellenos y pavimentos portuarios.*
Dirección General de Puertos y Costas/ Puerto Autónomo de Valencia. Valencia, 1986.
- DEL MORAL, R./BERENGUER, J. M. *Obras Marítimas.*
Centro de Estudios y Experimentación de Puertos «Ramón Iribarren». MOPU. Madrid, 1980.
- Defensas portuarias de atraque.*
Ministerio de Obras Públicas. Madrid, 1967.
- Design and Construction of concrete Sea Structures. FIP Recommendations.*
Thomas Telford Ltd. Londres, 1985.
- Diseño óptimo de un dique.*
Laboratorio de Puertos y Costas «Ramón Iribarren». MOPU. Madrid, 1979.
- Drydocking facilities. Design Manual DM-29.*
Department of the Navy. Naval Facilities Engineering Command. U. S. Government Printing Office. Washington D. C., 1974.
- Eurocode n.º 1. Règles unifiées communes aux différents types de constructions et de matériaux.*
Direction Générale Marché Intérieur et Affaires Industrielles. Commission des Communautés Européennes. CECA-CEE-CEEA. Bruselas-Luxemburgo.
- Eurocode n.º 2. Règles unifiées communes pour les constructions en béton.*
Direction Générale Marché Intérieur et Affaires Industrielles. Commission des Communautés Européennes. CECA-CEE-CEEA. Bruselas-Luxemburgo.
- Eurocode n.º 3. Règles unifiées communes pour les constructions en acier.*
Direction Générale Marché Intérieur et Affaires Industrielles. Commission des Communautés Européennes. CECA-CEE-CEEA. Bruselas-Luxemburgo.
- Eurocode n.º 4. Règles unifiées communes pour les constructions mixtes acier-béton.*
Direction Générale Marché Intérieur et Affaires Industrielles. Commission des Communautés Européennes. CECA-CEE-CEEA. Bruselas-Luxemburgo, 1985.

Eurocode n.º 5. Règles unifiées communes pour les constructions en bois.

Direction Générale Marché Intérieur et Affaires Industrielles. Commission des Communautés Européennes. CECA-CEE-CEEA. Bruselas-Luxemburgo.

Foundation Engineering Manual. 1985.

Canadian Geotechnical Society. Technical Committee on Foundations. Vancouver, 1985.

GRAUX, D. *Fundamentos de mecánica del suelo. Proyectos de muros y cimentaciones.* Editores Técnicos Asociados, S. A. Barcelona, 1975.

Guidelines and recommendations for the safe mooring of large ships at ports and sea islands. Oil Companies International Marine Forum (OCIMF). 1978.

Harbors. Design Manual 26.1.

Department of the Navy. Naval Facilities Engineering Command. U. S. Government Printing Office. Washington D. C., 1981.

HOESCH. *Manual de Tablestacas. (Traducción del Alemán).*

MOPU. 1990.

Instrucción 6.1 y 2-1C sobre secciones de firme.

Dirección General de Carreteras. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid, 1989.

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. EH-88. Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid, 1988.

Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado. EP-80. Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid, 1981.

Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid, 1972.

Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid, 1976.

JIMÉNEZ SALAS, J. A. *Geotécnica y Cimientos, I, II y III.*

Ed. Rueda. Madrid, 1976-1980.

MAZURKIEWICZ, B. K. Design and construction of dry docks.

Transtech Publication.

Norma NBE-AE-88. Acciones en la edificación.

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid, 1988.

Norma NBE-MV-103. Cálculo de estructuras en acero laminado para la edificación.

Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid, 1976.

Norma sismorresistente. PDS-1 (1974).

Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes. Instituto Geográfico Nacional. Madrid, 1978.

Normas y reglamentos para la construcción. Parte II. Normas para el proyecto. SN y P II-57-75. Capítulo 57 cargas y acciones sobre obras hidráulicas (del oleaje, del hielo y de los buques). Comité Estatal del Consejo de Ministros de la URSS para Asuntos de la Construcción. Moscú, 1976.

Orden del Ministerio de Obras Públicas de 11-08-1964 por la que se aprueban las normas para el cálculo de las grúas eléctricas de pórtico para servicios portuarios.

Plan indicativo de usos del dominio público litoral.

Dirección General de Puertos y Señales Marítimas. Ministerio de Obras Públicas 1976-1979.

Piers and wharves design manual. NAVFAC DM 25.1.

Department of the Navy. Naval Facilities Engineering Command. U. S. Government Printing Office. Washington D. C., 1980.

Proceedings of the FIP Symposium: Concrete sea structures.
Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP). Londres, 1973.

Proceedings of the 21st International Coastal Engineering Conference. June 1988.
Málaga-Spain.
American Society of Civil Engineers (ASCE). New York, 1989.

Proyecto de normas sismorresistente.
Comisión Permanente de Normas Sismorresistentes. Madrid, 1989.

Rapport de la Commission Internationale pour l'amelioration de la conception des systemes de defense Supplement au Bulletin n.º 45 (1984).
Association Internationale Permanente des Congrès de Navigation (AIPCN). Bruselas, 1984.

Recomendaciones de atraque.
Centro de Estudios de Experimentación de Obras Públicas. Centro de Estudios de Puertos y Costas. MOPU. Madrid, 1988.

Recommendations of the Committee for waterfront structures. EAU 1985.
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Berlín, 1986.

Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms.
American Petroleum Institute. Washington D.C., 1979.

Reglamento de la Ley de Puertos Deportivos.
Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, 1980.

Regles unifiées communes aux différents types d'ouvrages et de matériaux.
Comité Euro-Internacional du Béton/Fédération Internationale de la Précontrainte. 1978.

Research investigations for the improvement of ships mooring methods.
British Ship Research Association (BSRA). 1971.

Rules and regulations for the construction and classification of offshore platforms.
Bureau Veritas International Register for the Classification of Ships and Aircraft. París, 1975.

Rules for the design constructions and inspection of offshore structures.
Det Norske Veritas. Oslo, 1977.

Rules for the design of hoisting appliances.
Federation Européenne de la Manutention (FEM). Section I. 1987.

Shedule of weights of building materials.
British Standards Institution. Londres, 1964.

Shore Protection Manual.
Coastal Engineering Research Center (CERC). Department of the Army. U. S. Army Corps of Engineers. Washington D.C., 1984.

Soil mechanics. Design Manual 7.1.
Department of the Navy. Naval Facilities Engineering Command. U. S. Government Printing Office. Washington D.C., 1982.

Soil mechanics, foundation, and earth structures. Design Manual DM 7.
Department of the Navy. Naval Facilities Engineering Command. U.S. Government Printing Office. Washington D.C. 1971.

SUÁREZ BORES, P. *Dinámica del atraque de flotadores.*
Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. Ministerio de Obras Públicas. Madrid, 1969.

Tablas de mareas en la barra y ría del Guadalquivir.
Junta del Puerto de Sevilla y Ría del Guadalquivir. 1989.

Technical standards for port and harbour facilities in Japan.
Bureau of Ports and Harbours. Ministry of Transports. Tokio, 1983.

The structural design of heavy duty pavements for ports and other industries.
British Ports Association. Londres, 1983.

THORESEN, C. A. *Port Design. Guidelines and Recommendations.*
Tapir.

UNCTAD. *Monographs on port management. Monograph n°. 5: Container terminal pavement management.*
Naciones Unidas. Ginebra, 1987.

VASO COSTA, F. *The berthing ship, the effect of impact on the design of fender and other structures.*
Dock and Harbour Authority. 1964.

Waterfront operational facilities. Design Manual NAVFAC DM 25.
Department of the Navy. Naval Facilities Engineering Command. U.S. Government Printing Office.
Washington D.C. 1971

2.1. FASES DE PROYECTO	45
2.2. VIDA ÚTIL (L)	46

2.2.1.1 Vidas útiles mínimas para obras o instalaciones de caracter definitivo
(en años)..... 47

2.1. FASES DE PROYECTO

2.1.1. Se define como vida de proyecto de una estructura al periodo de tiempo que va desde el comienzo de su construcción hasta su inutilización, desmontaje o cambio de uso.

2.1.2. La vida de proyecto se divide en las siguientes fases:

a) FASE DE CONSTRUCCIÓN (C)

Esta fase comprende el periodo que va desde el comienzo de la construcción de la estructura hasta su entrada en servicio.

Podrán diferenciarse las siguientes subfases:

C1. Fabricación:

Incluye la fabricación de la estructura en tierra y en el mar, sumergida o a flote.

C2. Transporte:

Esta subfase comprende el transporte de la estructura o de parte de ella en tierra, de tierra a mar o de tierra a gabarra, y en mar abierto; incluyendo las operaciones de amarre en aguas protegidas.

C3. Instalación:

Se incluye en esta subfase el proceso de instalación de la estructura en su ubicación final hasta su entrada en servicio (p.e. fondeo, anclaje, vertido,...).

C4. Otras:

Se incluyen en esta subfase todos aquellos procedimientos o situaciones constructivas que no afectan directamente a la ejecución de la estructura resistente (p.e. mejoras del terreno de cimentación, agotamientos,...).

b) FASE DE SERVICIO (S)

Esta fase comprende el periodo que va desde la completa instalación de la estructura hasta su inutilización, desmontaje o cambio de uso. A dicho periodo se le denominará también vida útil.

En esta fase se considerarán las siguientes hipótesis de trabajo:

S1. Condiciones Normales de Operación:

La instalación marítima o portuaria funciona sin limitaciones, no viéndose afectada por las condiciones medioambientales.

S2. Condiciones Extremas:

La instalación debe paralizar o limitar su operatividad mientras subsistan acciones medioambientales superiores a los límites de explotación. Esta condición está asociada a las más severas condiciones medioambientales para las cuales está diseñada la estructura.

S3. Condiciones Excepcionales:

La instalación está sometida como consecuencia de accidentes, mal uso, o condiciones medioambientales o de trabajo excepcionales, a acciones extraordinarias no usuales aunque sí previsibles.

S4. Reparación:

Incluye la reparación de la estructura o de la instalación marítima.

2.1.3. Para el proyecto de estructuras incluidas en el ámbito de aplicación de estas Recomendaciones se tendrán en cuenta todas las fases, subfases, e hipótesis de trabajo posibles siempre que afecten al dimensionamiento; procediéndose al análisis pormenorizado e individualizado de cada estructura en su totalidad, y de cada uno de sus elementos resistentes en cada una de esas fases.

2.1.4. El Projectista deberá fijar la duración máxima de cada una de las fases de proyecto que afecten al dimensionamiento, dada su especial significancia en la valoración de:

- Niveles de seguridad de la estructura ante factores o estados dependientes del tiempo: fatiga, corrosión, adherencias marinas, carga de hundimiento del terreno a largo plazo,...
- Acciones y niveles de probabilidad asociados a periodos de retorno y estados límites.
- Factibilidad económica del proyecto y de su posibilidad de desarrollo futuro.

Si durante la fase constructiva se modifican los plazos de ejecución o los procesos constructivos previstos en el proyecto, deberán tenerse en cuenta los efectos de dichas modificaciones sobre las acciones de proyecto y por tanto sobre el dimensionamiento.

2.2. VIDA ÚTIL (L)

2.2.1. La elección de la vida útil se realizará para cada proyecto ajustándose al tiempo en que se prevé en servicio la estructura.

Para su valoración se tendrá en cuenta la posibilidad, facilidad y factibilidad económica de las reparaciones, la probabilidad y posibilidad de cambios en las circunstancias y condiciones de utilización previstas en el proyecto como consecuencia de variaciones en operaciones o tráfico portuario, y la viabilidad de refuerzos y readaptaciones a nuevas necesidades de servicio.

Dado el carácter de las acciones que actúan sobre las obras marítimas, no es realista la aplicación estricta de los criterios anteriores a obras con vidas previsible muy cortas. Se adoptarán como mínimo para obras con carácter definitivo y sin justificación específica los valores consignados en la tabla 2.2.1.1., en función del tipo de obra o instalación y del nivel de seguridad requerido.

Cuando se admitan vidas útiles diferenciadas en partes de una misma obra o estructura, cada una de ellas deberá ser calculada separadamente en función de la valoración de acciones que le corresponda.

TABLA 2.2.1.1. VIDAS ÚTILES MÍNIMAS PARA OBRAS O INSTALACIONES DE CARÁCTER DEFINITIVO (en años)

TIPO DE OBRA O INSTALACIÓN	NIVEL DE SEGURIDAD REQUERIDO		
	NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3
INFRAESTRUCTURA DE CARÁCTER GENERAL	25	50	100
DE CARÁCTER INDUSTRIAL ESPECÍFICO	15	25	50

LEYENDA:

INFRAESTRUCTURA DE CARÁCTER GENERAL:

Obras de carácter general; no ligadas a la explotación de una instalación industrial o de un yacimiento concreto.

DE CARÁCTER INDUSTRIAL ESPECIFICO:

Obras al servicio de una instalación industrial concreta o ligadas a la explotación de recursos o yacimientos de naturaleza transitoria (por ejemplo, puerto de servicio de una industria, cargadero de mineral afecto a un yacimiento concreto, plataforma de extracción de petróleo,...).

NIVEL 1:

Obras e instalaciones de interés local o auxiliares.

Pequeño riesgo de pérdidas de vidas humanas o daños medioambientales en caso de rotura.

(Obras de defensa y regeneración de costas, obras en puertos menores deportivos, emisarios locales, pavimentos, instalaciones para manejo y manipulación de mercancías, edificaciones,...).

NIVEL 2:

Obras e instalaciones de interés general.

Riesgo moderado de pérdidas de vidas humanas o daños medioambientales en caso de rotura.

(Obras en grandes puertos, emisarios de grandes ciudades, ...).

NIVEL 3:

Obras e instalaciones de protección contra inundaciones o de carácter supranacional. Riesgo elevado de pérdidas humanas o daños medioambientales en caso de rotura.

(Defensa de núcleos urbanos o bienes industriales, ...).

3.1. CLASIFICACIÓN DE ACCIONES	61
3.1.1. GENERAL	61
3.1.2. CARGAS PERMANENTES	61
3.1.3. CARGAS VARIABLES	61
3.1.3.1. CARGAS HIDRÁULICAS	62
3.1.3.2. CARGAS DEL TERRENO	62
3.1.3.3. CARGAS VARIABLES DE USO O EXPLOTACIÓN	62
3.1.3.4. CARGAS MEDIOAMBIENTALES	62
3.1.3.5. CARGAS DE DEFORMACIÓN	62
3.1.3.6. CARGAS DE CONSTRUCCIÓN	62
3.1.4. CARGAS ACCIDENTALES	63
3.2. CRITERIOS DE VALORACIÓN DE ACCIONES	63
3.2.1. GENERAL	63
3.2.2. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS CARGAS PERMANENTES	64
3.2.3. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS CARGAS VARIABLES	65
3.2.3.1. VALORES CARACTERÍSTICOS	65
▪ GENERAL	65
▪ MODELOS DE DETERMINACIÓN ESTADÍSTICA	65
– <i>MODELO I</i>	65
– <i>MODELO II</i>	66
▪ RIESGOS ADMISIBLES	66
– <i>EN FASE DE SERVICIO (S)</i>	66
– <i>EN FASE DE CONSTRUCCIÓN (C)</i>	68
▪ OTROS MODELOS DE DETERMINACIÓN	70
3.2.3.2. OTROS VALORES REPRESENTATIVOS	71
3.2.4. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS CARGAS ACCIDENTALES	72
3.3. EFECTOS DINÁMICOS	73
3.3.1. GENERAL	73

3.3.2. CARGAS FRECUENCIALES	73
3.3.3. CARGAS DE IMPACTO	74
3.4. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES	75
3.4.1. CARGAS PERMANENTES (G_k)	75
3.4.1.1. PESO PROPIO (G_{1k})	75
▪ DEFINICIÓN	75
▪ DETERMINACIÓN	75
3.4.1.2. CARGAS MUERTAS (G_{2k})	77
▪ DEFINICIÓN	77
▪ DETERMINACIÓN	77
▪ EFECTOS DINÁMICOS	81
3.4.2. CARGAS VARIABLES (Q_k)	82
3.4.2.1. CARGAS HIDRÁULICAS (Q_{Hk})	82
▪ DEFINICIÓN	82
▪ DETERMINACIÓN	83
– NIVEL DE LAS AGUAS LIBRES EXTERIORES	83
– NIVEL DE LA LÍNEAS DE SATURACIÓN EN RELLENOS Y TERRE- NOS NATURALES	84
– VARIACIONES ARTIFICIALES DE LOS NIVELES DE LAS AGUAS EXTERIORES Y DE LAS LÍNEAS DE SATURACIÓN EN RELLENOS	89
– NIVELES EN LASTRES	90
– NIVELES PIEZOMÉTRICOS EN ESTRUCTURAS FIJAS	90
– NIVELES PIEZOMÉTRICOS EN ESTRUCTURAS FLOTANTES O EN FLOTACIÓN	94
3.4.2.2. CARGAS DEL TERRENO (Q_{Tk})	94
▪ DEFINICIÓN	94
▪ DETERMINACIÓN	95
a) CARGAS EXTERIORES: EMPUJES DEL TERRENO	96
a ₁) GENERAL	96
a ₂) ESTRUCTURAS INDEFINIDAS DE PARED RÍGIDA CON DESPLAZAMIE- TOS LATERALES NO COARTADOS POR APOYOS EXTERIORES	96
– EMPUJES ACTIVOS	98
– EMPUJES PASIVOS	98
– EMPUJES EN REPOSO	103
a ₂₁) VALORES CARACTERÍSTICOS DE LOS PARÁMETROS GEOTÉC- NICOS PARA LA DETERMINACIÓN DE EMPUJES	114
– EN TERRENOS NATURALES	114
– EN RELLENOS	115
a ₂₂) ROZAMIENTO SUELO-ESTRUCTURA (δ)	116
a ₂₃) INFLUENCIA DE LAS VARIACIONES DE LAS PRESIONES INTER- SICIALES RESPECTO AL ESTADO HIDROSTÁTICO EN LA DETER- MINACIÓN DE EMPUJES DEL TERRENO	119
– ZONAS CON RED DE CORRIENTE	119

– ZONAS CON SOBREPRESIÓN ARTESIANA	119
– ZONAS CON PROCESOS DE CONSOLIDACIÓN	120
a ₂₄) EXISTENCIA DE CARGAS SOBRE EL TERRENO	120
– CARGA VERTICAL UNIFORMEMENTE REPARTIDA	120
– CARGAS VERTICALES PUNTALES O LINEALES PARALELAS A LA CORONACIÓN	120
– CARGAS HORIZONTALES LINEALES PARALELAS A LA CORONACIÓN	124
a ₂₅) EMPUJES DEL TERRENO EN CASOS ESPECIALES	124
– MODIFICACIÓN DE EMPUJES SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRÓXIMOS Y OPUESTOS. EFECTO SILO	124
– MODIFICACIÓN DEL EMPUJE ACTIVO EN ESTRUCTURAS CON BANDEJAS EN EL TRASDÓS	126
– MODIFICACIÓN DE EMPUJES DEBIDO A LA ACTUACIÓN DE CARGAS PUNTALES O LINEALES EN EL INTERIOR DE UN TERRENO	127
a ₂₆) CASOS PARTICULARES	127
– SIMPLIFICACIONES PARA EL CÁLCULO DE EMPUJES ACTIVOS EN ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD	127
– EMPUJES SOBRE MACIZOS Y PANTALLAS DE ANCLAJE	129
– EMPUJE PASIVO DEL TERRENO EN TALUDES DE APOYO	131
a ₃) ESTRUCTURAS INDEFINIDAS DE PARED RIGIDA CON DESPLAZAMIENTOS LATERALES COARTADOS POR APOYOS EXTERIORES	131
a ₄) ESTRUCTURAS INDEFINIDAS DE PARED FLEXIBLE	132
a ₅) ESTRUCTURAS DISCONTINUAS	133
– EMPUJE SOBRE ELEMENTOS AISLADOS	133
– EFECTO PANTALLA DE UNA ALINEACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE PEQUEÑA ANCHURA	134
b) CARGAS INTERNAS: ACCIONES INDUCIDAS POR MOVIMIENTOS DEL TERRENO NO DEPENDIENTES DE LA ESTRUCTURA RESISTENTE	135
b ₁) GENERAL	135
b ₂) ROZAMIENTO NEGATIVO	135
b ₃) EMPUJES LATERALES ASOCIADOS A DEFORMACIONES DEL TERRENO	136
b ₄) EMPUJES LATERALES DEBIDOS A FENÓMENOS DE INESTABILIDAD DEL SUELO O DE LA ESTRUCTURA	137
– ALINEACIONES DE ESTRUCTURAS AISLADAS DE PEQUEÑA ANCHURA QUE ATRAVIESAN MASAS DE TERRENO POTENCIALMENTE DESLIZANTES (P.E. PILOTES)	137
▪ EFECTOS DINÁMICOS	139
▪ DIFERENCIACIÓN DE LA ACCIÓN	139
a) POR FASES DE PROYECTO.....	139
b) POR TIPOS ESTRUCTURALES	140
3.4.2.3. CARGAS VARIABLES DE USO O EXPLOTACIÓN (Q_{vk})	140
3.4.2.3.1. SOBRECARGAS DE ESTACIONAMIENTO Y ALMACENAMIENTO (Q_{v1k})	140
▪ DEFINICIÓN	140
▪ DETERMINACIÓN	140

– <i>DIFERENCIACIÓN DE ÁREAS SEGÚN USOS</i>	141
a) CARGAS REPARTIDAS	141
b) CARGAS CONCENTRADAS	147
▪ EFECTOS DINÁMICOS	149
▪ DIFERENCIACIÓN DE LA ACCIÓN	149
a) POR FASES DE PROYECTO	149
b) POR TIPOS ESTRUCTURALES	149
3.4.2.3.2. SOBRECARGAS DE EQUIPOS E INSTALACIONES DE MANIPULACIÓN DE MERCANCÍAS (Q_{V2k})	150
▪ DEFINICIÓN	150
▪ DETERMINACIÓN	150
– <i>COMPATIBILIDAD DE SOBRECARGAS DE USO</i>	152
– <i>TRENES DE CARGA MÍNIMOS</i>	162
▪ EFECTOS DINÁMICOS	163
▪ DIFERENCIACIÓN DE LA ACCIÓN	167
a) POR FASES DE PROYECTO	167
b) POR TIPOS ESTRUCTURALES	169
– <i>ESTRUCTURAS TIPO 1</i>	169
– <i>ESTRUCTURAS TIPO 2</i>	170
– <i>ESTRUCTURAS TIPO 3</i>	171
3.4.2.3.3. SOBRECARGAS DE TRÁFICO (Q_{V3k})	171
▪ DEFINICIÓN	171
▪ DETERMINACIÓN	172
– <i>CONDICIONES DE APLICACIÓN DE LAS SOBRECARGAS DE TRÁFICO</i>	172
– <i>MODIFICACIONES EN LOS TRENES DE CARGA PREVISTOS EN LAS INSTRUCCIONES DE PUENTES DE CARRETERAS Y DE FERROCARRIL PARA SU UTILIZACIÓN COMO SOBRECARGAS DE TRÁFICO EN ZONAS PORTUARIAS</i>	174
▪ EFECTOS DINÁMICOS	175
▪ DIFERENCIACIÓN DE LA ACCIÓN	177
a) POR FASES DE PROYECTO	177
b) POR TIPOS ESTRUCTURALES	178
3.4.2.3.4. SOBRECARGAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE FIRMES Y EXPLANADAS (Q_{V4k})	179
▪ DEFINICIÓN	179
▪ DETERMINACIÓN	179
a) EN ÁREAS DE OPERACIÓN Y VÍAS DE MANIOBRA	179
b) EN ÁREAS DE ALMACENAMIENTO	182
c) EN ÁREAS DE SERVICIO	182
d) EN VIALES DE ACCESO	182
3.4.2.3.5. SOBRECARGAS DE OPERACIONES DE BUQUES (Q_{V5k})	183
▪ DEFINICIÓN	183

▪ DETERMINACIÓN	183
a) CARGAS DE ATRAQUE	184
a ₁) CARGAS DE IMPACTO (R)	184
– ENERGÍA CINÉTICA DESARROLLADA POR EL BUQUE DURANTE EL ATRAQUE (E)	184
– ENERGÍA ABSORBIDA POR EL SISTEMA DE ATRAQUE (E_f)	192
– FUERZA DE IMPACTO (R)	196
– CRITERIOS DE DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS DE IMPACTO	198
– HIPÓTESIS DE TRABAJO	199
a ₂) CARGAS DE ROZAMIENTO (T)	199
b) CARGAS DE AMARRE	199
b ₁) PARA BUQUES DE PROYECTO HASTA 20.000 t DE DESPLAZAMIENTO	200
b ₂) PARA BUQUES DE PROYECTO CON DESPLAZAMIENTO SUPERIOR A 20.000 t	202
–EFECTOS RESULTANTES DE LA ACTUACIÓN DE FUERZAS EXTERIORES SOBRE EL BUQUE AMARRADO	202
– DISTRIBUCIÓN DE LÍNEAS Y PUNTOS DE AMARRE, Y DEFENSAS	219
–CALCULO DE CARGAS MÁXIMAS EN LÍNEAS Y PUNTOS DE AMARRE, Y DEFENSAS	220
– CARGAS DE AMARRE MÍNIMAS	222
– EFECTOS DINÁMICOS	222
– CRITERIOS DE DISTRIBUCIÓN DE CARGAS DE AMARRE	222
c) CARGAS DE CARENA	223
– CARGAS DE CARENA MÍNIMAS	225
d) CARGAS DE VARADA	226
d ₁) CARGAS SOBRE VARADEROS DE HALADO LONGITUDINAL	229
d ₂) CARGAS SOBRE VARADEROS DE HALADO LATERAL	229
3.4.2.4. CARGAS MEDIOAMBIENTALES (Q_{Mk})	231
▪ DEFINICIÓN	231
▪ DETERMINACIÓN	231
3.4.2.5. CARGAS DE DEFORMACIÓN (Q_{Dk})	232
▪ DEFINICIÓN	232
▪ DETERMINACIÓN	232
a) CARGAS DE PRETENSADO (Q_{D1k})	233
b) CARGAS TÉRMICAS (Q_{D2k})	234
– COEFICIENTES DE DILATACIÓN TÉRMICA	234
– VARIACIÓN DE LA TEMPERATURA EN LAS CONSTRUCCIONES	235
– GRADIENTES TÉRMICOS	236
– VARIACIONES ARTICIALES DE LA TEMPERATURA EN LAS CONSTRUCCIONES	237
c) CARGAS REOLÓGICAS (Q_{D3k})	237
– CARGAS DEBIDAS A DEFORMACIONES POR RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN	238
– CARGAS DEBIDAS A DEFORMACIONES POR FLUENCIA DEL HORMIGÓN	238
d) CARGAS POR MOVIMIENTOS IMPUESTOS (Q_{D4k})	238
3.4.2.6. CARGAS DE CONSTRUCCIÓN (Q_{Ck})	239

▪ DEFINICIÓN	239
▪ DETERMINACIÓN	239
3.4.3. CARGAS ACCIDENTALES (A_k)	239
▪ DEFINICIÓN	239
▪ DETERMINACIÓN	240
– PRUEBAS DE CARGA	240
– INUNDACIONES DEBIDAS A LA ROTURA DE CANALIZACIONES O DEPÓSITOS	240
– FALLOS DEL SISTEMA DE DRENAJE O DE CONTROL DE SUB- PRESIONES	241
– ELEVACIÓN DEL NIVEL FREÁTICO DE PROYECTO EN LASTRES	241
– INESTABILIDADES DEL SUELO	241
– DEPOSITOS Y SOBREDRAGADO	241
– SOCAVACIONES O EROSIONES DEL TERRENO PRODUCIDAS POR LAS HÉLICES DE LOS BUQUES EN MANIOBRAS EXCEPCIO- NALES O POR CORRIENTES EXTRAORDINARIAS	242
– COLISIONES Y SOBRECARGAS LOCALES EXCEPCIONALES	242
– IMPACTOS Y SOBRECARGAS DEBIDOS A MANIOBRAS O SITUA- CIONES OPERATIVAS EXCEPCIONALES DE LOS DISTINTOS ME- DIOS DE TRANSPORTE CONVENCIONAL DE MERCANCIAS	243
– IMPACTOS Y SOBRECARGAS DEBIDOS A MANIOBRAS O SITUA- CIONES OPERATIVAS EXCEPCIONALES DE LOS BUQUES DE PROYECTO	243
– SOBRECARGAS DEBIDAS A OPERACIONES DE BUQUES EN CON- DICIONES EXCEPCIONALES DE CARGA.....	244
– REBASES DE OLEAJES	244
– ACCIONES Y SOBRECARGAS PRODUCIDAS POR CONDICIONES MEDIOAMBIENTALES EXCEPCIONALES.....	244
– EXPLOSIÓN	244
– FUEGO	245

3.2.3.1.1. Extrapolación de variables extremales mediante distribuciones estadísticas clásicas. Modelo I. Ejemplo: Ajuste de un régimen extremal de oleaje (altura de ola) por medio de la distribución de Gumbel	67
3.2.3.1.2. Riesgos máximos admisibles para la determinación, a partir de datos estadísticos, de valores característicos de cargas variables para fase de servicio y condiciones extremas	69
3.4.1.1.1. Relaciones entre los distintos pesos específicos, la porosidad, y el índice de huecos	77
3.4.1.1.2. Pesos específicos unitarios o aparentes, y porosidades usuales de elementos constructivos y estructurales	78
3.4.1.2.1. Cuantificación de adherencias marinas en las aguas costeras españolas	82
3.4.2.1.1. Niveles característicos de las aguas libres exteriores en las zonas costeras españolas	85
3.4.2.1.2. Niveles de la línea de saturación en rellenos y terrenos naturales para la determinación de cargas hidráulicas en estructuras de contención	87
3.4.2.1.3. Niveles piezométricos simplificados para la determinación de cargas hidráulicas en estructuras fijas impermeables tipo	91
3.4.2.1.4. Niveles piezométricos exteriores para la determinación de cargas hidráulicas en estructuras flotantes	95
3.4.2.2.1. Amplitud del desplazamiento necesario en estructuras de pared rígida para la movilización de empujes del terreno	97
3.4.2.2.2. Determinación de empujes activos. Teoría de Coulomb	99
3.4.2.2.3. Coeficientes de empuje activo según la aproximación de Coulomb	104
3.4.2.2.4. Determinación de empujes activos. Teoría de Rankine	105
3.4.2.2.5. Determinación de empujes pasivos. Teoría de Coulomb	107
3.4.2.2.6. Determinación de empujes pasivos. Métodos de la espiral logarítmica y del círculo de rozamiento. Campo de validez: General	109
3.4.2.2.7. Coeficientes de empuje pasivo según la aproximación de Coulomb	111

3.4.2.2.7. (bis)	Coefficientes de empuje pasivo según el método de la espiral logarítmica	112
3.4.2.2.8.	Determinación de empujes pasivos. Teoría de Rankine	113
3.4.2.2.9.	Parámetros de resistencia al corte característicos usuales, para la determinación de empujes del terreno	117
3.4.2.2.10.	Valores usuales del ángulo de rozamiento terreno/estructura para la determinación de empujes del terreno	118
3.4.2.2.11.	Empujes adicionales sobre estructuras de contención produci- dos por la actuación de cargas puntuales o lineales verticales a través de terrenos homogéneos. Estructuras de pared vertical y superficie del terreno horizontal	121
3.4.2.2.12.	Empujes activos adicionales en caso de sobrecargas uniformes verticales limitadas, en estructuras de trasdós vertical y terreno homogéneo de superficie horizontal	122
3.4.2.2.13.	Empujes adicionales del terreno para sobrecargas horizontales lineales indefinidas o limitadas en estructuras de trasdós vertical y terreno homogéneo de superficie horizontal	123
3.4.2.2.14.	Superficies de deslizamiento, fuerzas y empujes del terreno so- bre una pantalla de anclaje	130
3.4.2.2.15.	Empujes pasivos adicionales en terrenos con taludes de apoyo y estructuras de pared vertical	131
3.4.2.2.16.	Empujes del terreno en pantallas o revestimientos con apuntala- mientos o anclajes múltiples	133
3.4.2.2.17.	Empujes laterales sobre estructuras aisladas de pequeña anchura enterradas en masas de terreno potencialmente deslizantes	138
3.4.2.3.1.1.	Pesos específicos y ángulos de rozamiento interno de mercan- cías usuales estacionadas en zonas portuarias	143
3.4.2.3.1.2.	Alturas máximas usuales de almacenamiento o estacionamiento de mercancías en áreas portuarias	146
3.4.2.3.1.3.	Sobrecargas repartidas mínimas de estacionamiento y almace- namiento	147
3.4.2.3.1.4.	Sobrecargas concentradas mínimas de estacionamiento y alma- cenamiento en explanadas exteriores	148
3.4.2.3.2.1.	Cargas transmitidas por equipos tipo de manipulación de mer- cancías usuales en zonas portuarias. Equipos sobre carriles: Grúas pórtico	153
3.4.2.3.2.2.	Cargas transmitidas por equipos tipo de manipulación de mer- cancías usuales en zonas portuarias. Equipos sobre carriles: Grúas portacontenedores	155
3.4.2.3.2.3.	Cargas transmitidas por equipos tipo de manipulación de mer- cancías usuales en zonas portuarias. Equipos sobre neumáticos y orugas	158
3.4.2.3.2.4.	Compatibilidad de sobrecargas de estacionamiento y almacena- miento (Q_{V1}) y sobrecargas de equipos e instalaciones de ma- nipulación de mercancías (Q_{V2})	162

3.4.2.3.2.5.	Trenes de carga mínimos, equivalentes a sobrecargas de equipos e instalaciones de manipulación de mercancías	164
3.4.2.3.2.6.	Factores de impacto y acciones horizontales adicionales para la consideración de efectos dinámicos en sobrecargas de equipos e instalaciones de manipulación de mercancías en condiciones normales de operación	168
3.4.2.3.3.1.	Sobrecargas de tráfico ferroviario. Trenes de Carga Tipo	176
3.4.2.3.4.1.	Número de cargas tipo equivalentes para cada equipo característico de manipulación de mercancías en áreas de operación y vías de maniobra	182
3.4.2.3.5.1.	Dimensiones medias de buques a plena carga	187
3.4.2.3.5.2.	Velocidades de atraque para atraque lateral mediante traslación transversal preponderante en dirección sensiblemente perpendicular a la línea de atraque. Con ayuda de remolcadores	191
3.4.2.3.5.3.	Velocidades de atraque para atraque lateral mediante traslación transversal preponderante en dirección sensiblemente perpendicular a la línea de atraque. Sin ayuda de remolcadores	192
3.4.2.3.5.4.	Coefficiente de excentricidad para atraque de buques mediante aproximación transversal	194
3.4.2.3.5.5.	Coefficiente de excentricidad para atraque de buque mediante aproximación longitudinal directa (Ro-ro y transbordadores)	195
3.4.2.3.5.6.	Valores recomendados para el coeficiente de configuración del atraque (C_c)	196
3.4.2.3.5.7.	Coefficientes de rozamiento para contacto acero/otros materiales en condiciones secas	200
3.4.2.3.5.8.	Cargas de amarre para buques de hasta 20.000 t de desplazamiento	201
3.4.2.3.5.9.	Esfuerzos resultantes de las presiones del viento sobre los buques	203
3.4.2.3.5.10.	Esfuerzos resultantes de las presiones de las corrientes sobre los buques	208
3.4.2.3.5.11.	Esfuerzos resultantes de las fuerzas de fricción de las corrientes sobre los buques	211
3.4.2.3.5.12.	Esfuerzos resultantes de las fuerzas debidas al oleaje sobre los buques	212
3.4.2.3.5.13.	Ordenes de magnitud de los periodos naturales de oscilación de un buque atracado	217
3.4.2.3.5.14.	Distribuciones óptimas de defensas y líneas de amarre	221
3.4.2.3.5.15.	Cargas horizontales mínimas de amarre para buques de desplazamiento superior a 20.000 t	223
3.4.2.3.5.16.	Cargas de carena mínimas en función del desplazamiento del buque. Alineación única. Picaderos de quilla	227

3.4.2.3.5.17.	Cargas sobre varaderos de halado longitudinal en función del desplazamiento del máximo buque de proyecto. (Para carro rígido)	230
3.4.2.5.1	Rango de variación de las temperaturas ambientales en las zonas costeras españolas, aplicables para la determinación de cargas térmicas	237

3.1. CLASIFICACIÓN DE ACCIONES**3.1.1. GENERAL**

Las acciones se clasifican en:

a) *Por su variación en el tiempo:*

- G - Cargas Permanentes
- Q - Cargas Variables
- A - Cargas Accidentales

b) *Por su variación en el espacio:*

- Cargas Fijas: Su repartición sobre la estructura está definida de forma no ambigua por medio de un solo parámetro.
- Cargas Móviles: Dentro de unos límites dados, pueden ser arbitrariamente repartidas sobre la estructura.

c) *Por la respuesta de la estructura:*

- E- Cargas Estáticas: Su aplicación no engendra la aparición de aceleraciones significativas en la estructura o elementos estructurales.
- D- Cargas Dinámicas: Su aplicación engendra aceleraciones significativas en la estructura o elementos estructurales.

A los efectos de ordenación y aplicación de la presente Recomendación se adopta como Clasificación de Acciones la a).

En los apartados pertinentes de la misma se tiene en cuenta la influencia de la respuesta de la estructura resistente en los criterios de valoración de acciones y en los métodos de análisis.

3.1.2. CARGAS PERMANENTES

Son cargas, esencialmente gravitatorias, que actúan en todo momento durante la fase de proyecto que se analiza, siendo constantes en posición y magnitud, o no constantes de variación lenta o despreciable en comparación a su valor medio. Asimismo se considerarán cargas permanentes aquéllas cuya variación tenga lugar en un solo sentido hasta alcanzar un cierto valor límite.

Se dividen en:

- G₁ - Peso Propio.
- G₂ - Cargas Muertas.

3.1.3. CARGAS VARIABLES

Son cargas externas a la obra en sí, cuya magnitud y/o posición es variable a lo largo del tiempo de forma frecuente o continua, y de variación no despreciable en comparación a su valor medio.

Se dividen en:

- Q_H - Cargas Hidráulicas.
- Q_T - Cargas del Terreno.

- Q_V - Cargas Variables de Uso o Explotación.
- Q_M - Cargas Medioambientales.
- Q_D - Cargas de Deformación.
- Q_C - Cargas de Construcción.

3.1.3.1. CARGAS HIDRÁULICAS

Son cargas asociadas a niveles de agua, y a lastres líquidos o capa freática de otro tipo de lastres. Pueden diferenciarse en: presiones hidrostáticas y presiones hidrodinámicas asociadas a gradientes hidráulicos (redes de filtración, procesos de consolidación...).

3.1.3.2. CARGAS DEL TERRENO

Son presiones o empujes debidos a la actuación directa de un terreno natural o de un relleno, o la indirecta de otras cargas a través de él.

3.1.3.3. CARGAS VARIABLES DE USO O EXPLOTACIÓN

Son cargas asociadas al servicio y normal uso de la estructura resistente, las cuales pueden variar en posición y magnitud durante la fase de vida que se analiza.

Se dividen en:

- Q_{V1} - Sobrecargas de Estacionamiento y Almacenamiento.
- Q_{V2} - Sobrecargas de Equipos e Instalaciones de Manipulación de Mercancías
- Q_{VS} - Sobrecargas de Tráfico.
- Q_{V4} - Sobrecargas para el Dimensionamiento de Firmes y Explanadas.
- Q_{V5} - Sobrecargas de Operaciones de Buques.

3.1.3.4. CARGAS MEDIOAMBIENTALES

Son cargas debidas a la acción, sobre la estructura resistente o sobre elementos que actúan sobre ella, de fenómenos naturales, climáticos o medioambientales.

Se dividen en:

- Q_{M1} - Acciones del oleaje.
- Q_{M2} - Acciones de las corrientes.
- Q_{M3} - Acciones debidas a las mareas y demás variaciones del nivel de las aguas.
- Q_{M4} - Acciones del viento.
- Q_{M5} - Acciones debidas a la presión atmosférica.
- Q_{M6} - Acciones debidas a la temperatura del aire y del agua.
- Q_{M7} - Acciones debidas a las precipitaciones.
- Q_{M8} - Acciones de la nieve y el hielo.
- Q_{M9} - Acciones sísmicas.

3.1.3.5. CARGAS DE DEFORMACIÓN

Son cargas producidas por deformaciones impuestas.

Se dividen en:

- Q_{D1} -De Pretensado.
- Q_{D2} -Térmicas.
- Q_{D3} -Reológicas.
- Q_{D4} -Por Movimientos Impuestos.

3.1.3.6. CARGAS DE CONSTRUCCIÓN

Son cargas transitorias asociadas específicamente al proceso de ejecución y puesta en obra del elemento resistente.

Pueden dividirse en:

- Q_{C1} - Cargas Externas durante la Fabricación.
- Q_{C2} - Cargas Externas durante el Transporte.
- Q_{C3} - Cargas Externas durante la Instalación.
- Q_{C4} - Otras Cargas Externas

3.1.4. CARGAS ACCIDENTALES

Son cargas de carácter fortuito o anormal que pueden presentarse como resultado de un accidente, mal uso, o condiciones medioambientales o de trabajo excepcionales.

Pueden considerarse como acciones de carácter variable con pocas probabilidades de actuación, o que presentan pequeñas duraciones de aplicación a lo largo de la vida útil de la estructura; pero que de producirse, su efecto puede ser significativo para la seguridad de la misma.

Se aconseja incluir en el cálculo aquellas acciones accidentales cuantificadas en estas Recomendaciones siempre y cuando puedan presentarse, sean compatibles con la estructura analizada, y su actuación sea relevante; sin perjuicio de aquellas otras que el Proyectista, el Cliente, o la Autoridad Competente considere necesarias para el dimensionamiento.

Se incluyen como cargas accidentales, entre otras, las siguientes:

- Pruebas de carga.
- Inundaciones debidas a rotura de canalizaciones o depósitos.
- Fallos del sistema de drenaje o de control de subpresiones.
- Elevaciones del nivel freático de proyecto en lastres.
- Empujes debidos a inestabilidades del suelo (p.e. en taludes potencialmente inestables).
- Depósitos y sobredragado.
- Socavaciones o erosiones del terreno producidas por hélices de buques en maniobras excepcionales o por corrientes extraordinarias.
- Colisiones y sobrecargas locales excepcionales.
- Impactos y sobrecargas debidos a maniobras o situaciones operativas excepcionales de los distintos medios de transporte convencional de mercancías.
- Impactos y sobrecargas debidos a maniobras o situaciones operativas excepcionales de los buques de proyecto.
- Sobrecargas debidas a operaciones de buques en condiciones excepcionales de carga.
- Rebases de oleajes.
- Acciones y sobrecargas producidas por condiciones medioambientales excepcionales: sismo y máximo sismo, máximo temporal, huracanes,...
- Explosión.
- Fuego.

3.2. CRITERIOS DE VALORACIÓN DE ACCIONES

3.2.1. GENERAL

Para todas las acciones definidas en esta Recomendación deberán distinguirse los siguientes tipos de valores: Valores Representativos, y Valores de Cálculo.

• VALORES REPRESENTATIVOS

El principal Valor Representativo de una acción es el Valor Característico (F_k). Se define como aquel valor de la acción asociado a una probabilidad de excedencia durante la vida de proyecto asignada a cada una de las fases e hipótesis de trabajo.

Si es necesario podrán distinguirse Valores Característicos Maximales ($F_{k\text{sup}}$) y Minimales ($F_{k\text{inf}}$) de la misma acción, que pueden ser nulos, con objeto de tener en cuenta el efecto desfavorable o favorable de su actuación.

Los Valores Característicos de las acciones se determinarán para cada una de las fases de proyecto, con posibilidad de diferenciación según su actuación sobre distintas tipologías estructurales.

Los valores de las acciones especificados en estas Recomendaciones tendrán la consideración de Valores Característicos. En su defecto también tendrán la consideración de valores característicos aquéllos consignados en las distintas Normas e Instrucciones vigentes y catálogos especializados, o proporcionados directamente por fabricantes y proveedores de equipamientos e instalaciones.

Los Proyectistas, Clientes o Autoridad Competente podrán fijar otros valores siempre que sean observadas las disposiciones mínimas recogidas en las distintas Normas, Instrucciones o Recomendaciones.

Otros Valores Representativos de una acción son adoptados en función de niveles de variación en el tiempo. Estos valores se expresarán en términos del Valor Característico (F_k) multiplicado por un factor ψ_i .

Se distinguirán los siguientes:

- Valor de Combinación: $\psi_0 \cdot F_k$
- Valor Frecuente: $\psi_1 \cdot F_k$
- Valor Cuasi-permanente: $\psi_2 \cdot F_k$

Dichos valores serán introducidos en las distintas combinaciones de cargas previstas en las Bases de Cálculo para cada hipótesis de trabajo, con el objeto de tener en cuenta la reducción de la probabilidad de actuación conjunta de varias acciones con sus valores característicos.

Otros Valores Representativos suplementarios, expresados en idénticos términos, podrán ser adoptados para ser usados en análisis dinámico o de fatiga.

Los factores ψ_i se aplicarán y cuantificarán según apartados posteriores de esta Recomendación, o en su defecto según lo dispuesto en otras Normas e Instrucciones aplicables. Proyectistas, Clientes o Autoridades competentes podrán especificar otros valores siempre y cuando se cumplan los mínimos exigidos por la normativa vigente.

• VALOR DE CÁLCULO

El Valor de Cálculo o Valor Ponderado de una acción (F_d) es el que resulta de aplicar a los Valores Representativos (F_k) los apropiados coeficientes de seguridad (γ_f).

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k$$

Los coeficientes de seguridad son introducidos en el cálculo para tener en cuenta, entre otros, los siguientes factores: Posibles desviaciones desfavorables de las cargas respecto a sus valores representativos debido a procesos anormales o imprevistos; imprecisiones en la ejecución de las obras en la medida en que puedan afectar a las solicitudes; posibilidad de modelización inadecuada de la acción; incertidumbres de los métodos de determinación de esfuerzos y posibilidad de redistribuciones de tensiones en la estructura no previstas; valoración del estado límite considerado; necesidades o niveles de seguridad de la estructura considerada; y grado de fiabilidad estadística de los datos de partida.

Se adoptarán los coeficientes de seguridad especificados en la Parte 4: Bases de Cálculo de estas Recomendaciones, diferenciados según el estado límite que se comprueba, el tipo de carga, el efecto favorable o desfavorable de su actuación, la fase de proyecto e hipótesis de trabajo considerada, el material constitutivo de la estructura, el nivel de control de la ejecución previsto, y los daños previstos en caso de rotura.

3.2.2. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS CARGAS PERMANENTES

Para cargas permanentes (G) que presenten grandes dispersiones reconocidas de valores, o que se prevea su variación a lo largo de la vida de proyecto, deberán distinguirse obligatoriamente valores característicos maximales y minimales. Generalmente se asimilarán los valores característicos maximales y minimales a aquéllos obtenidos sobre la base de datos estadísticos correspondientes a elementos estructurales o no estructurales comparables, asociados a probabilidades de excedencia del 5% y del 95% respectivamente. En ausencia de otros indicadores estadísticos podrá suponerse que estas acciones se ajustan a una distribución normal.

Estos valores podrán ser reemplazados por un único valor nominal igual al valor medio (G_k) cuando los valores maximales y minimales no difieran en más del 5% de dicho valor.

Si el efecto de las cargas permanentes es favorable se adoptará en estos casos un valor característico minimal igual a:

$$G_{\text{kinf}} = 0,90 \cdot G_k$$

Los otros Valores Representativos de las cargas permanentes se considerarán iguales al valor característico ($\psi_i = 1$).

- Los pesos de los elementos estructurales (G_{1k}) estarán representados por un valor nominal único, calculado a partir de las dimensiones de proyecto y de los pesos específicos medios de los distintos elementos y materiales.
- Los pesos propios de los elementos no estructurales (G_{2k} - Cargas Muertas) estarán representados por dos valores nominales, uno maximal y otro minimal, determinados teniendo en cuenta todas las modificaciones que razonablemente puedan producirse. Normalmente el valor minimal será tomado igual a cero.

La presente Recomendación consigna en el apartado correspondiente a dichas cargas los pesos específicos característicos de los materiales y elementos estructurales más habituales, utilizables en el caso de no existir datos específicos sobre la obra de proyecto.

3.2.3. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS CARGAS VARIABLES

3.2.3.1. VALORES CARACTERÍSTICOS

▪ GENERAL

Los valores representativos de las cargas variables (Q) deberán preferentemente ser obtenidos a partir de datos estadísticos. Para la mayor parte de dichas cargas, estos datos serán los máximos datos periódicos (Valores extremales o excedentes).

Se define como valor característico maximal de una carga variable ($Q_{k\text{sup}}$) el extremal o excedente correspondiente a un periodo medio de retorno (T), asociado a una probabilidad de presentación o riesgo (E) durante el periodo asignado en proyecto a cada una de las fases (L_f).

El periodo de retorno o recurrencia para un valor de la variable $X = X_i$ es el intervalo medio de tiempo en que el valor extremo supera a X_i una sola vez.

La relación entre riesgo y periodo medio de retorno vendrá dada por:

$$\text{— Para } L_f \geq 10 \text{ años} \quad E = 1 - (1 - (1/T))^{L_f} \quad (\text{Modelo I})$$

$$\text{— Para } L_f \geq 1 \text{ año} \quad E = 1 - e^{-(L_f/T)} \quad (\text{Modelo II})$$

para L_f y T en años.

▪ MODELOS DE DETERMINACIÓN ESTADÍSTICA

— *MODELO I (Método del valor de pico: Serie de datos máximos anuales)*

En el Modelo I, la relación entre valores máximos previsible y sus probabilidades de ocurrencia (Régimen Extremal) podrá obtenerse a partir de una serie de máximos valores anuales observados durante un período n de años suficientemente grande; aumentando la fiabilidad del procedimiento cuanto mayor sea el número de años.

La probabilidad de que un valor ($X = X_i$) no sea excedido en el período de un año ($P(X \leq X_i)$) podrá obtenerse mediante la formulación siguiente:

$$P(X \leq X_i) = 1 - P(X > X_i) = 1 - (n_i / (n + 1))$$

siendo:

$n = n^\circ$ de años observados.

$n_i = n^\circ$ de datos registrados con valor igual o superior a X_i .

La relación entre la probabilidad anual de no excedencia y el periodo de retorno, en años, será:

$$T(X_i) = 1 / (1 - P(X \leq X_i))$$

— *MODELO II (Método del valor de pico: Serie de datos máximos en cualquier punto de la escala de tiempos)*

En el modelo II, la relación entre valores máximos previsibles y sus probabilidades de ocurrencia (Régimen de Excedencia) podrá obtenerse a partir de una serie de valores máximos registrados durante un periodo n de años suficientemente grande, recogiendo todos los valores máximos observados que superen un cierto valor límite, y no únicamente el mayor anual.

La probabilidad de que un valor ($X = X_i$) no sea excedido en el período de un año ($P(X \leq X_i)$) podrá obtenerse mediante la formulación siguiente:

$$P(X \leq X_i) = 1 - P(X > X_i) = 1 - (n_i/n), \quad n_i \leq n$$

siendo:

$n = n.$ ° de años observados.

$n_i = n.$ ° de datos registrados con valor superior a X_i .

El periodo de retorno, en años, para el valor X_i será:

$$T(X_i) = 1/\lambda = 1/(n_i/n) = n/n_i$$

siendo λ el promedio anual de datos que exceden a X_i .

Para duraciones de fases de proyecto inferiores a un año, el modelo II deberá complementarse con objeto de tener en cuenta la frecuencia no uniforme de presentación de sucesos a lo largo del año.

Con objeto de extrapolar la información disponible más allá de los periodos de registros de datos, se intentará ajustar éstos a funciones de distribución estadísticas clásicas. La función de distribución seleccionada será aquella que proporcione el mejor ajuste con los datos disponibles dentro de las que, por sus características, justifican el comportamiento del fenómeno analizado (mejor índice de correlación). Elegida la función de distribución, el ajuste, o estima de los parámetros de la misma, podrá realizarse por diversos métodos, siendo los más utilizados el método de los momentos, el de máxima verosimilitud y el denominado método gráfico (por mínimos cuadrados o visual dando más peso a la zona de interés). En general, cuando la muestra analizada se ajusta suficientemente bien a la función de distribución elegida no suelen aparecer diferencias significativas en los ajustes obtenidos por los distintos métodos. Las distribuciones más empleadas para el ajuste de variables extrémales son: Weibull, Logarítmico-normal, Exponencial, Gumbel, o Frechet; pudiéndose utilizar escalas probabilísticas distorsionadas con objeto de que la ley de distribución sea una recta y así facilitar el ajuste. En la tabla 3.2.3.1.1. se desarrolla un ejemplo tipo, aplicado a la acción del oleaje.

El proyectista deberá tener en cuenta para la determinación del valor característico de la carga variable la incertidumbre (banda de confianza) en los valores de las variables extrapoladas, originada por el número limitado de registros de datos disponibles; admitiéndose correcciones de los valores obtenidos mediante el ajuste. Salvo justificación (p.e. para periodos de retorno altos en relación al periodo de registro de datos), no se admitirán valores inferiores al límite superior de la estimación a un nivel de confianza del 90%.

El Modelo I y II de determinación estadística coinciden sensiblemente para valores $P(X \leq X_i)$ altos, o lo que es lo mismo para periodos de retorno altos; pero divergen para probabilidades bajas o periodos de retorno bajos, debiendo en esos casos utilizarse el régimen de excedencias. En cualquier caso el Modelo II reduce los intervalos de confianza y por tanto la incertidumbre de la variable especialmente si se dispone de un reducido número de registros de datos.

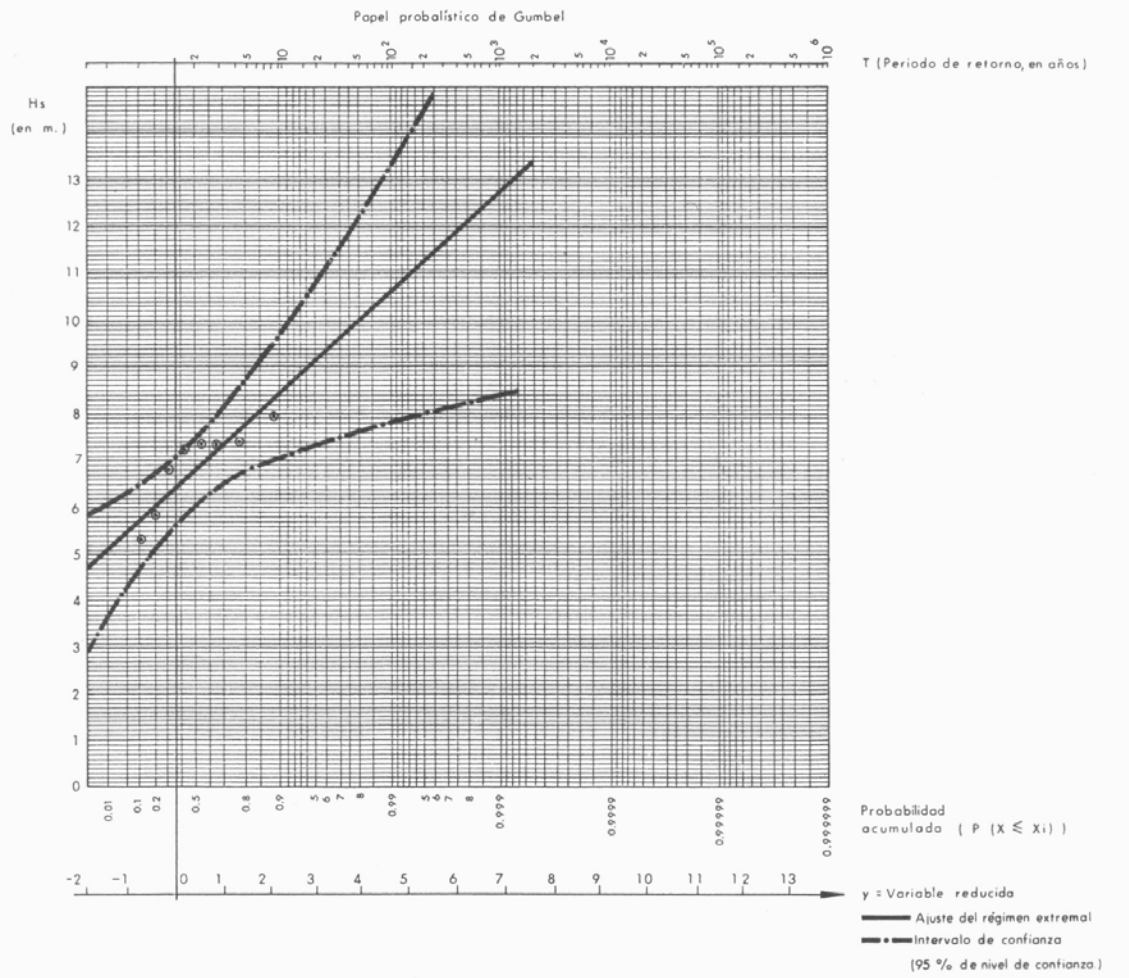
▪ **RIESGOS ADMISIBLES**

El Riesgo admisible se fijará para cada estructura o elemento estructural en función de sus características físicas y económicas, las repercusiones económicas directas e indirectas en caso de inutilización parcial o total, y la estimación de pérdidas humanas en caso de destrucción o rotura, para cada fase significativa del proyecto e hipótesis de trabajo.

— *EN FASE DE SERVICIO (S)*

Los máximos riesgos admisibles para Fase de Servicio en condiciones extremas (hipó-

**TABLA 3.2.3.1.1 EXTRAPOLACIÓN DE VARIABLES EXTREMALES MEDIANTE DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS CLÁSICAS. MODELO I
EJEMPLO: AJUSTE DE UN RÉGIMEN EXTREMAL DE OLAJE (altura de ola) POR MEDIO DE LA DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL**



PUERTO DE BILBAO (BOYA MORRO)
RÉGIMEN DE TEMPORALES

H_s: Altura de ola significativa

AÑOS	H _s (m)	ORDEN	PROBABILIDAD
1976	7,90	8	0,8889
1978	7,50	7	0,7778
1980	7,35	6	0,6667
1982	7,30	5	0,5556
1979	7,25	4	0,4444
1984	6,87	3	0,3333
1981	5,85	2	0,2222
1977	5,35	1	0,1111

tesis de trabajo S2), se consignan en la tabla 3.2.3.1.2.

Para condiciones normales de operación (S1) generalmente no se fijarán riesgos máximos admisibles, sino niveles de operatividad mínimos para cada instalación ligados más a regímenes medios que a regímenes extremos. Dichos niveles se utilizarán para definir las condiciones límite de operatividad o explotación de la instalación. El valor característico de la acción en esta hipótesis de trabajo se asimilará al que resulte de la aplicación de las condiciones y criterios de operatividad.

A falta de estudios específicos o premisas de proyecto, podrán utilizarse las condiciones límite de operatividad usuales, para cada acción e instalación portuaria, consignadas en las presentes Recomendaciones. Asimismo, se consignan los máximos riesgos admisibles para aquellas acciones, que determinadas sobre base estadística, necesitan fijar con criterios de riesgo las condiciones normales de operación (p. e. para la energía de atraque desarrollada por el buque en condiciones normales de operación: riesgo máximo admisible del 63%; es decir correspondiente a un periodo de retorno igual a la vida útil).

Evidentemente, únicamente se tendrá en cuenta la condición de normal operatividad si los valores característicos de las acciones en esa hipótesis tienen periodos de retorno inferiores a los adoptados para condiciones extremas.

Generalmente no se considerarán valores característicos diferenciados de cargas variables para la hipótesis de trabajo S3-Condiciones Excepcionales. En esta hipótesis la acción variable estará representada por otros valores representativos de la acción (valor frecuente o cuasi-permanente) según lo consignado en la Parte 4-Bases de Cálculo. Cuando se adopten específicamente valores característicos de cargas variables en condiciones excepcionales, dichas acciones tendrán la consideración de cargas accidentales.

Se considerarán, por tanto, cargas accidentales aquellas acciones variables cuyo riesgo o probabilidad de presentación durante la vida útil sea inferior a la adoptada para la determinación de las cargas variables en condiciones extremas.

Para Reparación (Hipótesis de trabajo S4) se adoptarán idénticos criterios de riesgo que los consignados para la Fase de Construcción.

— EN FASE DE CONSTRUCCIÓN (C)

Podrán adoptarse para Fase de Construcción idénticos riesgos admisibles máximos que los fijados para Fase de Servicio en condiciones extremas, considerando índices (Pérdidas/Inversiones) medios, y posibilidad reducida de pérdidas humanas.

	Riesgo máximo admisible para Fases de Construcción
Iniciación de averías	0,30
Destrucción total	0,15

Se aplicará riesgo de iniciación de averías o de destrucción total según los criterios consignados en la tabla 3.2.3.1.2. para Fase de Servicio.

A falta de datos específicos respecto a la duración de la Fase de Construcción o de las distintas subfases, podrá adoptarse como valor característico de las cargas variables en fase constructiva los correspondientes a un periodo medio de retorno 50 veces más pequeño que el admitido en proyecto para Fase de Servicio.

Para fases o subfases constructivas de corta duración podrán adoptarse justificadamente los valores característicos de las acciones variables que se consideren oportunos, ligados al control en obra de dichos valores o de sus efectos.

El nivel de riesgo adoptado para la determinación de valores característicos de cargas variables podrá reducirse con respecto a los máximos establecidos en función de estudios de optimización económica.

TABLA 3.2.3.1.2. RIESGOS MÁXIMOS ADMISIBLES PARA LA DETERMINACIÓN, A PARTIR DE DATOS ESTADÍSTICOS, DE VALORES CARACTERÍSTICOS DE CARGAS VARIABLES PARA FASE DE SERVICIO Y CONDICIONES EXTREMAS

a) RIESGO DE INICIACIÓN DE AVERÍAS

		POSIBILIDAD DE PÉRDIDAS HUMANAS	
		REDUCIDA	ESPERABLE
REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA. Índice $r = \frac{\text{Coste de pérdidas}}{\text{Inversión}}$	BAJA	0,50	0,30
	MEDIA	0,30	0,20
	ALTA	0,25	0,15

b) RIESGO DE DESTRUCCIÓN TOTAL

		POSIBILIDAD DE PÉRDIDAS HUMANAS	
		REDUCIDA	ESPERABLE
REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA. Índice $r = \frac{\text{Coste de pérdidas}}{\text{Inversión}}$	BAJA	0,20	0,15
	MEDIA	0,15	0,10
	ALTA	0,10	0,05

Se adoptará como riesgo máximo admisible el de iniciación de averías o el de destrucción total según las características de deformabilidad y de posibilidad o facilidad de reparación de la estructura resistente.

Para obras rígidas o de rotura frágil sin posibilidad de reparación se adoptará el riesgo de destrucción total.

Para obras flexibles, semirrígidas o de rotura en general reparable (daños menores que un nivel prefijado función del tipo estructural) se adoptará el riesgo de iniciación de averías.

En este tipo de obras podrá adoptarse también el riesgo de destrucción total, definiendo para cada tipo estructural el nivel de daños aceptado como de destrucción total. La acción resultante se considerará como accidental.

LEYENDA:

■ POSIBILIDAD DE PÉRDIDAS HUMANAS

— Reducida: Cuando no es esperable que se produzcan pérdidas humanas en caso de rotura o daños.

— Esperable: Cuando es previsible que se produzcan pérdidas humanas en caso de rotura o daños.

■ REPERCUSIÓN ECONÓMICA EN CASO DE INUTILIZACIÓN DE LA OBRA

$$\text{Índice } r = \frac{\text{Coste de pérdidas directas e indirectas}}{\text{Inversión}}$$

— BAJA: $r \leq 5$

— MEDIA: $5 < r \leq 20$

— ALTA: $r > 20$

Cuando el periodo de retorno asociado al riesgo máximo admisible durante la vida útil de la estructura exceda de 1.000 años no deberán aplicarse rígidamente los criterios anteriores, siendo necesarios estudios de optimización económica. En estos casos no podrán finalmente adoptarse como valores característicos aquéllos correspondientes a periodos de retorno inferiores a 1.000 años.

Para acciones de carácter vectorial deberán diferenciarse los regímenes extremales o de excedencia según cada una de las direcciones posibles, con objeto de considerar únicamente en el cálculo aquéllas que puedan afectar a la estructura resistente.

Cuando una acción se considere igualmente repartida en intensidad y frecuencia en todas las direcciones, o no se dispongan datos estadísticos diferenciados ni posibilidades de diferenciación por direcciones mediante su correlación con otros datos estadísticos o con modelos empíricos de previsión y cuantificación de la acción, se podrá admitir que la distribución de la acción en una dirección sea deducida de la distribución escalar, multiplicando el periodo medio de retorno correspondiente a cada valor por un coeficiente dependiente de las propiedades físicas de la acción (p. e. para viento dicho coeficiente suele tomarse igual a 2,50). Generalmente este método cubre la posible existencia de direcciones dominantes.

■ OTROS MODELOS DE DETERMINACIÓN

En ausencia de datos estadísticos fiables o suficientes (periodos mínimos de registros de datos de 1/20 del periodo de retorno de proyecto), los valores característicos maximales de las cargas variables podrán determinarse en base a métodos empíricos de validez reconocida, modelos desarrollados para la previsión y cuantificación de dichas acciones, o reemplazados por valores nominales coincidentes con los máximos valores permitidos establecidos en las condiciones de operación o explotación para cada una de las fases e hipótesis de trabajo establecidas en el proyecto. De igual forma, si una acción queda limitada por condiciones físicas locales (p. e. rotura por fondo del oleaje, características geotécnicas del suelo natural) o de diseño (p. e. rigidez de defensas, características de un relleno, fuerzas iniciales de pretensado), el valor característico de la acción coincidirá con el valor nominal de dicho límite.

Los valores característicos minimales de las cargas variables (Q_{kinf}) podrán tomarse generalmente como nulos o despreciables; excepto para cargas hidráulicas, cargas del terreno, y cargas de deformación, en que deberán diferenciarse obligatoriamente dos valores característicos: uno maximal y uno minimal.

- Las cargas hidráulicas (Q_{Hk}) estarán representadas normalmente por dos valores nominales, uno maximal y otro minimal, correspondientes a los niveles superior e inferior del agua, o de determinados lastres líquidos, en las distintas fases e hipótesis de trabajo. A falta de determinaciones más rigurosas, la presente Recomendación incluye los niveles característicos usuales de las aguas exteriores.
- Las cargas del terreno (Q_{Tk}) estarán representadas por valores nominales únicos, calculados a partir de los valores característicos de los parámetros geotécnicos del suelo. Se corresponderán usualmente con los valores maximales para los empujes activos, y con los minimales para los empujes pasivos. El valor minimal para empujes pasivos podrá tomarse nulo en aquellos casos en que no quede garantizada su movilización. A falta de otros datos podrán utilizarse, en las condiciones señaladas, los valores característicos usuales de los parámetros geotécnicos del suelo incluidos en estas Recomendaciones.
- Generalmente para la determinación de valores característicos de las cargas variables de uso o explotación (Q_{Vk}) no se dispondrá de una base estadística suficiente o fiable. Estas acciones estarán representadas por valores nominales coincidentes con los máximos valores permitidos establecidos en el proyecto, o determinados mediante métodos empíricos o modelos de simulación. Los valores minimales se considerarán nulos, salvo para aquellas cargas que deban obligatoriamente mantenerse dentro de unos límites. La presente Recomendación consigna, en los apartados correspondientes, los valores nominales mínimos admisibles para estas acciones o los métodos teóricos de determinación.
- Los valores característicos de las acciones medioambientales (Q_{Mk}) deberán ser preferentemente determinados a partir de datos estadísticos referentes a los parámetros que constituyen el origen físico de la acción. Únicamente en aquellos casos en que no se disponga de una base de datos suficiente y

fiable podrán adoptarse métodos empíricos o modelos desarrollados para la previsión o cuantificación de dichas acciones.

Sin perjuicio de otros, la presente y posteriores Recomendaciones (ROM 0.3. — Consideración de Variables Medioambientales/I: Oleaje, Corrientes, Mareas y demás variaciones del nivel de las aguas; y ROM 0.4. — Consideración de Variables Medioambientales/II: Condiciones Atmosféricas y Sísmicas) incluyen referencias a los métodos y modelos más usuales. Asimismo en aquellos casos en que se poseen datos estadísticos fiables suficientemente elaborados, se incluyen regímenes extremales o de excedencia, y mapas de parámetros origen de la acción correspondientes a periodos de retorno prefijados.

En general los valores característicos minimales de las cargas medioambientales serán considerados nulos.

- Las cargas producidas por deformaciones impuestas (Q_{Dk}) estarán representadas por dos valores nominales únicos: uno maximal y otro minimal, generalmente ligados a la evolución de la acción en el transcurso del tiempo.
Los valores característicos de las cargas de deformación podrán estimarse a partir de los valores medios de los parámetros de deformación de los materiales, y de los métodos de determinación previstos en la normativa vigente. Las cargas de deformación originadas por asientos diferenciales tendrán generalmente valores característicos minimales nulos.
- Los valores característicos de las cargas de construcción (Q_{Ck}) estarán generalmente representados para cada fase o subfase constructiva por un valor maximal único aplicado allí donde su efecto sea desfavorable. Los valores minimales se tomarán como nulos.
En cada caso se analizará la importancia y posibilidad de presentación de dichas acciones en función del proceso constructivo. En consecuencia el Proyectista, Cliente o Autoridad Competente fijará el valor nominal de las mismas.

3.2.3.2. OTROS VALORES REPRESENTATIVOS

Los otros valores representativos de las cargas variables se elegirán según los siguientes criterios:

- Valores de Combinación, $\psi_0 \cdot Q_k$:

A falta de otros datos podrán tomarse como valores de combinación de la acción Q_k los correspondientes a un periodo de retorno igual a 1/4 del fijado para la determinación del valor característico.

Cuando la acción no sea fijada mediante base estadística podrán adoptarse los siguientes factores ψ_0 :

ACCIÓN	ψ_0
Q_H - Cargas Hidráulicas	1,00*
Q_T - Cargas del Terreno	1,00
Q_V - Cargas Variables de Uso o Explotación	0,70
Q_M - Cargas Medioambientales	0,70
Q_D - Cargas de Deformación	1,00
Q_C - Cargas de Construcción	1,00

* Para la obtención de valores de combinación de Cargas Hidráulicas, los niveles máximos y mínimos respecto al nivel medio de las aguas exteriores en zonas con marea se tomarán igual a 0,85 los característicos. Serán equivalentes a los valores medios de las mareas vivas equinocciales.

- Valores Frecuentes, $\psi_1 \cdot Q_k$:

Estos valores no deberán ser estimados según su posibilidad de ocurrencia, sino según la frecuencia o duración de la ocurrencia.

A falta de otros datos podrán adoptarse los siguientes factores ψ_1 :

ACCIÓN	ψ_1
Q _H - Cargas Hidráulicas	1,00*
Q _T - Cargas del Terreno	1,00
Q _V - Cargas Variables de Uso o Explotación	0,60
Q _M - Cargas Medioambientales	0,30
Q _D - Cargas de Deformación	1,00
Q _C - Cargas de Construcción	1,00

* Para la obtención de valores frecuentes de Cargas Hidráulicas, los niveles máximos y mínimos respecto al nivel medio de las aguas exteriores en zonas con marea se tomarán igual a 0,80 los característicos. Serán equivalentes a los valores medios de las mareas vivas

— Valores Cuasi-Permanentes, ψ_2 -Q_k:

Estos valores son generalmente determinados como el valor medio de la acción en el curso del tiempo.

A falta de otros datos podrán adoptarse los siguientes factores ψ_2 :

ACCIÓN	ψ_2
Q _H - Cargas Hidráulicas	1,00*
Q _T - Cargas del Terreno	1,00
Q _V - Cargas Variables de Uso o Explotación	0,50
Q _M - Cargas Medioambientales	0,00
Q _D - Cargas de Deformación	1,00
Q _C - Cargas de Construcción	1,00

* Para la obtención de valores cuasi-permanentes de Cargas Hidráulicas, los niveles máximos y mínimos respecto al valor medio de las aguas exteriores en zonas con marea se tomarán igual a 0,60 los característicos. Serán equivalentes al valor medio de las mareas.

3.2.4. VALORES REPRESENTATIVOS DE LAS CARGAS ACCIDENTALES

Se considerarán cargas accidentales (A) aquellas acciones variables cuyo riesgo o probabilidad de presentación durante la vida útil sea inferior a la adoptada para la determinación de los valores característicos de las cargas variables en condiciones extremas; o aquellas que, independientemente de los criterios de valoración utilizados, presentan pequeñas duraciones de aplicación a lo largo de la vida útil de la estructura (p. e. sismo).

Los valores característicos de las cargas accidentales (A_k) podrán ser elegidos por Proyectistas, Clientes o Autoridad Competente como aquéllos por encima de los cuales se renuncia a asegurar la probabilidad de supervivencia de la estructura; sin perjuicio de aquellos valores mínimos fijados por estas Recomendaciones u otras Normas que sean de aplicación.

Cuando se disponga de datos estadísticos suficientes y fiables, a falta de otros criterios, se adoptará como valor característico de la carga accidental aquel valor extremal cuya probabilidad de excedencia en un año sea igual a 10⁻⁴ (Periodo medio de retorno T = 1.000 años), a menos que el periodo de retorno fijado para la determinación del valor característico de la carga variable equivalente en condiciones extremas sea mayor.

En ausencia de datos estadísticos la presente Recomendación fija valores usuales para estas acciones.

Los valores característicos minimales, así como el resto de los valores representativos de las cargas accidentales, serán considerados nulos.

3.3. EFECTOS DINÁMICOS

3.3.1. GENERAL

Las acciones que actúan sobre las Obras Marítimas tendrán la consideración de cargas dinámicas si su aplicación induce aceleraciones significativas en la totalidad de la estructura resistente o en elementos estructurales diferenciados.

El carácter dinámico de una acción y de sus efectos dependerá de la magnitud de la carga, de su variación en el tiempo, y fundamentalmente de la respuesta de la estructura resistente, o movimiento de la misma, al ser solicitada por dicha acción.

Se distinguen dos tipos de cargas dinámicas:

- Cargas Frecuenciales: Son acciones que actúan sobre la estructura de forma cíclica según intervalos regulares de tiempo, o de forma irregular como combinación de cargas cíclicas de características diferentes (p. e. Cargas debidas al oleaje).
- Cargas de Impacto: Son acciones que actúan sobre la estructura produciendo en ésta una respuesta que alcanza un valor máximo en el momento inicial; reduciéndose con posterioridad cíclicamente hasta la posición de reposo (p. e. Cargas de atraque).

La respuesta de la estructura será función de su frecuencia natural de oscilación en cada dirección y género (flexión o torsión) y de sus características de amortiguamiento, en relación al tipo, dirección y frecuencia de la carga actuante.

A estos efectos se considerarán dos categorías de estructuras o elementos estructurales:

- Estructuras Rígidas: De alta capacidad de amortiguamiento y con frecuencias naturales de oscilación (f_n), correspondientes al modo fundamental en la dirección de actuación de la acción, altas en relación a las de las cargas actuantes (f_c) (p. e. Dique de abrigo vertical).

$$f_n > 3f_c \text{ o}$$

$$f_n > 4f_c \text{ si la capacidad de amortiguamiento de la estructura es baja.}$$

- Estructuras Flexibles: De baja capacidad de amortiguamiento y con frecuencias de oscilación correspondientes al modo fundamental bajas (p. e. Duque de Alba tubular simple).

$$f_n < 3f_c$$

3.3.2. CARGAS FRECUENCIALES

Las principales cargas frecuenciales que solicitan a las obras marítimas son:

- Acciones debidas al oleaje.
- Fuerzas de amarre inducidas por la acción del oleaje o las ondas largas sobre los buques.
- Vórtices generados por corrientes marinas, oleaje o viento.
- Vibraciones debidas al tráfico rodado, y a maquinaria e instalaciones fijas.
- Fuerzas de viento.
- Sismo.

En general no se considerarán efectos dinámicos producidos por cargas frecuenciales sobre estructuras rígidas.

Sobre estructuras flexibles podrán esperarse efectos dinámicos si las frecuencias naturales de oscilación, correspondientes al modo fundamental en la dirección de actuación de la acción, están incluidas en el intervalo de variación:

$$f_c/2 < f_n < 3f_c$$

La comparación de frecuencias deberá realizarse para la totalidad de la estructura y para cada uno de sus elementos en cada una de las fases significativas de proyecto.

La frecuencia natural de oscilación de una estructura se determinará por cualquiera de los procedimientos siguientes:

- Ensayos sobre construcciones de características iguales o semejantes a la proyectada.
- Ensayos sobre modelos físicos o matemáticos.
- Métodos teóricos de la mecánica y la elasticidad.
- Fórmulas aproximadas o empíricas como Rayleigh, Vianello-Stodola, Dunkerley, ...

Para la aplicación de dichos procedimientos se computará como masa de la estructura:

- La masa propia de la estructura conjuntamente con la de las adherencias marinas que puedan presentarse.
- La masa de agua contenida en el interior de la estructura.
- La masa de agua movilizada por la estructura y sus adherencias.

Para la mayor parte de estructuras marítimas la consideración de efectos dinámicos debidos a cargas frecuenciales podrá simplificarse admitiendo que la respuesta de la estructura ante su actuación es susceptible de ser tratada en términos de análisis estático, por medio de la equiparación de dichas cargas a un sistema estático de cargas equivalente.

Generalmente el sistema estático equivalente adoptado consistirá en la aplicación del valor máximo de la carga dinámica (máxima amplitud en carga cíclica regular; y máxima amplitud de la carga cíclica equivalente o valor correspondiente al periodo de pico del espectro en acciones frecuenciales irregulares) multiplicado por un coeficiente de mayoración ψ_d .

A falta de otras disposiciones o procedimientos más rigurosos, las presentes Recomendaciones aconsejan sistemas estáticos equivalentes aplicables para cada carga en aquellos casos en que la respuesta de la estructura admita tal simplificación. Asimismo las presentes Recomendaciones incluyen, en los apartados correspondientes al valor característico de cada acción frecuencial, las frecuencias usuales de las mismas, con objeto de facilitar la apreciación, o no, de efectos dinámicos en cada tipo estructural.

Para aquellos casos en que la respuesta dinámica de la estructura se prevea apreciable, o cuando se trate de estructuras complejas, el comportamiento real de las mismas puede diferir notablemente del previsto para la actuación del sistema estático equivalente. En esos casos deberán utilizarse métodos específicos de análisis dinámico o estudios en modelo, introduciendo las cargas frecuenciales a partir de sus definiciones espectrales (distribución energética de la acción según las distintas frecuencias) (Ver ROM 0.3.—Variables Medioambientales/I. —Oleaje, Corrientes, Mareas y demás variaciones del nivel de las aguas). Asimismo la respuesta dinámica de la estructura podrá tenerse en cuenta a partir de mediciones sobre prototipo.

Generalmente serán de prever respuestas dinámicas apreciables producidas por acciones frecuenciales en estructuras esbeltas (relación [altura/anchura] > 5 en la cara perpendicular a la dirección de actuación de la carga), ubicadas en mar abierto o en condiciones medioambientales expuestas, situadas en el mar con más de 30 metros de profundidad, o situadas en tierra con alturas superiores a 50 m; y estructuras flotantes en condiciones medioambientales expuestas.

3.3.3. CARGAS DE IMPACTO

Las principales cargas de impacto que solicitan a las obras marítimas son:

- Cargas de atraque.
- Circulación, arranque y frenado de equipos de manipulación de mercancías, tráfico rodado, y tráfico ferroviario.
- Aceleraciones y deceleraciones sobre el movimiento de elevación en equipos de manipulación de mercancías (grúas).
- Presiones producidas por olas en rotura o rotas.
- Fuerzas verticales de impacto debidas a la acción del oleaje sobre elementos horizontales próximos al nivel medio del agua, producidas por la inmersión repentina del elemento. (Wave-Slam).
- Fuerzas inducidas por la liberación o rotura de amarras en carga.

En general se considerarán efectos dinámicos debidos a cargas de impacto tanto en estructuras rígidas como en estructuras flexibles.

Para la mayor parte de estructuras marítimas la consideración de efectos dinámicos debidos a cargas de impacto podrá simplificarse admitiendo que la respuesta de la estructura ante su actuación es susceptible de ser tratada en términos de análisis estático por medio de la equiparación de dichas cargas a un sistema estático de cargas equivalente.

Generalmente las cargas estáticas equivalentes podrán obtenerse mediante la idealización de la estructura a un sistema de un grado de libertad (aproximación a un oscilador simple), y el planteamiento de una ecuación de conservación energética entre el elemento causante, antes del impacto, y la estructura en el momento de máxima deformación (deformación dinámica de pico).

Si existen otros sistemas de absorción de energía incorporados a la estructura resistente (p. e. las defensas en estructuras de atraque) deberán, asimismo, incluirse en el cálculo, suponiendo que la energía cedida es absorbida conjuntamente por la estructura resistente y el sistema de defensa. Para el cálculo se admitirá que la máxima deformación del sistema de defensa tiene lugar al mismo tiempo que la máxima deformación de la estructura resistente.

Raramente será necesario recurrir a otros estudios más elaborados para tener en cuenta los efectos dinámicos producidos por cargas de impacto. Se considera que las estimaciones usuales de cálculo de la energía del impacto cubren los errores debidos a la idealización de la estructura.

Dichas simplificaciones se considerarán suficientes para estructuras en las que el impacto coincida prácticamente con su centro de gravedad, o para estructuras lineales en las que el punto de impacto está suficientemente alejado de los extremos. Para otro tipo de estructuras deberá adoptarse otros métodos específicos de análisis dinámico (estudios en modelo, idealización a un amortiguador múltiple, etc...).

Es evidente que cuanto más rígida sea la estructura más sensible será a las cargas de impacto, y por tanto más severa la carga estática equivalente, como consecuencia de las menores deformaciones de las estructuras rígidas a igualdad de carga actuante.

A falta de otras disposiciones o procedimientos más rigurosos, las presentes Recomendaciones aconsejan sistemas estáticos equivalentes aplicables para cada carga, y criterios para la formulación de la ecuación de conservación energética (p. e. Cargas de atraque). En aquellos casos en que el planteamiento de dicha ecuación no sea posible debido a dificultades de cuantificación de la energía absorbida por la estructura en el momento de máxima deformación, y en ausencia de estudios en modelo o medidas sobre prototipo, las presentes Recomendaciones incluyen métodos teórico-empíricos de determinación: Cargas teóricas de impacto, cargas adicionales, factores de amplificación,... (p. e. frenada, arranque y circulación de grúas, tráfico rodado y ferroviario).

3.4. VALORES CARACTERÍSTICOS DE LAS ACCIONES

3.4.1. CARGAS PERMANENTES (G_k)

3.4.1.1. PESO PROPIO (G_{1k})

▪ DEFINICIÓN

Se define como Peso Propio a la carga producida por los pesos correspondientes a los distintos elementos resistentes o estructurales.

▪ DETERMINACIÓN

Los valores característicos de la acción se deducirán de las dimensiones reales (sección transversal neta) y pesos específicos unitarios o aparentes (γ) correspondientes a los distintos elementos y materiales en las condiciones más desfavorables para la seguridad de la estructura.

A los efectos de la determinación del peso propio se distinguirán dos tipos de elementos o materiales:

- Elementos simples: Se utilizarán pesos específicos unitarios.
- Elementos compuestos: Se utilizarán pesos específicos aparentes.

Tendrá la consideración de elemento compuesto aquél en el que el parámetro porosidad (n) es relevante para la definición de su peso específico en todas las condiciones (p. e. terrenos naturales, rellenos, escolleras,...).

Cuando partes de la estructura estén completamente, parcial o intermitentemente sumergidas será preferible considerar las cargas hidráulicas (subpresiones) como un sistema de cargas aplicado independientemente del Peso Propio; excepto para los elementos compuestos en que se utilizarán los pesos específicos sumergidos (γ') en la determinación del peso propio, siempre y cuando no existan gradientes hidráulicos significativos, y por tanto no se considere en el cálculo la existencia de redes de filtración o procesos de consolidación.

Las relaciones entre los distintos pesos específicos aparentes, la porosidad y el índice de huecos se consignan en la tabla 3.4.1.1.1.

A falta de otros datos y salvo conocimiento específico de los materiales que se vayan a utilizar en la obra, se tomarán como valores de los pesos específicos unitarios y aparentes más usuales los obtenidos a partir de la tabla 3.4.1.1.2. En este caso el valor característico minimal de la acción se tomará:

$$G_{1\text{kinf}} = 0,9 \cdot G_{1k}$$

Para los rellenos, los valores de los pesos específicos de proyecto podrán obtenerse asimismo de la tabla citada, teniendo en cuenta su dependencia, especialmente para los granulares y los no convencionales, de su forma de deposición, posterior grado de compactación, y posibilidad de degradación de los materiales en el tiempo:

- Para rellenos granulares o no convencionales vertidos a través del agua se tomarán los pesos específicos correspondientes al estado suelto o poco compacto.
- Para rellenos hidráulicos con inclusión de drenaje por encima del nivel freático, o para rellenos realizados mediante vertido directo y compactado posterior por encima del nivel freático, podrán adoptarse los valores correspondientes al estado denso o compacto. Para rellenos hidráulicos, y como acción accidental, deberá considerarse la parte situada por encima del nivel freático como un fluido con alta concentración de partículas sólidas, mientras transcurre el tiempo necesario para que se lleve a cabo la disipación de las presiones intersticiales.
En este caso, podrá tomarse $\gamma = 1,2 \text{ t/m}^3$.
- Para pedraplenes y escolleras vertidas a través del agua se adoptarán los pesos específicos correspondientes al estado suelto.
- Cuando el proyecto prevea la consolidación del relleno o procedimientos de compactación o mejora del mismo, por encima o por debajo del nivel freático, el peso específico de cálculo estará de acorde con los mismos.
A falta de datos más precisos, podrán considerarse aumentos del 7% en los pesos específicos dados en la tabla para estado compacto cuando se prevea en proyecto la mejora de suelos naturales y rellenos granulares o no convencionales por vibración.
- En pedraplenes y escolleras fuertemente compactados se tendrá en cuenta la posibilidad de degradación de éstos en el tiempo, con la consiguiente modificación de sus pesos específicos.

El peso propio de un elemento resistente cuyas dimensiones van a determinarse en el cálculo se estimará inicialmente, pudiendo utilizar para ello dimensionamientos previos, tablas, fórmulas empíricas o datos de estructuras construidas de características semejantes. Si las solicitaciones finales del cálculo conducen a unas dimensiones de los elementos resistentes, cuyos pesos no difieren de los obtenidos en el dimensionamiento previo en más de un 3% podrá prescindirse de un nuevo cálculo, excepto en aquellos casos en que el peso propio sea determinante para el elemento o estructura que se analiza.

Cuando el peso propio sea determinante para el elemento o estructura, deberán incluirse en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares del Proyecto las cláusulas correspondientes que impongan la obligatoriedad de que los referidos pesos sean alcanzados o no se superen durante la ejecución de la obra, así como los distintos métodos de control en obra de dichos valores.

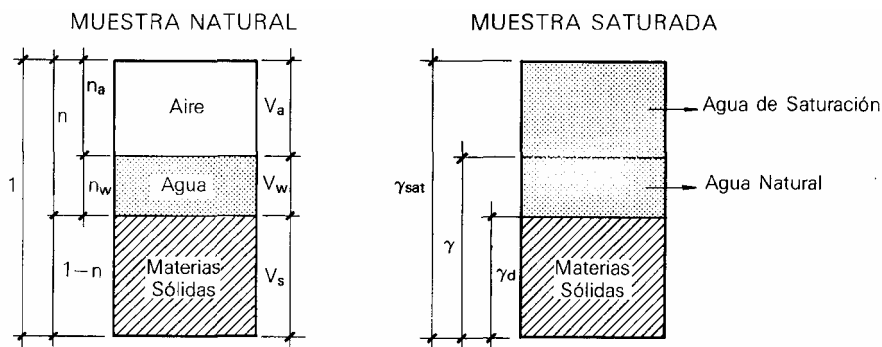
TABLA 3.4.1.1.1. RELACIONES ENTRE LOS DISTINTOS PESOS ESPECÍFICOS, LA POROSIDAD Y EL INDICE DE HUECOS

■ Porosidad:	$n = n_a + n_w$
■ Índice de huecos:	$e = \frac{n}{1 - n}$
■ Peso específico aparente:	$\gamma = (1 - n) \cdot \gamma_s + n_w \cdot \gamma_w$
■ Peso específico seco:	$\gamma_d = (1 - n) \cdot \gamma_s$
■ Peso específico saturado:	$\gamma_{sat} = (1 - n) \cdot \gamma_s + n_w \cdot \gamma_w$
■ Peso específico sumergido:	$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$
■ Humedad:	$w = \frac{n_w \cdot \gamma_w}{(1 - n) \cdot \gamma_s}$

LEYENDA:

γ_s : Peso específico del material que constituye las partículas sólidas.

γ_w : Peso específico del agua.



3.4.1.2. CARGAS MUERTAS (G_{2k})

■ DEFINICIÓN

Se define como Carga Muerta a la carga producida por el peso de todos los elementos no resistentes en el sentido estructural, soportados o incluidos en la estructura resistente de forma permanente tales como: elementos constructivos, pavimentos, equipamiento, instalaciones fijas, lastres, rellenos y adherencias marinas (algas, moluscos, crustáceos).

■ DETERMINACIÓN

Los valores característicos de la acción se deducirán de las dimensiones reales y de los pesos específicos unitarios o aparentes (γ) correspondientes a los distintos elementos y materiales, así como de los pesos correspondientes al equipamiento e instalaciones fijas.

Para la determinación de las Cargas Muertas se tendrán en cuenta todos los criterios consignados en el apartado 3.4.1.1. referidos al Peso Propio.

TABLA 3.4.1.1.2. PESOS ESPECÍFICOS UNITARIOS O APARENTES, Y POROSIDADES USUALES DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS Y ESTRUCTURALES				
A-ELEMENTOS BÁSICOS		$\gamma^{(*)}$ (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	n (%)
A1-AGUA	-Dulce	1,00	—	—
	-Marina	1,03	—	—
A2-LIGANTES BITUMINOSOS (a 25 °C)	-Alquitrán	1,30	—	—
	-Betunes y Emulsiones	1,10	—	—
A3-MADERAS	-Seca Blanda	0,60	—	—
	-Seca Dura	0,90	—	—
	-Mojada	1,10	—	—
A4-MATERIALES CERÁMICOS Y AFINES	-Baldosa			
	-De cemento	2,10	—	—
	-De gres	1,70	—	—
	-De cerámica	1,80	—	—
	-Fibrocemento	2,00	—	—
	-Ladrillo			
	-Cerámico hueco	1,10	—	—
	-Cerámico perforado	1,40	—	—
	-Cerámico macizo	1,80	—	—
	-Silicocalcáreo macizo	1,90	—	—
A5-METALES	-Acero	7,85	—	—
	-Aluminio	2,70	—	—
	-Bronce	8,50	—	—
	-Cobre	8,90	—	—
	-Estaño	7,40	—	—
	-Fundición	7,30	—	—
	-Latón	8,50	—	—
	-Plomo	11,40	—	—
	-Zinc	7,20	—	—
A6-ROCAS	-Arenisca	2,60	—	—
	-Basalto	2,80	—	—
	-Caliza	2,80	—	—
	-Creta o caliza porosa	2,00	—	—
	-Diorita	2,80	—	—
	-Gneis	3,00	—	—
	-Granito	2,80	—	—
	-Lapillis (picón)	2,50	—	—
	-Marga	2,30	—	—
	-Mármol	2,80	—	—
	-Pizarra	2,40	—	—
B-FÁBRICAS		$\gamma^{(*)}$ (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	n (%)
B1-DE BLOQUES (Según tipo de bloque)		1,3/1,6	—	—
B2-DE LADRILLO (Según tipo de ladrillo)		1,2/2,0	—	—

TABLA 3.4.1.1.2. (Continuación).				
B3-DE GAVIONES		2,00	2,30	30
B4-HORMIGONES				
	-Normal			
	-En masa	2,30	—	—
	-Armado y pretensado	2,50	—	—
	-Con fibras	2,40	—	—
	-Ligeros	1,80	—	—
	-Epoxi	2,30	—	—
	-Ciclópeo	2,00	—	—
	-Pesados	3,00	—	—
B5-MAMPOSTERÍAS CON MORTERO				
	(Careadas, concertadas, descafiladas)			
	(Según peso específico de la roca)	2,4/2,7	—	—
B6-MAMPOSTERÍAS EN SECO				
	(Según peso específico de la roca)	2,5/2,8	—	—
B7-SILLERÍAS				
	(Según peso específico de la roca)	2,6/3,0	—	—
C-PAVIMENTOS		γ (*) (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	n (%)
C1-CAPAS GRANULARES		2,30	—	20
C2-SUELOS ESTABILIZADOS		2,10	—	—
C3-MEZCLAS BITUMINOSAS		2,50	—	—
C4-PAVIMENTOS DE HORMIGÓN		2,40	—	—
C5-ADOQUINES DE PIEDRA LABRADA		2,60	—	—
C6-ADOQUINES DE HORMIGÓN		2,20	—	—
D-TERRENOS NATURALES		γ (*) (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	n (%)
D1-SUELOS GRANULARES				
	-Grava			
	-Compacta	1,80	2,10	30
	-Poco compacta	1,60	2,00	40
	-Grava arenosa			
	-Compacta	2,10	2,20	20
	-Poco compacta	1,80	2,00	30
	-Arena			
	-Compacta	1,90	2,20	35
	-Poco compacta	1,60	2,00	35
D2-SUELOS COHESIVOS				
	-Limo y arcilla arenolimoso			
	-Media	2,10	2,10	—
	-Blanda	1,90	1,90	—
	-Arcilla			
	-Consistente (sobreconsolidada)	2,10	2,10	40
	-Blanda (normalmente consolidada)	1,80	1,80	55

TABLA 3.4. 1.1. 2. (Continuación).			
	-Sedimento Orgánico		
	-Muy arcilloso	1,60	1,60
	-Poco arcilloso	1,40	1,40
	-Turba	1,30	1,30
	-Fango	1,50	1,50
E-RELLENOS		γ (*) (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)
			n (%)
E1-ESCOLLERAS Y PEDRAPLENES			
	-De granulometría abierta		
	-Escolleras naturales (según peso específico de las rocas)	1,9/1,4	2,3/1,8
	-Bloques paralelepípedicos	1,2/1,3	1,7/1,8
	-Tetrápodos	1,1/1,2	1,7
	-Dolos	1,0/1,1	1,6/1,7
	-Acrópodos	1,1/1,2	1,7
	-Pedraplenes	1,6/1,8	2,0/2,2
	-Balasto	1,60	2,00
	-De granulometría cerrada (todo uno de cantera, detritus de cantera y suelos seleccionados)		
	-Compacto	2,00	2,20
	-Poco compacto	1,70	2,00
E2-RELLENOS GRANULARES Y COHESIVOS			
	-Gravas		
	-Compactas	1,90	2,20
	-Poco compactas	1,70	2,10
	-Arenas		
	-Compactas	2,00	2,30
	-Poco compactas	1,80	2,20
	-Limos	2,00	2,00
	-Terraplenes	1,70	2,10
E3-RELLENOS ANTRÓPICOS			
	-Escombros urbanos y basuras de demolición compactados	1,30	1,50
E4-RELLENOS NO CONVENCIONALES			
	-Escorias de alto horno		
	-Granulares		
	-Compactas	1,30	1,60
	-Poco compactas	1,10	1,50
	-Troceadas		
	-Compactas	1,80	2,10
	-Poco compactas	1,50	1,90
	-Lapillis		
	-Compactos	1,80	2,10
	-Poco compactos	1,45	1,80
	-Cenizas volantes		
	-Compactas	1,30	1,70
	-Poco compactas	0,90	1,50
F-OTROS		γ (*) (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)
			n (%)
F1-ADHERENCIAS MARINAS			
		1,00	—

TABLA 3.4.1.1.2. (Continuación)

NOTA:

(*) PESO ESPECÍFICO UNITARIO O APARENTE EMERGIDO

Para materiales compuestos puede variar considerablemente según las condiciones locales, y en particular según el contenido de agua.

Asimismo, a falta de otros datos y salvo conocimiento específico de los materiales que se vayan a utilizar o incluir en el proyecto, se tomarán como valores de los pesos específicos más usuales los obtenidos a partir de la tabla 3.4.1.1.2. Será preferible que los pesos del equipamiento y de las instalaciones fijas sea obtenido directamente de fabricantes y proveedores, o mediante pesadas directas de los elementos correspondientes.

Dada su poca significancia en relación con otras imprecisiones de cálculo, la carga muerta debida a adherencias marinas únicamente se tendrá en cuenta en aquellos casos en que el aumento de peso originado por ellas pueda ser relevante para la estructura (p. e. en estructuras ligeras como bateas, embarcaderos flotantes, boyas...).

Sin embargo deberá considerarse la actuación de adherencias marinas en cuanto causantes de importantes sobrepesores y modificaciones en la rugosidad superficial, los cuales serán necesariamente tenidos en cuenta en la valoración de algunas cargas variables (p. e. fuerzas de arrastre e inercia causadas por la actuación del oleaje sobre pilotes).

No se considerarán adherencias marinas en fase de construcción, excepto si la duración asignada en proyecto a dicha fase supera los tres (3) años.

En ausencia de más información local y ambiental la cuantificación de adherencias marinas en las aguas costeras españolas podrá realizarse según la tabla 3.4.1.2.1.

Con objeto de tener en cuenta las modificaciones que razonablemente pueden producirse en la obra durante su vida útil, se distinguirán dos valores nominales de la acción: Carga Muerta Maximal y Carga Muerta Minimal.

Dado que en general los equipos e instalaciones fijos son susceptibles de retirada o cambio de ubicación, el valor característico minimal de la carga ($G_{2\text{kinf}}$) será tomado usualmente como cero. En otros casos el valor minimal estará ligado a niveles o dimensiones mínimas (p. e. niveles mínimos en lastres o rellenos).

Dichos valores serán aplicables en aquellos casos en que el efecto de su actuación sea favorable.

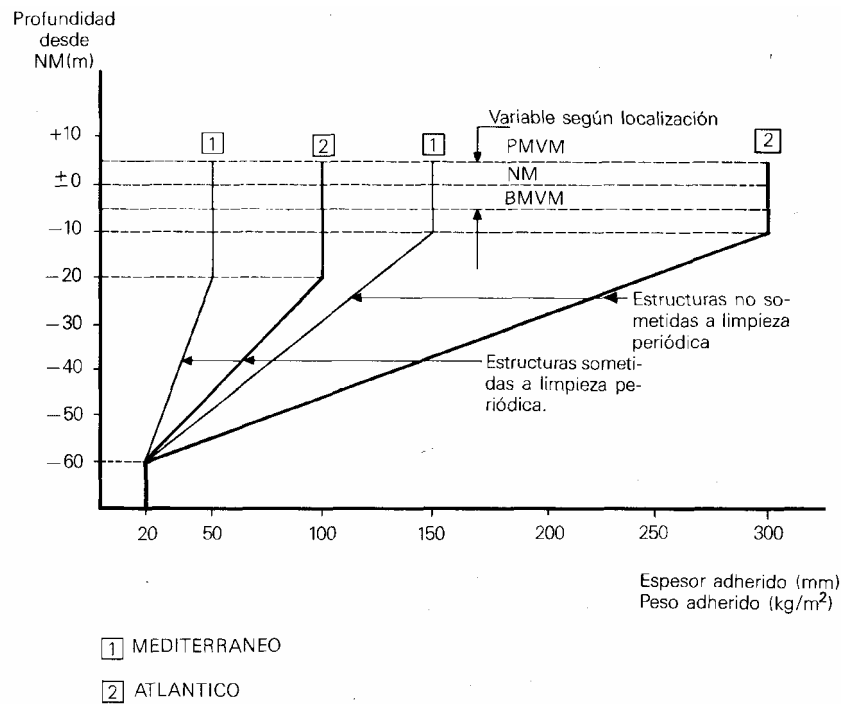
■ EFECTOS DINÁMICOS

Para la consideración, o no, de efectos dinámicos producidos por vibraciones, rotaciones o impactos procedentes de maquinaria o equipamiento fijo según los criterios establecidos en el apartado 3.3. Efectos Dinámicos, el proyectista averiguará de fabricantes y proveedores las frecuencias y niveles energéticos (espectro) de los equipos e instalaciones fijas a incluir en obra. Generalmente no es probable que presenten frecuencias próximas a las frecuencias naturales de oscilación de las estructuras, y por tanto no son de esperar efectos dinámicos.

Las frecuencias de vibración de maquinaria y equipamiento fijo suelen estar en la banda de 25 Hz a 50 Hz.

TABLA 3.4.1.2.1.

CUANTIFICACIÓN DE ADHERENCIAS MARINAS EN LAS AGUAS COSTERAS ESPAÑOLAS



NM: Nivel medio del mar.

PMVM: Pleamar media de las vivas equinociales (0,83 PMVE).

BMVM: Bajamar media de las vivas equinociales (0,83 BMVE).

NOTA:

Para las adherencias que se desarrollen en agua dulce se supondrán pesos y espesores adheridos 1/3 de los indicados para el Mediterráneo, hasta 2 m por encima del Nivel Medio de Estiaje.

3.4.2. CARGAS VARIABLES (Q_k)

3.4.2.1. CARGAS HIDRÁULICAS (Q_{HK})

▪ **DEFINICIÓN**

Se definen como Cargas Hidráulicas a las cargas producidas por el agua y demás líquidos, actuando preponderantemente como aguas exteriores libres, capa freática en rellenos y terrenos naturales, y lastres; y cuyos niveles de actuación se mantengan en reposo o sensiblemente invariables en relación con el tiempo de respuesta de la estructura resistente (p. e. mareas y demás variaciones del nivel del mar, régimen hidráulico de las corrientes fluviales; y variaciones artificiales de los niveles de agua).

Podrán diferenciarse en: presiones hidrostáticas y presiones hidrodinámicas asociadas a gradientes hidráulicos (p. e. en redes de filtración, procesos de consolidación,...).

No se considerarán como cargas hidráulicas las acciones debidas al oleaje o a las corrientes, tanto en lo que se refiere a variaciones de los niveles de agua como a los aspectos dinámicos del agua en movimiento. Dichas acciones se incluirán en Cargas Variables Medioambientales.

■ DETERMINACIÓN

La carga hidráulica actuando directamente sobre un elemento superficial de una construcción será una presión en la dirección normal a la superficie que se considere (u), de valor:

$$u = \gamma_w \cdot Z$$

siendo:

γ_w = Peso específico del agua u otro líquido.

Cuando se prevean efectos desfavorables para la seguridad de la estructura ocasionados por variaciones en el peso específico usual del agua (diferencias de salinidad y temperatura, alto contenido de sólidos en suspensión), el proyectista deberá investigar las causas que lo producen y tomarlas en consideración para la determinación de cargas hidráulicas.

A falta de mayor información, en zonas marítimas y fluviales afectadas por mareas y temporales, podrá adoptarse el peso específico de agua marina consignado en la tabla 3.4.1.1.2. — Para otros líquidos podrán utilizarse los pesos específicos consignados en la tabla 3.4.2.3.1.1.

Z = Altura del nivel piezométrico en el punto de determinación.

Salvo en los casos en que se considere significativa la existencia de red de filtración o procesos de consolidación, el nivel piezométrico coincidirá con el nivel de las aguas exteriores o la línea de saturación.

La carga total hidráulica sobre una construcción será la resultante de las cargas locales sobre la totalidad de la superficie de la misma.

Generalmente conducirá a la determinación de empujes horizontales y fuerzas ascensionales (subpresiones), como resultado de las diferencias de niveles en los diferentes paramentos de la estructura.

A los efectos de determinación de cargas hidráulicas sobre superficies curvas, quebradas, o irregulares se admitirá la simplificación de las mismas a superficies regulares de inclinación media.

Como se señala en el apartado 3.4.1.1. — Peso Propio, es aconsejable considerar las cargas hidráulicas como acciones exteriores diferenciadas del peso propio y de las cargas muertas. Las determinaciones basadas en la reducción del peso específico de elementos sumergidos sólo son recomendables en el caso de materiales compuestos (p. e. rellenos o terrenos naturales), siempre y cuando no existan gradientes de presión significativos.

Los niveles adoptados para la obtención de valores característicos de cargas hidráulicas vendrán determinados por las oscilaciones de las aguas libres en magnitud y frecuencia; la existencia de aportaciones subterráneas a través del terreno; la tipología estructural de la obra; la permeabilidad de cimientos, terrenos naturales, rellenos y obra; y, el tipo y capacidad de sistemas de drenaje y de otras formas de variación artificial de niveles previstos en el proyecto, así como de las tolerancias admitidas para estos casos en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

El Proyectista deberá fijar los niveles de proyecto siempre que sea posible sobre base estadística, o experimentalmente sobre todo cuando existan importantes flujos de corrientes subterráneas terrestres, suelos estratificados, presión artesiana, o exposición continuada a la acción del oleaje.

– NIVEL DE LAS AGUAS LIBRES EXTERIORES

Se adoptarán como niveles máximos y mínimos de las aguas libres exteriores los correspondientes al valor extremal asociado al máximo riesgo admisible para cada fase de proyecto e hipótesis de trabajo.

Los niveles máximos y mínimos de las aguas libres exteriores en las zonas costeras son debidos fundamentalmente a la combinación de mareas astronómicas, mareas meteorológicas (storm-surge), ondas largas (seiches), resacas costeras (wave-setup), y régi-

men hidráulico de las corrientes fluviales en rías, estuarios, desembocaduras y puertos fluviales.

A falta de datos estadísticos suficientes o fiables, y dada la inusual simultaneidad de todos los efectos causantes de variaciones en el nivel de las aguas exteriores, podrán adoptarse como niveles característicos los consignados en la tabla 3.4.2.1.1. Estos niveles responden a la actuación conjunta de mareas astronómicas y meteorológicas en mares con marea astronómica; marea meteorológica en mares sin marea astronómica apreciable; marea astronómica y régimen hidráulico de las corrientes fluviales en zonas con marea astronómica sometidas a corrientes fluviales; y únicamente régimen hidráulico de corrientes fluviales en zonas fluviales no afectadas por mareas o temporales. En la hipótesis de trabajo: condiciones normales de operación, el Proyectista, el Cliente o la Autoridad Competente fijarán los niveles característicos en función de los criterios de explotación establecidos. A falta de límites de operatividad definidos se tomarán los consignados en la tabla 3.4.2.1.1. (p. e. para la definición de cargas de amarre en esa hipótesis).

En recintos confinados naturales (bahías) o artificiales (dársenas) se tendrá especial cuidado en comprobar la posibilidad de fenómenos de resonancia debido a la penetración de ondas largas. En esos casos podrán presentarse alteraciones de niveles de hasta 3,00 metros sobre las previstas.

– NIVEL DE LA LÍNEA DE SATURACIÓN EN RELLENOS Y TERRENOS NATURALES

En general en mares con marea astronómica, el nivel de la línea de saturación en rellenos y terrenos naturales se mantiene constante en el Nivel Medio del Mar (NM)+0,3 m a partir de una distancia de aproximadamente 20 m desde la línea de costa.

Para mares sin marea astronómica significativa dicho nivel coincidirá con el nivel medio del mar.

Para corrientes fluviales afectadas o no por mareas, o zonas con marea sometidas a corrientes fluviales, la línea de saturación coincidirá con sus niveles medios en estiaje o en avenida en función del periodo estacional.

Dichos niveles pueden estar sometidos a modificaciones importantes al alza cuando se presenten:

- Corrientes subterráneas terrestres de aportación interna o provenientes de pluviometría directa, cuyo desagüe esté dificultado o impedido por estructuras costeras extensas.
- Presiones artesianas.
- Estratos de baja permeabilidad en el trasdós de estructuras de contención o en el suelo de cimentación.
- Rellenos realizados por métodos hidráulicos.
- Acciones continuadas del oleaje sobre la estructura resistente, el relleno o el terreno natural.

Asimismo el establecimiento de sistemas artificiales de aportación o drenaje podrá modificar los niveles originales previstos.

Para la determinación de cargas hidráulicas como resultado de diferencias de nivel de agua entre los distintos paramentos de estructuras de contención, a falta de estudios más precisos y como simplificación, podrán adoptarse niveles de saturación horizontales en rellenos y terrenos naturales ubicados en el trasdós de dichas estructuras. Dichos niveles, en los casos más usuales se consignan en la tabla 3.4.2.1.2. en función de las oscilaciones de las aguas libres en magnitud y frecuencia, y de la permeabilidad de cimientos, rellenos y obra; no considerándose la actuación de flujos subterráneos, ni la acción del oleaje, ni demás formas naturales o artificiales de modificación de niveles. Para los casos no previstos en la tabla se exigirá la determinación de niveles sobre base estadística o experimental. En caso extremo, cuando dicha información no sea disponible, suficiente o fiable, podrá admitirse que el nivel en el relleno coincide con el máximo nivel característico de las aguas libres exteriores.

Cuando el relleno se realice por métodos hidráulicos, en previsión de posibles excedencias en la capacidad de drenaje durante el vertido, se tomará para fase de construcción un nivel de saturación coincidente con el menor a partir del cual el agua puede fluir libremente.

TABLA 3.4.2.1.1. NIVELES CARACTERÍSTICOS DE LAS AGUAS LIBRES EXTERIORES EN LAS ZONAS COSTERAS ESPAÑOLAS

		Mar con marea astronómica	Mar sin marea astronómica significativa	Zonas con marea astronómica sometidas a corrientes fluviales	Corriente fluvial no afectada por mareas
En condiciones normales de operación	Nivel máximo	PMVE	NM + 0,3 m	PMVE y NMI	MNI
	Nivel mínimo	BMVE	NM – 0,3 m	BMVE y NME	NME
En condiciones extremas	Nivel máximo	PMVE + 0,5 m	NM + 0,8 m	PMVE y NMaxA	NMaxA
	Nivel mínimo	BMVE – 0,5 m	NM – 0,8 m	BMVE y NMinE	NMinE

LEYENDA:

PMVE: Pleamar máxima viva equinoccial.

BMVE: Bajamar mínima viva equinoccial.

NM: Nivel Medio del Nivel del Mar referido al cero hidrográfico de las cartas.

$$NM = \frac{PMVE + BMVE}{2}$$

CARRERA DE MAREA (Astronómica): $h = PMVE - BMVE$

MNI: Media de los niveles máximos anuales en corrientes fluviales.

NME: Nivel Medio de Estiaje en corrientes fluviales.

NMaxA: Nivel Máximo de Avenida correspondiente al periodo de retorno asociado al máximo riesgo admisible.

NMinE: Nivel Mínimo de Estiaje correspondiente al periodo de retorno asociado al máximo riesgo admisible.

A falta de datos más precisos podrán adoptarse los siguientes NM y Carreras de Marea aproximados:

Fachada Marítima	Puerto	NM (en m)	Carrera de marea (en m)	Fachada Marítima	Puerto	NM (en m)	Carrera de marea (en m)
Norte	Pasajes	2,30	4,60	Galicia	Burela	2,15	4,50
	Bilbao	2,25	4,60		Ferrol	2,10	4,50
	Castro Urdiales	2,25	5,30		La Coruña	2,05	4,50
	Santander	2,30	5,40				
	San Vicente de la Barquera	2,30	5,20		Malpica	2,05	4,00
	Gijón	2,30	4,60		Villagarcía	2,05	4,00
	Avilés	2,20	4,60		Marín	1,90	4,00
	Luarca	2,40	4,70		Vigo	1,95	4,00

TABLA 3.4.2.1.1. (Continuación)

Fachada Marítima	Puerto	NM (en m)	Carrera de marea (en m)	Fachada Marítima	Puerto	NM (en m)	Carrera de marea (en m)
Suratlántica	Ayamonte	1,75	3,60	Canarias	San Sebastián de la Gomera	1,15	2,40
	Huelva	1,85	3,70		La Estaca	1,70	3,00
	Sevilla (esclusa en estiaje)(*)	0,65	2,50		Puerto de la Luz	1,50	3,00
	Chipiona	1,80	3,50		Mogán	1,25	2,60
	Rota	1,80	4,00		Arrecife de Lanzarote	1,50	3,00
	Cádiz	1,80	4,00		Puerto del Rosario	1,45	2,90
	Barbate	1,40	3,20		Surmediterránea	Algeciras	0,60
	Tarifa	0,70	1,60	Ceuta		0,60	1,40
Canarias	Santa Cruz de Tenerife	1,30	2,70	Málaga		0,50	0,80
	Los Cristianos	1,20	2,50	Melilla	0,30	0,60	
	Santa Cruz de la Palma	1,25	2,60	Almería	0,30	0,60	

NOTA:

(*) Aproximadamente el caudal fluvial influye aumentando la pleamar en 0,6 mm y en 1 mm la bajamar por cada m³/s. En crecidas extremas se ha llegado a estimar 8.000 m³/s. El caudal de estiaje puede descender a 10 m³/s.

Las aportaciones de agua provenientes exclusivamente de pluviometría directa sobre la superficie exterior del terreno, se tendrán en cuenta en los casos desfavorables suponiendo que producen aumentos en el nivel de saturación de rellenos y terrenos naturales sobre el obtenido experimentalmente o, en su defecto, a partir de la tabla 3.4.2.1.2. A falta de otros datos, únicamente se considerarán relevantes para el cálculo aumentos de nivel debidos a pluviometría directa sobre rellenos de alta permeabilidad ubicados en el trasdós de estructuras de contención no permeables cimentadas en terrenos de baja permeabilidad, o con estratos intermedios de baja permeabilidad. En ese caso, se adoptará un aumento de nivel igual a la máxima intensidad de precipitación en 24 horas expresada en términos de altura/m².

Esta intensidad se determinará para el emplazamiento concreto, adoptando un periodo de retorno igual a 1/4 del seleccionado para la determinación del valor característico de las acciones variables actuando sobre la estructura de proyecto.

TABLA 3.4.2.1.2. NIVELES DE LA LÍNEA DE SATURACIÓN EN RELLENOS Y TERRENOS NATURALES PARA LA DETERMINACIÓN DE CARGAS HIDRÁULICAS EN ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.

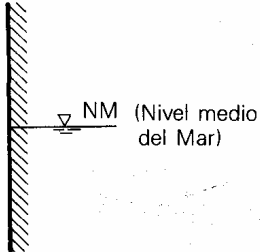
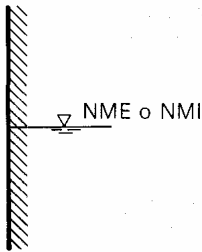
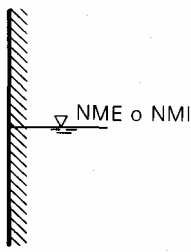
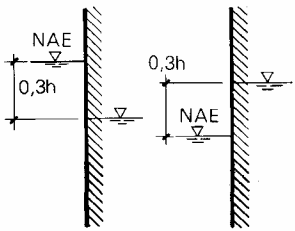
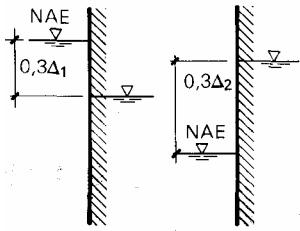
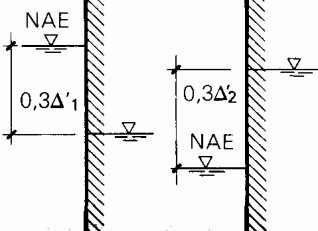
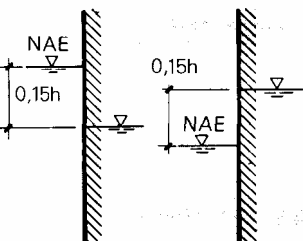
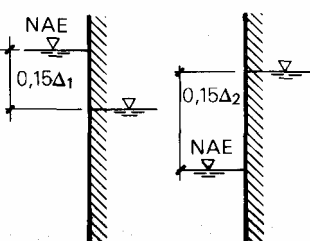
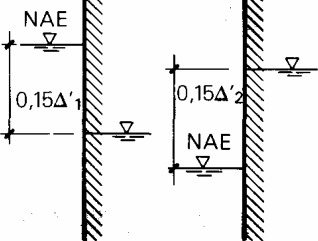
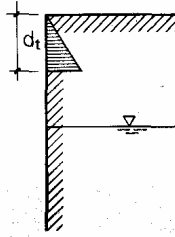
Mar con o sin marea astronómica	Zonas con marea astronómica sometidas a corrientes fluviales	Corrientes fluviales no afectadas por mareas
I. RELLENOS PERMEABLES ESTRUCTURAS NO PERMEABLES CIMENTADAS EN TERRENOS DE BAJA PERMEABILIDAD		
		
II. RELLENOS PERMEABLES ESTRUCTURAS NO PERMEABLES CIMENTADAS EN TERRENOS PERMEABLES O ESTRUCTURAS PERMEABLES SIN INTERRUPCIONES CIMENTADAS EN TERRENOS DE BAJA PERMEABILIDAD		
<p>Marea creciente Marea vaciante</p> 	<p>Crecida en marea creciente Decrecida en marea vaciante</p> 	<p>Crecida Decrecida</p> 
III. RELLENOS PERMEABLES ESTRUCTURAS PERMEABLES CIMENTADAS SOBRE TERRENOS PERMEABLES		
<p>Marea creciente Marea vaciante</p> 	<p>Crecida en marea creciente Decrecida en marea vaciante</p> 	<p>Crecida Decrecida</p> 

TABLA 3.4.2.1.2. (Continuación).	
IV. <u>RELLENOS DE BAJA PERMEABILIDAD</u> ESTRUCTURAS NO PERMEABLES CIMENTADAS EN TERRENOS DE ALTA O BAJA PERMEABILIDAD	
IGUAL QUE I	
V. <u>RELLENOS DE BAJA PERMEABILIDAD</u> ESTRUCTURAS PERMEABLES CIMENTADAS EN TERRENOS DE BAJA PERMEABILIDAD	
IGUAL QUE II	
<p>LEYENDA:</p> <p>NAE = Nivel Característico de las aguas libres exteriores. h = Carrera de marea (Astronómica). Δ_1 = Carrera de marea correspondiente al nivel de estiaie + Máxima crecida en 24 horas correspondiente a 1/4 del periodo de retorno asociado al máximo riesgo admisible. Δ_2 = Carrera de marea correspondiente al nivel de avenida + Máxima decrecida en 24 horas correspondiente a 1/4 del periodo de retorno asociado al máximo riesgo admisible. Δ'_1 = Máxima crecida en 24 horas correspondiente a 1/4 del periodo de retorno asociado al máximo riesgo admisible. Δ'_2 = Máxima decrecida en 24 horas correspondiente a 1/4 del periodo de retorno asociado al máximo riesgo admisible.</p> <p>NOTAS:</p> <ol style="list-style-type: none"> A los efectos de esta tabla se entiende por: <ul style="list-style-type: none"> - Rellenos o terrenos naturales de baja permeabilidad aquéllos con coeficiente de permeabilidad $k < 10^{-3}$ cm/s. - Rellenos o terrenos naturales permeables aquéllos con coeficiente de permeabilidad $k \geq 10^{-3}$ cm/s. Cuando el coeficiente de permeabilidad de un relleno o terreno natural sea inferior a 10^{-7} cm/s se considerará el terreno como prácticamente impermeable. Cuando éste pueda considerarse como no saturado (a corto plazo en elementos compuestos, o en elementos simples en los que la porosidad no es un parámetro relevante: roca no fisurada) no se considerará la actuación de acciones hidrostáticas en las zonas de la estructura de contención en contacto con dicho terreno. Se entiende por estructuras permeables sin interrupciones aquéllas cuya permeabilidad no presenta interrupciones físicas que corten el flujo de agua al alcanzarse ciertas cotas (p. e. como en muros con mechinales). 	

En rellenos impermeables no se considerarán aumentos en el nivel de la línea de saturación por causa de aportaciones pluviométricas directas; sin embargo en el caso de rellenos cohesivos se considerará la actuación de una carga hidráulica adicional resultante de la penetración de agua en la grieta de tracción adosada al trasdós de la estructura de contención, y situada por encima de la línea de saturación.

La profundidad de dicha grieta (d_t) se calculará según la fórmula siguiente:

$$d_t = \frac{2 c_u}{\gamma_{sat}}$$



siendo:

c_u : Cohesión sin drenaje del relleno.

γ_{sat} : Peso específico saturado del relleno.

En general, los niveles horizontales adoptados para la determinación de cargas hidráulicas serán a su vez válidos para la determinación de cargas del terreno (empujes). No obstante, en aquellos casos en que la aproximación a nivel de saturación horizontal no sea posible (p. e. estructuras de contención con relleno en talud, trasdós drenado, y fuerte flujo horizontal de aportación terrestre), los efectos del nivel freático no horizontal deberán tenerse en cuenta para el cálculo de empujes por medio del tanteo de cuñas de rotura según lo dispuesto en el apartado 3.4.2.2. Cargas del Terreno.

– VARIACIONES ARTIFICIALES DE LOS NIVELES DE LAS AGUAS EXTERIORES Y DE LAS LÍNEAS DE SATURACIÓN EN RELLENOS.

En el caso de estructuras sometidas a variaciones artificiales del nivel de agua en sus paramentos exteriores (p. e. diques secos, esclusas...), se determinarán los niveles máximos y mínimos del agua atendiendo a los criterios específicos de explotación fijados en el proyecto. Asimismo el proyecto fijará los aumentos y descensos máximos previstos en 24 horas, necesarios para la obtención de cargas hidráulicas por diferencia de niveles entre paramentos.

En el supuesto de que existan aportaciones artificiales de agua al terreno, así como en el caso de que se adopten sistemas artificiales de drenaje, se determinarán los niveles máximos y mínimos de oscilación del agua en el terreno atendiendo a las características específicas de cada caso.

Si la causa originaria de las oscilaciones de las aguas exteriores es artificial, y éstas son las únicas que alimentan a un relleno o terreno natural, a falta de otros datos se considerará que el nivel freático en el terreno a largo plazo coincide con el de las aguas exteriores, siguiendo las oscilaciones de las mismas con los siguientes retrasos límite función de la permeabilidad de la obra, el cimiento y el relleno:

Relleno de Alta Permeabilidad

- *Estructuras de contención no permeables cimentadas sobre terrenos de baja permeabilidad:* El nivel freático en el relleno o terreno natural no sufre variaciones al modificarse repentinamente el nivel de las aguas exteriores.
- *Estructuras no permeables cimentadas sobre terrenos de alta permeabilidad o estructuras permeables sin interrupción cimentadas sobre terrenos de baja permeabilidad:* Retraso igual a 0,30 veces la variación máxima previsible del nivel exterior en 24 horas.
- *Estructuras permeables cimentadas sobre terrenos de alta permeabilidad:* Retraso igual a 0,15 veces la variación máxima previsible del nivel exterior en 24 horas.

Relleno de Baja Permeabilidad

- Se considerará que el nivel freático del relleno o terreno natural no sufre variaciones al alterarse repentinamente el nivel de las aguas exteriores.

La posible reducción de niveles debido al establecimiento del sistemas de drenaje en rellenos o terrenos naturales sólo podrá ser tomada en consideración si el sistema de

drenaje adoptado permite comprobar su funcionamiento y adoptar las medidas de limpieza y corrección del mismo en cualquier momento. De no darse estas circunstancias, la determinación de cargas hidráulicas se realizará como si no existiera sistema de drenaje.

En el supuesto de que el drenaje esté confiado a elementos de pequeña dimensión como mechinales o válvulas de clapeta, se considerará que la cota de interrupción está situada 0,30 m por encima de la real, valor correspondiente a la carga mínima de agua necesaria para que funcionen.

En estos casos, como mínimo se considerarán desniveles de 1,00 m entre aguas exteriores y el nivel freático del relleno o terreno natural.

Se considerará como carga accidental la posibilidad de fallo del sistema de drenaje.

– NIVELES EN LASTRES

En el supuesto de que la estructura esté sometida a acciones hidráulicas producidas por la existencia en su interior de lastres líquidos o rellenos con nivel freático, el Proyectista fijará sus niveles de actuación conjuntamente con las tolerancias admitidas, las cuales deberán incluirse obligatoriamente en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares del Proyecto.

Se considerarán usuales tolerancias del 10% en relación a los niveles teóricos, como consecuencia del procedimiento o de irregularidades durante el lastrado y deslastrado.

Cuando la estructura esté compartimentada en diferentes celdas, el Proyectista fijará desniveles máximos admitidos entre ellas para cada fase de proyecto. Usualmente para construcciones mediante cajones flotantes se fijan desniveles máximos entre celdas del orden de 1,00 m.

Cuando el lastrado se realice mediante un relleno vertido por métodos hidráulicos, en previsión de posibles excedencias en la capacidad de drenaje durante el vertido, se tomará para fase de construcción un nivel freático coincidente con el de coronación de celdas, o el menor a partir del cual el agua puede fluir libremente.

Se considerará como acción accidental la elevación del nivel en lastres líquidos hasta la parte superior del compartimento, o hasta el nivel más bajo a partir del cual el agua puede rebosar libremente.

En aquellos casos en que las aguas exteriores puedan estar en contacto con lastres (p. e. debido al oleaje), el Proyectista deberá tenerlo en cuenta al fijar los niveles de actuación.

Para estructuras que contengan en su interior un relleno cuyo nivel freático esté alimentado por las aguas exteriores o sometido a variaciones artificiales (p. e. a sistemas de drenaje), para la determinación de los niveles de cálculo podrán aplicarse los criterios y simplificaciones establecidos en estas Recomendaciones para estructuras de contención.

– NIVELES PIEZOMÉTRICOS EN ESTRUCTURAS FIJAS

La determinación de niveles piezométricos en cada punto de un elemento estructural se realizará en función de los niveles de actuación de las aguas libres, lastres, y niveles freáticos de rellenos y terrenos naturales, definidos de acuerdo con los apartados anteriores; y de las características de permeabilidad de la estructura, el relleno y el terreno de cimentación.

En cada caso se analizarán aquellas combinaciones de niveles en las aguas exteriores, rellenos y lastres que, siendo compatibles entre sí, sean las más desfavorables para la estructura resistente en la fase e hipótesis de trabajo considerada.

Una vez fijados los niveles de agua, la determinación de niveles piezométricos en cada punto exigirá conocer si se establece, o no, una red de filtraciones debida a las diferencias de nivel entre paramentos de la estructura.

La configuración de esta red depende en gran medida de la permeabilidad de la estructura, del relleno, y del terreno de cimentación, resultando muy afectada por la interposición de capas o estratos de diferente permeabilidad.

En los casos más usuales podrán adoptarse las simplificaciones establecidas en la tabla 3.4.2.1.3.; en base a aceptar niveles horizontales y constantes de actuación de las aguas, y que las variaciones de altura piezométrica en terrenos homogéneos tienen lugar a lo largo de la base de cimentación en estructuras masivas (p. e. muelles de gravedad) o a lo largo de la longitud de empotramiento en estructuras de pequeño espesor (p. e. tablestacas) (Caso I de la tabla 3.4.2.1.3.), y en los estratos de baja permeabilidad en estructuras ubicadas en terrenos con estratificación horizontal con alternancia de terrenos de permeabilidad muy diferenciada (Casos II y III de la tabla 3.4.2.1.3.).

En aquellos casos no tipificados en la tabla 3.4.2.1.3. (p. e. estructuras permeables, estratificación del relleno o del terreno natural manifiestamente no horizontal, fondos marinos no horizontales, rellenos con parte superior en talud en el trasdós de estructuras de contención, nivel freático en rellenos y terrenos naturales no horizontal, fuertes flujos de aportación terrestre horizontales,...), para la obtención de alturas piezométricas en cada punto será imprescindible el análisis específico de la red de corriente en función de las características del proyecto.

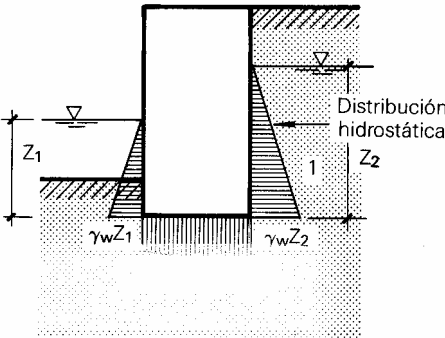
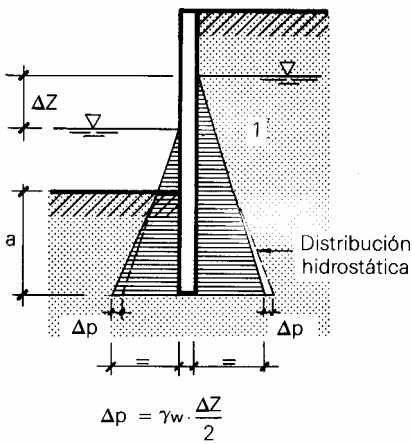
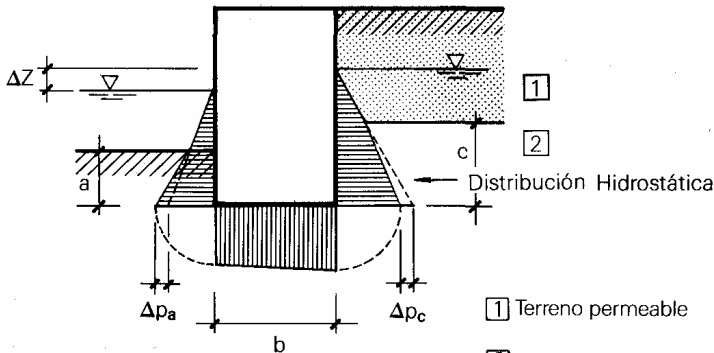
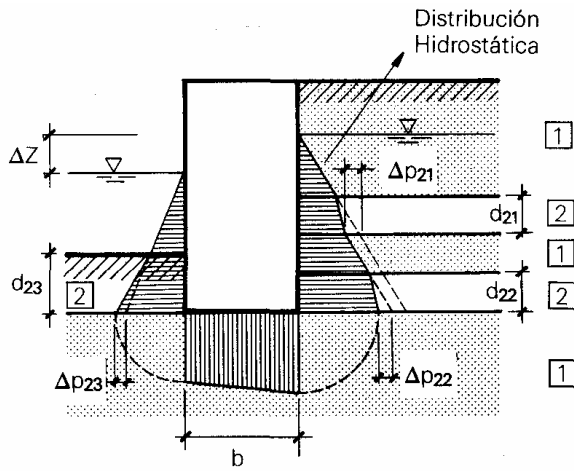
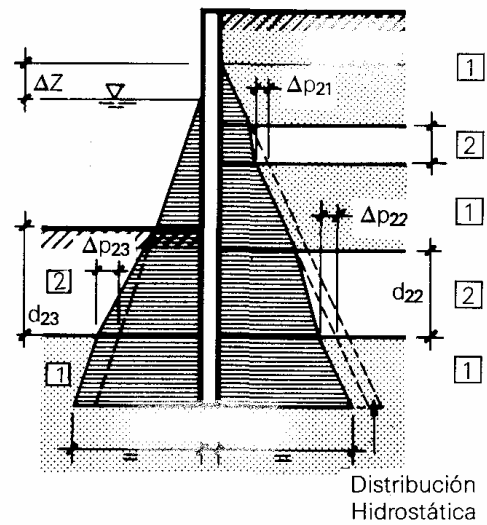
TABLA 3.4.2.1.3. NIVELES PIEZOMÉTRICOS SIMPLIFICADOS PARA LA DETERMINACIÓN DE CARGAS HIDRÁULICAS EN ESTRUCTURAS FIJAS IMPERMEABLES TIPO	
<p>I. ESTRUCTURAS MASIVAS</p>  <p style="text-align: center;">1 Terreno permeable</p>	<p>ESTRUCTURAS DE PEQUEÑO ESPESOR</p>  <p style="text-align: center;">1 Terreno permeable</p> $\Delta p = \gamma_w \cdot \frac{\Delta Z}{2}$
<p>II. ESTRUCTURAS MASIVAS Y DE PEQUEÑO ESPESOR</p>  <p style="text-align: center;">1 Terreno permeable 2 Terreno de baja permeabilidad</p> $\Delta p_a = + \frac{\gamma_w \cdot a}{a+b+c} \cdot \Delta Z$ $\Delta p_c = - \frac{\gamma_w \cdot c}{a+b+c} \cdot \Delta Z$	

TABLA 3.4.2.1.3. (Continuación).

III. ESTRUCTURAS MASIVAS



ESTRUCTURAS DE PEQUEÑO ESPESOR



$$\Delta p_{2i} = \pm \Delta Z \cdot \gamma_w \frac{d_{2i}}{k_{2i}} \cdot \frac{1}{\sum \frac{d_{2\theta}}{k_{2\theta}} + \frac{b}{k_1}}$$

$$\Delta p_{2i} = \pm \Delta Z \cdot \gamma_w \frac{d_{2i}}{k_{2i}} \cdot \frac{1}{\sum \frac{d_{2\theta}}{k_{2\theta}}}$$

siendo:

- 1 Terreno permeable.
- 2 Terreno de baja permeabilidad.

k_{2i} : permeabilidad del estrato de baja permeabilidad i.

k_1 : permeabilidad del terreno permeable.

+ : Para flujo ascendente.

- : Para flujo descendente.

IV.

ESTRUCTURAS MASIVAS

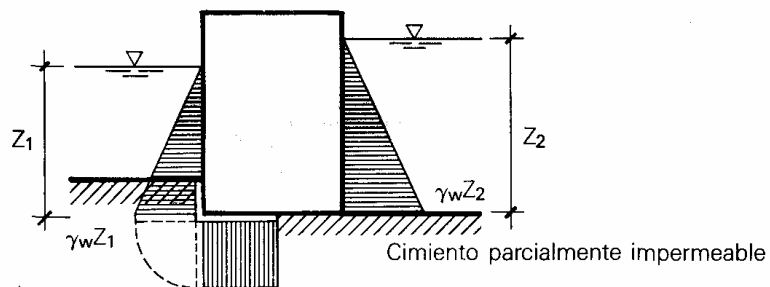
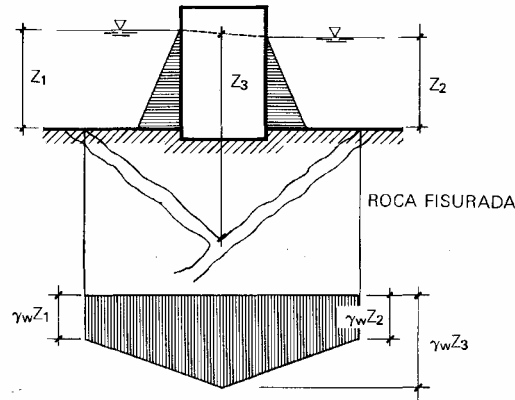


TABLA 3.4.2.1.3. (Continuación).

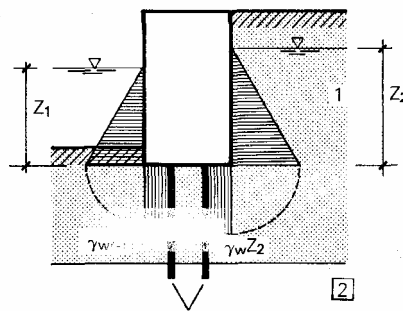
V.

ESTRUCTURAS MASIVAS



VI.

ESTRUCTURAS MASIVAS



- 1 Suelo Permeable. Pantallas Impermeables
- 2 Suelo Impermeable.

El análisis de la red de corriente se llevará a cabo mediante la resolución de la ecuación de Laplace en la filtración:

$$\nabla^2 h = 0$$

para las condiciones de contorno dadas.

Dicha ecuación surge del cumplimiento de la ley de Darcy:

$$v = -k \cdot i = -k \cdot (dh/ds)$$

y de las ecuaciones de la continuidad, siendo:

h = Altura piezométrica.

v = Velocidad del flujo.

k = Coeficiente de permeabilidad.

i = Gradiente hidráulico.

s = Distancia recorrida por el flujo.

En un sistema plano de dos dimensiones la solución de la ecuación de Laplace se representa mediante dos familias de curvas, ortogonales entre sí, que constituyen la red de corriente (líneas de corriente y líneas equipotenciales o de h constante). La resolución podrá hacerse de forma gráfica por ajuste de la red de corriente, analítica, o mediante modelo físico o matemático, tomando como condiciones de contorno entre otras las siguientes:

Líneas de corriente:

- Límite de un estrato impermeable.
- Superficies de estructuras impermeables.
- Nivel freático no horizontal.

Líneas equipotenciales:

- Nivel freático o línea de saturación horizontal.
- Fondo marino o fluvial.
- Talud sumergido.
- Límites de estratos de baja permeabilidad.

Los niveles piezométricos más desfavorables para el cálculo, en rellenos o terrenos naturales durante procesos de consolidación (p. e. mejoramiento de rellenos o terrenos naturales en el trasdós de estructuras de contención mediante técnicas de precarga), podrán obtenerse para cada fase de proyecto mediante la aplicación de las teorías apropiadas de la Mecánica del Suelo, en especial la de Terzaghi-Fröhlich para la consolidación primaria.

— NIVELES PIEZOMÉTRICOS EN ESTRUCTURAS FLOTANTES O EN FLOTACIÓN

La determinación de niveles piezométricos en estructuras flotantes o en flotación en aguas abrigadas se realizará en función del calado de proyecto del flotador (D) en la fase considerada, y de las tolerancias admitidas para el mismo (a) consignadas obligatoriamente en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares. Dichas tolerancias se incluirán en el proyecto con el objeto de cubrir posibles desviaciones respecto al calado de proyecto, y alteraciones del mismo ocasionadas por las oscilaciones en la flotación de la estructura en reposo o durante su botadura y transporte.

Se considerarán usuales tolerancias del 10% en relación al calado teórico.

Para cajones prefabricados en botadura o transporte en aguas abrigadas, las tolerancias usuales suelen ser de (+ / -) 1,00 metro.

Los niveles piezométricos exteriores para la determinación de cargas hidráulicas en estructuras flotantes se resumen en la tabla 3.4.2.1.4.

Para estructuras flotantes o en flotación en mar abierto o situación expuesta, deberán considerarse las variaciones en los niveles piezométricos producidas por las oscilaciones del flotador a causa del oleaje. Dichos efectos se cuantificarán según lo dispuesto en el apartado 3.4.2.4. Cargas Medioambientales, y en la ROM 0.3.-Consideración de Variables Medioambientales/I: Oleaje, Corrientes, Mareas y demás variaciones del nivel del agua.

3.4.2.2. CARGAS DEL TERRENO (Q_{Tk})

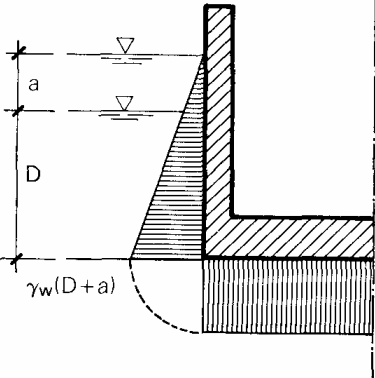
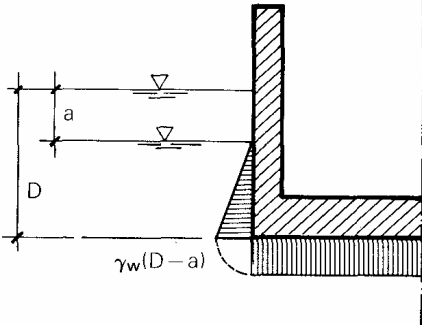
• DEFINICIÓN

Se definen como Cargas del Terreno a las presiones, empujes y demás esfuerzos ejercidos por un relleno o terreno natural sobre los distintos elementos de una estructura resistente; o las reacciones que tales estructuras pueden originar en el terreno para lograr su equilibrio.

Dichos esfuerzos serán debidos a:

- La actuación directa del terreno.
- La actuación indirecta de otras cargas a través de él.
- Acciones inducidas por movimientos de la estructura resistente.
- Acciones inducidas por movimientos del terreno no dependientes de la estructura analizada (p. e. empujes laterales originados por cargas asimétricas sobre estratos blandos, empujes horizontales debidos a fenómenos de inestabilidad, rozamiento negativo,...)

TABLA 3.4.2.1.4. NIVELES PIEZOMÉTRICOS EXTERIORES PARA LA DETERMINACION DE CARGAS HIDRÁULICAS EN ESTRUCTURAS FLOTANTES

MÁXIMO	
MÍNIMO	
<p>LEYENDA:</p> <p>D: Calado de proyecto del flotador. a: Tolerancia de calado admitida consignada en el Pliego de Prescripciones Técnicas. γ_w: Peso específico del agua.</p>	

• DETERMINACIÓN

Las acciones ejercidas por el terreno sobre una estructura se determinarán en función fundamentalmente de los siguientes factores:

- Tipo de estructura.
- Comportamiento de la estructura: deformabilidad.
- Interacción suelo-estructura: posibilidad de movimientos del terreno.
- Características del terreno: características físicas del suelo (resistencia al corte, deformabilidad), geometría de la masa de suelo, estratigrafía, grado de compactación y saturación, y otras.
- Actuación indirecta de otras cargas a través del terreno o de la estructura.
- Niveles freáticos.
- Modificaciones o variaciones de las presiones intersticiales con respecto al estado hidrostático: procesos de consolidación, existencia de red de filtración, drenajes, agotamientos, presión artesiana, y otros.

- Método constructivo: proceso constructivo, compactación o densificación de rellenos o terrenos naturales, rellenos hidráulicos, etc...
- Posibles modificaciones en la geometría de la masa del suelo y en las condiciones de utilización de la estructura analizada durante su vida útil: sobredragado, socavación por hélices, etc...

Debido a la complejidad de cuantificación de los factores citados y a su interrelación, existe una gran indeterminación en la valoración de cargas del terreno y en su distribución a lo largo de la estructura resistente. Para las estructuras incluidas en el ámbito de aplicación de estas Recomendaciones podrán adoptarse las siguientes aproximaciones:

a) CARGAS EXTERIORES: EMPUJES DEL TERRENO

a₁) GENERAL

Se denominará empuje total a la acción (o reacción) del terreno sobre la superficie de una estructura resistente. Para su determinación se distinguirán cuatro tipos de estructuras resistentes:

- Estructuras de pared rígida, de longitud indefinida en función de su dimensión transversal, y cuyos desplazamientos laterales no estén coartados por apoyos exteriores.
- Estructuras de pared rígida de longitud indefinida, cuyos desplazamientos estén coartados por apoyos exteriores.
- Estructuras de pared flexible de longitud indefinida.
- Estructuras discontinuas.

a₂) ESTRUCTURAS INDEFINIDAS DE PARED RÍGIDA CON DESPLAZAMIENTOS LATERALES NO COARTADOS POR APOYOS EXTERIORES

Si sobre una pared rígida indefinida sin posibilidad de desplazamiento lateral actúa un terreno, se considerará que actúa el empuje en reposo (P_0).

Si la pared se mueve en la dirección del empuje del terreno por la acción del peso del mismo, el empuje disminuirá a medida que dicho desplazamiento aumente hasta que el macizo de suelo se rompa según una superficie curva que pasa por el pie de la pared obedeciendo a la ley de corte del suelo o Ley de Coulomb ($\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$); siendo la actuación progresiva de la resistencia al corte (τ) a lo largo de dicha curva la que permite que se reduzca el empuje. A partir de cierto valor del desplazamiento el empuje no disminuirá más, ya que la resistencia al corte del terreno alcanzará su valor máximo. El valor del empuje en este momento se denominará activo, y corresponde al último estado de equilibrio posible antes de la rotura por corte del terreno mediante dicho dispositivo.

Si por el contrario la pared se desplaza en sentido opuesto, hacia el terreno, éste romperá según una nueva curva que también pasará por el pie de la pared. La movilización progresiva de la resistencia al corte a lo largo de dicha curva permitirá el aumento del empuje a medida que aumenta el desplazamiento. A partir de cierto valor del desplazamiento el empuje ya no crece más, cualquiera que sea la amplitud del mismo. El valor del empuje en este momento se denominará empuje pasivo. La resistencia al corte a lo largo de la línea de rotura es entonces máxima.

Para el cálculo de empujes del terreno en este tipo de estructuras únicamente se considerarán los dos empujes límite (activo y pasivo), además del empuje en reposo.

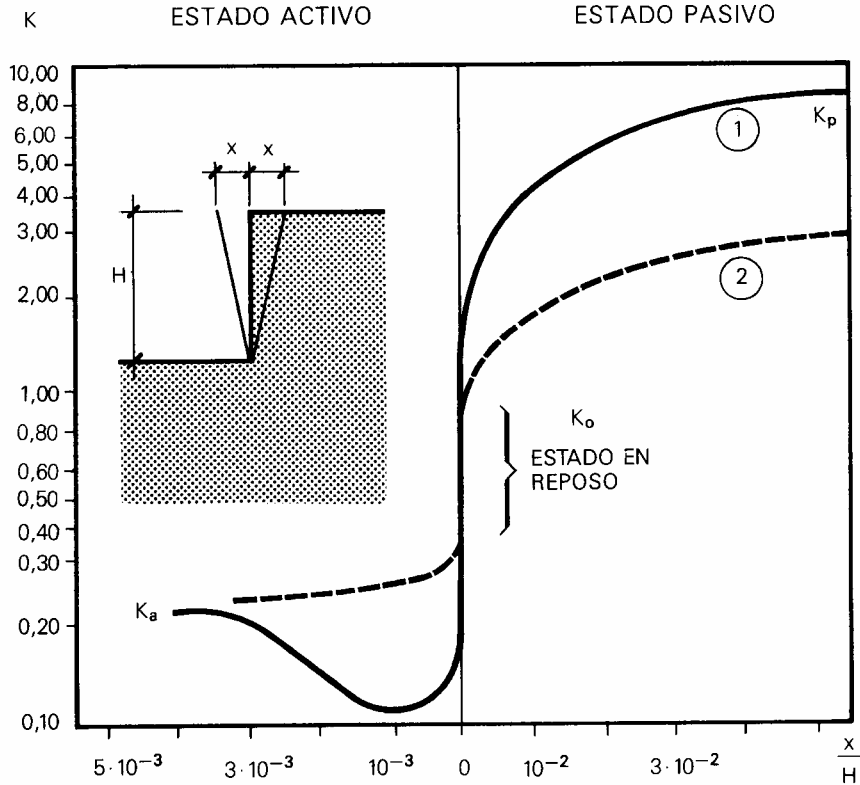
Se señala que los empujes, y los consiguientes desplazamientos de la estructura necesarios para su completa movilización, son mucho más elevados en el caso de empujes pasivos que en el caso de empujes activos. La amplitud del desplazamiento necesario para movilizar dichos empujes se consigna en la tabla 3.4.2.2.1.

Para la determinación de empujes en estructuras de pared rígida se ha supuesto que la curva de rotura pasa por el pie de la pared estructural; lo que no es posible sino cuando la estructura y el terreno del trasdós reposan en un fondo rígido, o cuando la carga del terreno del intradós es suficiente para impedir el movimiento bajo el pie. En aquellos casos en que existan dudas sobre el cumplimiento de dicha condición deberá comprobarse expresamente.

Con objeto de facilitar el cálculo de empujes de tierras sobre estructuras indefinidas de pared rígida, podrá adoptarse que las presiones horizontales y verticales unitarias que ejerce un terreno sobre una pared o elemento superficial de una construcción se expresen como:

TABLA 3.4.2.2.1.

AMPLITUD DEL DESPLAZAMIENTO NECESARIO EN ESTRUCTURAS DE PARED RÍGIDA PARA LA MOVILIZACIÓN DE EMPUJES DEL TERRENO.



- 1. Terreno granular denso.
- 2. Terreno granular suelto

TIPO DE TERRENO	ROTACION $\frac{X}{H}$	
	E. ACTIVO	E. PASIVO
GRANULAR DENSO	10^{-3}	$2 \cdot 10^{-2}$
GRANULAR SUELTO	$4 \cdot 10^{-3}$	$6 \cdot 10^{-2}$
COHESIVO DURO	10^{-2}	$2 \cdot 10^{-2}$
COHESIVO BLANDO	$2 \cdot 10^{-2}$	$4 \cdot 10^{-2}$

$$p_h = K_h \cdot \sigma' \pm K_{ch}, \quad \text{en t/m}^2$$

$$p_v = K_v \cdot \sigma' \pm K_{cv}, \quad \text{en t/m}^2$$

siendo:

K_h : Coeficiente de empuje horizontal (adimensional).

K_v : Coeficiente de empuje vertical (adimensional).

σ' : Tensión vertical efectiva del terreno en el punto donde se evalúan los empujes, en t/m^2 .

K_c : Términos de cohesión, en t/m^2 .

Generalmente se adoptarán como nulos debido a la no consideración de la cohesión aparente en terrenos granulares, y a la relajación en el tiempo de la componente cohesiva de la resistencia al corte en terrenos cohesivos.

Únicamente se tendrá en cuenta el término de cohesión en la determinación de empujes a corto plazo, y en la determinación de empujes a largo plazo producidos por arcillas fuertemente sobreconsolidadas inalteradas, o por rellenos de material cohesivo fuertemente densificados; siempre y cuando estos terrenos estén permanentemente protegidos de la desecación y las heladas, y sean de baja susceptibilidad ((resistencia al corte de una muestra inalterada / resistencia al corte de una muestra remoldeada) < 2).

Es por tanto en cualquier caso recomendable considerar sin cohesión el terreno en una zona de unos 0,5 a 1,00 m de altura desde la superficie.

Los coeficientes de empuje podrán variar entre los valores límites correspondientes a los estados de rotura del terreno.

– EMPUJES ACTIVOS

Los empujes activos corresponden a la condición de rotura del terreno en el que se ha movilizó toda su capacidad de resistencia al corte para resistir fuerzas gravitatorias. La cuña de rotura producida por la expansión lateral del suelo, avanza hacia la estructura y desciende, produciéndose el hundimiento de la superficie libre del terreno. Estos empujes son los menores que puede ejercer una masa de terreno actuando sobre una pared rígida.

Se considerará la actuación de empujes activos en estructuras de pared rígida cimentadas en terrenos deformables, con capacidad suficiente de desplazamiento lateral (traslación o giro) en la dirección de los empujes. Las deformaciones mínimas necesarias para la actuación de empujes activos se consignan en la tabla 3.4.2.2.1.

Las superficies de rotura del terreno en el estado activo serán curvas de curvatura continua o discontinua en función de las condiciones que limitan el movimiento de la pared; habiendo sido determinadas exactamente por Caquot y Kerisel. Para el cálculo de coeficientes de empuje activo podrán adoptarse simplíficadamente superficies de rotura planas según la aproximación de Coulomb, dado que dichas superficies no se apartan sensiblemente de las superficies reales de deslizamiento excepto para paredes en desplome o valores elevados del ángulo de rozamiento pared-terreno. Estas simplificaciones dan lugar a diferencias admisibles del lado de la inseguridad del orden del 4% para $\phi = 30^\circ$, $\delta = \phi$, y pared vertical.

El desarrollo práctico de la aproximación de Coulomb queda reflejado en las tablas 3.4.2.2.2. y 3.4.2.2.3.

Para el caso particular de empujes activos sobre superficies verticales producidos por terrenos homogéneos sin nivel freático o con nivel freático horizontal, con superficie libre horizontal, y despreciándose el rozamiento terreno-pared, el cálculo podrá simplificarse por la aplicación del caso de Rankine desarrollado en la tabla 3.4.2.2.4.

La aproximación de Rankine también será válida para terreno homogéneo sin nivel freático y superficie libre de inclinación coincidente con el ángulo de rozamiento paredterreno.

– EMPUJES PASIVOS

Los empujes pasivos corresponden a la condición de rotura del terreno en el que se ha movilizó toda su capacidad de resistencia al corte para resistir fuerzas laterales. La cuña de rotura producida por una compresión lateral del suelo asciende empujada por la estructura resistente. Estos empujes son los mayores que puede ejercer una masa de terreno actuando sobre una estructura que se desplace contra ella.

Se considerará la actuación de empujes pasivos en estructuras de pared rígida cimentadas en terrenos deformables, con capacidad apreciable de desplazamiento lateral. Las deformaciones mínimas para la actuación completa de empujes pasivos se consignan en la tabla 3.4.2.2.1. Se deberá pues actuar con suma prudencia en la estimación de la acción estabilizante de los empujes pasivos, no tomándolos en consideración a menos que se compruebe que el tipo y funcionalidad de la estructura considerada es compatible con los movimientos necesarios del terreno, teniéndose la seguridad de que éste permanecerá con sus características inalteradas.

TABLA 3.4.2.2.

DETERMINACIÓN DE EMPUJES ACTIVOS. TEORÍA DE COULOMB

I. CASO GENERAL: SUELO HOMOGÉNEO SIN NIVEL FREÁTICO

SOLUCIÓN ANALÍTICA

$$p_a = K_a \cdot \sigma' - K_{ac} \quad (2)$$

$$p_{ah} = K_a \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \sigma' - K_{ac} \cdot \text{sen}(\alpha - \delta)$$

$$p_{av} = K_a \cdot \text{cos}(\alpha - \delta) \cdot \sigma' - K_{ac} \cdot \text{cos}(\alpha - \delta) \quad (1)$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}^2 \alpha \cdot \left[1 + \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

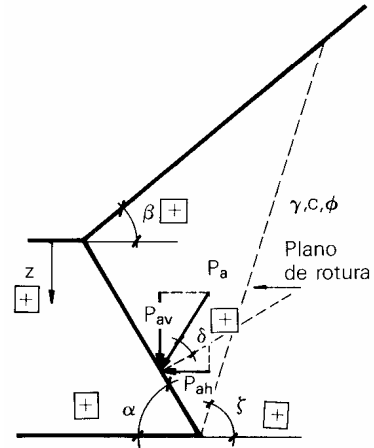
$$K_{ac} = 2c \sqrt{K_a}$$

$$\sigma' = \gamma \cdot z \quad z > 0$$

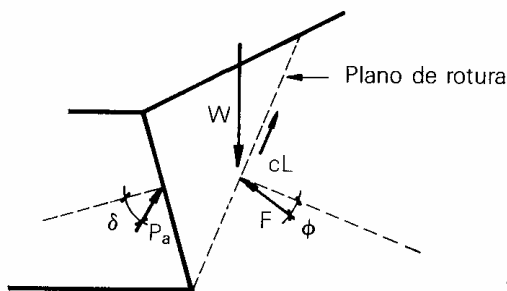
Plano de rotura en suelos con $c = 0$

$$\cot g(\zeta - \beta) = \cot g(\phi + \delta - \alpha - \beta) - \cos \text{ec}(\phi + \delta - \alpha - \beta)$$

$$\frac{\sqrt{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\phi + \delta)}}{\sqrt{\text{sen}(\alpha + \beta) \text{sen}(\phi - \beta)}}$$



SOLUCIÓN GRÁFICA



Se procederá por tanteos sucesivos de cuñas activas trazadas desde el punto más bajo de la zona activa sobre la estructura de contención hasta obtener aquella que dé un valor de P_a máximo.

DISTRIBUCIÓN DE EMPUJES

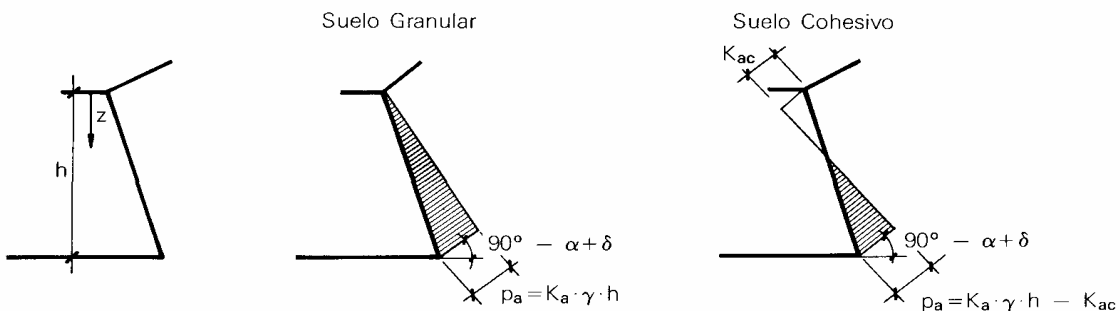


TABLA 3.4.2.2.2. (Continuación).

**II. SUELO ESTRATIFICADO SIN NIVEL FREÁTICO (Sección Tipo Simplificada)
(Estratos paralelos a la superficie del terreno)**

A estos efectos se considerará cada estrato como un terreno homogéneo, sobre cuya superficie superior actúa una carga igual a la suma de los pesos de los estratos superiores.

$$p_{ai} = K_{ai} \cdot \sigma' - K_{aci}$$

$$K_{ai} = \frac{\text{sen}^2(a + \phi_i)}{\text{sen} \cdot (a - \delta) \cdot \text{sen}^2 \alpha \cdot \left[1 + \frac{\text{sen}(\phi_i + \delta) \cdot \text{sen}(\phi_i - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

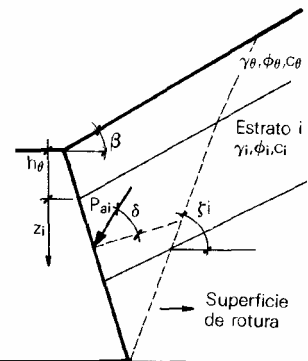
$$K_{aci} = + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{ai}}$$

$$\sigma' = \sum_{\theta=1}^{\theta=i-1} \gamma_{\theta} h_{\theta} + \gamma_i \cdot z_i \quad z_i > 0$$

Superficie de rotura en suelos con c = 0

$$\text{cotg}(\zeta_i - \beta) = \text{cotg}(\phi_i + \delta - \alpha - \beta) - \text{cosec}(\phi_i + \delta - \alpha - \beta)$$

$$\sqrt{\frac{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\phi_i + \delta)}{\text{sen}(\alpha + \beta) \cdot \text{sen}(\phi_i - \beta)}}$$



III. SUELO HOMOGÉNEO CON NIVEL FREÁTICO HORIZONTAL (Superficie del terreno horizontal)

Para el cálculo de empujes activos se procederá como en el caso de terrenos estratificados con las siguientes características del terreno: γ , ϕ y c para la zona no anegada, y γ' , ϕ y c para la zona anegada.

Para el cálculo total de empujes no deberá olvidarse la introducción de la acción hidrostática según lo definido en el artículo 3.4.2.1.

**IV. SUELO ESTRATIFICADO CON NIVEL FREÁTICO HORIZONTAL (Sección Tipo Simplificada)
(Estratos y superficie del terreno horizontales)**

Para el cálculo de empujes activos se procederá como en el caso de terrenos estratificados con las siguientes características del terreno: γ_{θ} , ϕ_{θ} y c_{θ} para la zona no anegada, y γ'_i , ϕ_i y c_i para el cálculo de empujes de cada estrato de la zona anegada, tomando $\gamma_{\text{sat}i}$ para la determinación del peso de los estratos superiores anegados.

El estrato en el que se ubique el nivel freático se considerará a estos efectos como dos estratos. Para el cálculo total de empujes no deberá olvidarse la introducción de la acción hidrostática.

TABLA 3.4.2.2. (Continuación).

V. SUELO ESTRATIFICADO CON NIVEL FREÁTICO HORIZONTAL O NO HORIZONTAL (Sección Tipo Complicada)

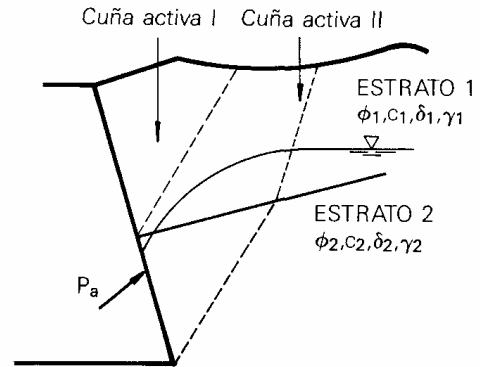
Para el cálculo de empujes activos se procederá por tanteos sucesivos de cuñas activas, trazadas desde el punto más bajo de la zona activa sobre la estructura de contención, hasta obtener aquella que de un valor de P_a máximo.

La cuña activa estará limitada por planos de deslizamiento rectos, con diferente inclinación para cada estrato.

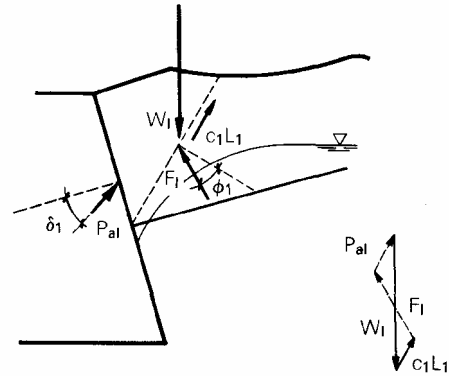
Para secciones tipo complicadas se tantearán cuñas situadas por encima de la zona activa con objeto de determinar con más detalle la distribución de empujes.

Los tanteos se iniciarán con las cuñas activas obtenidas para el caso de sección tipo simplificada.

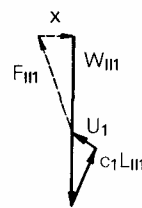
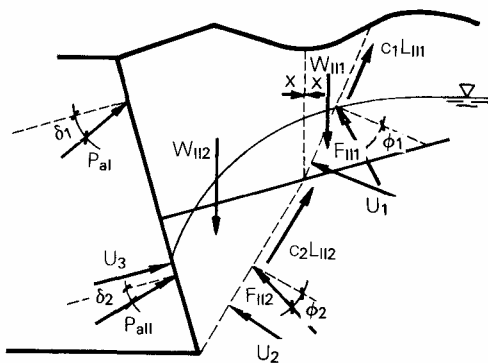
Para determinar la localización del empuje total se igualarán momentos en cada cuña analizada.



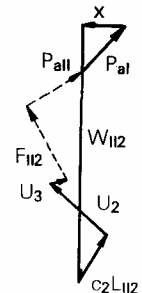
CUÑA ACTIVA I



CUÑA ACTIVA II



En estrato I

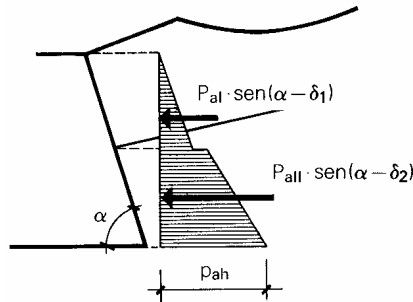


En estrato I y II

- P_{a1} obtenido de la cuña I.
- U_1 y U_2 = Resultantes de las presiones de agua referidas al plano de deslizamiento.
- U_3 = Resultante de las presiones de agua en el trasdós de la estructura.

TABLA 3.4.2.2.2. (Continuación).

DISTRIBUCIÓN DE EMPUJES HORIZONTALES CONOCIENDO LA MAGNITUD Y EL PUNTO DE APLICACIÓN DE LAS RESULTANTES



LEYENDA:

- P_a : Resultante del empuje activo, en t/m.
 p_a : Empuje activo unitario, en t/m².
 p_{ai} : Empuje activo unitario en el estrato i, en t/m².
 p_{ah} : Componente horizontal del empuje activo unitario, en t/m².
 p_{av} : Componente vertical del empuje activo unitario, en t/m².
 σ' : Tensión vertical efectiva del terreno en el punto donde se evalúan los empujes, en t/m².
 K_a : Coeficiente de empuje activo (adimensional).
 K_{ai} : Coeficiente de empuje activo en el estrato i (adimensional).
 K_{ac} : Término de cohesión, en t/m².
 K_{aci} : Término de cohesión en el estrato i, en t/m².
 ϕ : Ángulo de rozamiento interno del suelo, en grados.
 ϕ_i : Ángulo de rozamiento interno del suelo, en el estrato i, en grados.
 c : Cohesión del suelo, en t/m².
 c_i : Cohesión del suelo en el estrato i en t/m².
 γ : Peso específico aparente del suelo en t/m³.
 γ_i : Peso específico aparente del suelo en el estrato i, en t/m³.
 γ_θ : Peso específico aparente del suelo en el estrato θ , en t/m³.
 γ' : Peso específico sumergido en t/m³.
 γ'_i : Peso específico sumergido en el estrato i en t/m³.
 γ_{sati} : Peso específico saturado en el estrato i, en t/m³.
 z : Distancia desde la coronación del terreno en el trasdós de la estructura hasta el punto donde se evalúan los empujes, en m.
 z_i : Distancia desde la coronación del estrato i en el trasdós de la estructura hasta el punto donde se evalúan los empujes, en m.
 α : Ángulo del trasdós de la estructura con la horizontal, en grados.
 β : Ángulo de la superficie de la masa de suelo con la horizontal, en grados.
 δ : Ángulo de rozamiento suelo-estructura, en grados.
 ζ : Ángulo de la superficie de rotura con la horizontal, en grados.
 ζ_i : Ángulo de la superficie de rotura con la horizontal en el estrato i, en grados.
 W : Peso de la cuña activa de deslizamiento, en t/m.
 W_I : Peso de la cuña activa I, en t/m.
 W_{II} : Peso de la cuña activa II, en t/m.
 L : Longitud de la línea de rotura en m.
 L_I : Longitud de la línea de rotura en la cuña I, en m.
 L_{II} : Longitud de la línea de rotura, en la cuña II, en m.
 F : Reacción del terreno sobre la cuña de empuje activo, en t/m.
 F_I : Reacción del terreno sobre la cuña activa I, en t/m.
 F_{II} : Reacción del terreno sobre la cuña activa II, en t/m.
 h_θ : Espesor del estrato θ .
 U : Resultante de presiones de agua, en t/m.

TABLA 3.4.2.2.2. (Continuación).

NOTAS:

(1) Los valores de K_a se facilitan en la tabla 3.4.2.2.3. para $\alpha = 90^\circ$ fijo, y para $\beta = 0^\circ$ fijo, con relaciones $\delta/\phi = 0$ y $\delta/\phi = +1$

(2) En la altura z_0 en la que se producirían tracciones se considerará empuje nulo, es decir la pared del terreno permanece estable verticalmente sin desplomarse.

En el estado pasivo, las curvas de rotura reales del terreno se alejan claramente de la superficie plana (aproximación de Coulomb), y más cuanto más elevado sea el ángulo de rozamiento interno del terreno (ϕ) y el ángulo de rozamiento pared-terreno (próximo a ϕ).

Las diferencias se acentúan cuando la pared no es vertical (especialmente en desplome) y cuando la superficie libre del terreno está taluzada en sentido ascendente.

Para el cálculo de coeficientes de empuje se podrán adoptar varios métodos simplificados, asimilando la superficie de rotura a una espiral logarítmica, u otras curvas complejas formadas por una superficie en arco de círculo y plano tangente (método del círculo de rozamiento) o espiral logarítmica y plano de Rankine (método de la espiral-logarítmica).

De forma general se recomienda la aplicación del método de la espiral-logarítmica para la determinación de empujes pasivos; admitiéndose la aplicación de la aproximación de Coulomb cuando los valores de ϕ y δ no sean elevados ($\phi < 30^\circ$ y $\delta < 10^\circ$), β esté en el intervalo $\pm 10^\circ$, y la pared sea vertical o cuasi-vertical. El desarrollo práctico de estas aproximaciones queda consignado en las tablas 3.4.2.2.5. a 3.4.2.2.7.

Para el caso particular de empujes pasivos sobre superficies verticales producidas por terrenos homogéneos sin nivel freático o con nivel freático horizontal, y despreciándose el rozamiento tierra/pared, el cálculo podrá simplificarse por aplicación del caso de Rankine, desarrollado en la tabla 3.4.2.2.8. La validez de esta aproximación estará limitada a ángulos de rozamiento interno del terreno menores o iguales a 30° .

– **EMPUJES EN REPOSO**

Dentro del rango de variación entre los mayores empujes que puede ejercer una masa de terreno actuando sobre una estructura (empujes pasivos) y los menores (empujes activos) destacan los empujes en reposo.

A estos efectos se define como Empuje en Reposo el empuje inicial que ejerce un terreno natural homogéneo de superficie horizontal, en estado no perturbado, sobre una estructura de pared rígida y trasdós vertical antes de que ésta experimente movimiento alguno; siempre y cuando durante el proceso constructivo no se hayan producido expansiones laterales del suelo.

La relación entre empuje horizontal y tensión vertical efectiva (σ') recibirá el nombre de coeficiente de empuje en reposo (K_0).

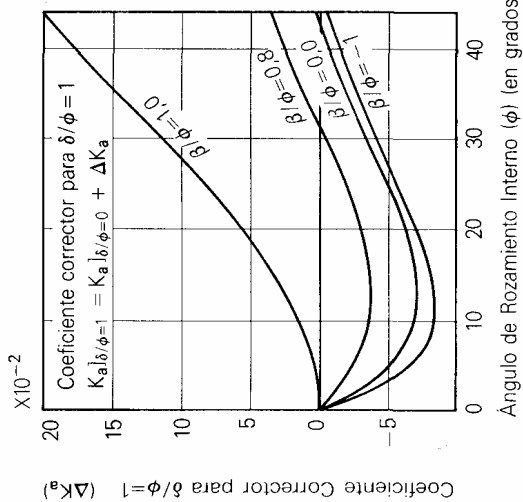
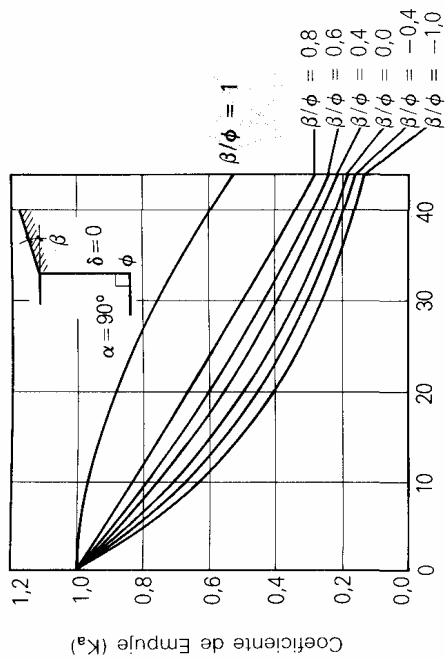
$$p_h = K_0 \cdot \sigma' = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma'$$

siendo ν el coeficiente de Poisson.

Se considerará la actuación de empujes en reposo en todas aquellas estructuras de pared rígida en las que esté impedido su movimiento con respecto al terreno adyacente, o cimentadas sobre un terreno no deformable, y en general en todos aquellos casos en que no se alcancen deformaciones laterales significativas del suelo.

TABLA 3.4.2.2.3. COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO SEGÚN LA APROXIMACIÓN DE COULOMB

DETERMINACIÓN DE EMPUJES ACTIVOS. CASO 1 ($\delta/\phi=0$)



DETERMINACIÓN DE EMPUJES ACTIVOS. CASO 2 ($\delta/\phi=0$)

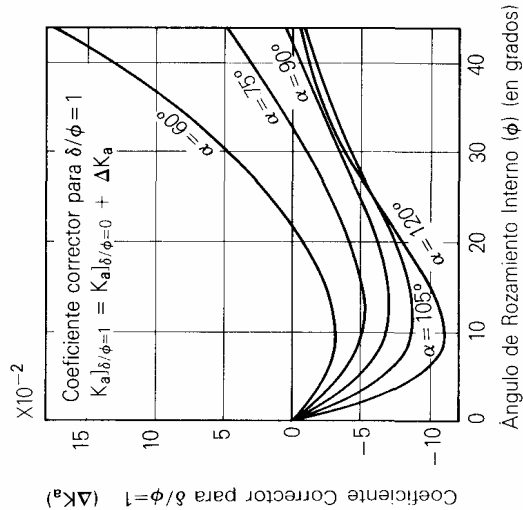
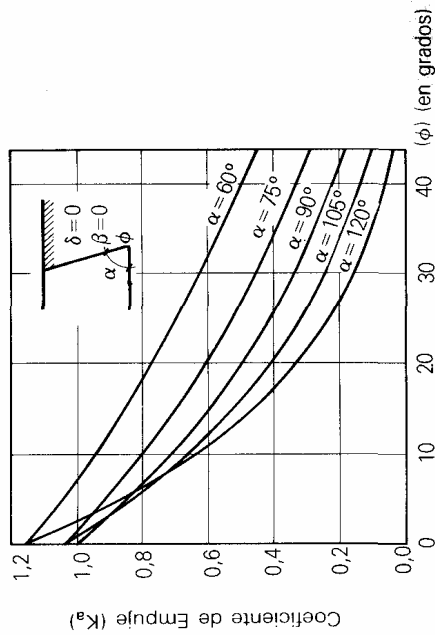


TABLA 3.4.2.2.4. DETERMINACIÓN DE EMPUJES ACTIVOS. TEORÍA DE RANKINE (1).

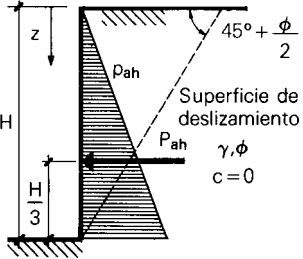
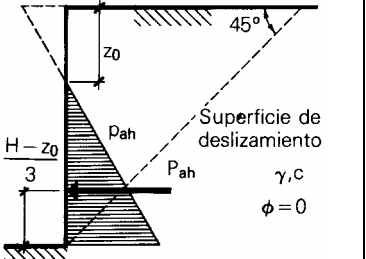
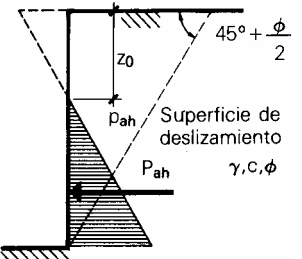
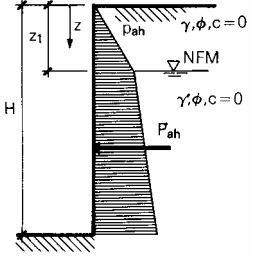
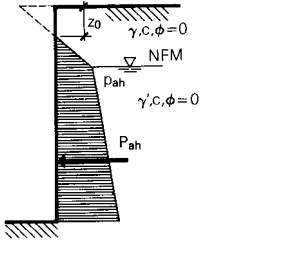
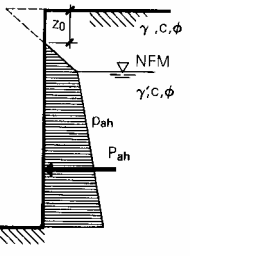
SUELOS GRANULARES	SUELOS COHESIVOS SATURADOS O CASI SATURADOS EN CONDICIONES NO DRENADAS (empujes a corto plazo)	SUELOS COHESIVOS EN CONDICIONES DRENADAS (empujes a largo plazo) (2)
SIN NIVEL FREÁTICO INTERMEDIO		
 <p> $K_{ah} = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ $p_{ah} = K_{ah} \cdot \gamma \cdot z$ $P_{ah} = \frac{K_{ah} \cdot \gamma \cdot H^2}{2}$ $p_{av} = 0$ </p>	 <p> Z_0 (Profundidad de las grietas de tracción) = $\frac{2c}{\gamma}$ $p_{ah} = \gamma \cdot z - 2c, \quad z > Z_0$ $P_{ah} = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} - 2 \cdot c \cdot H + \frac{2c^2}{\gamma}$ $p_{av} = 0$ </p>	 <p> $Z_0 = \frac{2c}{\gamma} \cdot \text{tg}(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ $p_{ah} = \gamma \cdot z \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2c \cdot \text{tg}(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ $P_{ah} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2cH \cdot \text{tg}(45^\circ - \frac{\phi}{2}) + \frac{2c^2}{\gamma}$ $p_{av} = 0$ </p>
CON NIVEL FREÁTICO INTERMEDIO HORIZONTAL		
 <p> $K_{ah} = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ $p_{ah} = K_{ah} \cdot \gamma \cdot z, \quad z < z_1$ $p_{ah} = K_{ah} \cdot (\gamma' \cdot (z - z_1) + \gamma \cdot z_1), \quad z > z_1$ $p_{av} = 0$ </p>	 <p> $Z_0 = \frac{2c}{\gamma}$ $p_{ah} = \gamma^2 z - 2c, \quad z_0 < z < z_1$ $p_{ah} = \gamma z_1 + \gamma'(z - z_1) - 2c, \quad z > z_1$ $p_{av} = 0$ </p>	 <p> $Z_0 = \frac{2c}{\gamma} \cdot \text{tg}(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ $p_{ah} = \gamma \cdot z \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2c \cdot \text{tg}(45^\circ - \frac{\phi}{2}), \quad z_0 < z < z_1$ $p_{ah} = [\gamma \cdot z_1 + \gamma'(z - z_1)] \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - 2c \cdot \text{tg}(45^\circ - \frac{\phi}{2}), \quad z > z_1$ $p_{av} = 0$ </p>

TABLA 3.4.2.2.4. (Continuación).

NOTAS:

- (1) Únicamente aplicable para la determinación de empujes activos sobre superficies verticales producidos por terrenos homogéneos sin nivel freático o con nivel freático horizontal, con superficie libre horizontal, y despreciándose el rozamiento terreno-superficie; o por terrenos homogéneos sin nivel freático, con superficie libre de inclinación coincidente con el ángulo de rozamiento tierra-pared.
- (2) Únicamente para arcillas sobreconsolidadas inalteradas o rellenos de material cohesivo fuertemente densificado, siempre y cuando estén permanentemente protegidos de las heladas y de la desecación, y sean de baja susceptibilidad.
- (3) En el caso $z_0 > z_1$ la ley de empujes respondería al caso de un suelo sin nivel intermedio con $z_0 : \frac{2c}{\gamma}$ o $z_0 = \frac{2c}{\gamma} \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$ respectivamente.

Para cálculos de estabilidad de estructuras de pared rígida no se considerará la actuación de empujes en reposo sino la de empujes activos o pasivos según el caso, ya que alcanzar el estado de vuelco o deslizamiento en general dará lugar a deformaciones laterales significativas del terreno.

A falta de ensayos específicos podrá tomarse K_0 como constante, pudiendo aproximarse para terrenos naturales homogéneos de superficie libre horizontal mediante las siguientes ecuaciones:

Suelos granulares Suelos cohesivos normalmente consolidados	Suelos cohesivos sobreconsolidados
$K_0 = 1 - \operatorname{sen}\phi$	$K_0 = (1 - \operatorname{sen}\phi) \cdot (\text{OCR})^{0.5}$

siendo:

ϕ = Ángulo de rozamiento interno del suelo.

OCR = Razón de sobreconsolidación: relación existente entre la presión de reconsolidación y la presión efectiva actual del suelo.

Para rellenos podrán utilizarse las fórmulas anteriores salvo que se proyecten fuertemente compactados o expuestos a vibraciones, en cuyo caso el coeficiente K_0 podrá tomar valores superiores a 1, incluso próximos a los adoptados para el coeficiente de empuje pasivo.

En rellenos débilmente compactados o no compactados, difícilmente podrá reproducirse el estado en reposo, sino más bien uno próximo al activo. No obstante se proyectará para el primer estado.

Para el cálculo de empujes en reposo en los casos generales de estructuras de pared rígida y trasdós no vertical, superficie del terreno no horizontal, o suelo estratificado, podrá aplicarse la aproximación de Coulomb para la determinación de empujes activos suponiendo $\delta = 0$ y un valor del ángulo de rozamiento interno (ϕ) obtenido a partir de la ecuación:

$$k_0 = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

siendo K_0 el coeficiente de empuje en reposo correspondiente a suelo homogéneo, trasdós vertical y superficie libre horizontal.

TABLA 3.4.2.2.5. DETERMINACIÓN DE EMPUJES PASIVOS. TEORÍA DE COULOMB. CAMPO DE VALIDEZ: VALORES DE $\phi \leq 30^\circ$ y $\delta \leq 10^\circ$, $\beta \leq \pm 10^\circ$ (pared vertical o cuasi-vertical).

I. CASO GENERAL: SUELO HOMOGÉNEO SIN NIVEL FREÁTICO

SOLUCIÓN ANALÍTICA

$$p_p = K_p \cdot \sigma' + K_{pc}$$

$$P_{ph} = K_p \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \sigma' + K_{pc} \cdot \text{sen}(\alpha - \delta)$$

$$P_{pv} = K_p \cos(\alpha - \delta) \sigma' + K_{pc} \cos(\alpha - \delta)$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}^2 \alpha \cdot \left[1 - \frac{\text{sen}(\phi - \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

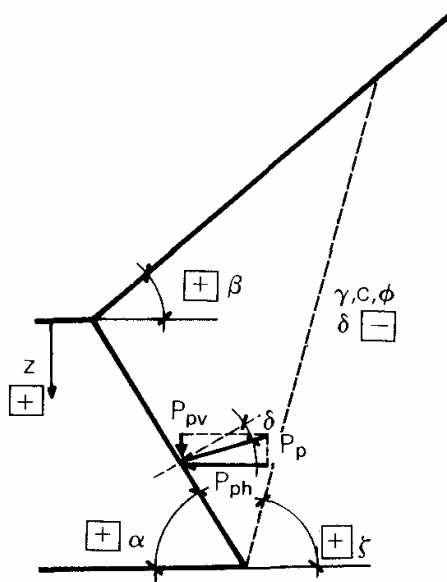
$$K_{pc} = 2c \sqrt{K_p}$$

$$\sigma' = \gamma \cdot z \quad z > 0$$

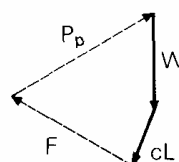
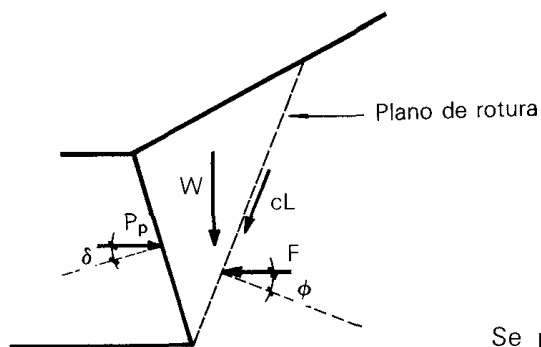
Plano de rotura en suelos con $c = 0$

$$\text{cotg}(\zeta - \beta) = -\text{cotg}(\phi - \delta + \alpha + \beta) + \text{cosec}(\phi - \delta + \alpha + \beta)$$

$$\frac{\text{sen}(\alpha - \delta) \text{sen}(\phi - \delta)}{\sqrt{\text{sen}(\alpha + \beta) \text{sen}(\phi + \beta)}}$$

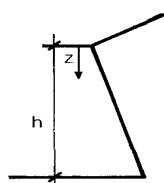


SOLUCIÓN GRÁFICA

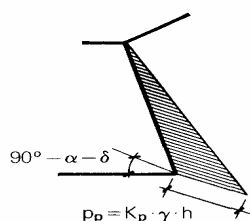


Se procederá por tanteos sucesivos de cuñas pasivas hasta obtener aquella que dé un valor de P_p mínimo.

DISTRIBUCIÓN DE EMPUJES



Suelo Granular



Suelo Cohesivo

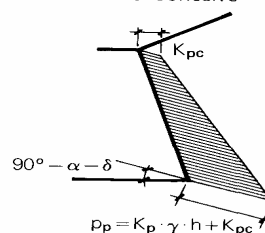


TABLA 3.4.2.2.5. (Continuación).

**II. SUELO ESTRATIFICADO SIN NIVEL FREÁTICO (Sección Tipo simplificada)
(Estratos paralelos a la superficie del terreno)**

A estos efectos se considerará cada estrato como un terreno homogéneo, sobre cuya superficie superior actúa una carga igual a la suma de los pesos de los estratos superiores. Lo anterior será válido únicamente para los supuestos en que los desplazamientos de la estructura sean suficientes para movilizar los empujes pasivos en todos los estratos.

$$p_{pi} = K_{pi} \cdot \sigma' + K_{pci}$$

$$K_{pi} = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi_i)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}^2 \alpha \left[1 - \frac{\text{sen}(\phi_i - \delta) \cdot \text{sen}(\phi_i + \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

$$K_{pci} = 2c \sqrt{K_{pi}}$$

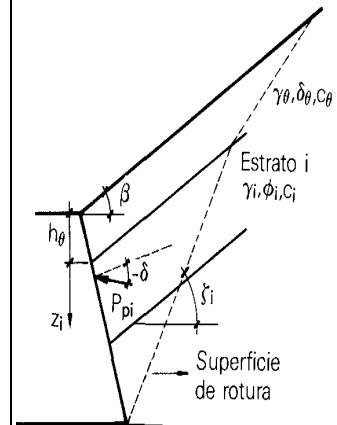
$$\theta = i - 1$$

$$\sigma' = \sum_{\theta=1}^{\theta=i-1} \gamma_{\theta} \cdot h_{\theta} + \gamma_i \cdot z_i \quad z_i > 0$$

Superficie de rotura en suelos con $c = 0$

$$\text{cotg}(\zeta_i - \beta) = -\text{cotg}(\phi_i - \delta + \alpha + \beta) + \text{cosec}(\phi_i - \delta + \alpha + \beta)$$

$$\frac{\sqrt{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\phi_i - \delta)}}{\sqrt{\text{sen}(\alpha + \beta) \cdot \text{sen}(\phi_i + \beta)}}$$



III. SUELO HOMOGÉNEO CON NIVEL FREÁTICO HORIZONTAL (Superficie del terreno horizontal)

Para el cálculo de empujes pasivos se procederá como en el caso de terrenos estratificados con las siguientes características del terreno: γ, ϕ y C para la zona no anegada; y γ', ϕ y c para la zona anegada. Para el cálculo total de empujes no deberá olvidarse la introducción de la acción hidrostática según lo definido en el artículo 3.4.2.1.

IV. SUELO ESTRATIFICADO CON NIVEL FREÁTICO HORIZONTAL (Sección Tipo Simplificada) (Estratos y superficie del terreno horizontales)

Para el cálculo de empujes pasivos se procederá como en el caso de terrenos estratificados con las siguientes características del terreno: $\gamma_{\theta}, \phi_{\theta}$ y c_{θ} para la zona no anegada y γ'_i, ϕ_i y c_i para el cálculo de empujes de cada estrato de la zona anegada, tomando γ_{sati} para la determinación del peso de los estratos superiores anegados. El estrato en el que se ubique el nivel freático se considerará a estos efectos como dos estratos. Para el cálculo total de empujes no deberá olvidarse la introducción de la acción hidrostática.

V. SUELO ESTRATIFICADO CON NIVEL FREÁTICO HORIZONTAL O NO HORIZONTAL (Sección Tipo complicada)

Para este caso no se deberá aplicar el método de la aproximación de Coulomb. Se tantearán cuñas de deslizamiento curvas según lo definido en la tabla 3.4.2.2.6.

TABLA 3.4.2.2.5. (Continuación).

LEYENDA: SEGÚN TABLA 3.4.2.2.2.

- P_D : Resultante del empuje pasivo, en t/m.
- p_p : Empuje pasivo unitario, en t/m².
- p_{pi} : Empuje pasivo unitario en el estrato i, en t/m².
- p_{ph} : Componente horizontal del empuje pasivo unitario, en t/m².
- p_{pv} : Componente vertical del empuje pasivo unitario, en t/m².
- K_p : Coeficiente de empuje pasivo (adimensional).
- K_{pi} : Coeficiente de empuje pasivo en el estrato i (adimensional).
- K_{pc} : Término de cohesión para empujes pasivos, en t/m².
- K_{pci} : Término de cohesión para empujes pasivos en el estrato i, en t/m².

NOTAS:

- (1) Los valores de K_p se facilitan en la tabla 3.4.2.2.7. para $\alpha = 90^\circ$ fijo; y para $\beta = 0^\circ$ fijo, con relaciones $\delta/\phi = 0$ y $\delta/\phi = -1$

TABLA 3.4.2.2.6. DETERMINACIÓN DE EMPUJES PASIVOS. MÉTODOS DE LA ESPIRAL LOGARÍTMICA Y DEL CÍRCULO DE ROZAMIENTO. CAMPO DE VALIDEZ: GENERAL

I. CASO GENERAL: SUELOS HOMOGÉNEOS O ESTRATIFICADOS DE SECCIÓN TIPO SIMPLIFICADA

El método de la espiral logarítmica es de aplicación general para la determinación de empujes pasivos, recomendándose especialmente para aquellos casos en que se tomen valores elevados del ángulo de rozamiento interno (ϕ) combinados con valores grandes de rozamiento tierra-pared (δ), para los cuales no se considera de aplicación válida el método de Coulomb.

El método de la espiral logarítmica admite un mecanismo de rotura de la masa del suelo compuesto de una espiral logarítmica (BC) que se pasa por el pie de la pared, y de polo O situado en coronación, como línea de deslizamiento, y una zona de Rankine (OCD). Dicho mecanismo supone un giro alrededor de O y una serie de deslizamientos a lo largo de CD. El trazado de la espiral se realiza por tanteos sucesivos. El método del círculo de rozamiento sustituye la espiral logarítmica por un arco de círculo.

En suelos no cohesivos homogéneos o estratificados de sección simplificada, para estructuras de contención de pared vertical y ángulo de la superficie de la masa del suelo con la horizontal variable, o estructuras de contención con ángulo del trasdós de la estructura con la horizontal variable y superficie de la masa de suelo horizontal, podrán adoptarse los coeficientes de empuje pasivo definidos en la tabla 3.4.2.2.7. (bis).

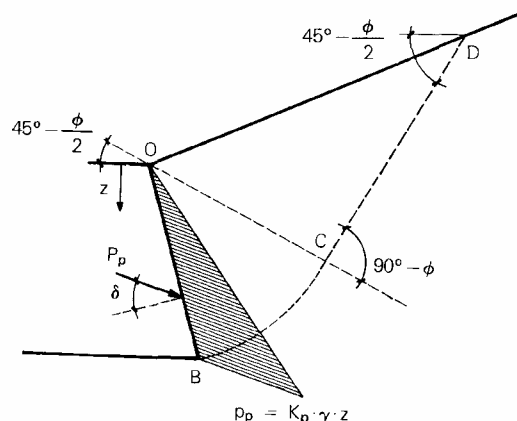
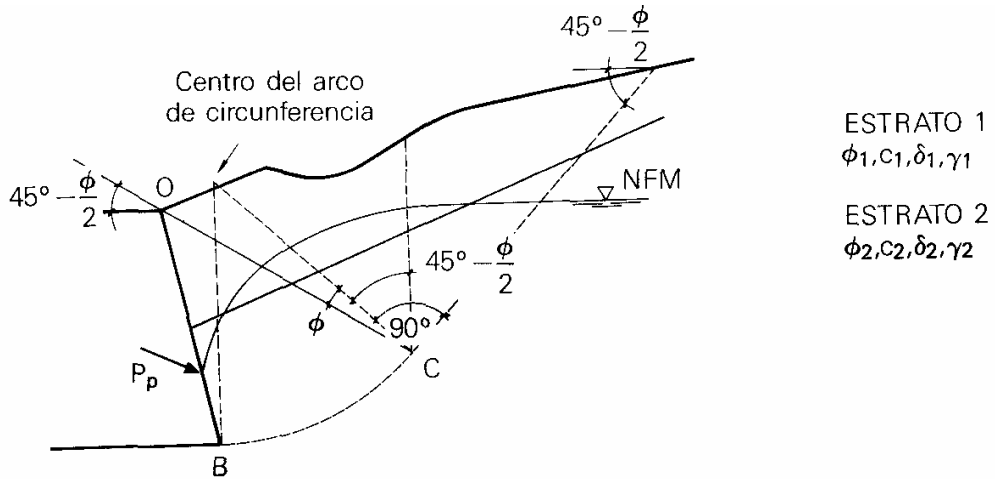


TABLA 3.4.2.2.6. (Continuación).

II. SUELO ESTRATIFICADO CON NIVEL FREÁTICO HORIZONTAL O NO HORIZONTAL (Sección Tipo Simplificada)



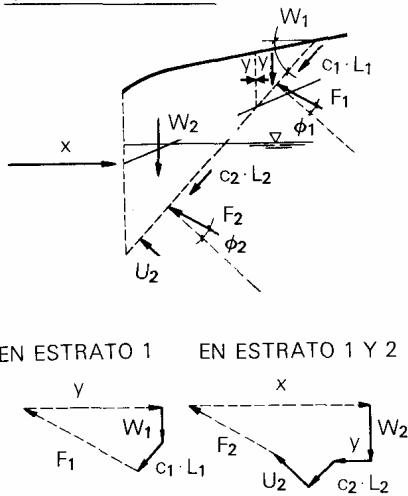
Para el cálculo de empujes pasivos se procederá por tanteos sucesivos de cuñas pasivas trazadas según los criterios reflejados en la figura superior, hasta obtener aquella que dé un valor de P_p mínimo.

Las cuñas pasivas estarán limitadas, por idealización del método de la espiral logarítmica, por líneas de deslizamiento formadas por una línea recta y un arco de circunferencia (método del círculo de rozamiento) excepto cuando no se considere rozamiento tierra-pared en el que se tantearán cuñas limitadas por una línea recta.

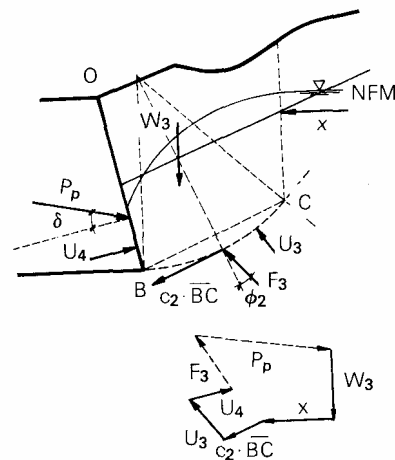
Para determinar la localización del empuje total se igualarán momentos en la cuña pasiva l_2

Para secciones tipo muy complicadas se tantearán cuñas situadas en alturas intermedias con objeto de determinar con más detalle la distribución de empujes.

l_1 : TRAMO RECTO



l_2 : TRAMO CIRCULAR



LEYENDA: Según Tablas 3.4.2.2.2. y 3.4.2.2.5.

TABLA 3.4.2.2.7. COEFICIENTES DE EMPUJE PASIVO SEGÚN LA APROXIMACIÓN DE COULOMB

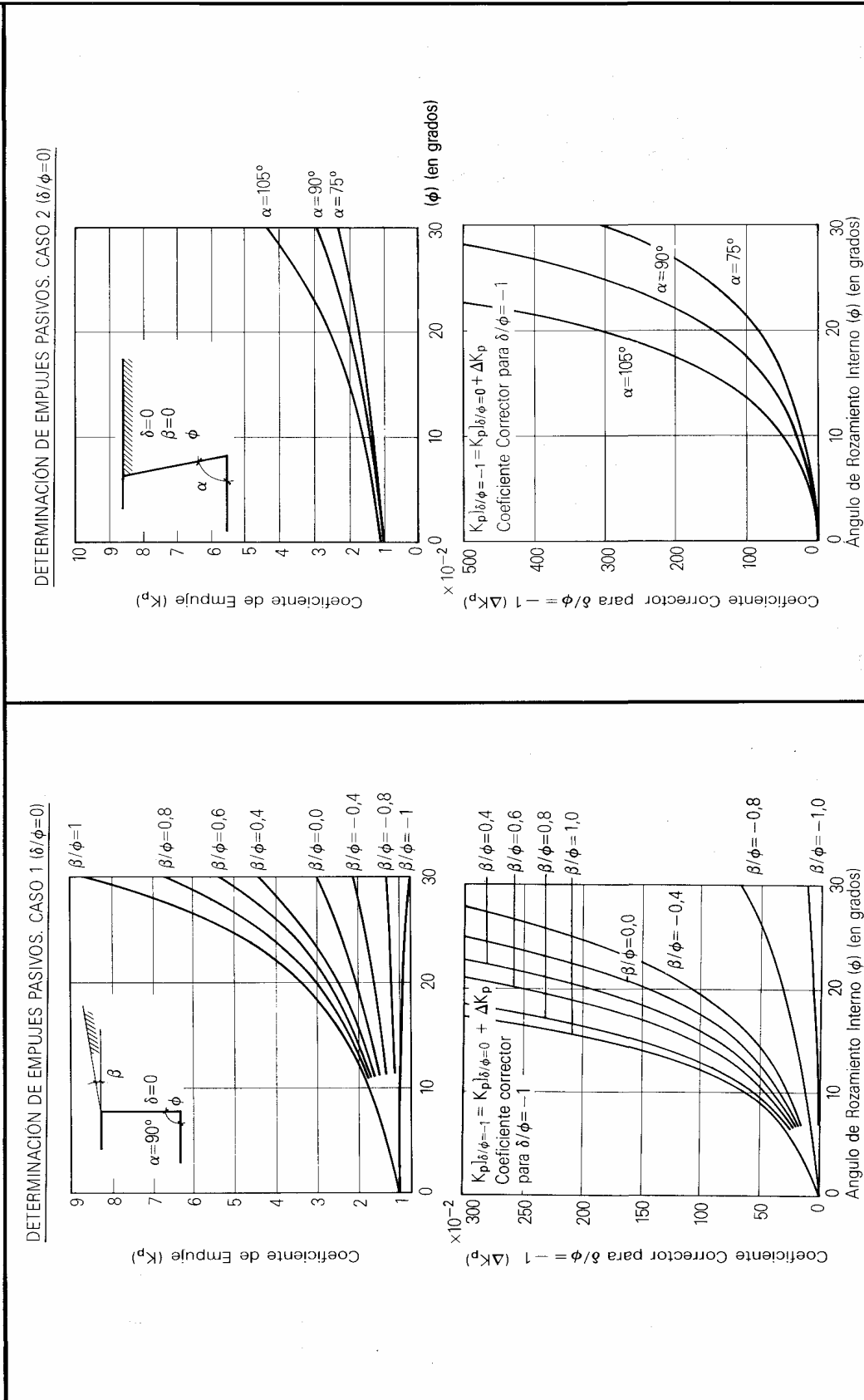
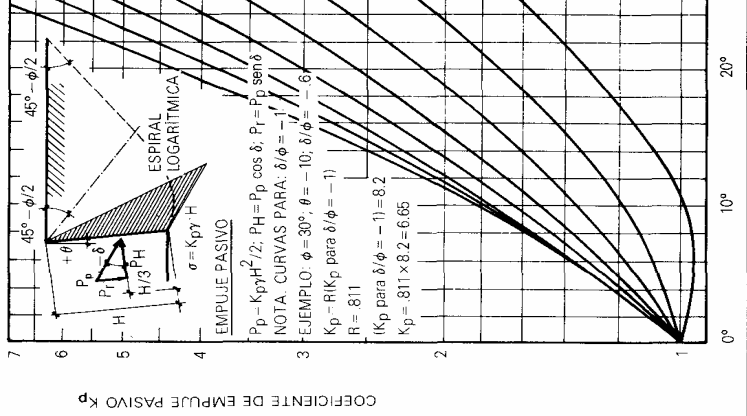


TABLA 3.4.2.2.7. (bis) COEFICIENTES DE EMPUJE PASIVO SEGÚN EL MÉTODO DE LA ESPIRAL LOGARÍTMICA

FACTOR DE REDUCCIÓN (R) DE k_p PARA VARIAS RELACIONES δ/ϕ

δ/ϕ	-0.1	-0.5	-1.5	-3.4	-6.3	-12	-21	0.0
10°	872	862	846	823	802	781	761	864
15°	861	851	834	811	790	769	749	852
20°	850	840	822	800	779	758	738	841
25°	839	829	810	788	767	746	726	829
30°	828	818	799	777	756	735	715	818
35°	817	807	788	766	745	724	704	807
40°	806	796	777	755	734	713	693	796
45°	795	785	766	744	723	702	682	785



FACTOR DE REDUCCIÓN (R) DE k_p PARA VARIAS RELACIONES δ/ϕ

δ/ϕ	-0.7	-1.6	-3.5	-6.4	-11.3	-18.1	0.0
10°	578	562	542	517	492	467	564
15°	561	545	524	498	472	446	543
20°	544	527	505	478	451	424	521
25°	527	510	487	459	431	403	500
30°	510	492	468	439	410	381	478
35°	493	474	449	419	389	359	466
40°	476	456	430	399	368	337	444
45°	459	438	411	379	347	315	422

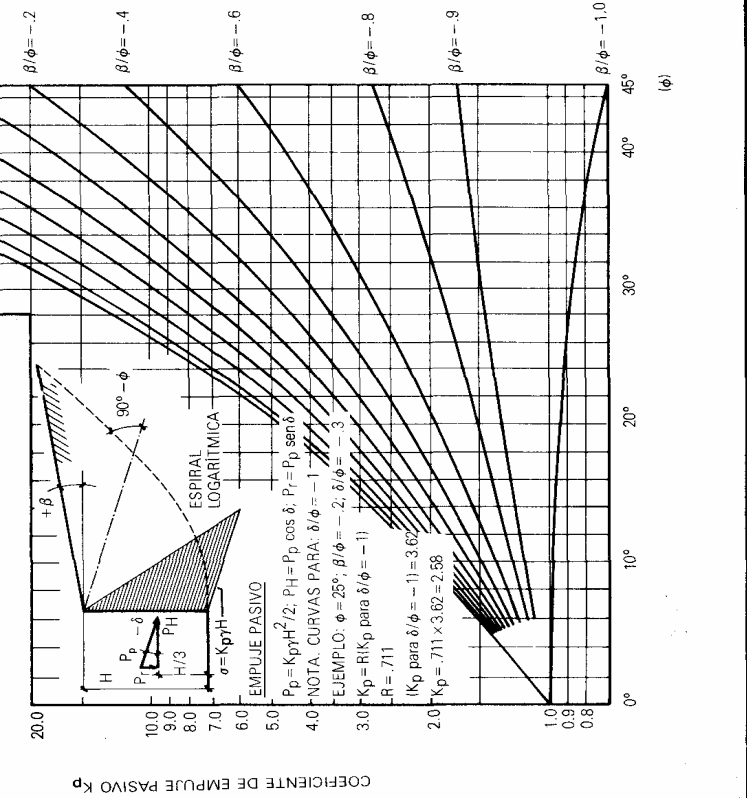
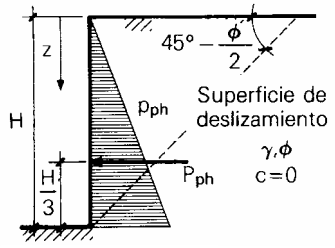
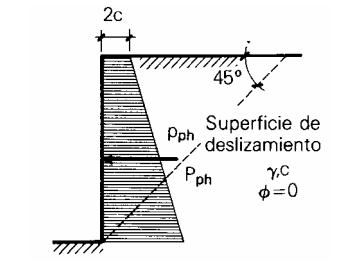
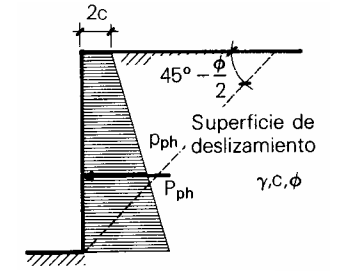
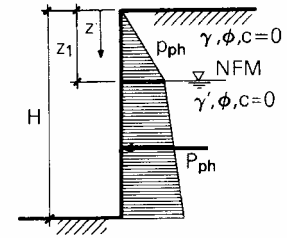
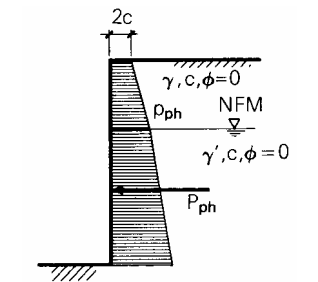
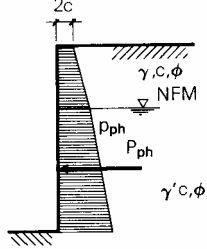


TABLA 3.4.2.2.8. DETERMINACIÓN DE EMPUJES PASIVOS. TEORÍA DE RANKINE (1) CAMPO DE VALIDEZ: Valores de $\phi \leq 30^\circ$

SUELOS GRANULARES	SUELOS COHESIVOS SATURADOS O CUASISATURADOS EN CONDICIONES NO DRENADAS (empujes a corto plazo)	SUELOS COHESIVOS EN CONDICIONES DRENADAS (empujes a largo plazo) (2)
SIN NIVEL FREÁTICO INTERMEDIO		
 <p>Superficie de deslizamiento γ, ϕ $c=0$</p> $K_{ph} = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$ $p_{ph} = K_{ph} \cdot \gamma \cdot z$ $P_{ph} = \frac{K_{ph} \cdot \gamma \cdot H^2}{2}$ $P_{pv} = 0$	 <p>Superficie de deslizamiento γ, c $\phi=0$</p> $p_{ph} = \gamma \cdot z + 2 \cdot c$ $P_{ph} = \gamma \cdot \frac{H^2}{2} + 2 \cdot c \cdot H$ $P_{pv} = 0$	 <p>Superficie de deslizamiento γ, c, ϕ</p> $p_{ph} = \gamma \cdot z \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2 \cdot c \cdot \text{tg}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$ $P_{ph} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2 \cdot c \cdot H \cdot \text{tg}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$
CON NIVEL FREÁTICO INTERMEDIO HORIZONTAL		
 <p>$\gamma, \phi, c=0$ NFM $\gamma', \phi, c=0$</p> $K_{ph} = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$ $p_{ph} = k_{ph} \cdot \gamma \cdot z \quad z < z_1$ $p_{ph} = k_{ph} \cdot (\gamma' \cdot (-z_1) + \gamma \cdot z_{\text{qat}}), \quad z > z_1$ $P_{pv} = 0$	 <p>$\gamma, c, \phi=0$ NFM $\gamma', c, \phi=0$</p> $p_{ph} = \gamma \cdot z + 2c \quad z < z_1$ $p_{ph} = \gamma \cdot z_1 + \gamma' \cdot (z - z_1) + 2c, \quad z > z_1$ $P_{pv} = 0$	 <p>γ, c, ϕ NFM γ', c, ϕ</p> $p_{ph} = \gamma \cdot z \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2 \cdot c \cdot \text{tg}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right), \quad z < z_1$ $p_{ph} = [\gamma \cdot z_1 + \gamma' \cdot (z - z_1)] \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2 \cdot c \cdot \text{tg}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right), \quad z > z_1$ $P_{pv} = 0$
<p>NOTAS:</p> <p>(1) Únicamente aplicable para la determinación de empujes pasivos sobre superficies verticales producidos por terrenos homogéneos sin nivel freático o con nivel freático horizontal, con superficie libre horizontal, y despreciándose el rozamiento terreno-superficie.</p> <p>(2) Únicamente para arcillas sobreconsolidadas inalteradas o rellenos de material cohesivo fuertemente densificado, siempre y cuando estén permanentemente protegidos de las heladas y de la desecación, y sean de baja susceptibilidad.</p>		

El empuje total del terreno sobre una construcción es la resultante de los empujes locales ejercidos sobre todas sus superficies.

Para la determinación de empujes en estructuras de pared rígida quebrada se comenzará por calcular el empuje total sobre el primer tramo de pared según los métodos descritos anteriormente. El empuje resultante sobre el segundo tramo se obtendrá por medio del tanteo de cuñas de rotura según la metodología desarrollada en las tablas 3.4.2.2.2., 3.4.2.2.5. y 3.4.2.2.6. El empuje sobre estructuras de pared curva se aproximará al obtenido para la pared quebrada equivalente. Como simplificación, en general podrá admitirse la determinación de empujes sobre estructuras de pared quebrada, curva o totalmente irregular, aproximando dicha pared a una regular de inclinación media.

En el supuesto de que en alguna de las superficies se pudieran generar empujes activos y en otras empujes pasivos, se comprobará la compatibilidad de generación de ambos tipos de empujes simultáneamente.

a₂₁) VALORES CARACTERÍSTICOS DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA LA DETERMINACIÓN DE EMPUJES

Los parámetros geotécnicos que intervienen fundamentalmente en la determinación de empujes del terreno son:

- Peso específico aparente (γ)
- Parámetros de resistencia al corte:
 - ángulo de rozamiento interno (ϕ)
 - cohesión (c)

— EN TERRENOS NATURALES

Los parámetros geotécnicos de proyecto para terrenos naturales serán obtenidos experimentalmente por medio de investigaciones geotécnicas y ensayos de laboratorio o de campo según los criterios de valoración de acciones consignados en el apartado 3.2. Para su determinación se tendrá en cuenta la geología y geomorfología de la zona, la historia tensional del terreno, la posibilidad de cambios en las propiedades de éste debidas al proceso constructivo, a la actuación de cargas dinámicas, y a la dependencia de factores como el tiempo o el estado de deformación.

Con objeto de reducir el número de muestras o ensayos de campo necesarios para la completa definición estadística de los parámetros geotécnicos de un suelo, se asimilarán a valores característicos aquellos obtenidos según el siguiente proceso:

- La determinación de parámetros deberá realizarse para cada tipo de terreno diferenciado que se presente en el emplazamiento, sin que el tratamiento estadístico de las propiedades del terreno autorice a homogeneizar en un sólo tipo aquellos de naturaleza diferente que puedan presentarse en el emplazamiento. A estos efectos se considerarán terrenos diferenciados aquellos que tengan un origen geológico distinto, una granulometría no semejante, o presenten dispersiones relevantes de los valores de los parámetros de resistencia al corte (5° para ϕ , 2 t/m^2 para c y c_u) o en el peso específico ($0,2 \text{ t/m}^3$).
- Para cada tipo de suelo el número mínimo de muestras a ensayar o ensayos «in situ» a efectuar será de 3, tomados a profundidades distintas.
- Ensayadas n muestras, o efectuados n ensayos «in situ», se definirá como valor básico de un parámetro geotécnico aquel obtenido de la muestra o ensayo cuyo valore esté situado inmediatamente por debajo de la media de todos los obtenidos. Si únicamente se hubieran ensayado tres muestras, o efectuados tres ensayos de campo, se considerará como valor básico el menor de los obtenidos siempre y cuando dichos valores no difieran demasiado entre sí. Si las tres determinaciones difieren sustancialmente una de otra, deberá ampliarse convenientemente el programa de ensayos.

La obtención del valor básico de los parámetros geotécnicos a partir de muestras alteradas (especialmente en suelos granulares) se hará con muestras recompactadas a densidades relativas próximas a las que se deduzcan de los ensayos de campo (p.e. penetrómetros). Deberá tenerse presente, la posibilidad de estimación del valor básico de los parámetros mediante métodos indirectos a partir de correlaciones empíricas con resultados de ensayos de campo (p.e. ángulo de rozamiento interno/ n° de golpes

en el SPT). (Ver ROM 0.5. Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas).

- Con objeto de tener en cuenta inexactitudes en los ensayos y heterogeneidades en la masa de suelo, los valores característicos de los parámetros geotécnicos se obtendrán por minoración de los valores básicos por medio de los siguientes coeficientes:
 - Para el peso específico: 1,00.
 - Para el ángulo de rozamiento interno: 1,1 ($\text{tg } \phi/1,1$).
 - Para la cohesión: 1,3.

Únicamente cuando se posea experiencia significativa y contrastada de zonas colindantes, y para estructuras o elementos estructurales comparables, podrá prescindirse de la realización de estudios geotécnicos.

Para estudios previos y anteproyectos, y en ausencia de información, podrán utilizarse los valores aproximados recogidos en las tablas incluidas en estas Recomendaciones (Tabla 3.4.1.1.2. para pesos específicos y Tabla 3.4.2.2.9. para parámetros de resistencia al corte).

Asimismo podrán utilizarse dichos datos cuando se trate de estructuras secundarias en las que los daños previsibles en caso de accidente sean pequeños y exclusivamente materiales.

- *EN RELLENOS*

Los parámetros geotécnicos de proyecto para rellenos podrán obtenerse de las tablas incluidas en estas Recomendaciones, teniendo en cuenta su dependencia, especialmente para rellenos granulares, de la forma de deposición, posterior grado de compactación, y posibilidad de degradación de los materiales en el tiempo.

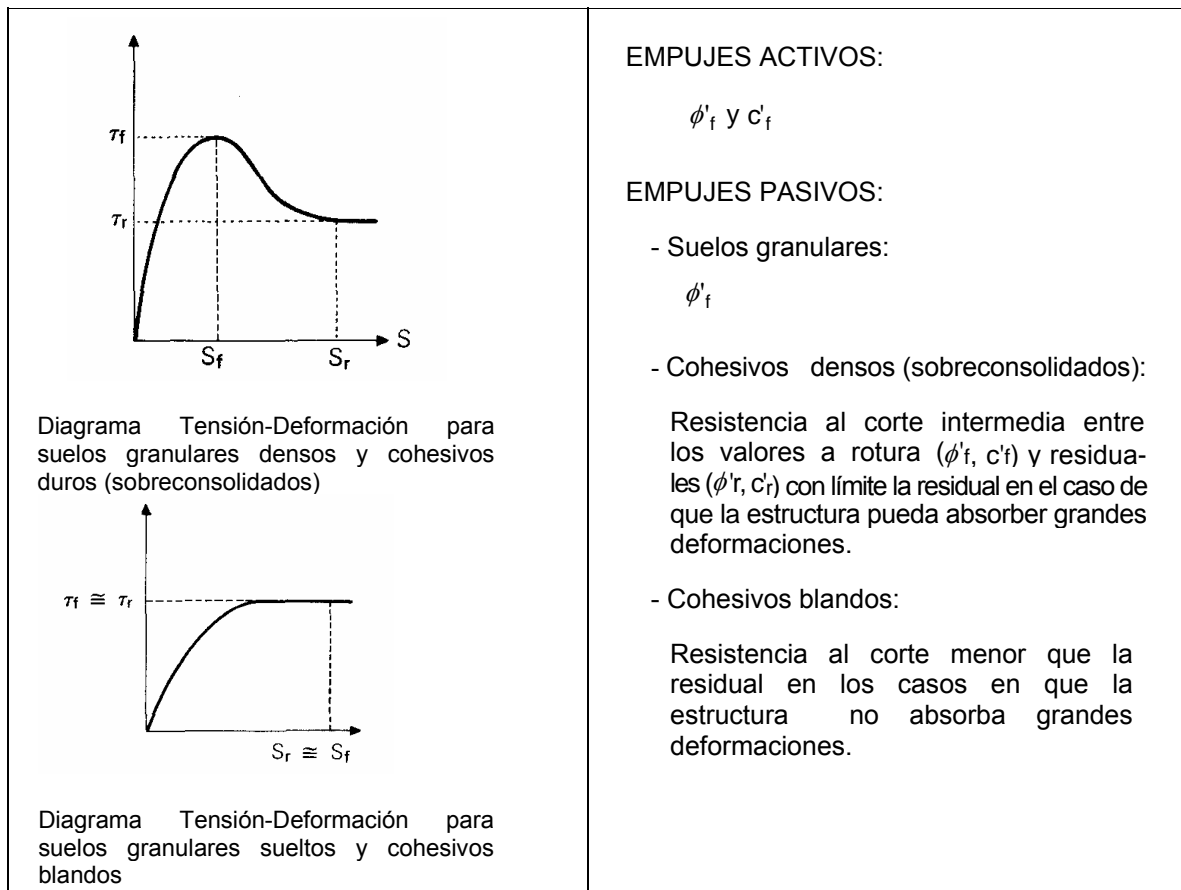
A estos efectos los rellenos se considerarán suelos alterados y completamente remoldeados. Se supondrá que tienen cohesión nula.

A falta de otros datos, para la consideración de rellenos en estado suelto o compacto en función de su forma de deposición, se seguirán las indicaciones dadas en el apartado 3.4.1.1. Peso Propio.

Cuando el proyecto prevea la consolidación del relleno, o procedimientos de compactación o mejora del mismo por encima o por debajo del nivel freático, los parámetros geotécnicos de cálculo estarán acordes con los mismos, debiendo incluirse en el Pliego de Prescripciones Técnicas particulares del Proyecto las cláusulas correspondientes que impongan su obligatoriedad y las condiciones y métodos de comprobación. A falta de datos más precisos podrán considerarse aumentos del 7% en los pesos específicos y del 5% en los ángulos de rozamiento interno dados en tablas cuando se prevea en proyecto la compactación de suelos naturales o rellenos granulares por vibración.

Para la determinación de cargas del terreno, los parámetros de resistencia al corte para suelos granulares y para suelos cohesivos en condiciones drenadas (empujes a largo plazo) se obtendrán en términos de tensiones efectivas en base a los diagramas tensión tangencial (o desviador) /desplazamiento, a partir de ensayos de resistencia al corte.

En las fórmulas de empujes intervendrán el ángulo de rozamiento interno y la cohesión efectivos ya sea a rotura (ϕ'_f, c'_f), ya residuales (ϕ'_r, c'_r) determinados a partir de la resistencia al corte a rotura (τ_f) o residual (τ_r) según los empujes a calcular:



Para suelos cohesivos saturados en condiciones no drenadas (empujes a corto plazo), en las fórmulas de empuje se adoptará un ángulo de rozamiento interno nulo ($\phi=0$) y una cohesión igual a la cohesión sin drenaje (c_u). Dicho parámetro es coincidente con la resistencia al corte sin drenaje obtenida en los ensayos.

A igualdad de otros factores, podrá considerarse que los parámetros de corte (especialmente el ángulo de rozamiento interno) son los mismos por encima y por debajo del nivel freático.

a₂₂) ROZAMIENTO SUELO-ESTRUCTURA (δ)

En la determinación de empujes, el rozamiento entre el terreno y la pared interviene en general impidiendo el deslizamiento de la cuña activa y por tanto reduciendo los empujes activos (δ positivo); por el contrario interviene facilitando el deslizamiento de la cuña pasiva y por tanto incrementando los empujes pasivos (δ negativo).

El efecto del rozamiento terreno-pared es pequeño en el coeficiente de empuje activo, pudiendo despreciarse en condiciones normales.

En la determinación de empujes pasivos el efecto del rozamiento terreno-pared es grande, siendo necesarios grandes movimientos relativos entre la estructura y el terreno para que se movilice completamente. Cuando el efecto del empuje pasivo sea favorable para la resistencia o la estabilidad de la estructura analizada, y no se tengan garantías sobre la posibilidad de deformaciones importantes entre el suelo y la estructura, se considerará en el cálculo $\delta = 0$.

El ángulo de rozamiento (δ), entre un terreno y una estructura dependerá principalmente de:

- Las características del terreno (resistencia al corte, consistencia, humedad y existencia de circulación de agua).
- La rugosidad de los parámetros de la estructura.
- Los movimientos terreno-pared.

TABLA 3.4.2.2.9. PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE CARACTERÍSTICOS USUALES, PARA LA DETERMINACIÓN DE EMPUJES DEL TERRENO.				
TIPO DE SUELO	Resistencia Final (1)			Resistencia Inicial (2)
	ϕ_f (grados)	ϕ_r (grados)	c' (t/m ²)	c_u (t/m ²)
TERRENOS NATURALES				
SUELOS GRANULARES				
-Gravas				
-Compacta	45	35	—	—
-Suelta	35	35	—	—
-Grava Arenosa				
-Compacta	43	33	—	—
-Suelta	33	33	—	—
-Arenas				
-Compacta	40	30	—	—
-Suelta	30	30	—	—
SUELOS COHESIVOS				
-Limos y arcilla arenolimoso	27	25	0,5-2,00	1,00-5,00
-Arcillas				
-Duras (sobreconsolidadas)	20	10	2,00	2,50-5,00
-Blandas (normalmente consolidadas)	17	10	—	1,00-2,50
-Sedimentos orgánicos				
-Muy arcillosos	15	12	1,50	1,00-2,00
-Poco arcillosos	20	15	1,00	1,00-2,50
-Turbas	15	—	0,5	—
-Fangos	20	—	0,5	1,00-2,00
RELLENOS				
ESCOLLERAS Y PEDRAPLENES				
-De granulometría abierta	40-45	—	—	—
-De granulometría cerrada (todo uno de cantera)				
-Compactos	35-40	—	—	—
-Suelos	30-35	—	—	—
RELLENOS GRANULARES Y COHESIVOS				
-Gravas				
-Compacto	40	—	—	—
-Suelo	35	—	—	—
-Arenas				
-Compacto	35	—	—	—
-Suelto	30	—	—	—
-Limos	25	—	—	—
-Terraplenes	30	—	—	—
RELLENOS ANTRÓPICOS				
-Escombros urbanos y basuras de demolición	35	—	—	—
RELLENOS NO CONVENCIONALES				
-Escorias de alto horno				
-Granuladas	30	—	—	—
-Troceadas	40	—	—	—
-Lapillis	35	—	—	—
-Cenizas volantes	25	—	—	—

TABLA 3.4.2.2.9. (Continuación).
<p>NOTAS:</p> <p>(1) Parámetros de resistencia al corte con drenaje.</p> <p>(2) Parámetros de resistencia al corte sin drenaje.</p>

TABLA 3.4.2.2.10. VALORES USUALES DEL ÁNGULO DE ROZAMIENTO TERRENO-ESTRUCTURA PARA LA DETERMINACIÓN DE EMPUJES DEL TERRENO.			
MATERIAL ESTRUCTURAL	TIPO DE TERRENO	δ	
Escolleras/ Fábricas/ Hormigones/ Madera	No cohesivo	$2/3 \phi$	
	Cohesivo	Seco	$2/3 \phi$
		Saturado	$1/3 \phi$
Acero	No cohesivo	$1/3 \phi$	
	Cohesivo	0	
Paramentos pintados con asfalto, alquitrán, betún, etc...	Cualquier terreno	0	
<p>NOTAS:</p> <p>(1) En ángulo de rozamiento interno efectivo (ϕ) que interviene en la determinación del ángulo δ será el de rotura (ϕ_t) o el residual (ϕ_r) en función del que intervenga en el empuje a calcular.</p> <p>(2) Si la estructura o el relleno están sujetos a vibraciones importantes deberá considerarse $\delta = 0$. Si las vibraciones son originadas por el tráfico rodado convencional, ferrocarriles o equipos de manipulación y transferencia de mercancías será suficiente reducir el ángulo δ que haya surgido de la tabla en 5°.</p>			

El valor de δ nunca excederá del valor del ángulo de rozamiento interno del terreno (ϕ), aceptándose para el cálculo, salvo justificación especial o salvo precauciones concretas, un valor máximo de $(2/3)\phi$.

En ausencia de datos experimentales podrán adoptarse los valores de δ consignados en la tabla 3.4.2.2.10.

a₂₃) *INFLUENCIA DE LAS VARIACIONES DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES RESPECTO AL ESTADO HIDROSTÁTICO EN LA DETERMINACIÓN DE EMPUJES DEL TERRENO*

La influencia de las variaciones de las presiones intersticiales con respecto al estado hidrostático se tienen en cuenta en la determinación de empujes de tierras mediante la introducción de la resultante de las presiones intersticiales referidas al plano de deslizamiento y al trasdós de la estructura resistente en el análisis de cuñas de deslizamiento según la metodología descrita en las tablas 3.4.2.2.2. (V) para empujes activos y 3.4.2.2.6. (II) para empujes pasivos.

— *ZONAS CON RED DE CORRIENTE*

Las resultantes de las presiones intersticiales sobre cada superficie podrán obtenerse de la resolución de la ecuación de la filtración según los criterios expuestos en el apartado 3.4.2.1. Cargas Hidráulicas, para los casos en los que se establezca circulación de agua entre diferentes niveles situados en distintos paramentos del elemento estructural, o hacia un sistema de drenaje.

Para dirección de flujo fundamentalmente vertical (líneas de corriente verticales), usual en obras marítimas lineales cuando se establece circulación de agua entre dos niveles estacionarios, podrán aceptarse las siguientes correcciones en los empujes del terreno determinados sin tener en cuenta la existencia de red de filtración:

— *General*

Se considerarán en cada punto incrementos o disminuciones en los empujes del terreno de valor:

$$\begin{aligned} \text{- Para empujes activos:} & \quad \Delta p_3 = \pm \Delta p \cdot K_a \\ \text{- Para empujes pasivos:} & \quad \Delta p_p = \pm \Delta p \cdot K_p \end{aligned}$$

siendo:

Δp = variación de la presión intersticial respecto al estado hidrostático en el punto analizado.

El signo + corresponderá a disminuciones (flujo descendente) y el signo - a aumentos (flujo ascendente).

K_a = coeficiente de empuje activo.

K_p = coeficiente de empuje pasivo.

— *Zonas de Gradiente Hidráulico Constante*

En aquellos estratos en que puedan conderarse gradientes hidráulicos constantes (ver simplificaciones de la tabla 3.4.2.1.3.) se calcularán los empujes del terreno con un peso específico virtual corregido γ'_r del terreno sumergido en dicho estrato:

$$\gamma'_r = \gamma' + i \cdot \gamma_w$$

siendo:

γ' = peso específico aparente sumergido.

i = gradiente hidráulico. Se considerará positivo para circulación vertical descendente y negativo para circulación ascendente.

γ_w = peso específico del agua.

— *ZONAS CON SOBREPRESIÓN ARTESIANA*

Si existe una sobrepresión artesiana ($h_w \cdot \gamma_w$) en un estrato no cohesivo situado bajo una capa superficial de terreno cohesivo de espesor d_a y peso específico sumergido γ'_a , la determinación de empujes del terreno se verá afectada por dicha sobrepresión pudiéndose adoptar en el cálculo las siguientes simplificaciones:

— *Para Empujes Activos:*

La influencia de la sobrepresión artesiana en el empuje activo es generalmente escasa, pudiendo despreciarse.

— *Para Empujes Pasivos:*

- Si $\gamma'_a \cdot d_a > \gamma'_w \cdot h_w$

- Se supondrá una reducción lineal de la sobrepresión artésiana en el estrato cohesivo. Podrá calcularse el empuje pasivo según lo previsto para zonas de gradiente hidráulico constante.

$$\gamma'_{ar} = \gamma'_a - \frac{h_w \cdot \gamma_w}{d_a}$$

- El término cohesivo del empuje pasivo no se modifica por la sobrepresión artésiana.
- Para el cálculo del empuje pasivo bajo la capa superficial se supondrá una sobrecarga:

$$\gamma'_{ar} \cdot d_a$$

- Si $\gamma'_a \cdot d_a < h_w \cdot \gamma_w$

- Se considerará $\delta = 0$ en el estrato superficial.
- No se considerará el término de cohesión en el estrato superficial con objeto de tener en cuenta posibles levantamientos de la capa superficial.
- El empuje pasivo bajo la capa superficial se calculará suponiendo sobrecarga nula en dicho estrato.

— *ZONAS CON PROCESOS DE CONSOLIDACIÓN*

En el caso de variación de las presiones intersticiales respecto al estado hidrostático debidas a procesos de consolidación en terrenos coherentes saturados, las resultantes de dichas presiones podrán obtenerse por la aplicación de la Teoría de Terzaghi-Fröhlich para la consolidación primaria.

a₂₄) EXISTENCIA DE CARGAS SOBRE EL TERRENO

La actuación indirecta de cargas permanentes y sobrecargas a través del terreno produce empujes adicionales sobre las estructuras sometidas a empujes del terreno.

La valoración de empujes adicionales podrá realizarse según los siguientes criterios, dependientes del tipo de carga actuante:

— *CARGA VERTICAL UNIFORMEMENTE REPARTIDA*

Para una carga vertical indefinida de valor q por unidad de superficie situada sobre un relleno o terreno natural homogéneo, o estratificado con estratos paralelos a la superficie libre del mismo, en el trasdós de una estructura resistente, el empuje adicional producido será:

$$\Delta p_a = K_a \cdot \frac{q \cdot \text{sen} \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

$$\Delta p_p = K_p \cdot \frac{q \cdot \text{sen} \alpha}{\text{sen}(\alpha + \beta)}$$

Los parámetros han sido definidos en las tablas 3.4.2.2.2. y 3.4.2.2.5.

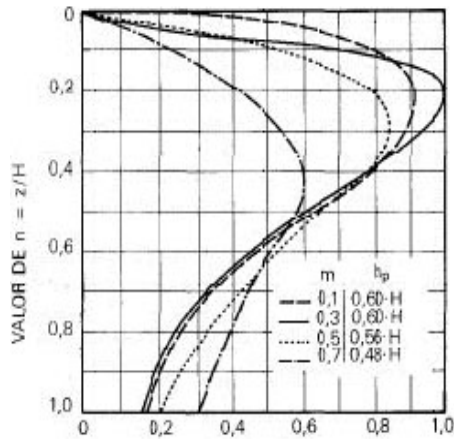
En terrenos puramente coherentes ($\phi = 0$), sobre todo si la carga no tiene un carácter permanente, deberá suponerse que el empuje activo unitario no puede ser inferior a $\Delta p_a = (q \cdot \text{sen} \alpha / (\text{sen}(\alpha + \beta)))$, lo que se traduce en una corrección en la parte superior del diagrama de empujes activos.

— *CARGAS VERTICALES PUNTUALES O LINEALES PARALELAS A LA CORONACIÓN*

Cuando las cargas puntuales o lineales actuantes sean pequeñas en relación al empuje

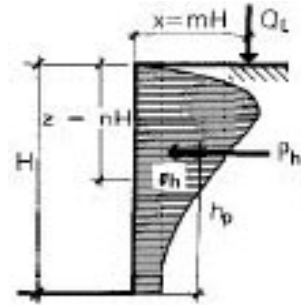
TABLA 3.4.2.2.11. EMPUJES ADICIONALES SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN PRODUCIDOS POR LA ACTUACIÓN DE CARGAS PUNTALES O LINEALES VERTICALES A TRAVÉS DE TERRENOS HOMOGENÉOS. (Estructuras de pared vertical y superficie del terreno horizontal.)

CARGAS LINEALES



VALOR DE $\sigma_h \cdot \left(\frac{H}{Q_L}\right)$

SOBRECARGA LINEAL Q_L



PARA $m \leq 0.4$:

$$\sigma_h \cdot \left(\frac{H}{Q_L}\right) = \frac{0.20 \cdot n}{(0.16 + n^2)^2}$$

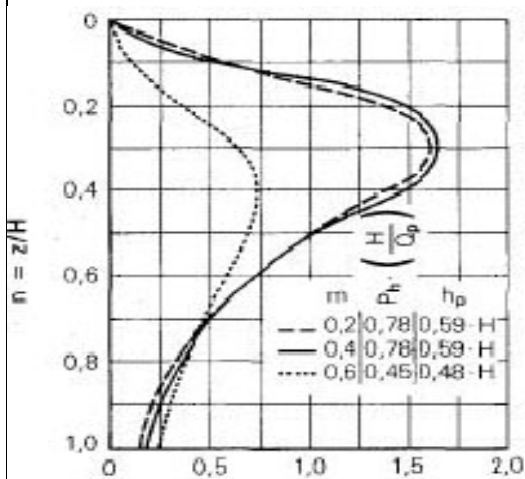
$$P_{h\bar{}} = 0.55 \cdot Q_L$$

PARA $m > 0.4$

$$\sigma_h \cdot \frac{H}{Q_L} = \frac{1.28 \cdot m^2 \cdot n}{(m^2 + n^2)^2}$$

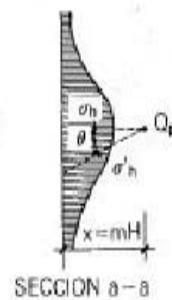
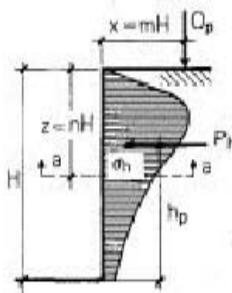
$$\text{RESULTANTE: } P_h = \frac{0.64 \cdot Q_L}{(m^2 + 1)}$$

CARGAS PUNTALES



VALOR DE $\sigma_h \cdot \left(\frac{H^2}{Q_p}\right)$

SOBRECARGA PUNTUAL Q_p



Par $m > 0.4$:

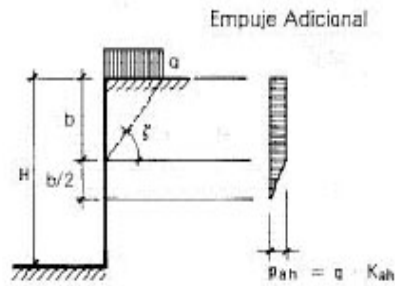
$$\sigma_h \left(\frac{H^2}{Q_p}\right) = \frac{1.77 \cdot m^2 \cdot n^2}{(m^2 + n^2)^2}$$

$$\sigma'_h = \sigma_h \cdot \cos^2 \quad (110)$$

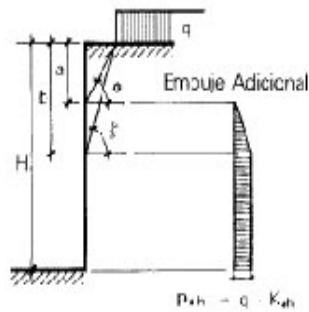
Para $m \leq 0.4$:

$$\sigma_h \left(\frac{H^2}{Q_p}\right) = \frac{0.28 \cdot n^2}{(0.16 + n^2)^2}$$

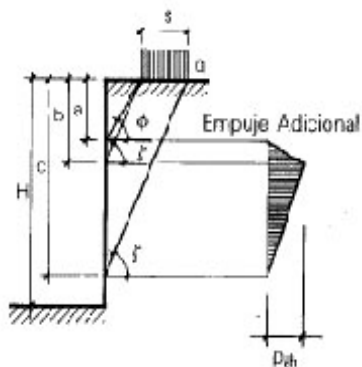
TABLA 3.4.2.2.12. EMPUJES ACTIVOS ADICIONALES EN CASO DE SOBRECARGAS UNIFORMES VERTICALES LIMITADAS, EN ESTRUCTURAS DE TRASDÓS VERTICAL Y TERRENO HOMOGÉNEO DE SUPERFICIE HORIZONTAL.



ζ : Ángulo de la superficie de rotura correspondiente al empuje activo según la aproximación de Coulomb. Puede obtenerse de la tabla 3.4.2.2.2. Empujes Activos.



ϕ : Ángulo de rozamiento interno



$$P_{ah} = \frac{2 \cdot q \cdot s \cdot \theta}{c - a} \quad \text{para } \theta = \frac{\text{sen}(\zeta - \phi) \cdot \cos \delta}{\cos(\zeta - \phi - \delta)}$$

TABLA 3.4.2.2.12. (Continuación).

REPARTO EN PLANTA DE EMPUJES ADICIONALES PARA CARGAS NO INDEFINIDAS.

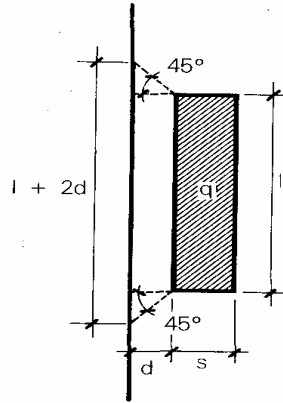
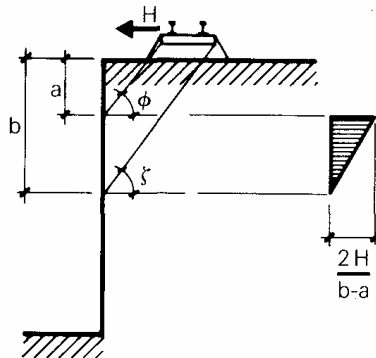


TABLA 3.4.2.2.13. EMPUJES ADICIONALES DEL TERRENO PARA SOBRECARGAS HORIZONTALES LINEALES INDEFINIDAS O LIMITADAS, EN ESTRUCTURAS DE TRASDÓS VERTICAL Y TERRENO HOMOGÉNEO DE SUPERFICIE HORIZONTAL.



NOTAS:

- ϕ y ζ con igual significado que en la tabla 3.4.2.2.12.
- Para sobrecargas horizontales lineales limitadas se admitirá el reparto en planta con iguales criterios que para cargas verticales limitadas. (Ver Tabla 3.4.2.2.12.)

total producido por el terreno ($< 0,30x$ empuje activo total), el empuje adicional debido a estas cargas puede ser calculado según la metodología consignada en la tabla 3.4.2.2.11. para estructuras de pared vertical y terreno homogéneo de superficie libre horizontal.

Los empujes así calculados duplican aproximadamente a los obtenidos por aplicación de la teoría de la elasticidad (Boussinesq). La aplicación estricta del semiespacio de Boussinesq no es correcta para pared rígida dado que parte de suponer un sólido elástico semindefinido cuya expansión es posible al contacto con la pared; hipótesis evidentemente falsa para pared rígida.

Para la actuación de cargas en bandas, indefinidas o no, podrán calcularse los empujes adicionales por superposición de los producidos por cargas puntuales o lineales. Asimismo también podrán aplicarse las simplificaciones incluidas en la tabla 3.4.2.2.12. para estructuras de trasdós vertical y terreno homogéneo de superficie libre horizontal.

Para secciones tipo complicadas o para cargas actuantes que incumplan las condiciones anteriormente señaladas, la obtención de empujes se realizará incluyendo dichas cargas en el análisis de cuñas de deslizamiento según lo señalado en las tablas 3.4.2.2.2., 3.4.2.2.5., y 3.4.2.2.6.

– CARGAS HORIZONTALES LINEALES PARALELAS A LA CORONACIÓN

Para la actuación de una carga horizontal lineal paralela a la coronación de la pared estructural, podrán admitirse los empujes adicionales simplificados consignados en la tabla 3.4.2.2.13., válidos para estructuras de pared vertical y terreno homogéneo de superficie libre horizontal. Asimismo para secciones tipo complicadas la obtención de empujes podrá realizarse a partir del análisis de cuñas de deslizamiento según metodología ya descrita.

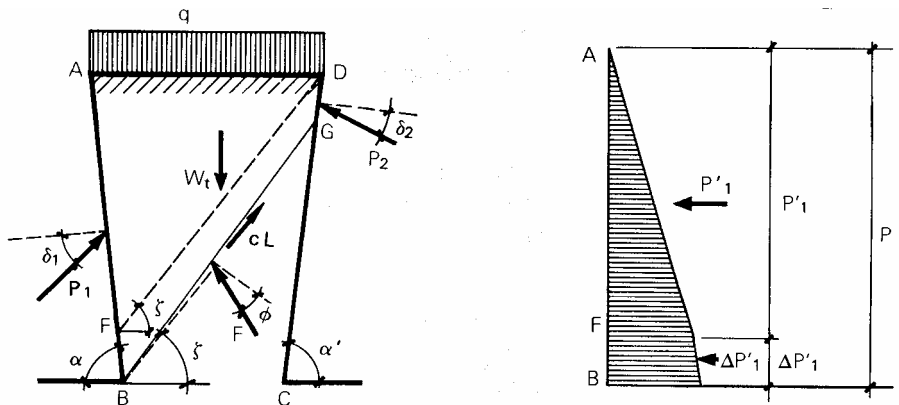
a₂₅) EMPUJES DEL TERRENO EN CASOS ESPECIALES

– MODIFICACIÓN DE EMPUJES SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRÓXIMOS Y OPUESTOS. EFECTO SILO

Pueden presentarse modificaciones en los empujes previstos, en aquellos casos en que disposiciones estructurales próximas y opuestas (p. e. muros paralelos, celdas de cajones, recintos celulares, ataguías,...) impidan el desarrollo completo de las cuñas de rotura en las condiciones previstas en la teoría general.

Dichas modificaciones podrán resolverse por el análisis, según la aproximación de Coulomb consignada en las tablas 3.4.2.2.2. y 3.4.2.2.5., de las cuñas de deslizamiento siguientes:

PARA EMPUJES ACTIVOS SOBRE AB



Se tantearán cuñas ABDG según la teoría general, siendo los empujes sobre AF (P'_1) los calculados no teniendo en cuenta la existencia de la estructura opuesta. La distancia BF se obtendrá trazando desde D una paralela al plano de deslizamiento teórico en el hipótesis de existencia de una única estructura (ζ). Una vez obtenido P_1 el empuje sobre BF será igual al incremento respecto a P'_1 ($\Delta P'_1$) distribuido linealmente entre F y B.

Si el punto G correspondiente a la cuña real de deslizamiento no resultase por encima de la profundidad F, la metodología anteriormente señalada no será válida por producirse efectos de ensilamiento.

En ese caso, podrán adoptarse como presiones de ensilamiento las siguientes:

-Sobre un plano vertical:

$$p'_h = \gamma \cdot z_0 (1 - e^{-z/z_0}) \lambda$$

$$p'_v = \gamma z_0 (1 - e^{-z/z_0}) \cdot \lambda \cdot \text{tg} \delta$$

- Sobre un plano horizontal:

$$p''_v = \gamma \cdot z_0 \cdot (1 - e^{-z/z_0})$$

-Sobre un plano inclinado:

$$p_h = p'_h \cdot \text{sen}^2 \alpha + p''_v \cdot \text{cos}^2 \alpha + p'_v \cdot \text{cos}^2 \alpha$$

$$p_t = \text{sen} \alpha \cdot \text{cos} \alpha \cdot (p''_v + p'_v - p'_h)$$

siendo:

- p'_h : Empuje horizontal unitario sobre un plano vertical, en t/m^2 .
- p'_v : Empuje vertical unitario sobre un plano vertical, en t/m^2 .
- p''_v : Empuje vertical unitario sobre un plano horizontal, en t/m^2 .
- p_n : Empuje normal unitario sobre un plano que forma un ángulo α con la horizontal, en t/m^2 .
- p_t : Empuje tangencial unitario sobre un plano que forma un ángulo α con la horizontal, en t/m^2 .
- z_0 : (profundidad crítica) = $A/(\lambda \cdot \text{tg} \delta)$, en m.

z : Distancia desde la coronación del terreno ensilado hasta el punto donde se evalúan los empujes, en m.

A : Área de la sección recta de la celda, en m^2 .

u : Perímetro de la celda en contacto con el material, en m.

A/u : (espesor medio de la celda)/2, en m.

λ : Coeficiente de empuje = K_{ah} (adimensional)

No obstante se tomará para rellenos granulares, excepto pedraplenes y escolleras:

$$\lambda = 0,5 \text{ en llenado}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ en vaciado}$$

δ : Ángulo de rozamiento terreno-estructura (en grados). (Ver tabla 3.4.2.2.10.)

No obstante se tomará para rellenos granulares, excepto pedraplenes y escolleras:

$$\delta = 0,75 \phi', \text{ en llenado}$$

$$\delta = 0,60 \phi', \text{ en vaciado}$$

$$\delta = \phi', \text{ en vaciado y llenado de materiales pulverulentos,}$$

para ϕ = Ángulo de rozamiento interno del terreno o del relleno.

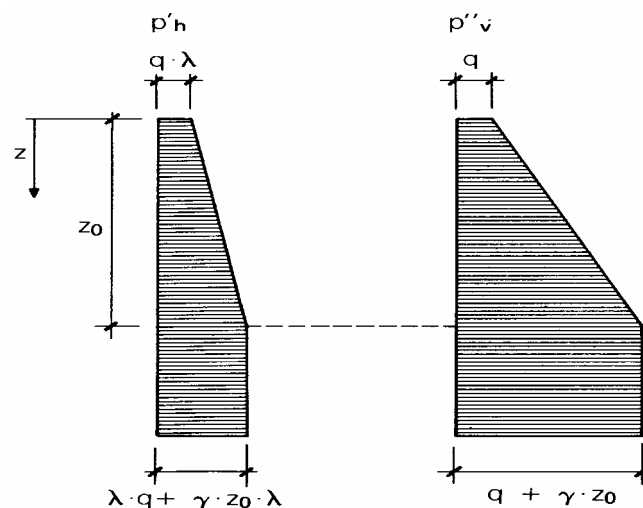
γ : Peso específico aparente del terreno, en t/m^3 .

α : Ángulo que forma el plano inclinado con la horizontal, (en grados).

Para tener en cuenta los efectos dinámicos que se producen durante el vaciado, será necesario mayorar los empujes obtenidos según la formulación anterior por 1,50.

Si actúa una sobrecarga uniforme en superficie (q), se considerará un empuje adicional horizontal uniforme igual a $q \cdot \lambda$ sobre planos verticales, y vertical q sobre planos horizontales.

Las leyes de empujes teóricas podrán simplificarse en el cálculo adoptando valores envolventes del lado de la seguridad.

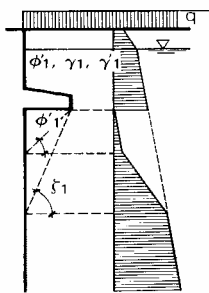


– MODIFICACIÓN DEL EMPUJE ACTIVO EN ESTRUCTURAS CON BANDEJAS EN EL TRASDÓS

Las modificaciones en la distribución de empujes activos producidas por la existencia de bandejas en el trasdós de estructuras de contención (p. e. losa sobre pilotes en el trasdós de una pantalla), dependerá de la localización y anchura de la plataforma en voladizo, y de los parámetros de corte característicos del terreno. Este tipo de estructura da lugar a disminuciones en las leyes de empujes debido al efecto de ensilamiento producido.

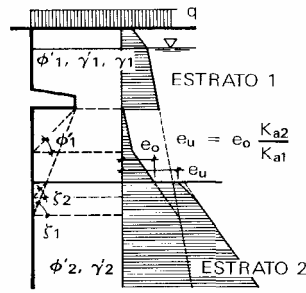
Para suelos no cohesivos podrán adoptarse las siguientes distribuciones:

TERRENO UNIFORME

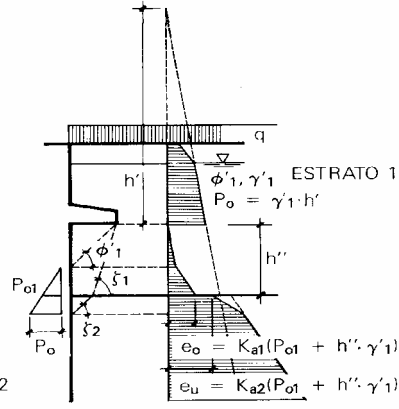


TERRENO ESTRATIFICADO

$$\gamma_2 < \gamma_1 \quad \phi_2 < \phi_1 \\ K_{a2} > K_{a1} \quad \zeta_2 < \zeta_1$$



TERRENO ESTRATIFICADO General



- ϕ = Ángulo de rozamiento interno efectivo en el estrato i.
 ζ_i = Ángulo de la superficie de rotura correspondiente al empuje activo en el estrato i.
 K_{ai} = Coeficiente de empuje activo en el estrato i.

Si el suelo es coherente, con cohesión c' , la distribución de empujes podrá efectuarse de igual forma sin más que superponer a la distribución de empujes en la zona sin efecto de ensilamiento el término de cohesión:

$$K_{ac} = -2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

Este procedimiento es válido si el término de cohesión es pequeño en relación al empuje total.

Para secciones tipo más complicadas o cuando existan varias plataformas, una encima de la otra, se procederá por tanteos sucesivos de cuñas activas según la metodología consignada en la tabla 3.4.2.2.2.

— MODIFICACIÓN DE EMPUJES DEBIDO A LA ACTUACIÓN DE CARGAS PUNTUALES O LINEALES EN EL INTERIOR DEL TERRENO

Cuando actúen cargas aisladas o lineales en el interior de un terreno (p. e. carga por punta de un pilotaje, zapatas, anclajes,...), la distribución de empujes sobre la estructura analizada quedará modificada por la presencia de dichas cargas a partir de su punto de aplicación (p. e. punta de pilotaje, solera de zapata,...).

El análisis de empujes podrá realizarse por el tanteo de cuñas de deslizamiento, incluyendo en el polígono de fuerzas las cargas lineales cuyo punto de aplicación esté dentro de la cuña de deslizamiento. Para cargas puntuales podrán calcularse los empujes adicionales mediante la aplicación de la teoría de elasticidad.

Para los casos más simples podrán aplicarse las simplificaciones consignadas en a₂₄. Existencia de Cargas sobre el Terreno, a partir de su punto de aplicación.

a₂₆) CASOS PARTICULARES

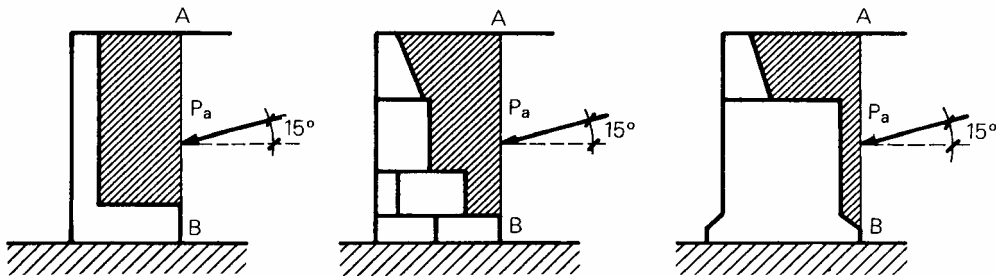
— SIMPLIFICACIONES PARA EL CÁLCULO DE EMPUJES ACTIVOS EN ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE GRAVEDAD

En estructuras de contención de gravedad podrán admitirse las siguientes simplificaciones:

- Para el cálculo de la estructura de contención como cuerpo rígido, a vuelco y deslizamiento, el empuje total podrá determinarse según la metodología expuesta, pero actuando sobre un trasdós virtual vertical AB que pasa por el extremo inferior del trasdós

de la estructura; y tomando un valor del ángulo de rozamiento terreno/trasdós virtual (δ) igual a 15° , con independencia del tipo estructural.

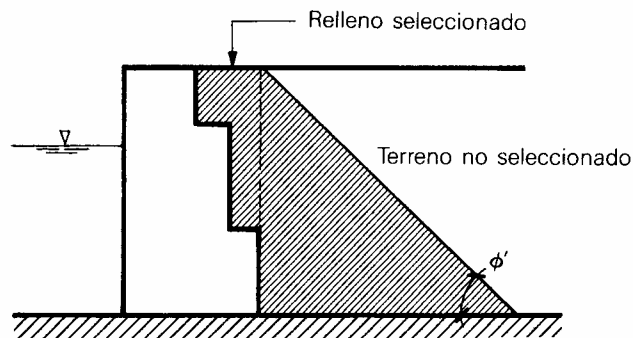
Dicha consideración se fundamenta en que la masa de tierra que gravita sobre la estructura analizada se moviliza, gira o desliza, conjuntamente con ella.



— Cuando un relleno de buena calidad (relleno seleccionado: ángulo de rozamiento interno superior o igual a 30°) sea utilizado en el trasdós de una estructura de contención por gravedad, siendo la superficie del mismo horizontal, podrán adoptarse en el cálculo las siguientes simplificaciones:

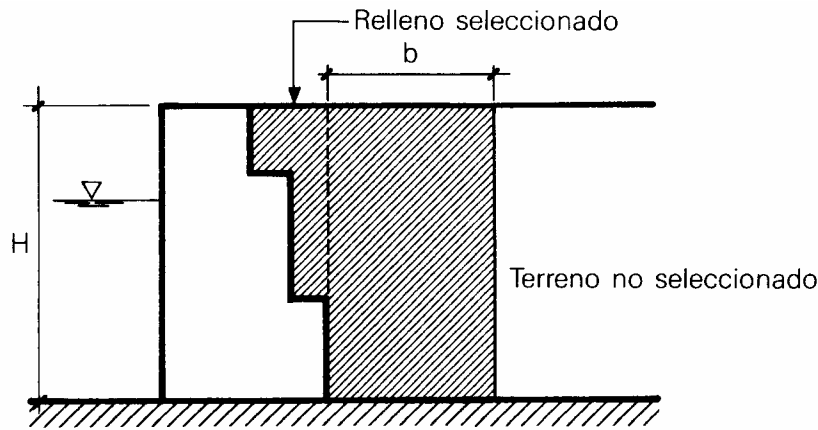
- Si la sección tipo del relleno seleccionado es triangular a partir de la línea de intersección entre la vertical que pasa por el extremo del trasdós de la estructura resistente y la superficie del terreno, formando un ángulo con la horizontal igual o menor que el ángulo de rozamiento interno del material de relleno seleccionado (ϕ'), podrá considerarse para el cálculo de empujes que todo el terreno situado en el trasdós de la estructura resistente tiene idénticas características que el relleno.

Si el terreno seleccionado es cohesivo, o granular de distintas características geotécnicas que el relleno seleccionado, para tener en cuenta los efectos reductores del empuje debido al relleno de buena calidad deberá comprobarse la imposibilidad de contaminación o interpenetración del segundo por el primero, o en caso contrario deberá colocarse en la interfase un material que cumpla la ley de filtros (p. e. un filtro granular clásico o un geotextil).



- Si la sección tipo del relleno seleccionado es rectangular, pese a su difícil puesta en obra, podrá adoptarse lo siguiente:

- Para anchura del relleno (b) a partir de la línea de intersección entre la vertical que pasa por el extremo del trasdós de la estructura y la superficie del terreno, superior a la altura de la estructura de contención (H), se considerará que todo el material situado en el trasdós tiene idénticas características que el relleno seleccionado.
- Si la anchura (b) es igual a $1/2$ de la altura se adoptará una distribución de empujes de valor medio entre el correspondiente al relleno seleccionado y al resto del material.
- Si la anchura (b) es igual o menor a $1/5$ de la altura se despreciará al efecto del relleno seleccionado.



Si la sección tipo del relleno seleccionado es irregular, el efecto de dicho relleno en la distribución de empujes se asimilará al producido por uno regular de pendiente equivalente o en su defecto al producido por el rectangular de igual área.

– **EMPUJES SOBRE MACIZOS Y PANTALLAS DE ANCLAJE SUPERFICIALES Y/O DISCONTINUAS ($H/h \leq 2$)**

En estado no cargado, el empuje en reposo del terreno actúa sobre las dos caras de una pantalla o macizo continuo de anclaje. En el límite se considerará que el efecto de la fuerza de anclaje moviliza completamente el empuje pasivo del terreno, aceptándose la producción de los desplazamientos necesarios para la existencia de tales empujes. Simultáneamente se admitirá la movilización de empujes activos tras la pared de anclaje por el esponjamiento del terreno en esa zona.

Las superficies de deslizamiento y las fuerzas en la pantalla de anclaje se consignan en la tabla 3.4.2.2.14. La diferencia entre la resultante de empujes pasivos y la de empujes activos dará por resultado la fuerza de anclaje aprovechable.

Para que las hipótesis efectuadas sobre las superficies de deslizamiento puedan considerarse válidas, deberá cumplirse que la superficie de rotura, en la zona del estado pasivo del anclaje, no se intersecte por debajo de la superficie libre del terreno natural con la cuña de deslizamiento del terreno correspondiente al estado activo sobre la pared anclada. (ver tabla 3.4.2.2.14.).

Asimismo, a los efectos de garantizar la estabilidad del conjunto anclaje/pared anclada deberá comprobarse la superficie de rotura más desfavorable, que generalmente pasa por el pie de la pared anclada y el pie del anclaje.

En el caso de macizos o pantallas de anclaje no continuos y separados entre sí, el efecto del conjunto podrá sustituirse por una pantalla continua equivalente trazada según los criterios de la tabla 3.4.2.2.14.; siempre y cuando la separación entre anclajes aislados no supere una longitud crítica. Dicha longitud crítica ($crit\ a$) dependerá del tamaño de las placas de anclaje (altura h), y de la relación entre la profundidad del macizo de anclaje respecto a la superficie del terreno (H) y h . A falta de otros datos, para suelos granulares finos (suelos arenosos) podrá admitirse:

$$crit\ a = h \cdot \beta \quad \text{para } H/h \leq 5,5$$

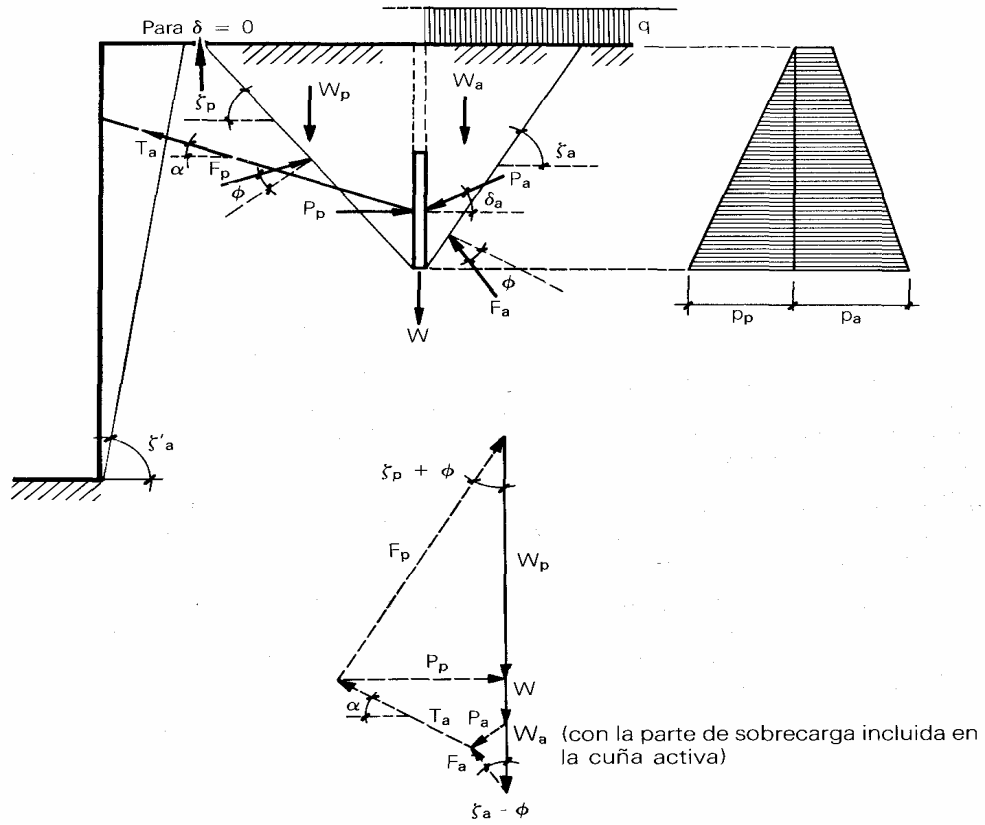
obteniéndose β de:

H/h	1	2	3	4	5	5,5
β	2,1	2,3	2,5	2,8	3,1	3,3

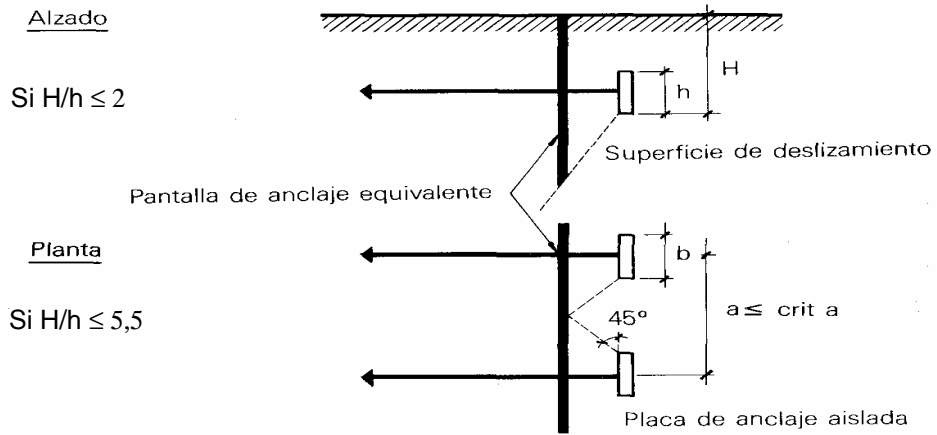
Válido para placa cuadrada, o para placa rectangular tomando h igual al lado del cuadrado de superficie equivalente.

TABLA 3.4.2.2.14. SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO, FUERZAS Y EMPUJES DEL TERRENO SOBRE UNA PANTALLA DE ANCLAJE.

PLACA DE ANCLAJE CONTINUA



TRAZADO DE LA PANTALLA CONTINUA EQUIVALENTE PARA ANCLAJES AISLADOS

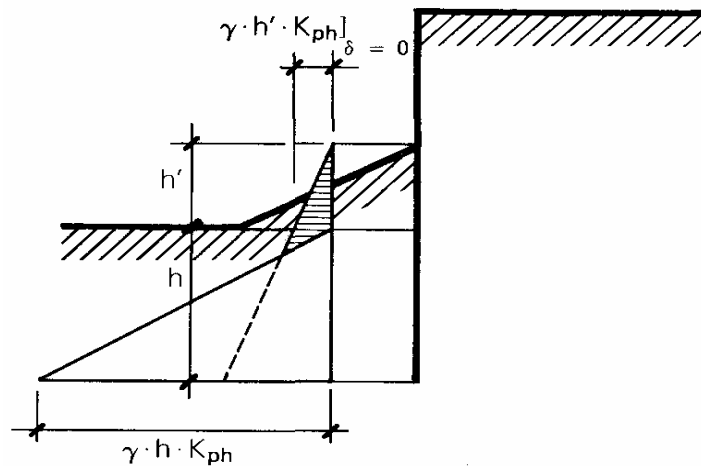


LEYENDA: SEGÚN TABLA 3.4.2.2.2. Y 3.4.2.2.5.

— EMPUJE PASIVO DEL TERRENO EN TALUDES DE APOYO

La distribución del empuje pasivo del terreno en un talud de apoyo puede determinarse exactamente a partir del tanteo de sucesivas cuñas de rotura según la metodología consignada en las tablas 3.4.2.2.5. y 3.4.2.2.6. Sin embargo podrá utilizarse el procedimiento simplificado señalado en la tabla 3.4.2.2.15., válido para terrenos homogéneos y estructuras de pared vertical.

TABLA 3.4.2.2.15. EMPUJES PASIVOS ADICIONALES EN TERRENOS CON TALUDES DE APOYO Y ESTRUCTURAS DE PARED VERTICAL



a₃) ESTRUCTURAS INDEFINIDAS DE PARED RÍGIDA CON DESPLAZAMIENTOS LATERALES COARTADOS POR APOYOS EXTERIORES

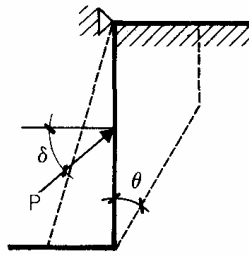
Cuando un macizo de terreno comprende zonas cuyo desplazamiento está limitado por uniones exteriores (p. e. mediante un anclaje), en el momento de rotura se formarán en estas zonas unos equilibrios locales análogos a las bóvedas que se forman entre las paredes interiores de un silo, dando como resultado modificaciones respecto al estado activo. La modificación de las condiciones de equilibrio interno dará por tanto como resultado modificaciones en la ley de empujes activos, por reducción de la capacidad del terreno en transmitir cargas verticales a las capas inferiores del macizo en rotura.

En estructuras de pared rígida con desplazamientos laterales coartados por apoyos exteriores, en lo referente a la magnitud y distribución de los empujes del terreno podrá considerarse lo siguiente, respecto al estado activo:

- Aumento del valor total del empuje, con inclinación positiva de la resultante por movilización del rozamiento terreno-pared.
- Aumento de los empujes unitarios en las zonas próximas a los puntos fijos.
- Reducción de los empujes unitarios en las zonas alejadas de los puntos fijos.

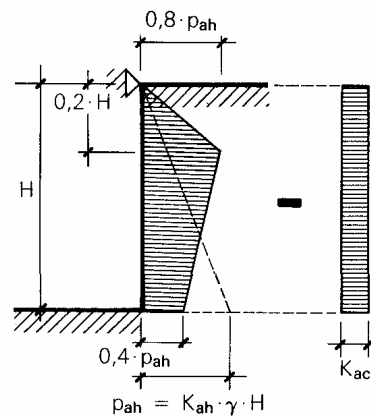
Las leyes de empujes son para estos casos de muy difícil sistematización y generalización, habiéndose obtenido simplificaciones teóricas en algunos casos concretos en base a experimentación y medición sobre prototipo.

En el caso particular de estructuras de pared rígida, cimentadas sobre fondo rígido, y sostenidas en la parte superior, la superficie de rotura podrá asimilarse a una superficie de trazado quebrado, formada por un plano vertical en la parte superior y por uno de inclinación θ con la pared, que pasa por el pie de la misma.



Según Terzaghi, la distribución de empujes es aproximadamente parabólica, pudiendo simplificarse a una formada por dos rectas.

Para pared vertical y terreno homogéneo de superficie horizontal podrá aplicarse la siguiente aproximación:



a4) ESTRUCTURAS INDEFINIDAS DE PARED FLEXIBLE

La posibilidad de deformación de las estructuras de pared flexible (p. e. pantalla de tablestacas anclada o no) modifica asimismo las condiciones de rotura de un terreno actuando sobre dicha estructura, respecto a las definidas para los estados activo y pasivo.

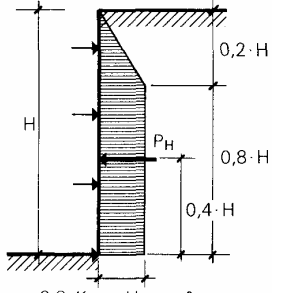
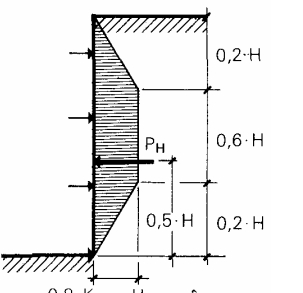
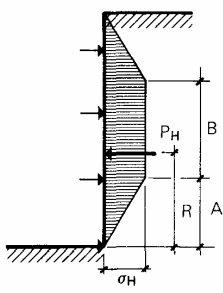
La flexibilidad de la pared permitirá la descomprensión del terreno en sus proximidades inmediatas, dando como resultado, respecto a los estados citados, aumentos de empujes unitarios en las proximidades de los apoyos, con disminuciones en las zonas intermedias.

El cálculo teórico de los estados de rotura y de los empujes asociados a ellos no es simple, siendo necesarios estudios específicos (p. e. estudios en modelo matemático) en los que se haga intervenir la capacidad de deformación de la pared conjuntamente con la del terreno. Para el cálculo de la magnitud y distribución de los empujes del terreno se admitirán en la práctica métodos empíricos de validez reconocida para algunos tipos estructurales (Métodos de Blum, de la Carga Portante de Brinch-Hansen, Danés, Rowe, Tschebotarioff,...).

En pantallas o revestimientos de excavaciones con apuntalamientos o anclajes múltiples, la práctica indeformabilidad de estos últimos, conjuntamente a la posible flexión de la pantalla entre los mismos, da lugar a que la distribución y magnitud de los empujes no pueda aproximarse a los correspondientes al estado activo. Para este caso particular podrá aplicarse el método empírico consignado en la tabla 3.4.2.2.16. con validez para terreno homogéneo de superficie horizontal. El empuje adicional causado por sobrecargas superficiales se tendrá en cuenta con igual formulación que para el empuje activo.

La resultante de empujes con la distribución propuesta supondrá, respecto al activo, aumentos del orden del 25% para suelos granulares compactos, y del 50% para suelos granulares sueltos.

TABLA 3.4.2.2.16. EMPUJES DEL TERRENO EN PANTALLAS O REVESTIMIENTOS CON APUNTALAMIENTOS O ANCLAJES MÚLTIPLES.

SUELOS GRANULARES SUELTOS	SUELOS GRANULARES DENSOS	SUELOS COHERENTES
 <p>$P_H = 0.72 \cdot K_a \cdot \gamma H^2 \cdot \cos \delta$</p>	 <p>$P_H = 0.64 \cdot K_a \cdot \gamma H^2 \cdot \cos \delta$</p>	 <p> $2 < N_0 < 5$ $P_H = 0,78 \cdot H \cdot \sigma_H$ $\sigma_H = \gamma \cdot H - 1,5 \cdot (1 + N_0) \cdot c$ $A = 0,15H; B = 0,55H; R = 0,46H$ </p> <p> $5 < N_0 < 10$ $P_H = 0,78 \cdot H \cdot \sigma_H$ $\sigma_H = \gamma \cdot H - 4c$ $A = 0,15H; B = 0,55H; R = 0,46H$ </p> <p> $10 < N_0 < 20$ $P_H = (21 - 0,055N_0)H\sigma_H$ $\sigma_H = \gamma \cdot H - (8 - 4N_0) \cdot c$ $A = (3 - 0,015N_0) \cdot c$ $B = (1,1 - 0,055N_0) \cdot H$ $R = 0,38H$ </p> <p> $N_0 > 20$ $P_H = 0,5 \cdot H \cdot \sigma_H$ $\sigma_H = \gamma \cdot H$ $A = B = 0$ $R = 0,33H$ </p>

LEYENDA:

$$N_0 \text{ (número de estabilidad)} = \frac{\gamma \cdot H}{c}$$

γ : Peso específico aparente del suelo.

H : Altura del elemento de contención sobre la base de la excavación.

c : Cohesión.

K_a : Coeficiente de empuje activo.

δ : Angulo de rozamiento terreno-pared.

a5) ESTRUCTURAS DISCONTINUAS

— EMPUJE SOBRE ELEMENTOS AISLADOS

En los elementos estructurales de pequeña anchura (p. e. pilotes, pilares,...), en general y salvo estudios de mayor detalle, se calcularán los empujes unitarios por metro lineal como aquellos correspondientes a estructuras de longitud indefinida

multiplicados por 3 veces la anchura del elemento aislado en la dirección perpendicular a los empujes, para tener en cuenta la formación de cunas de rotura prismáticas.

Para alineaciones de elementos estructurales aislados de pequeña anchura (p. e. pantalla discontinua formada por pilotes) podrán aproximarse los empujes correspondientes al total, considerando una estructura ficticia equivalente de anchura (L_e) igual a:

$$L_e = L_t + 2B_t$$

siendo:

L_t : Longitud entre centros de elementos extremos en la dirección perpendicular al empuje.

B_t : Anchura del área equivalente del grupo en la dirección del empuje ($A_t = B_t \cdot L_t$)

siempre y cuando el empuje así obtenido no supere a la suma de los calculados aisladamente.

— **EFEECTO PANTALLA DE UNA ALINEACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE PEQUEÑA ANCHURA**

Cuando una o varias alineaciones de elementos estructurales aislados de pequeña anchura (p. e. pilotes) quedan situados en las proximidades de una pared, interfiriendo en la cuña de rotura del terreno, producirán reducciones en los empujes del terreno actuantes sobre la pared que protegen de forma que el empuje total teórico se dividirá entre las alineaciones de elementos aislados (n %) y la pared (($1-n$)%).

El efecto pantalla será función de la distancia entre los ejes de cada elemento de la alineación, de la dimensión transversal del mismo en la dirección de la alineación, y de las características del terreno. El efecto pantalla será creciente, para un espaciamiento constante, con la dimensión transversal del elemento, con el ángulo de rozamiento interno, y con la cohesión del terreno.

Si denominamos B a la dimensión transversal del elemento aislado en la dirección de la alineación (perpendicular a la dirección del empuje) y L a la distancia entre los ejes de cada uno de ellos (espaciamiento), podrá admitirse en terrenos granulares finos que el efecto pantalla es total cuando $(B/L) \geq 0,5$.

A falta de ensayos u otros datos experimentales, para terrenos granulares finos (suelos arenosos) podrán adoptarse los siguientes valores de n :

		B/L	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
n	1 Alineación		0,46	0,68	0,84	0,92	1,00
	2 Alineaciones		0,52	0,80	0,92	0,96	1,00

Si se produce efecto pantalla, los empujes unitarios sobre la pared y sobre la alineación de elementos aislados serán:

— *Empuje unitario sobre la pared*

El empuje unitario sobre cada punto de la pared será igual al mayor de los dos valores siguientes:

- Empuje transmitido a través del elemento aislado.
Para empuje activo:

$$p_a = K_a \cdot \sigma' \cdot (1-n)$$

- Empuje de silo ficticio, con $z_0 = (\text{separación pared-elemento aislado}) / (2 \cdot K_a \cdot \text{tg } \delta)$ (Ver a_{25} del apartado 3.4.2.2.)

— *Empuje sobre los elementos aislados*

El empuje unitario sobre cada punto será igual a la diferencia entre los empujes que se ejercen sobre las dos caras de la alineación:

- Empuje que procede del terreno.
Para empuje activo:

$$p_a = K_a \cdot \sigma' \cdot n$$

- Empuje de silo ficticio.

El empuje unitario total sobre el elemento aislado será igual al producto del empuje unitario obtenido por el espaciamiento.

b) CARGAS INTERNAS: ACCIONES INDUCIDAS POR MOVIMIENTOS DEL TERRENO NO DEPENDIENTES DE LA ESTRUCTURA RESISTENTE

b₁) GENERAL

Son cargas de origen interno las producidas por la oposición que ejerce una estructura resistente a los movimientos de una masa de suelo debidos a causas independientes a la propia estructura.

Dichas cargas son, en consecuencia, función de la deformabilidad relativa terreno/estructura, estando generalmente ligadas a grandes deformaciones de estratos fuertemente comprensibles (coherentes blandos o granulares sueltos).

Deberán tenerse obligatoriamente en cuenta para el cálculo de estructuras en que dichos efectos puedan ser significativos, en particular para estructuras hincadas y pilotajes.

En función del movimiento del terreno pueden presentarse los siguientes tipos de cargas de origen interno:

- Rozamiento negativo: debido a deformaciones verticales de terreno.
- Empujes laterales asociados a deformaciones laterales del terreno o perpendiculares a la estructura analizada.
- Empujes laterales debidos a fenómenos de inestabilidad del suelo o de la estructura.

b₂) ROZAMIENTO NEGATIVO

Dicha carga es producida por movimientos verticales de la masa del terreno con respecto a la estructura analizada.

Podrá deberse a las siguientes causas:

- Consolidación natural de un relleno reciente o de un terreno natural.
- Consolidación de una masa de terreno por rebajamiento del nivel freático o modificación artificial de las presiones intersticiales.
- Compactaciones artificiales o técnicas de mejora posteriores a la construcción de la estructura analizada.
- Asientos debido a sobrecargas superficiales.

Podrá considerarse que el máximo rozamiento negativo unitario (f_n) que puede movilizar un terreno es igual a:

$$f_n = K_0 \cdot \sigma' \cdot \text{tg} \delta$$

para deformaciones relativas mínimas terreno/estructura del orden de:

- 0,01 m para terrenos coherentes.
- 0,02 m para terrenos granulares.

siendo:

- f_n : rozamiento negativo unitario, en t/m².
- K_0 : coeficiente de empuje al reposo del terreno. (Adimensional.)
- σ' : tensión vertical efectiva en el punto del terreno en que se evalúa el rozamiento, en t/m².
- δ : ángulo de rozamiento terreno/estructura movilizado a largo plazo.

Se adoptarán reducciones lineales del valor de la carga desde el punto de deformación relativa mínima necesaria para la completa movilización del rozamiento máximo, hasta el punto de deformación nula.

b₃) EMPUJES LATERALES ASOCIADOS A DEFORMACIONES DEL TERRENO

En estructuras discontinuas enterradas (p. e. pilas o pilotes) a través de estratos coherentes blandos, pueden presentarse empujes laterales ocasionados por movimientos del terreno perpendiculares a la directriz de la estructura debidos a compresiones verticales no uniformes del terreno, causados por la presencia de cargas asimétricas próximas (p. e. sobrecarga de almacenamiento en el interior de un tinglado cimentado sobre pilotes trabajando por punta a través de un terreno blando, o fuerte relleno en el lado de tierra de un muelle sobre pilotes).

El desarrollo y magnitud de estas cargas dependerá de la deformabilidad relativa terreno/estructura, de las coacciones impuestas a la estructura, del espesor del suelo en movimiento, y de la magnitud y proximidad de las cargas causantes.

No será necesario tener en cuenta la actuación de empujes laterales cuando la carga unitaria actuante sobre la capa coherente sea:

$$\Delta p_v < 3c_u$$

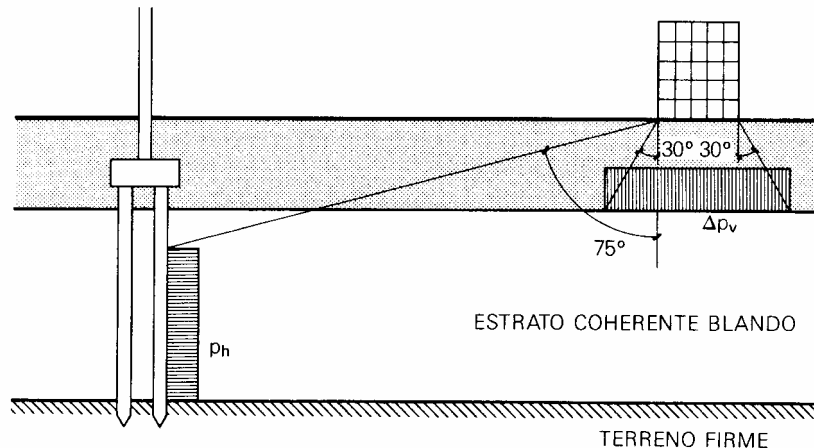
siendo:

Δp_v : incremento de la carga unitaria sobre la capa coherente, en t/m².

Podrá suponerse que las cargas aplicadas se reparten a 30° a través de las capas superiores.

c_u : cohesión sin drenaje de la capa coherente, en t/m².

También podrá suponerse que no se producen empujes laterales encima de una superficie definida por una recta inclinada 75° respecto a la vertical y que se mueve perpendicular al contorno de la carga aplicada.



En primera aproximación y sin considerar la influencia de la deformabilidad relativa terreno/estructura, los empujes laterales podrán suponerse uniformemente repartidos a lo largo de la estructura resistente en los estratos blandos, con valor;

$$p_h = \Delta p_v - 2c_u, \text{ en t/m}^2$$

actuando en una anchura igual a tres veces la del elemento estructural aislado, o en todo el espaciamiento entre elementos, si éste es menor.

Si existen más alineaciones de elementos estructurales, se recomienda considerar en éstos empujes reducidos (p_h') de valor:

$$p_h' = p_h \cdot (1 - 2B/L)$$

siendo:

p_h = empuje correspondiente a la alineación anterior.

B = anchura del elemento estructural.

L = espaciamiento de elementos estructurales.

b₄) EMPUJES LATERALES DEBIDOS A FENÓMENOS DE INESTABILIDAD DEL SUELO O DE LA ESTRUCTURA.

En aquellos casos en que estructuras enterradas retengan o atraviesen masa de terreno potencialmente inestables (p. e. talud en deslizamiento progresivo, suelo expansivo,...), deberán tenerse en cuenta en el cálculo los empujes laterales ocasionados por el terreno en el momento de la inestabilidad. A todos los efectos dichas cargas tendrán la consideración de acciones accidentales.

- *ALINEACIONES DE ESTRUCTURAS AISLADAS DE PEQUEÑA ANCHURA QUE ATRAVIESAN MASAS DE TERRENO POTENCIALMENTE DESLIZANTES. (P. E. PILOTES)*

A estos efectos se considerarán masas potencialmente deslizantes aquéllas que tienen un coeficiente de seguridad al deslizamiento $(F) < 1,3$ en fase de servicio excepto en condiciones excepcionales de trabajo (hipótesis accidental). En dicha hipótesis o en fase de construcción se considerarán masas potencialmente deslizantes si $(F) < 1,1$. El coeficiente será obtenido por medio del Método de Bishop sin contar el efecto estabilizante de la estructura aislada que la atraviesa.

A falta de estudios más detallados, podrá suponerse que masas de terreno en rotura, deslizando a través de alineaciones de estructuras aisladas enterradas de pequeña anchura, producen distribuciones aproximadamente triangulares de empujes laterales desde la superficie exterior de la masa deslizante hasta la superficie de deslizamiento.

La estructura aislada, por debajo de la zona potencialmente deslizante, estará sometida a empujes del terreno calculados a partir de métodos empíricos de validez reconocida para ese tipo estructural (p. e. a partir del método de Blum).

A falta de estudios más detallados y sin perjuicio de formulaciones alternativas (Ito, Lorente de No, Matsui,..) la magnitud de los máximos empujes podrá estimarse según los criterios consignados en la tabla 3.4.2.2.17., obtenida aplicando la formulación correspondiente a la carga de hundimiento de una cimentación superficial (factores de carga de Brinch Hansen). Dicha formulación será válida siempre y cuando las fuerzas resultantes resistidas por los pilotes no sean mayores que aquéllas necesarias para el equilibrio de la masa de suelo (empuje por metro lineal inferior al empuje activo sobre la cara de trasdós de la pantalla equivalente con su base en la línea de deslizamiento). Por tanto será únicamente válida a partir de una distancia interejos entre los elementos aislados función de la geometría del talud, de la dimensión transversal del elemento aislado, de la profundidad de la superficie de deslizamiento, y de las propiedades del suelo (γ , ϕ y c). Dicha relación será creciente con ϕ , con c , y con B .

En el caso de ser una carga importante en la obra en cuestión deberán hacerse estudios específicos.

Cuando se incluyan varias alineaciones paralelas y próximas, para el cálculo del empuje lateral que actúa sobre cada alineación podrá tenerse en cuenta el efecto pantalla de una sobre otra en base a estudios específicos o experimentación. Dadas las dificultades de valoración, podrá admitirse que sobre cada alineación actúa el empuje definido según la tabla 3.4.2.2.17.

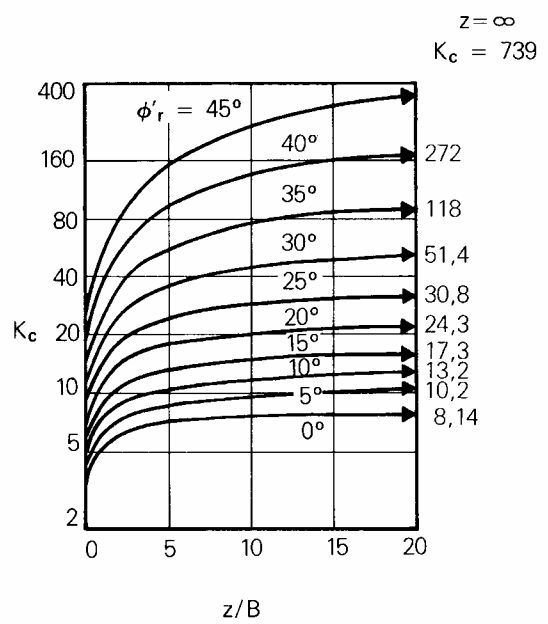
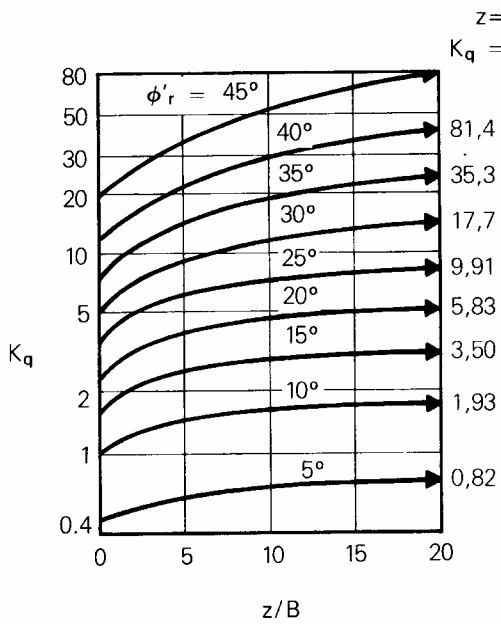
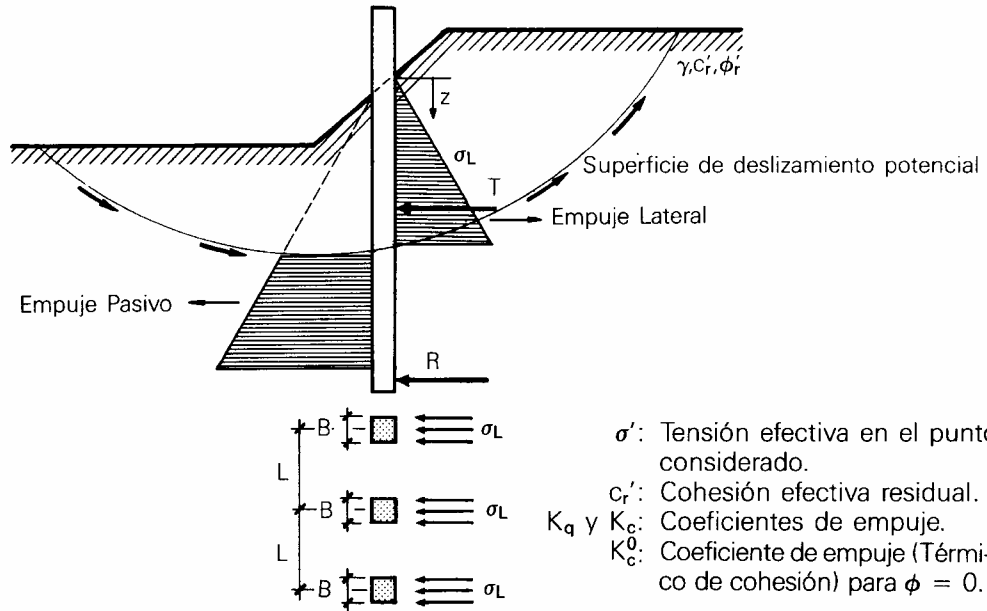
El efecto estabilizante debido a la inclusión de alineaciones de estructuras aisladas en una zona potencialmente deslizante, podrá tenerse en cuenta en la consideración del coeficiente de seguridad al deslizamiento de la masa de terreno introduciendo como fuerza estabilizadora la resultante por metro lineal de los empujes laterales sobre la estructura en el interior de la superficie de deslizamiento (T/L de la tabla 3.4.2.2.17.). En general no será adecuado tratar de contener deslizamientos mediante pilotes por los enormes esfuerzos que puede generarse en ellos; sin embargo la necesaria presencia de pilotes para soportar determinadas estructuras marítimas (p.e. muelle de claraboya) puede hacer interesante tener en cuenta en el proyecto su contribución a la estabilidad del talud.

Asimismo, cuando la estructura pueda presentar problemas de inestabilidad estructural (p. e. pilotes con gran longitud exenta, o pilotes largos enterrados en suelo blando), podrá considerarse que el terreno ejerce una acción lateral estabilizadora. La actuación de dicha acción dependerá fundamentalmente del tipo de terreno y del fenómeno de inestabilidad analizado, exigiendo su consideración estudios más detallados.

TABLA 3.4.2.2.17.

EMPUJES LATERALES SOBRE ESTRUCTURAS AISLADAS DE PEQUEÑA ANCHURA ENTERRADAS EN MASAS DE TERRENO POTENCIALMENTE DESLIZANTES.

- Suelos con ϕ y c: $\sigma_L = K_q \sigma' + K_c c'_r$
- Suelos con c únicamente ($\phi = 0$): $\sigma_L = \sigma' + K_c^0 \cdot c'_r$



▪ EFECTOS DINÁMICOS

Con independencia de las modificaciones producidas en los empujes de tierras durante la actuación de cargas sísmicas, analizado en la ROM 0.4. — Consideración de Variables Medioambientales //II: Condiciones atmosféricas y sísmicas, deberán tenerse en cuenta en el cálculo los siguientes efectos dinámicos:

- Si la estructura o el terreno están sujetos a la actuación de cargas frecuenciales importantes (p.e. cargas de oleaje, cargas de amarre, vibraciones por maquinaria y equipos), a falta de estudios específicos deberá tomarse $\delta = 0$.
Si la actuación de dichas cargas da lugar a densificaciones o compactaciones del terreno natural o del relleno, podrán considerarse aumentos del 5% en el ángulo de rozamiento interno y del 7% en el peso específico aparente del mismo.
- Si la estructura o el terreno están sometidos a la actuación de vibraciones producidas por cargas de tráfico rodado convencional o de tráfico ferroviario, se reducirán los valores de δ aconsejados para estados estáticos en 5°
- Para tener en cuenta los efectos dinámicos que se producen durante el llenado y el vaciado de estructuras afectadas por fenómenos de ensilamiento, se adoptarán factores de amplificación de empujes, y modificaciones en los coeficientes de empuje (λ) y ángulos de rozamiento terreno-estructura (δ), según lo señalado en a₂₅. —Empujes del Terreno en Casos Especiales.— Modificación de empujes sobre elementos estructurales próximos y opuestos. Efecto Silo.

▪ DIFERENCIACIÓN DE LA ACCIÓN

a) POR FASES DE PROYECTO

Para algunos tipos estructurales como tablestacas, muros anclados, o revestimientos de excavaciones, los empujes del terreno producidos durante la construcción (p. e. empujes previamente a la entrada en carga del anclaje o tirante; empujes transitorios durante la excavación) pueden ser críticos para el dimensionamiento y deberán tenerse en cuenta en el cálculo. Algunos métodos constructivos (vertido y llenado de estructuras celulares, rellenos hidráulicos, o secuencias constructivas) pueden dar lugar a variaciones importantes de las leyes de empujes respecto al estado de servicio, debiendo asimismo ser comprobadas.

Cuando el proyecto incluya específicamente procedimientos constructivos que impliquen distribuciones, tipos y valores de empujes diferenciados (p. e. fases de anclaje, atirantado, hinca y posterior excavación, dragados posteriores a la construcción, etc...) durante la fase de construcción, deberán tenerse en cuenta dichos estados en el cálculo.

En particular, para rellenos hidráulicos deberá tenerse en cuenta que la velocidad de vertido pueda exceder la capacidad de drenaje. En el cálculo se tomará para fase de construcción un nivel freático coincidente con el nivel más bajo a partir del cual el agua puede fluir libremente. Asimismo, en rellenos hidráulicos bombeados por encima del nivel freático deberá considerarse en fase constructiva la variación en el tiempo del peso específico del relleno y de las presiones intersticiales. El terreno se comportará primeramente como un fluido con sólidos en suspensión hasta su sedimentación y posterior compactación por disipación de las presiones intersticiales.

Cuando el proyecto incluya procesos de compactación, consolidación, o mejora del terreno, deberá tenerse en cuenta en el cálculo los efectos producidos por dichos procesos durante la fase de construcción. Generalmente pueden dar lugar entre otras a modificaciones en los pesos específicos aparentes del terreno y en los ángulos de rozamiento interno; anulaciones del ángulo de rozamiento terreno/estructura; variaciones de las presiones intersticiales respecto al estado hidrostático; aumentos en las cargas actuantes sobre el terreno; y posibilidades de rozamiento negativo y empujes laterales.

Para fases de servicio la distinción de cargas del terreno en condiciones normales de operación y en condiciones extremas estará referida fundamentalmente a los niveles freáticos (Ver apartado 3.4.2.1. Cargas Hidráulicas) y a la existencia de cargas sobre el terreno o sobre la estructura asociadas a cada una de dichas condiciones.

En condiciones excepcionales se considerará la posible actuación independiente y no simultánea de las siguientes cargas accidentales, cuya cuantificación se incluye en los apartados 3.4.2.4. Cargas Medioambientales y 3.4.3. Cargas Accidentales:

- Acciones medioambientales en condiciones extraordinarias.
- Inundaciones debidas a rotura de instalaciones, canalizaciones y depósitos.
- Fallos del sistema de drenaje.
- Rebases no previstos del oleaje.
- Rotura o deslizamiento de taludes.
- Sobredragado.
- Socavaciones producidas por hélices o por corrientes.
- Colisiones y sobrecargas locales excepcionales.

Dichas acciones accidentales darán lugar a empujes adicionales, que tendrán la consideración de cargas del terreno accidentales.

b) POR TIPOS ESTRUCTURALES

La distribución y magnitud de los empujes que ejerce un terreno sobre un elemento resistente es función, entre otros parámetros, de la tipología y capacidad de deformación de la estructura y de su cimiento. De ahí la sistematización en la determinación de cargas del terreno en base a cuatro tipos estructurales (Ver a₁) de este apartado).

3.4.2.3. CARGAS VARIABLES DE USO O EXPLOTACIÓN (Q_{vk})

3.4.2.3.1. SOBRECARGAS DE ESTACIONAMIENTO Y ALMACENAMIENTO (Q_{v1k})

▪ DEFINICIÓN

Se definen como Sobrecargas de Estacionamiento y Almacenamiento aquellas cargas de naturaleza variable debidas fundamentalmente al peso de materiales, suministros o mercancías, almacenados o apilados bien directamente, en el interior de instalaciones específicas como silos, depósitos o tinglados, o en el interior de instalaciones auxiliares para su transporte y manipulación como contenedores, semirremolques, etc.; siendo su actuación y distribución constante durante un período de tiempo más o menos prolongado.

▪ DETERMINACIÓN

El valor de la acción se determinará teniendo en cuenta el uso previsto del área en que actúa y la forma en que solicita a la estructura resistente (directamente, a través de capas de reparto, o sobre un relleno); tomando en consideración:

- La naturaleza de la materia almacenada o apilada (graneles, mercancía general, contenedores,...).
- La forma y dimensiones máximas del almacenamiento o apile.
- La cantidad máxima que puede manipularse.
- El método y maquinaria de manipulación.
- La naturaleza y características de la estructura de almacenamiento o apoyo (contenedores, semirremolques, durmientes,...).

Las sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento podrán ser tratadas como cargas verticales repartidas o concentradas según la naturaleza de los materiales, su forma de actuación o apoyo, y la existencia o no de elementos de reparto; extendidas en toda la superficie de actuación o en parte de ella según sea más desfavorable para el elemento estructural analizado, o quede limitada su distribución por la compatibilidad con las sobrecargas de instalaciones de manipulación de mercancías o con las cargas de tráfico.

Generalmente, y pese a las características de la estructura o elementos de apoyo, las sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento serán tratadas únicamente como repartidas, al presentarse esta distribución como crítica para el dimensionamiento de la mayor parte de las estructuras usuales. No obstante, especialmente en estructuras de poca luz, losas u otro tipo de elementos de gran sensibilidad a efectos locales, y siempre que se prevean o puedan presentarse grandes cargas concentradas actuando directamente sobre la estructura resistente (p. e. muelles de contenedores, playas de almacenamiento de perfiles laminados o grandes piezas en astilleros), deberán también comprobarse dichas estructuras alternativamente con cargas concentradas.

En estos casos, únicamente para cálculos de estabilidad, las grandes cargas concentradas podrán ser convertidas en cargas uniformes equivalentes.

— DIFERENCIACIÓN DE ÁREAS SEGÚN USOS

Con objeto de sistematizar la evaluación de las sobrecargas variables de uso o explotación, se diferencian las siguientes áreas en las obras marítimas:

— Áreas de Operación

Zonas destinadas a la transferencia y manipulación de mercancías, materiales o suministros, en las que no se produce acumulación duradera de éstos.

— Áreas de Almacenamiento

Zonas destinadas a estancias prolongadas de mercancías, materiales o suministros, permitiendo la acumulación de los mismos.

— Áreas de Servicio

Zonas excluidas del tráfico de mercancías, materiales o suministros. Serán fundamentalmente zonas de habitabilidad, de servicios administrativos, o de paseo y esparcimiento.

— Vías de Comunicación

Zonas destinadas exclusivamente al tránsito de mercancías, materiales o suministros desde las Áreas de Operación hasta las Áreas de Almacenamiento, y desde éstas entre sí y hasta las Áreas Exteriores; así como los procesos inversos. También son zonas destinadas al tráfico de servicio de la obra marítima. Se diferenciarán en Vías de Maniobra y Viales de Acceso.

El proyectista fijará geométricamente, y así constará en proyecto, la distribución de áreas que afecta a la obra marítima según la división anteriormente señalada, en función de criterios preestablecidos de planificación general o portuaria.

A estos efectos, si no existiera planificación previa o criterios específicos del Cliente o Autoridad Competente, podrá adoptarse lo siguiente:

- Área de Operación: Franja paralela al cantil de una obra de atraque, que se extiende desde éste hasta 5,00 m. por detrás del eje del camino de rodadura de la pata de grúa sobre carriles más trasera; siendo de anchura no menor a 15,00 m.

A falta de una definición en el proyecto de las instalaciones de manipulación de mercancías, deberá tomarse como área de operación la franja de anchura mínima. La existencia de esta área está condicionada a la verificación de que el proceso de transferencia de mercancías obligue a su utilización exclusivamente para estacionamientos transitorios. En caso contrario no se diferenciará entre área de operación y área de almacenamiento.

- Área de Almacenamiento: Zonas restantes no incluidas en el área de operación.

Para la consideración de sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento se distinguirán únicamente las áreas de operación y de almacenamiento, con objeto de tener en cuenta que vías de comunicación y zonas de servicio pueden reconvertirse durante la vida útil de la obra. Únicamente aquellas obras específicamente destinadas y proyectadas para servicios o vías de comunicación (p. e. edificio de oficinas, zona de habitabilidad de una plataforma petrolífera, puente de acceso a una zona portuaria) serán consideradas como áreas de servicio o vías de comunicación respectivamente. En este último área no se considerará ninguna sobrecarga de estacionamiento y almacenamiento.

Una vez determinados el área o áreas que tienen influencia en la concepción y sollicitación de la estructura resistente, se tomarán como valores de las sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento las siguientes:

a) CARGAS REPARTIDAS

La sobrecarga de estacionamiento y almacenamiento tomada como carga repartida será igual al máximo peso de las mercancías, materiales o suministros por unidad de superficie, transitoriamente estacionados en el área de operación o almacenados en el área de almacenamiento, en las condiciones de estiba previstas en el proyecto.

Generalmente podrá tomarse para cada área elemental:

$$Q_{V1} = \gamma \cdot H_a, \quad \text{en } t/m^2$$

siendo:

γ = Peso específico aparente del material estacionado o almacenado en las condiciones medioambientales más desfavorables, en t/m^3 .

Para materiales con poca capacidad de drenaje sometidos a acciones medioambientales o regados con asiduidad, deberá utilizarse el peso específico saturado.

Para la toma en consideración de pesos específicos aparentes, el proyectista deberá averiguar de acuerdo con los criterios preestablecidos de planificación general y portuaria, o en su defecto según criterios específicos del Cliente o la Autoridad Competente, la naturaleza de mercancías, materiales y suministros a manipular y almacenar (graneles sólidos concretos, mercancía general, productos petrolíferos,...); así como el tipo y características del estacionamiento o apile (al aire libre o en instalaciones auxiliares; a granel, en cajas, en sacos, en balas, en bobinas, en lingotes,...).

A falta de otros datos podrán tomarse para los materiales más usuales en zonas portuarias en condiciones de almacenamiento, los valores de pesos específicos aparentes consignados en la tabla 3.4.2.3.1.1.

H_a = Altura máxima de almacenamiento, o estacionamiento transitorio, del material considerado, en m.

La máxima altura dependerá fundamentalmente de:

- Área considerada (operación o almacenamiento), y uso de la misma (comercial, pesquero, industrial,...).
- Naturaleza y tipo de mercancía.
- Forma de estacionamiento o almacenamiento (a granel, envasado o empaquetado) (prismática, cónica, piramidal,...).
- Instalaciones y métodos de manipulación.
- Lugar de almacenamiento (explanadas exteriores o instalaciones específicas como: tinglados, silos, depósitos, muros de retención,...).

quedando limitada por los siguientes parámetros:

- Espacio disponible en planta.
- Talud natural de los graneles sólidos ($\text{tg } \phi$, siendo ϕ el ángulo de rozamiento interno del material).

A falta de otros datos, podrán utilizarse para los graneles sólidos más usuales en áreas portuarias los valores del ángulo de rozamiento interno consignados en la tabla 3.4.2.3.1.1.

Podrá considerarse que el ángulo de rozamiento interno se mantiene constante e independiente del grado de saturación del material.

- Altura libre en el interior de las estructuras de almacenamiento.
- Altura alcanzable con la maquinaria de manipulación.
- Resistencia de los envases, paquetes u otros elementos auxiliares.
- Regulaciones y costumbres de la práctica comercial.

A falta de prescripciones específicas del Cliente o de la Autoridad Competente, el Proyectista fijará justificadamente la altura máxima de estacionamiento y almacenamiento en base a las condiciones de explotación establecidas para la zona y área analizada, tomando en consideración los parámetros listados en el párrafo anterior.

Con independencia de las limitaciones señaladas, los valores usuales de H_a en explanadas exteriores se consignan en la tabla 3.4.2.3.1.2.

En general, las cargas repartidas se considerarán extendidas de forma uniforme para un valor:

$$0,8 \cdot Q_{V1}]_{\text{pico}}$$

siendo $Q_{V1}]_{\text{pico}}$ la sobrecarga máxima para un área elemental (Q_{V1} para H_a máxima). El coeficiente corrector se introducirá con objeto de tener en cuenta la pequeña probabilidad de

TABLA 3.4.2.3. 1.1. PESOS ESPECÍFICOS APARENTES Y ÁNGULOS DE ROZAMIENTO INTERNO DE MERCANCÍAS USUALES ESTACIONADAS EN ZONAS PORTUARIAS.

MATERIALES A GRANEL	γ (t/m ³)	ϕ (°)	MATERIALES APILADOS	γ (t/m ³)
A) GRANELES SOLIDOS				
— Minerales			— Minerales	
Alúmina	1,70	35°	Bauxita (en sacos)	0,90
Mineral de Aluminio (Bauxita)	1,40	50° (h) 28° (s)	Mineral de Cromo (en cajas)	2,50
Mineral de Cobre (Piritas)	2,60	45°	Mineral de Manganeso (en sacos)	1,50
Mineral de Cromo	2,60	40°	Mineral de Níquel (en sacos)	1,65
Mineral de Estaño (Casiterita)	2,00	38°	Mineral de Níquel (en barriles)	1,45
Mineral de Hierro (Limonita y Magnetita)	3,00	40°	— Productos Metalúrgicos y Siderúrgicos	
Mineral de Magnesio	1,50	35°	Acero (en barras)	3,00
Mineral de Manganeso	2,40	45°	Acero (en bobinas)	2,80
Mineral de Plomo (Galena)	2,80	40°	Acero (en lingotes)	3,60
Mineral de Zinc (Blenda)	1,80	38°	Acero (en planchas)	3,50
Pirita Tostada	1,40	45°	Aluminio (en lingotes)	1,25
— Productos Químicos			Cobre (en bobinas)	1,10
Abonos Artificiales	1,20	40°	Cobre (en lingotes)	3,50
Abonos Minerales	1,20	30°	Cobre (en planchas)	3,50
Azufre	1,20	40°	Estaño (en lingotes)	3,40
Carburo	0,90	30°	Zinc (en lingotes)	2,50
Fosfatos	1,10	35°	— Productos Químicos	
Potasas	1,10	35°	Azufre (en sacos)	1,00
— Combustibles Sólidos			Azufre (en barriles)	0,75
Briquetas de lignito (amontonadas)	0,80	30°	Fertilizantes (en sacos)	0,90
Carbón de leña (en trozos)	0,40	45°	Potasas (en sacos)	1,00
Coque de hulla	0,50	40°	— Combustibles Sólidos	
Hulla en bruto (húmeda)	1,00	45°	Briquetas de lignito (apiladas)	1,30
Hulla pulverizada	0,70	25°	— Materiales de Construcción	
Hulla en residuos de lavadero	1,20	0°	Arena (en cajas)	0,60
Hulla en otras formas	0,85	30°	Caolín (en sacos)	0,77
Leña en astillas	0,20	45°	Cemento En sacos	1,00
Leña troceada	0,40	45°	En barriles	0,90
Lignito	0,70	35°	Yeso (en sacos)	0,83
Serrín de madera, asentado	0,25	45°	— Maderas y Derivados	
Serrín de madera, suelto	0,15	45°	Caucho (en balas, sacos o cajas)	0,50
— Materiales de Construcción			Caucho (en láminas)	0,60
Arena Seca	1,70	30°	Corcho	0,24
Arena Saturada	2,00	30°	Madera Blanda	0,70
Arena de Pómez	0,70	35°	Madera Dura	1,00
Cal en polvo	1,00	25°	Papel (en bobinas)	0,40
Cal en terrón	1,00	45°	Papel (en fardos)	0,80
Caolín	0,95	35°	Pasta de papel (balas prensadas)	0,60
Cascote o polvo de ladrillos	1,30	35°	Tableros	0,65
Cemento en polvo	1,20	25°	Traviesas	0,77
Cenizas de cok	0,70	25°	— Productos Alimenticios	
Clinker de cemento	1,50	30°	Arroz (en barriles)	0,53
Escoria de alto horno			Arroz (en sacos)	0,70
Granulada	1,10	25°	Avena (en sacos)	0,43
Troceada	1,50	40°	Azúcar (en sacos)	0,80
Granito (labrado)	1,30	35°	Bebidas (en barriles)	0,60
Grava Seca	1,60	40°	Café (en sacos)	0,55
Grava Saturada	2,00	40°	Carne congelada (en cajas)	0,48
Mármol (labrado)	1,30	35°	Carne congelada (en sacos)	0,44
			Carne en lata (en cajas)	0,60

TABLA 3.4.2.3.1.1. (Continuación).				
MATERIALES A GRANEL	γ (t/m ³)	ϕ (°)	MATERIALES APILADOS	γ (t/m ³)
A) GRANELES SOLIDOS (continuación)			Cebada (en sacos)	0,60
			Centeno (en sacos)	0,63
Piedra caliza (en rocas)	1,70	35°	Cocos (en cajas)	0,40
Piedra partida	1,80	40°	Cocos (en sacos)	0,53
Yeso y Escayola	1,25	25°	Cítricos (en cajas)	0,40
— Productos de Desecho			Haba de soja (en sacos)	0,72
			Harinas (en barriles)	0,66
			Harinas (en sacos)	0,85
Basuras de demolición	1,30	35°	Huesos (en sacos)	0,60
Escombros urbanos	0,60	—	Leche condensada (en barriles)	0,60
Estiércol apelmazado	1,80	45°	Leche condensada (en cajas)	0,50
Estiércol suelto	1,20	45°	Leche en polvo (en cajas)	0,50
Chatarra pesada	1,60	35°	Leche en polvo (en sacos)	0,53
Chatarra ligera	1,20	30°	Maíz (en sacos)	0,65
— Productos Alimenticios			Mantequilla (en barriles o cajas)	0,60
			Pescado fresco o congelado (en cajas)	0,50
Azúcar	0,75	35°	Plátanos (en cajas)	0,26
Carne congelada	0,35	—	Queso (en cajas)	0,70
Cereales Arroz	0,60	25°	Sal (en cajas)	0,70
Avena	0,45	30°	Sal (en sacos)	0,90
Cebada	0,65	25°	Semillas de girasol (en cajas)	0,50
Centeno	0,80	35°	Semillas de girasol (en sacos)	0,48
Maíz	0,75	25°	Tapioca (en sacos)	0,65
Mijo	0,70	25°	Té (en fardos)	0,35
Trigo	0,75	25°	Trigo (en sacos)	0,65
Colza	0,70	25°	Tubérculos (en cajas)	0,40
Forrajes	0,17	—	Tubérculos (en sacos)	0,60
Frutas y Hortalizas	0,75	30°	Uvas (en cajas)	0,25
Haba de soja	0,85	60°	Vegetales (en cajas)	0,60
Harina de cereal o soja	0,50	45°	Vegetales (en sacos)	0,50
Harina de pescado	0,80	45°		
Hielo	0,90	30°	— Productos Animales y Vegetales	
Huesos	0,40	—	Algodón (en balas)	0,37
Legumbres	0,80	30°	Esparto (en balas)	0,25
Malta triturada	0,40	45°	Lana (en balas prensadas)	0,60
Pienso	0,50	45°	Pieles húmedas (en balas)	0,55
Remolacha azucarera desecada y cortada	0,30	40°	Pieles secas (en balas)	0,20
Sal común	0,90	45°	Pieles secas (en balas prensadas)	0,24
Semillas de girasol	0,55	—	— Productos Petrolíferos (en barril)	0,50
Sémola	0,55	30°		
Tubérculos	0,75	30°	— Aceites	
— Productos Vegetales			De pescado (en barriles)	0,60
Lino	0,60	25°	De vegetales (en barriles)	0,55
			Latex (en barriles)	0,70
			Melazas (en barriles)	0,55
B) GRANELES LIQUIDOS			— Contenedores	0,50-0,70
— Productos Petrolíferos			— Vehículos	
Crudo de petróleo	0,80	—	Vehículos a motor (vacíos)	0,25
Fuel-oil	0,80	—	Vehículos a motor (chatarra en jaulas)	1,00
Gas-oil	0,80	—		
Gasolina	0,75	—		
Gases licuados (gas natural, metano, butano)	(*)	—		
— Productos Químicos				
Acido clorhídrico al 40%	1,20	—		
Acido nítrico al 40%	1,25	—		
Acido sulfúrico al 50%	1,40	—		

TABLA 3.4.2.3.1.1. (Continuación).				
MATERIALES A GRANEL	γ (t/m ³)	ϕ (°)	MATERIALES APILADOS	γ (t/m ³)
B) GRANELES LÍQUIDOS (continuación)				
Acetona	0,80	—		
Alcohol etílico	0,80	—		
Anilina	1,00	—		
Bencina	0,70	—		
Benzol	0,90	—		
Sulfuro de carbono	1,30	—		
— Aceites				
De creosota	1,10	—		
De linaza	0,95	—		
De minerales	0,93	—		
De pescado	0,90	—		
De ricino	0,97	—		
De vegetales	0,92	—		
Látex	1,00	—		
Melazas	1,25	—		
—Vinos, bebidas y derivados				
Aguas dulce	1,00	—		
salada	1,03	—		
Cerveza	1,03	—		
Leche	1,03	—		
Vino	1,00	—		
NOTAS:				
(*) Para la determinación de cargas transmitidas por el almacenamiento de gases licuados, el peso específico y la altura de almacenamiento no serán parámetros significativos. El parámetro significativo será la presión utilizada por la instalación de almacenamiento para mantener el gas licuado.				
(h) húmedo,				
(s) seco.				

que las áreas de operación y almacenamiento estén cargadas con la altura máxima en el 100% de las superficies que produzcan los efectos más desfavorables.

En general, esta corrección será aplicable para todos los casos (especialmente en explanadas exteriores); no aplicándose en algunas instalaciones de almacenamiento exclusivas para graneles (p.e. silos o depósitos).

En instalaciones con cuatro o más alturas en las cuales actúen sobrecargas de almacenamiento, se podrá considerar en el cálculo de todo elemento resistente que reciba la carga de varias alturas las siguientes reducciones adicionales en la sobrecarga total:

- Para 1, 2 o 3 alturas: 0%
- Para 4 alturas: 10%
- Para 5 alturas: 20%
- Para 6 o más alturas: 30%

Únicamente en aquellos casos en que se incluyan en el proyecto instalaciones específicas de manipulación de mercancías (p. e. grúas, puente de carga, viga móvil de apile,...) que limiten la distribución y forma de los materiales estacionados o almacenados, podrán considerarse distribuciones no uniformes de cargas repartidas (p. e. zonas sin posibilidad de almacenamiento

TABLA 3.4.2.3.1.2. ALTURAS MÁXIMAS USUALES DE ALMACENAMIENTO O ESTACIONAMIENTO DE MERCANCIAS EN ÁREAS PORTUARIAS.			
USOS	NATURALEZA DE LA MERCANCIA	H _a (en m.)	
		En Área de Operación	En Área de Almacenamiento
COMERCIAL	-Graneles sólidos sin instalación especial.		
	-Ordinarios o pulverulentos.	2,50	5,00
	-Pesados (minerales).	5,00	15,00
	-Graneles líquidos sin instalación especial (en barriles).	2,00	5,00
	-Mercancía general paletizada.		
	-En zonas de ancho > 30 m	2,00	5,00
	-En zonas de ancho ≤ 30 m	2,00	3,00
	-Mercancía General.		
	-Minerales (en sacos o cajas).	3,00	7,00
	-Productos manufacturados: productos metalúrgicos y siderúrgicos (en barras, bobinas, planchas,...); prefabricados de hormigón; grandes piezas	2,00	3,00
	-Productos químicos (en sacos o barriles).	2,00	5,00
	-Combustibles sólidos.	3,00	7,00
	-Materiales de construcción (empaquetados).	3,00	7,00
	-Maderas y derivados.	3,00	7,00
-Productos alimenticios (en cajas o sacos).	2,00	4,00	
-Productos animales o vegetales.	2,00	5,00	
-Contenedores (según sistema de manipulación).			
-En zonas de ancho > 30 m.	5,00	5,00 a 12,00	
-En zonas de ancho ≤ 30 m.	5,00	5,00 a 7,50	
-Vehículos.	1,50	1,50	
INDUSTRIAL (astilleros y reparación de buques)	-Productos metalúrgicos y siderúrgicos	3,00	3,00
PESQUERO	-Pescado (en cajas)	2,00	2,50
DEPORTIVO	-Mercancía General	1,00	2,00

de mercancías o distribuciones prismáticas de sección trapezoidal o triangular, piramidales o cónicas) en función del tipo de instalación de manipulación proyectada. Dichas distribuciones se extenderán a las zonas específicamente asignadas en el proyecto.

En ausencia de información detallada sobre las mercancías y materiales a estacionar o almacenar, sobre la naturaleza y forma de estiba, sobre el tipo y distribución de las instalaciones de manipulación y almacenamiento, y fundamentalmente en previsión de posibles cambios en las condiciones de utilización y criterios de explotación durante la vida útil de la obra, se adoptarán como mínimo las sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento para explanadas exteriores consignadas en la tabla 3.4.2.3.1.3., en función de los usos genéricos asignados a la obra proyectada.

Dicha carga se considerará uniformemente repartida sobre las superficies que produzcan los efectos más desfavorables sobre la estructura resistente.

El cálculo de la estructura resistente con la sobrecarga mínima obviamente no excluirá su com-

probación con las sobrecargas de almacenamiento específicas surgidas de la concepción del proyecto.

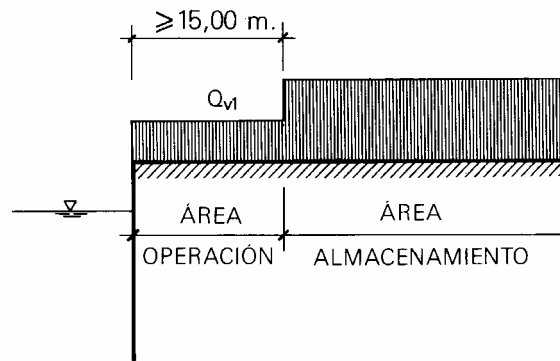
b) CARGAS CONCENTRADAS

La sobrecarga de estacionamiento y almacenamiento como carga concentrada será igual a las mayores cargas transmitidas a la estructura resistente por los distintos elementos y sistemas de apoyo de las mercancías, o de las instalaciones auxiliares de transporte (p. e. los contenedores). Dichos elementos y sistemas son empleados para aislar del suelo las mercancías y facilitar su manipulación.

Las mayores cargas concentradas debidas a mercancías estacionadas y almacenadas en explanadas exteriores de zonas portuarias serán producidas generalmente por:

- Productos manufacturados (productos metalúrgicos y siderúrgicos, prefabricados de hormigón, y grandes piezas) apoyados sobre durmientes.
Presiones de contacto de hasta 250 t/m².

TABLA 3.4.2.3.1.3. SOBRECARGAS REPARTIDAS MÍNIMAS DE ESTACIONAMIENTO Y ALMACENAMIENTO.



USOS	Q _{v1} (en t/m ²)	
Áreas accesibles únicamente a peatones		
-General	0,50	
-Zonas de operación o trabajo en instalaciones industriales en mar abierto (p.e. plataformas de extracción de hidrocarburos)	0,85	
-Zonas de habitabilidad y servicios	Según NBE-AE-88	
Áreas no accesibles únicamente a peatones	Área de operación	Área de almacenamiento
-Uso Comercial		
-Graneles ordinarios, mercancía general convencional y contenedores.	3,00	6,00
-Graneles pesados y mercancía general pesada.	5,00	10,00
-Uso Industrial (astilleros y reparación de buques)	5,00	10,00
-Uso Militar	3,50	5,00
-Uso Pesquero	1,50	1,50
-Uso Deportivo	1,50	1,50

- Contenedores apoyados sobre cuatro placas de aproximadamente 0,15x0,15 m²; situados de forma aislada, en fila o en bloque.
Presiones de contacto de hasta 800 t/m² en un área de 0,30x0,30 m², para 5 alturas de contenedores en bloque.
- Semirremolques desenganchados del tractor, con apoyos delanteros sobre ruedas o placas.
Presiones de contacto de hasta 200 t/m² en un área del orden de 0,25x0,15 m², o de hasta 4.000 t/m² en 0,01 x 0,09 m².

A falta de datos específicos fijados por el proyecto o por los criterios de explotación portuaria, y en previsión de posibles cambios en las condiciones de utilización, deberán considerarse como mínimo las cargas concentradas consignadas en la tabla 3.4.2.3.1.4., en función de los usos genéricos asignados a la obra proyectada.

En el cálculo se introducirá una única carga concentrada, situándola en la posición que produzca los efectos más desfavorables en la estructura resistente. Dicha carga será la mayor de las posibles. Sus efectos no serán en ningún caso superponibles a los producidos por la sobrecarga repartida.

El cálculo de la estructura resistente con la carga concentrada mínima dada en tablas, no excluirá su comprobación con las sobrecargas concentradas específicas surgidas de la concepción del proyecto.

Las sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento pueden verse incrementadas y su distribución alterada en magnitud, dirección y sentido, debido a la actuación de variables medioambientales (viento, nieve, temperatura), y a efectos dinámicos producidos por la aparición de cargas de impacto asociadas principalmente a:

- Golpes producidos por caídas, o colocación sobre la superficie de mercancías desde las instalaciones de manipulación.
- Carga y descarga en instalaciones específicas de almacenamiento (p. e. en silos).

TABLA 3.4.2.3.1.4. SOBRECARGAS CONCENTRADAS MÍNIMAS DE ESTACIONAMIENTO Y ALMACENAMIENTO EN EXPLANADAS EXTERIORES.			
USOS	CARGAS (en t)		SUPERFICIE (en m ²)
	En área de operación	En área de almacenamiento	
- Uso Comercial			
- Mercancía general convencional y contenedores.	40	70	0,30 x 0,30
- Mercancía general pesada.	90	120	0,80 x 0,80
- Uso Industrial (astilleros y factorías de reparación de buques)	90	120	0,80x0,80
NOTA:			
Para los restantes usos no incluidos en la tabla (militar, pesquero y deportivo) no será necesario considerar obligatoriamente sobrecargas concentradas de estacionamiento y almacenamiento.			

Estos efectos deberán tomarse en consideración para la determinación de los valores característicos de las sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento en el sentido más desfavorable para el elemento en estudio.

En general, la influencia de las acciones medioambientales en las sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento podrá desprejarse, salvo en algunas instalaciones de almacenamiento o estructuras especialmente sensibles a esfuerzos horizontales.

En cualquier caso un análisis más detallado de estos efectos podrá llevarse a cabo según los apartados 3.4.2.2. Cargas del terreno (a_{25} -efecto silo), 3.4.2.4. Cargas medioambientales, ROM 0.4. — Consideración de Variables Medioambientales/II: Condiciones atmosféricas y sísmicas, y en el párrafo referido a efectos dinámicos de este mismo apartado.

Cuando se proyecte con sobrecargas mínimas podrá considerarse que éstas cubren la existencia de efectos dinámicos y la influencia de las acciones medioambientales.

También deberán considerarse como cargas de estacionamiento y almacenamiento los empujes laterales que ejercen graneles sólidos y líquidos sobre las instalaciones específicas de contención (p. e. depósitos, silos). La valoración de dichos empujes podrá realizarse de igual forma que para cargas del terreno (ver apartado 3.4.2.2.), o para cargas hidráulicas (ver apartado 3.4.2.1.), sin más que sustituir los parámetros característicos del terreno o del agua por los del granel.

A falta de datos experimentales, los parámetros característicos de los graneles (γ , ϕ) podrán obtenerse de la tabla 3.4.2.3.1.1.

- EFECTOS DINÁMICOS

La posibilidad de existencia de cargas de impacto asociadas al golpe, caída o colocación en superficie de mercancías desde la maquinaria de manipulación, se tendrá en cuenta en el cálculo en términos de una carga puntual adicional igual al máximo peso con posibilidad de ser manipulado. Dicha carga adicional no superará en ningún caso 10 t.

A los efectos de mayoración de cargas y combinación de acciones, las cargas de impacto tendrán la consideración de cargas accidentales, introduciéndose en el cálculo únicamente sobre aquellos elementos resistentes cuya rotura pueda afectar a la seguridad global o al normal servicio de la estructura analizada, existiendo la posibilidad de colapso progresivo. Podrá por tanto admitirse que a consecuencia de esta carga puedan producirse daños localizados particularmente en instalaciones auxiliares, pavimentos y vías de rodadura.

- DIFERENCIACIÓN DE LA ACCIÓN

- a) POR FASES DE PROYECTO

Las sobrecargas fijas de estacionamiento y almacenamiento en las condiciones señaladas en este apartado serán únicamente aplicables a la fase de Servicio (S), en las dos hipótesis de Condiciones Normales de Operación (S1) y de Condiciones Extremas (S2), con la salvedad de la inclusión de la carga adicional de impacto en condiciones excepcionales (S3). Asimismo y como condición excepcional diferenciada, todos los elementos estructurales se proyectarán para resistir las sobrecargas originadas por las pruebas y ensayos previstos en la legislación vigente aplicables a cada instalación. En particular, en aquéllas destinadas a graneles líquidos con peso específico inferior a 1 t/m^3 , se considerarán en el cálculo las sobrecargas producidas al llenarlas de agua durante la prueba hidráulica de las mismas. A los efectos de combinación de cargas y mayoración de acciones se considerará esta acción como accidental.

Para la fase de Construcción (C), el Proyectista adoptará sobrecargas de almacenamiento compatibles con las necesidades de estacionamiento o acumulación de materiales durante el proceso constructivo. En las áreas donde sea factible la acumulación de materiales no se considerarán sobrecargas de almacenamiento menores de 1 t/m^2 .

- b) POR TIPOS ESTRUCTURALES

En relación con la actuación de sobrecargas de uso o explotación, las estructuras se clasificarán en los tipos estructurales siguientes:

- **TIPO 1 :** Las cargas actúan directamente sobre los elementos estructurales.
- **TIPO 2 :** Las cargas transmiten su acción a los elementos estructurales a través de una capa de reparto.
- **TIPO 3:** Las cargas actúan sobre un relleno situado tras la estructura, la cual es solicitada indirectamente a través de un aumento de empujes.

Las sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento consignadas en este apartado serán de aplicación completa a estructuras del Tipo 1.

Para estructuras del Tipo 3 y del Tipo 2 con capa de reparto mayor de 1,50 m. no se considerará la actuación de cargas concentradas ni la existencia de efectos dinámicos.

Para estructuras del Tipo 2 con capa de reparto menor o igual a 1,50 m. se considerará que las cargas concentradas y las cargas adicionales equivalentes a efecto dinámico se reparten a través de la capa de reparto en dos direcciones ortogonales, con pendiente 2 (vertical)/1 (horizontal) o 1/1 según sea más desfavorable.

3.4.2.3.2. SOBRECARGAS DE EQUIPOS E INSTALACIONES DE MANIPULACIÓN DE MERCANCÍAS (Q_{V2k})

■ DEFINICIÓN

Se definen como Sobrecargas de Instalaciones de Manipulación de Mercancías aquellas cargas de naturaleza variable transmitidas a la estructura resistente por los sistemas y equipos de manipulación de mercancías, materiales o suministros incluidos en la siguiente relación:

- Sistemas Discontinuos de Manipulación
 - Equipos fijos.
 - Equipos sobre carriles (p.e. grúa pórtico).
 - Equipos sobre neumáticos (p.e. carretilla portacontenedores).
 - Equipos sobre orugas (p.e. grúa móvil)
- Sistemas Continuos de Manipulación
 - Tuberías.
 - Cintas transportadoras.
 - Planos inclinados.

Se incluyen como sobrecargas de instalaciones de manipulación de mercancías, y no como cargas muertas, las acciones producidas por equipos fijos y por sistemas continuos de manipulación, debido a que la magnitud, dirección y sentido de las cargas transmitidas por dichos equipos no tienen el carácter de permanentes.

■ DETERMINACIÓN

Con carácter general, deberán considerarse las sobrecargas de instalaciones de manipulación de mercancías en función de las características específicas de la instalación que se proyecta y la zona en que se ubica.

El Proyectista deberá averiguar de acuerdo con los criterios preestablecidos de planificación portuaria, y específicos del Cliente o de la Autoridad Competente, las características de los equipos de manipulación de mercancías que operan en la zona, su ubicación, y la forma en que solicitan a la estructura resistente.

En ausencia de criterios específicos, el Proyectista podrá incluir en el cálculo las cargas transmitidas por los equipos de manipulación que considere necesarios en función del uso genérico del área en que se ubica la obra, tomando en consideración:

- Las mercancías, materiales o suministros a manipular.
- Los métodos más adecuados para su manipulación.
- Las características medioambientales de la zona: principalmente el viento.

En este caso podrá considerarse que las sobrecargas debidas a las instalaciones de manipulación únicamente serán significativas en las áreas de operación y en aquellas vías destinadas

y proyectadas específicamente como de maniobra; y por tanto sólo será necesario incluirlas en el cálculo en esas zonas.

En el proyecto se listarán los equipos de manipulación de mercancías que afectan a la obra proyectada incluidos en el cálculo, sus características principales, y las cargas transmitidas por cada uno de ellos en cada condición de trabajo; señalándose en qué posición del equipo y la carga se producen las más desfavorables.

Las características principales de los equipos se referirán a :

- Definición genérica del sistema de manipulación (tipo, carga máxima, alcance máximo,...)
- Definición geométrica de la banda de actuación.

Las sobrecargas de instalaciones de manipulación de mercancías serán tratadas como trenes de carga móviles constituidos por cargas superficiales, lineales o puntuales; extendidas, en el interior de bandas de actuación definidas en proyecto, a parte o a la totalidad de la estructura resistente, de tal forma que produzcan los efectos más desfavorables en el elemento analizado. Su distribución quedará limitada por la compatibilidad entre sí y con otras sobrecargas de uso o explotación.

Los valores característicos de las cargas transmitidas a la estructura resistente serán proporcionados directamente por los fabricantes y proveedores de los equipos; debiendo haber sido obtenidos mediante la aplicación al equipo de las solicitaciones y combinaciones de cargas previstas en la normativa vigente para el cálculo de los sistemas de manipulación de mercancías, pero sin incluir el coeficiente de seguridad global.

Particularmente para sistemas por elevación (grúas) serán de aplicación las siguientes Normas:

- UNE 58-102-74: Aparatos Pesados de Elevación.
- Normas para el Cálculo de las Grúas Eléctricas de Pórtico para Servicios Portuarios. (Orden del Ministerio de Obras Públicas de 11.08.64).
- Normas F.E.M. (Federación Europea de la Manutención) para el Proyecto de Equipos de Elevación.

En cualquier caso, el cálculo y comprobación de la estructura resistente en cada una de las fases de proyecto o hipótesis de trabajo, obligará a diferenciar las sobrecargas transmitidas por las instalaciones de manipulación según las hipótesis de carga que se detallan, para la posición y magnitud de la carga manipulada que dé lugar a las acciones máximas:

— *En Condiciones Normales de Operación*

- Equipo en Servicio sin Viento: Peso Propio + Carga de Servicio.
- Equipo en Servicio con Viento Límite de Operatividad: Peso Propio + Carga de Servicio + Viento Límite de Operatividad.

A falta de criterios de Operatividad definidos se adoptará como viento límite de operatividad para equipos de elevación aquél cuya velocidad media en el intervalo (ráfaga) de 3 s sea 22 m/s (80 km/h) ($V_{3s} = 22$ m/s); actuando en la dirección que produzca los efectos más desfavorables para una posición determinada de la carga de servicio.

— *En Condiciones Extremas*

- En equipos fijos o de rodadura restringida (equipos sobre carriles o sobre bandas de rodadura): Se considerará que una vez superadas las condiciones medioambientales límite de Operatividad el equipo paraliza sus actividades adoptando la posición replegada de menor superficie expuesta, pudiéndose asegurar contra el arrastre mediante dispositivos de amarre (p.e. cadenas, garras o cerrojos).

En este caso la hipótesis de carga será: Peso Propio + Viento en Condiciones Extremas. La velocidad de cálculo para el viento en condiciones extremas será aquella V_{3s} que se corresponda con el periodo de retorno asociado al mayor riesgo admisible. En general para equipos de manipulación de mercancías se utilizarán periodos de retorno (T) de 100 años, lo que equivale a riesgos máximos admisibles aproximadamente del 20% para vidas útiles de los equipos de 25 años (ver tabla 2.2.1.1.- Vidas útiles mínimas para obras o instalaciones de carácter definitivo; y tabla 3.2.3.1.2.- Riesgos máximos admisibles para la determinación, a partir de datos estadísticos, de valores característicos de cargas variables para fase de servicio y condiciones extremas).

- En los equipos sin movilidad restringida (p.e. equipos sobre neumáticos) se considerará

que al alcanzarse las condiciones medioambientales límite de operatividad los equipos se resguardan en zonas protegidas o auxiliares, sin que sea necesario considerar en el cálculo la hipótesis de trabajo: en condiciones extremas.

— *En Condiciones Excepcionales*

Se considerarán en el cálculo como acciones accidentales las transmitidas en las siguientes hipótesis de carga:

- Equipo en Servicio bajo el efecto de una colisión (con el buque, con otro equipo,...): Peso Propio + Carga de Servicio + Colisión.
 - Equipo Fuera de Servicio en Condiciones Medioambientales Excepcionales: Peso Propio + Viento en Condiciones Excepcionales (Periodo de retorno T superior al correspondiente a condiciones extremas. A falta de otros datos T = 1.000 años).
- Esta hipótesis únicamente se tendrá en cuenta para equipos fijos o de movilidad restringida.

Para sistemas continuos de manipulación de mercancías, además de las acciones reseñadas deberán incluirse las cargas producidas por los cambios de dirección del sistema en planta o alzado, por las presiones o la temperatura del flujo transportado en relación a las condiciones exteriores, o por cualquier acción interna propia del sistema.

Todas estas acciones deberán superponerse a cada una de las hipótesis de carga compatibles.

El Proyectista incluirá en el proyecto la procedencia o fuente de las cargas transmitidas por las instalaciones de manipulación de mercancías utilizadas en el cálculo, indicando si dichas cargas engloban o no la cuantificación de efectos dinámicos.

A efectos indicativos de orden de magnitud, las cargas transmitidas por equipos tipo de manipulación de mercancías en zonas portuarias se consignan en las tablas 3.4.2.3.2.1. y 3.4.2.3.2.2. para equipos sobre carriles, y 3.4.2.3.2.3. para equipos sobre neumáticos y orugas.

Asimismo, para equipos continuos de manipulación de mercancías podrá adoptarse que las cargas transmitidas por éstos equivalen a $0,5 \text{ t/m}^2$ por cada nivel de tuberías, cintas transportadoras, etc.; con un mínimo de 2 t/m^2 .

– *COMPATIBILIDAD DE SOBRECARGAS DE USO*

Con el objeto de simplificar las múltiples hipótesis posibles de combinación de sobrecargas de uso, podrá admitirse que únicamente los efectos producidos sobre la estructura resistente por las cargas debidas a:

- Equipos e instalaciones de manipulación de mercancías sobre carriles (p.e. grúas pórtico o portacontenedores).
- Equipos e instalaciones de manipulación de mercancías sobre neumáticos de movilidad restringida (p.e. pórticos de almacenamiento).
- Sistemas continuos de manipulación (p.e. tuberías).

son superponibles entre sí, y con los debidos a las sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento.

Por el contrario, los efectos producidos por sistemas discontinuos de movilidad no restringida (p.e. carretilla elevadora/transportadora de horquilla) no se superpondrán con los debidos a otras sobrecargas de uso o explotación actuando simultáneamente sobre el mismo área.

Por tanto, a los efectos de combinación de sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento (Q_{v1}) con sobrecargas de equipos e instalaciones de manipulación de mercancías (Q_{v2}), será únicamente necesario tener en cuenta los casos señalados en la tabla 3.4.2.3.2.4.

Para el dimensionamiento y cálculo de la estructura resistente, el Proyectista elegirá la combinación de sobrecargas que produzca el efecto más desfavorable en el elemento analizado.

Generalmente las combinaciones I y III de la tabla 3.4.2.3.2.4. serán críticas para la mayor parte de las estructuras usuales en zonas portuarias; sin perjuicio que deban comprobarse alternativamente con la combinación II. Esta combinación será especialmente crítica para estructuras de poca luz, losas, u otro tipo de elementos sensibles a efectos locales.

TABLA 3.4.2.3.2.1. CARGAS TRANSMITIDAS POR EQUIPOS TIPO DE MANIPULACIÓN DE MERCANCÍAS USUALES EN ZONAS PORTUARIAS EQUIPOS SOBRE CARRILES: GRÚAS PÓRTICO.

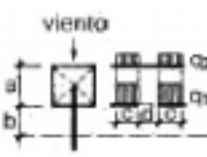

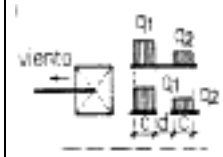



EQUIPO	Definición geométrica (en m)	HIPÓTESIS DE TRABAJO		TREN TIPO (en t/m)		
						
GRÚA PÓRTICO DE 6 t y 25 m de alcance. (peso propio ≈86 t)	a = 6 b = 2a3 c = 1 d = 5	En condiciones normales de operación	Sin Viento	q ₁ = 36 q ₂ = 10	q ₁ = 40 q ₃ = 22 q ₂ = 22 q ₄ = 8	q ₁ = 36 q ₂ = 10
			Con Viento	q ₁ = 40 H _{VT} = 2,5 q ₂ = 6 H _{VL} = 0	q ₁ = 44 q ₃ = 22 H _{VT} = 1,8 q ₂ = 22 q ₄ = 4 H _{VL} = 1,8	q ₁ = 40 H _{VT} = 0 q ₂ = 6 H _{VL} = 2,5
		En condiciones extremas	q ₁ = 37 H _{VT} = 8 q ₂ = 6 H _{VL} = 0	-	q ₁ = 37 H _{VT} = 0 q ₂ = 6 H _{VL} = 8	
GRÚA PÓRTICO DE 12 t y 25 m de alcance. (peso propio ≈200 t)	a=10 b = 2a3 c=3 d = 6	En condiciones normales de operación	Sin Viento	q ₁ = 25 q ₂ = 10	q ₁ = 28 q ₃ = 17 q ₂ = 17 q ₄ = 8	q ₁ = 25 q ₂ = 10
			Con Viento	q ₁ = 27 H _{VT} = 1 q ₂ = 8 H _{VL} = 0	q ₁ = 30 q ₃ = 17 H _{VT} = 0,75 q ₂ = 17 q ₄ = 6 H _{VL} = 0,75	q ₁ = 27 H _{VT} = 0 q ₂ = 8 H _{VL} = 1
		En condiciones extremas	q ₁ = 24 H _{VT} = 3 q ₂ = 9 H _{VL} = 0	-	q ₁ = 24 H _{VT} = 0 q ₂ = 9 H _{VL} = 3	
GRÚA PÓRTICO DE 16 t y 35 m de alcance. (peso propio ≈ 264 t)	a = 10 b = 2a3 c = 4 d = 6	En condiciones normales de operación	Sin Viento	q ₁ = 25 q ₂ = 10	q ₁ = 28 q ₃ = 18 q ₂ = 18 q ₄ = 6	q ₁ = 25 q ₂ = 10
			Con Viento	q ₁ = 27 H _{VT} = 0,7 q ₂ = 8 H _{VL} = 0	q ₁ = 32 q ₃ = 18 H _{VT} = 0,5 q ₂ = 18 q ₄ = 2 H _{VL} = 0,5	q ₁ = 27 H _{VT} = 0 q ₂ = 8 H _{VL} = 0,7
		En condiciones extremas	q ₁ = 24 H _{VT} = 2,5 q ₂ = 9 H _{VL} = 0	-	q ₁ = 24 H _{VT} = 0 q ₂ = 9 H _{VL} = 2,5	
GRÚA PÓRTICO DE 25 t y 30 m de alcance. (peso propio ≈312 t)	a = 10 b = 2,5 a 3 c = 4 d = 5	En condiciones normales de operación	Sin Viento	q ₁ = 32 q ₂ = 10	q ₁ = 38 q ₃ = 21 q ₂ = 21 q ₄ = 5	q ₁ = 32 q ₂ = 10
			Con Viento	q ₁ = 35 H _{VT} = 0,75 q ₂ = 7 H _{VL} = 0	q ₁ = 40 q ₃ = 21 H _{VT} = 0,55 q ₂ = 21 q ₄ = 3 H _{VL} = 0,55	q ₁ = 35 H _{VT} = 0 q ₂ = 7 H _{VL} = 0,75
		En condiciones extremas	q ₁ = 29 H _{VT} = 3 q ₂ = 10 H _{VL} = 0	-	q ₁ = 29 H _{VT} = 0 q ₂ = 10 H _{VL} = 3	
GRÚA PÓRTICO DE 35 t y 30 m de alcance. (peso propio ≈410 t)	a = 10 b = 2,5 a 3 c = 6 d = 3	En condiciones normales de operación	Sin Viento	q ₁ = 27 q ₂ = 10	q ₁ = 34 q ₃ = 19 q ₂ = 19 q ₄ = 2	q ₁ = 27 q ₂ = 10
			Con Viento	q ₁ = 30 H _{VT} = 0,6 q ₂ = 7 H _{VL} = 0	q ₁ = 36 q ₃ = 19 H _{VT} = 0,45 q ₂ = 19 q ₄ = 0 H _{VL} = 0,45	q ₁ = 30 H _{VT} = 0 q ₂ = 7 H _{VL} = 0,6
		En condiciones extremas	q ₁ = 25 H _{VT} = 2,2 q ₂ = 9 H _{VL} = 0	-	q ₁ = 25 H _{VT} = 0 q ₂ = 9 H _{VL} = 2,2	
GRÚA PÓRTICO DE 50 t y 35 m de alcance. (peso propio ≈622 t)	a = 10 b = 3 c = 8 d = 1,5	En condiciones normales de operación	Sin Viento	q ₁ = 32 q ₂ = 10	q ₁ = 38 q ₃ = 20 q ₂ = 20 q ₄ = 6	q ₁ = 32 q ₂ = 10
			Con Viento	q ₁ = 34 H _{VT} = 0,5 q ₂ = 8 H _{VL} = 0	q ₁ = 40 q ₃ = 20 H _{VT} = 0,35 q ₂ = 20 q ₄ = 4 H _{VL} = 0,35	q ₁ = 34 H _{VT} = 0 q ₂ = 8 H _{VL} = 0,5
		En condiciones extremas	q ₁ = 27 H _{VT} = 2 q ₂ = 12 H _{VL} = 0	-	q ₁ = 27 H _{VT} = 0 q ₂ = 12 H _{VL} = 2	

TABLA 3.4.2.3.2.1. (Continuación).

LEYENDA:

-  Grúa Pórtico con el brazo en posición lateral centrada, perpendicular a los carriles.
-  Grúa Pórtico con el brazo en esquina.
-  Grúa Pórtico con el brazo en posición lateral centrada, paralela a los carriles.

q_i : Carga vertical por metro lineal correspondiente a cada pata de la grúa.

H_{VT} : Carga horizontal por metro lineal transversal al carril, debida al viento, correspondiente a cada pata de la grúa.

H_{VL} : Carga horizontal por metro lineal longitudinal al carril, debida al viento, correspondiente a cada pata de la grúa.

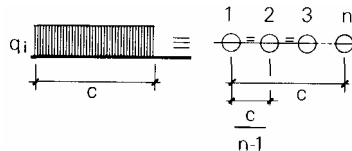
— · — · — · Símbolo que indica el límite exterior de la zona de operación (cantil de la obra de atraque).

COMENTARIOS:

- Los valores dados en esta tabla no incluyen efectos dinámicos producidos fundamentalmente por fuerzas inerciales (aceleración y deceleración en movimientos de elevación, traslación, giros y cambios de alcance). Dichos efectos se valorarán según los criterios del párrafo «Efectos dinámicos».
- Los Trenes Tipo equivalentes a cada pata de grúa podrán invertir el orden de actuación, con objeto de tener en cuenta todas las posiciones posibles del brazo. Por la misma razón podrán aplicarse indistintamente a cualquier carril.
- Para estructuras o elementos estructurales de especial sensibilidad a las cargas concentradas podrá discretizarse cada grupo de cargas lineales correspondientes a cada pata de grúa en cargas puntuales, adoptando los siguientes números de ruedas por pata, en función de la carga admisible sobre el carril.

Grúa Pórtico de 6 t.....	2
Grúa Pórtico de 12 t.....	4
Grúa Pórtico de 16 t.....	4 o 6
Grúa Pórtico de 25 t.....	6
Grúa Pórtico de 35 t.....	6
Grúa Pórtico de 50 t.....	8

Se considerará que la separación entre ruedas es homogénea y que ocupa totalmente la longitud asignada a cada carga lineal.



- Se ha tomado como velocidad del viento en condiciones extremas $V_{3s} = 40$ m/s. Para la velocidad del viento correspondiente al periodo de retorno del proyecto podrán admitirse correcciones en el valor de las cargas adicionales debidas al viento en esta hipótesis de trabajo (carga total en tablas sobre cada pata – reparto uniforme del peso propio de la grúa sobre cada pata), mediante el factor $\frac{((V_{3s})_T)^2}{40^2}$

siendo $(V_{3s})_T$ la velocidad de ráfaga 3 s correspondiente al periodo de retorno del proyecto, en m/s.

En condiciones normales de operación la velocidad del viento límite de operatividad es de 22 m/s.

TABLA 3.4.2.3.2.2. CARGAS TRANSMITIDAS POR EQUIPOS TIPO DE MANIPULACIÓN DE MERCANCÍAS USUALES EN ZONAS PORTUARIAS. EQUIPOS SOBRE CARRILES: GRÚAS PORTACONTENEDORES.

EQUIPO	Definición Geométrica (en m)	HIPÓTESIS DE TRABAJO	TREN TIPO (en t/m)	
GRUA PORTACONTENEDORES de 38 t de capacidad de carga (utilizadas para contenedores de 40'). Alcance lado mar de 30 m. (Peso propio = 500 t)	a = 15 b = 3 c = 7,5 d = 9	EN CONDICIONES NORMALES DE OPERACIÓN		
			Sin viento $q_1 = 30$ $q_2 = 5$	
		Carro máximo alcance y carga completa lado mar	Con viento transversal o longitudinal. Límite de operatividad: $V_{3s} = 22 \text{ m/s}$	$q_1 = 32 \pm 2$ $q_2 = 5 \pm 2$ $H_{VT} \text{ O } H_{VL} = 0,55$
			Sin viento $q_1 = 15$ $q_2 = 20$	
		Carro máximo alcance y carga completa lado tierra	Con viento transversal o longitudinal. Límite de operatividad: $V_{3s} = 22 \text{ m/s}$	$q_1 = 15 \pm 2$ $q_2 = 20 \pm 2$ $H_{VT} \text{ O } H_{VL} = 0,55$
		EN CONDICIONES EXTREMAS		
		Pluma recogida Carro y cabina en posición de aparcamiento	Con viento transversal al carril $V_{3s} = 40 \text{ m/s}$	$q_1 = 15 \pm 6$ $q_2 = 18 \pm 6$ $H_{VT} = 2$
Con viento longitudinal al carril $V_{3s} = 40 \text{ m/s}$	$q_1 = 15 \pm 6$ $q_2 = 18 \pm 6$ $H_{VL} = 2$			

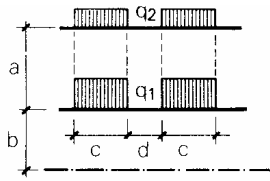
TABLA 3.4.2.3.2.2 (Continuación).						
EQUIPO	Definición Geométrica (en m)	HIPÓTESIS DE TRABAJO	TREN TIPO (en t/m)			
						
GRUA PORTACONTENEDORES de 53 t de capacidad de carga (utilizadas para contenedores de 40' o de 2 x 20'). Alcance lado mar de 35 m (Peso propio \cong 800 t)	a= 18 b= 3 c= 10,5 d= 6	EN CONDICIONES NORMALES DE OPERACIÓN				
		Carro máximo alcance y carga completa lado mar	Sin viento	$q_1 = 30$ $q_2 = 10$		
			Con viento transversal o longitudinal. Límite de operatividad: $V_{3s} = 22$ m/s	$q_1 = 30 \pm 2$ $q_2 = 10 \pm 2$ H_{VT} o $H_{VL} = 0,50$		
		Carro máximo alcance y carga completa lado tierra	Sin viento	$q_1 = 15$ $q_2 = 25$		
			Con viento transversal o longitudinal. Límite de operatividad: $V_{3s} = 22$ m/s	$q_1 = 15 \pm 2$ $q_2 = 25 \pm 2$ H_{VT} o $H_{VL} = 0,50$		
		EN CONDICIONES EXTREMAS		Pluma recogida Carro y cabina en posición de aparcamiento	Con viento transversal al carril $V_{3s} = 40$ m/s	$q_1 = 15 \pm 6$ $q_2 = 22 \pm 6$ $H_{VT} = 2$
					Con viento longitudinal al carril $V_{3s} = 40$ m/s	$q_1 = 15 \pm 6$ $q_2 = 22 \pm 6$ $H_{VL} = 2$
LEYENDA:						
q_i : Carga vertical por metro lineal correspondiente a cada pata de la grúa. H_{VT} ó H_{VL} : Carga horizontal (longitudinal o transversal) por metro lineal, debida al viento, correspondiente a cada pata. Su distribución es homogénea con la carga vertical. El sentido de actuación de la carga será asimismo compatible con la dirección del viento considerada y por tanto con las sobrecargas verticales asociadas a dicha dirección. - · · · · ·: Símbolo que indica límite exterior de la zona de operación lado mar (cantil del muelle).						

TABLA 3.4.2.3.2.2.. (Continuación).

COMENTARIOS:

- Los valores dados en esta tabla no incluyen los efectos dinámicos producidos fundamentalmente por fuerzas inerciales (aceleraciones y deceleraciones en movimientos de elevación y traslación). Dichos efectos se valorarán según los criterios del párrafo «Efectos dinámicos».
- Los Trenes Tipo equivalentes a grúas portacontenedores deberán aplicarse estrictamente en el orden consignado en tablas respecto al límite lado mar de la zona de operación, no pudiendo aplicarse indistintamente a cada carril debido a la asimetría de distribución de cargas entre los carriles lado de tierra y lado de mar que se produce en este tipo de grúas.
- Para estructuras o elementos estructurales de especial sensibilidad a las cargas concentradas, podrá discretizarse cada grupo de cargas lineales correspondientes a cada pata de grúa en cargas puntuales, adoptando 6 o 8 ruedas por pata en función de la carga máxima admisible sobre el carril. Se considerará que la separación entre ruedas es homogénea y que ocupa totalmente la longitud asignada a la carga lineal.
- Se ha tomado como velocidad del viento en condiciones extremas $V_{3s} = 40$ m/s. Para la velocidad del viento correspondiente al periodo de retorno del proyecto podrán admitirse correcciones en el valor de las cargas adicionales debidas al viento mediante el factor

$$\frac{[(V_{3s})_T]^2}{40^2}$$

siendo $(V_{3s})_T$ la velocidad de ráfaga 3 segundos correspondiente al periodo de retorno del proyecto en m/s.

TABLA 3.4.2.3.2.3. CARGAS TRANSMITIDAS POR EQUIPOS TIPO DE MANIPULACIÓN DE MERCANCÍAS USUALES EN ZONAS PORTUARIAS. EQUIPOS SOBRE NEUMÁTICOS Y ORUGAS.

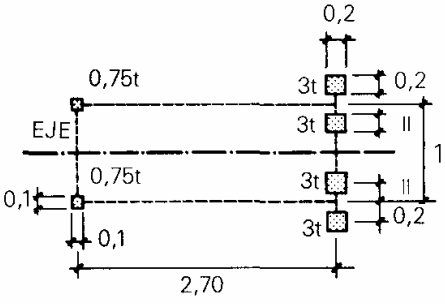
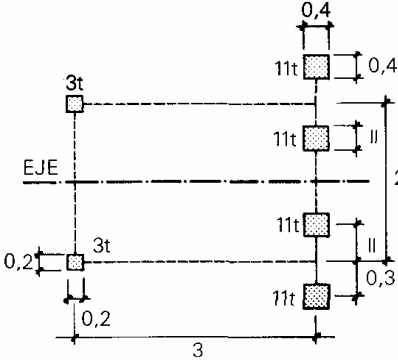
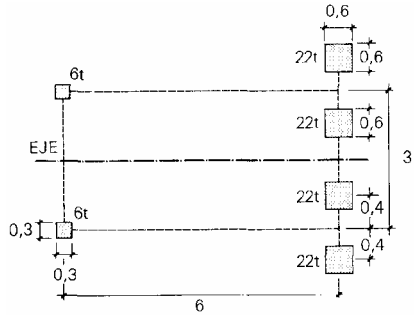
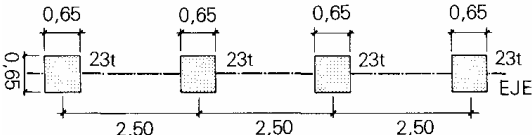
<p style="text-align: center;">TREN TIPO</p> <p>- Unidades de longitud en m. - Carga en toneladas.</p>	<p>Sobrecarga uniforme equivalente (t/m²)</p>	<p style="text-align: center;">EQUIVALENCIA FÍSICA</p>
	<p>1,50</p>	<p>Carretilla elevadora/ transportadora de horquilla de 5 t de capacidad de carga nominal. (Fork-lift trucks)</p> <p>Peso propio = 8t</p>
	<p>2,50</p>	<p>Carretilla elevadora/ transportadora de horquilla de 20 t de capacidad de carga nominal. (Fork-lift trucks)</p> <p>Peso propio = 30t</p>
	<p>4</p>	<p>Carretilla elevadora/ transportadora de horquilla de 40 t de capacidad de carga nominal. (Fork-lift trucks)</p> <p>Peso propio = 80t</p>
	<p>1,50</p>	<p>Carretilla de carga lateral de 40 t de capacidad de carga nominal, sobre calzos estabilizadores. (Sideloaders trucks).</p> <p>Peso propio = 50t</p>

TABLA 3.4.2.3.2.3. (Continuación).

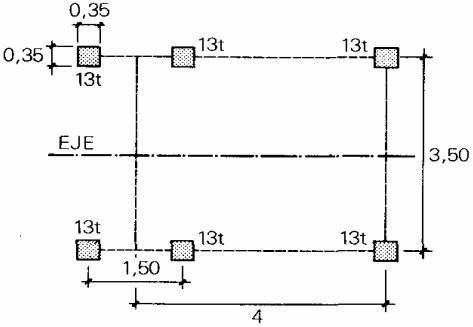
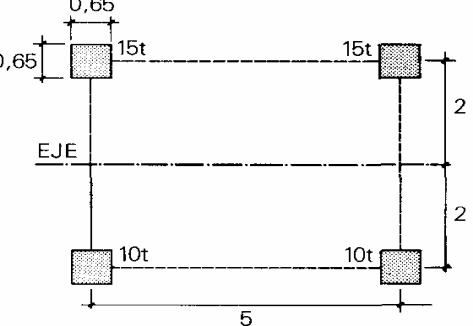
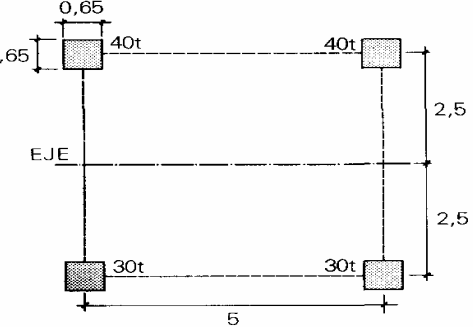
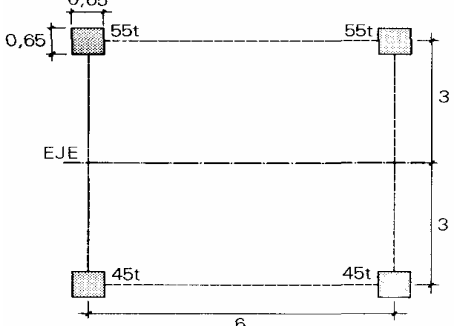
<p>TREN TIPO</p> <p>- Unidades de longitud en m.</p> <p>- Carga en toneladas.</p>	<p>Sobrecarga uniforme equivalente (t/m²)</p>	<p>EQUIVALENCIA FÍSICA</p>
	<p>1,50</p>	<p>Carretilla pórtico porta-contenedores de 40' de longitud, 40 t. (Straddle carrier).</p> <p>Peso propio = 30t</p>
	<p>3,00</p>	<p>Grúa móvil de 10 t de capacidad de elevación recomendable con radios cortos y longitud de pluma de 12 m, trabajando lateralmente o hacia atrás sobre calzos estabilizadores. (10 ton truck crane)</p> <p>Peso propio = 40t</p>
	<p>6,00</p>	<p>Grúa móvil de 30 t de capacidad de elevación recomendable con radios cortos y longitud de pluma de 12 m, trabajando lateralmente o hacia atrás sobre calzos estabilizadores. (30 ton truck crane)</p> <p>Peso propio = 110t</p>
	<p>9,00</p>	<p>Grúa móvil de 50 t de capacidad de elevación recomendable con radios cortos y longitud de pluma de 12 m, trabajando lateralmente o hacia atrás sobre calzos estabilizadores. (50 ton truck crane)</p> <p>Peso propio = 150t</p>

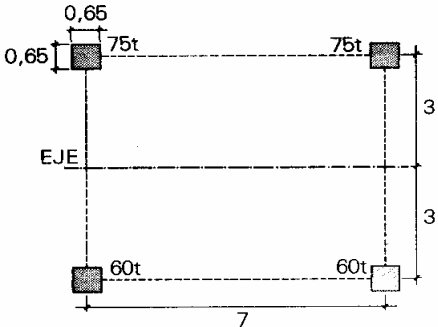
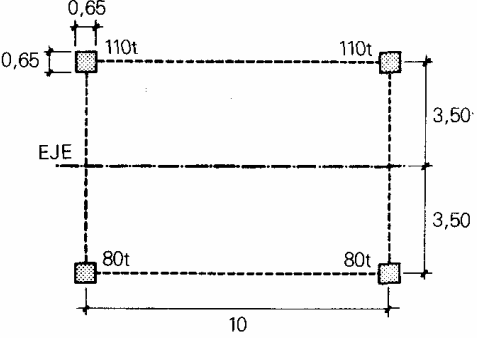
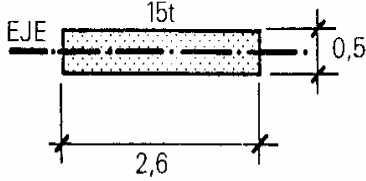
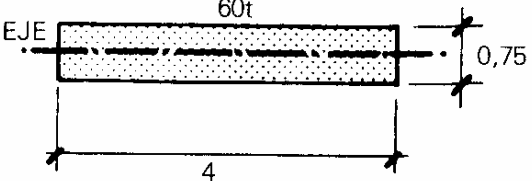
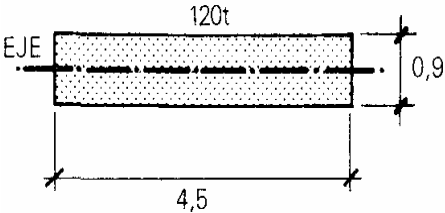
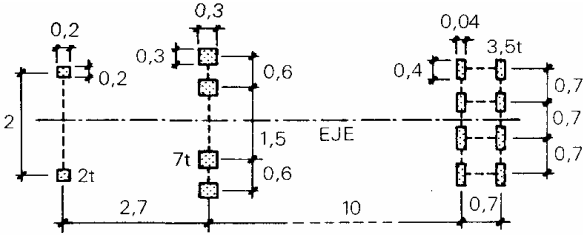
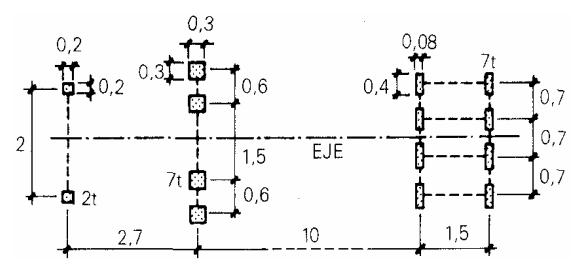
TABLA 3.4.2.3.2.3. (Continuación).		
TREN TIPO - Unidades de longitud en m. - Carga en toneladas.	Sobrecarga uniforme equivalente (t/m ²)	EQUIVALENCIA FÍSICA
	12,00	<p>Grúa móvil de 70 t de capacidad de elevación recomendable con radios cortos y longitud de pluma de 12 m, trabajando lateralmente o hacia atrás sobre calzos estabilizadores. (70 ton truck crane)</p> <p>Peso propio = 200t</p>
	14,00	<p>Grúa móvil de 140 t de capacidad de elevación recomendable con radios cortos (3,6 m) y longitud de pluma de 15 m, trabajando lateralmente o hacia atrás sobre calzos estabilizadores. (140 ton truck crane)</p> <p>Peso propio = 240t</p>
	-	<p>Grúa de oruga de 6 t de máxima capacidad de elevación con radios cortos (3 m) y longitud de pluma de 6 m, trabajando lateralmente. (6 t Tracked crane)</p> <p>Peso propio = 12t</p>
	-	<p>Grúa de oruga de 30 t de máxima capacidad de elevación con radios cortos (3 m) y longitud de pluma de 10 m, trabajando lateralmente. (30 t Tracked crane)</p> <p>Peso propio = 40t</p>

TABLA 3.4.2.3.2.3. (Continuación).

<p>TREN TIPO</p> <p>- Unidades de longitud en m.</p> <p>- Carga en toneladas.</p>	<p>Sobrecarga uniforme equivalente (t/m²)</p>	<p>EQUIVALENCIA FÍSICA</p>
	<p>-</p>	<p>Grúa de oruga de 50 t de máxima capacidad de elevación con radios cortos (3,6 m) y longitud de pluma de 12 m, trabajando lateralmente. (50 t Tracked crane)</p> <p>Peso propio = 60t</p>
	<p>1,00</p>	<p>Tractor con semirremolque de 40 t de capacidad máxima. (Tractor and trailer)</p>
	<p>1,50</p>	<p>Tractor con semirremolque de 80 t de capacidad máxima. (Tractor and trailer).</p>

NOTAS:

- Se entiende por sobrecarga uniforme equivalente la carga uniformemente repartida equivalente al tren móvil, extendida en un área aproximadamente coincidente con el área del vehículo tipo (área equivalente).

Ejemplo:

Para una carretilla elevadora/transportadora de 20 t.

Peso total cargado: 30 + 20 = 50 t.

Sobrecarga equivalente: 2,5 t/m².

Área equivalente: $\frac{50t}{2,5t/m^2} = 20 m^2$ (4,5 x 4,5 m²)

- Los trenes de cargas reflejados en estas tablas no tienen en cuenta factores como la actuación de acciones medioambientales sobre la maquinaria o la carga, desniveles del suelo, velocidades de operación u otros efectos dinámicos.

En general podrán despreciarse las cargas medioambientales en condiciones normales de operación.

TABLA 3.4.2.3.2.4. COMPATIBILIDAD DE SOBRECARGAS DE ESTACIONAMIENTO Y ALMACENAMIENTO (Q_{v1}) Y SOBRECARGAS DE EQUIPOS E INSTALACIONES DE MANIPULACIÓN DE MERCANCÍAS (Q_{v2}).

I	
II	
III	

— TRENES DE CARGA MÍNIMOS

En previsión de posibles cambios durante la vida útil de la obra en las condiciones de utilización o en los criterios de explotación considerados en el proyecto, deberá calcularse alternativamente la estructura resistente con los trenes de carga, equivalentes a sobrecargas de equipos de manipulación, incluidos en la tabla 3.4.2.3.2.5.; aplicándose individualmente aquellos que produzcan los efectos más desfavorables de entre los que puedan afectar a la obra proyectada, según el uso genérico asignado y el área considerada.

Los criterios de aplicación serán los siguientes:

Usos	ÁREAS		
	Area de Operación	Area de Almacenamiento	Vía de Maniobra
USO COMERCIAL			
- Graneles ordinarios y mercancía general convencional.	A1, A2, A4, B2, B5	—	B5
- Contenedores	A3, A5, B2, B4	—	B4, B7
- Graneles pesados y mercancía general pesada.	A1, A2, A5, B1, B4	—	B4
USO INDUSTRIAL	A1, A2, A5, B1, B4	—	B4
USO MILITAR	A1, A2, A4, B2, B5	—	B5
USO PESQUERO	B3, B6	—	B6
USO DEPORTIVO	B3, B6	—	B6

Dichos trenes de carga se combinarán con las sobrecargas de estacionamiento y almacenamiento mínimas establecidas en la tabla 3.4.2.3.1.3, según los criterios consignados anteriormente (ver tabla 3.4.2.3.2.4.).

Los trenes mínimos equivalentes a equipos de rodadura restringida serán aplicables para cualquier distancia (b) entre el primer carril y el límite exterior de la zona de operación lado mar (cantil). A menos que el proyecto determine dicha distancia por condicionantes estructurales o funcionales, se recomiendan los siguientes valores de b, en m:

— Para A1	$2 \leq b \leq 3$
— Para A2	$2 \leq b \leq 3$
— Para A3	$b = 3$
— Para A4	$b \geq 2$
— Para A5	$b \geq 3$

Cuando el proyectista no disponga de información suficiente sobre las mercancías o materiales a manipular, o sobre los equipos más adecuados para su manipulación, podrán adoptarse únicamente los trenes de cargas mínimos, sin la necesidad anteriormente reseñada de listar los equipos de manipulación de mercancías que pudieran afectar a la obra proyectada, ni definirlos tipológica y geoméricamente.

▪ EFECTOS DINÁMICOS

Deberá tenerse en cuenta en el cálculo la existencia de cargas frecuenciales o de impacto asociadas a las sobrecargas de equipos e instalaciones de manipulación de mercancías en condiciones de normal operatividad. Dichas cargas se consideran superpuestas a las debidas al peso propio del sistema de manipulación, a la carga de servicio, y a las acciones medioambientales. Las cargas dinámicas estarán ocasionadas, genéricamente y sin distinción por tipos de sistemas de manipulación, por los siguientes efectos:

— Movimientos Verticales: Fuerzas de inercia verticales e impactos.

- Levantamiento o descenso de la carga de servicio.
- Aceleraciones o deceleraciones sobre el movimiento de elevación.
- Irregularidades superficiales del camino de rodadura.

TABLA 3.4.2.3.5 TRENES DE CARGA MÍNIMOS, EQUIVALENTES A SOBRECARGAS DE EQUIPOS E INSTALACIONES DE MANIPULACIÓN DE MERCANCÍAS.

A. EQUIPOS DE RODADURA RESTRINGIDA (GRÚAS SOBRE CARRILES)

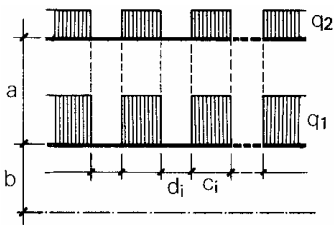
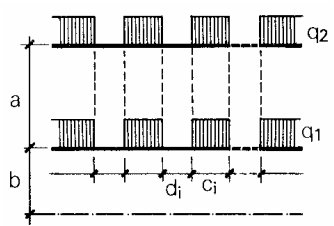
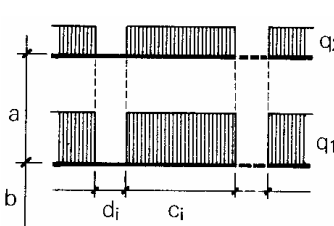
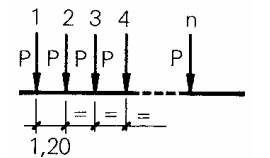
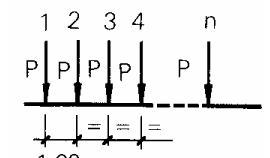
A1		En condiciones normales de operación	En condiciones extremas	 <p> $4,5 \leq a \leq 10$ $c_1 \geq 1$ $d_1 \geq 0$ </p>
	q ₁	25 t/m	22 t/m	
	q ₂	8 t/m	10 t/m	
	H _{VT}	0,8 t/m	2,5 t/m	
	H _{VL}	0 t/m	0 t/m	
(unidades de longitud en metros)				
A2		En condiciones normales de operación	En condiciones extremas	 <p> $4,5 \leq a \leq 10$ $c_1 \geq 1$ $d_1 \geq 0$ </p>
	q ₁	15 t/m	14 t/m	
	q ₂	15 t/m	14 t/m	
	H _{VT}	0 t/m	0 t/m	
	H _{VL}	0,8 t/m	2,5 t/m	
(unidades de longitud en metros)				
A3		En condiciones normales de operación	En condiciones extremas	 <p> $15 \leq a \leq 18$ $c_1 \geq 5$ $d_1 \geq 0$ </p>
	q ₁	25 t/m	15 t/m	
	q ₂	12 t/m	20 t/m	
	H _{VT} o H _{VL}	0,5 t/m	1,5 t/m	
	(unidades de longitud en metros)			
A4		En condiciones normales de operación	En condiciones extremas	 <p> $2 \leq n \leq 6$ </p>
	P	25 t	18 t	
(unidades de longitud en metros)				
A5		En condiciones normales de operación	En condiciones extremas	 <p> $6 \leq n \leq 8$ </p>
	P	40 t	30 t	
(unidades de longitud en metros)				

TABLA 3.4.2.3.2.5. (Continuación).

B. EQUIPOS DE RODADURA NO RESTRINGIDA.

<p>B1</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><u>SECCIÓN</u></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><u>PLANTA</u></p> </div> </div> <p style="text-align: center;">Sobrecarga uniforme equivalente al tren móvil: 14 t/m² en 5,5x5,5 m².</p>
<p>B2</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><u>SECCIÓN</u></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><u>PLANTA</u></p> </div> </div> <p style="text-align: center;">Sobrecarga uniforme equivalente al tren móvil: 12 t/m² en 5x5 m².</p>
<p>B3</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><u>SECCIÓN</u></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><u>PLANTA</u></p> </div> </div> <p style="text-align: center;">Sobrecarga uniforme equivalente al tren móvil: 3 t/m² en 4x4 m².</p>
<p>B4</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><u>SECCIÓN</u></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><u>PLANTA</u></p> </div> </div> <p style="text-align: center;">Sobrecarga uniforme equivalente al tren móvil: 4 t/m² en 5x5 m²</p>
<p>B5</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><u>SECCIÓN</u></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><u>PLANTA</u></p> </div> </div> <p style="text-align: center;">Sobrecarga uniforme equivalente al tren móvil: 2,5 t/m² en 4,5x4,5 m².</p>

TABLA 3.4.2.3.2.5. (Continuación).	
B. EQUIPOS DE RODADURA NO RESTRINGIDA (continuación)	
B6	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><u>SECCIÓN</u></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><u>PLANTA</u></p> </div> </div> <p style="text-align: center;">Sobrecarga uniforme equivalente al tren móvil: 1,5 t/m² en 3 x 3 m .</p>
B7	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p><u>SECCIÓN</u></p> </div> <div style="text-align: center;"> <p><u>PLANTA</u></p> </div> </div> <p style="text-align: center;">Sobrecarga uniforme equivalente al tren móvil: 1,5 t/m² en 7x7 m².</p>
<p>LEYENDA:</p> <ul style="list-style-type: none"> q_i : Carga vertical por metro lineal correspondiente al carril i. H_{VT} : Carga horizontal por metro lineal, transversal al carril, correspondiente a cada uno de los carriles. Su distribución será idéntica que la de la carga lineal vertical. H_{VL} : Carga horizontal por metro lineal, longitudinal al carril, correspondiente a cada uno de los carriles. Su distribución será idéntica que la de la carga lineal vertical. P : Carga puntual, equivalente a carga por rueda, correspondiente a circulación por un carril. — · — · — · : Límite exterior de la zona de operación lado mar (p.e. cantil de un muelle). <p>CONDICIONES DE APLICACIÓN:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Los Trenes de Carga A1 a A3 están constituidos por sobrecargas lineales uniformemente repartidas, de carácter indefinido en su longitud, con valores a, b, c_i y d_i tales que cumpliendo con las limitaciones señaladas produzcan los efectos más desfavorables. Su ordenación podrá invertirse, pudiendo aplicarse cada tren de cargas indistintamente a cada alineación (carril). Corresponden a circulación por una vía. - Los Trenes de Carga A4 y A5 están construidos por cargas puntuales, de carácter limitado en su longitud. Se aplicarán de forma única donde produzcan los efectos más desfavorables. Corresponden a circulación por un carril. - Los Trenes de Carga B están constituidos por una sobrecarga superficial uniformemente repartida, actuando simultáneamente con un tren móvil de cargas puntuales. La sobrecarga repartida tiene carácter indefinido, extendiéndose a parte o a la totalidad de la superficie de aplicación según sea más desfavorable para el elemento en estudio. El Tren de Cargas puntuales, de carácter limitado, podrá desplazarse tanto en sentido longitudinal como transversal, o cambiar la orientación, de forma que produzca los efectos más desfavorables. Se aplicará de forma única. - Los valores dados no incluyen efectos dinámicos producidos fundamentalmente por fuerzas inerciales. Dichos efectos se valorarán según los criterios del párrafo «Efectos Dinámicos». 	

- Movimientos Horizontales: Fuerzas de inercia horizontales.
 - Movimientos de traslación: arranque, frenado y cambios de velocidad.
 - Giros y cambios de alcance.
 - Fuerza centrífuga en obras de planta curva.
 - Ripado.
- Vibraciones inducidas de flexión y/o torsión.

Los efectos dinámicos inducidos se tendrán en cuenta en términos de Factores de Amplificación de Cargas Verticales (I: Factor de Impacto), y de Acciones Horizontales Adicionales (H_A); cuyos valores dependerán del tipo de equipo o instalación de manipulación de mercancías utilizado, y de la discretización adoptada para los trenes de carga.

El factor de Impacto (I) tendrá en cuenta fundamentalmente los efectos dinámicos producidos por las fuerzas de inercia verticales. La acción adicional (H_A) tendrá en cuenta los efectos producidos por las fuerzas de inercia horizontales como frenado y arranque, fuerzas centrífugas, o ripado.

Debido a las pequeñas velocidades de traslación y elevación con las que operan los equipos de manipulación de mercancías, no es probable que se presenten efectos dinámicos debidos a vibraciones. A falta de datos se considerarán usuales frecuencias del orden de 25 a 50 Hz.

En ausencia de datos más precisos podrán utilizarse los Factores de Impacto y Acciones Horizontales Adicionales de la tabla 3.4.2.3.2.6., válidos para fase de servicio y condiciones normales de operación.

Estos factores también serán de aplicación a los trenes de carga mínimos consignados en tablas; considerando que los trenes de carga tipo A se refieren a equipos sobre carriles, y los tipo B a equipos sobre neumáticos, calzos y orugas.

Se considerará que los factores de impacto y las cargas horizontales adicionales tienen en cuenta la simultaneidad en la aparición de los efectos.

En condiciones extremas no se considerarán efectos dinámicos.

▪ DIFERENCIACIÓN DE LA ACCIÓN

a) POR FASES DE PROYECTO

Las sobrecargas de equipos e instalaciones de manipulación de mercancías o materiales aplicables a cada estructura resistente serán distintas en función de la fase de proyecto que se estudie.

Para la fase de construcción, el Proyectista considerará sobrecargas en función de los procedimientos constructivos y medios de trabajo y puesta en obra necesarios o previstos específicamente en el proyecto; señalándose las condiciones medioambientales y de trabajo compatibles con dichas sobrecargas.

A falta de otros datos, cuando en el procedimiento constructivo se consideren grúas móviles o equipos sobre orugas, podrán aplicarse las cargas transmitidas por equipos tipo consignados en la tabla 3.4.2.3.2.3.; siempre y cuando sean equivalentes a los equipos previstos.

Para la fase de servicio se distinguirán las sobrecargas de equipos e instalaciones de manipulación en condiciones normales de operación, en condiciones extremas, y en condiciones excepcionales. Las dos últimas hipótesis de trabajo únicamente serán tenidas en consideración cuando las sobrecargas sean producidas por equipos continuos de manipulación, equipos discontinuos de movilidad restringida, o por aquéllos que no permitan su retirada una vez superadas las condiciones límite de operación. En ese momento se considerará que los equipos paralizan sus actividades adoptando una posición replegada con menor superficie expuesta a las acciones medioambientales.

Según lo dispuesto en el apartado 3.2.3. Valores Representativos de las Cargas Variables, las condiciones límite de operatividad serán fijadas por el Proyectista a partir de la aplicación de las condiciones y criterios de explotación de la instalación portuaria, teniendo en cuenta las condiciones límite de funcionamiento establecidas en el dimensionamiento de los equipos de manipulación.

En ausencia de criterios específicos se adoptará como condición límite de operatividad una velocidad media del viento en 3 s. de 22 m/s.

TABLA 3.4.2.3.2.6. FACTORES DE IMPACTO Y ACCIONES HORIZONTALES ADICIONALES PARA LA CONSIDERACIÓN DE EFECTOS DINÁMICOS EN SOBRECARGAS DE EQUIPOS E INSTALACIONES DE MANIPULACIÓN DE MERCANCÍAS EN CONDICIONES NORMALES DE OPERACIÓN

SISTEMAS	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS VERTICALES (1)		ACCIONES HORIZONTALES ADICIONALES (H _A)
	Para cargas superficiales	Para cargas lineales o concentradas	
– SISTEMAS CONTINUOS	1,00	1,20	0,00
– SISTEMAS DISCONTINUOS			
- Equipos fijos	1,00	1,20	0,00
- Equipos de movilidad restringida (sobre carriles)	–	1,20	En la dirección del carril: 1/7 de las cargas verticales. (1) (2) (3) (6). En la dirección transversal: 1/10 de las cargas verticales. (2) (3) (6)
- Equipos de movilidad no restringida (sobre neumáticos y orugas)	1,00	1,15	1/20 de la carga vertical. (4) (5) (6).

NOTAS:

- (1) Las acciones horizontales adicionales en la dirección del carril (H_A) a considerar en equipos sobre carriles, deben corresponderse con 1/7 de la carga vertical transmitida por las ruedas motrices. Generalmente las ruedas motrices alcanzan de los 2/3 a los 3/4 del total de ruedas existentes, llegándose en algunos casos al total de ruedas. Para tener en cuenta el caso más desfavorable debe considerarse que la totalidad de ruedas son motrices.
Cuando el Proyectista conozca exactamente las características principales de los equipos previstos, podrá reducirse H_A proporcionalmente al número de ruedas motrices sin llegar a ser menor que los 2/3 de la carga adicional horizontal consignada en esta tabla.
- (2) Dicha acción se aplicará actuando a la altura de la cabeza de los carriles en la posición y sentido más desfavorable para el elemento analizado, con idéntica discretización y distribución que la sobrecarga vertical compatible.
- (3) Cuando se adopten en el cálculo trenes de carga equivalentes a varios equipos trabajando conjuntamente se considerarán acciones horizontales en un sólo equipo, de forma que resulte el efecto más desfavorable para el elemento en estudio. En caso de aplicar los trenes de cargas mínimas se considerará la totalidad de la carga; salvo en trenes de carga equivalentes a equipos de rodadura restringida en que se adoptará la acción horizontal equivalente para una extensión máxima de 15 m. de longitud, independientemente de la distribución de la sobrecarga lineal vertical compatible adoptada.

NOTAS A LA TABLA 3.4.2.3.2.6. (Continuación).

(4) Dicha acción se supondrá actuando a la altura de la superficie del pavimento según la dirección longitudinal definida por los trenes de carga con idéntica discretización y distribución que la carga vertical compatible (trenes de carga).

(5) Para la obtención de acciones horizontales adicionales a partir de sobrecargas superficiales uniformemente repartidas se tendrá en cuenta:

- la posibilidad de esfuerzos horizontales mayores asociados a pequeñas superficies.
- la escasa posibilidad de la total simultaneidad de acciones en grandes superficies.

A estos efectos se limitarán los valores máximos y mínimos de las acciones horizontales adicionales en el intervalo:

$$8 t \leq H_A \leq 25 t$$

(6) Para la obtención de la acción horizontal adicional se considerarán las cargas verticales sin amplificar por efectos dinámicos.

Para condiciones extremas se utilizarán valores de acciones medioambientales correspondientes a periodos de retorno asociados al máximo riesgo admisible. Según lo dispuesto en los apartados 2.2. Vida Útil y 3.2. Criterios de Valoración de Acciones, el máximo riesgo admisible será del 20% para vidas útiles de los equipos de 25 años; lo que conlleva periodos de retorno de aproximadamente 100 años.

Cuando la estructura analizada tenga condiciones extremas en las que actúen acciones medioambientales con periodos de retorno superiores a los adoptados para la valoración de sobrecargas de equipos de manipulación en esas condiciones, la comprobación de la estructura resistente en esta hipótesis exigirá considerar las cargas transmitidas por los equipos, en la condición extremal de la estructura, como accidentales (condición excepcional para el equipo); incluyéndose en el cálculo con los coeficientes de seguridad que corresponden a ese tipo de acciones.

Asimismo y como condición excepcional diferenciada, todos los elementos estructurales se proyectarán para resistir las sobrecargas transmitidas por los equipos e instalaciones de manipulación durante las pruebas y ensayos previstos en la legislación vigente aplicables a cada instalación. En particular para aparatos pesados de elevación se considerarán las pruebas de carga previstas en la norma UNE 58-107-72; principalmente el ensayo que consiste en suspender una carga igual al 150% de la carga nominal manteniendo la pluma a radio máximo en condiciones de viento en calma.

Los trenes de carga mínimos consignados en tablas diferencian el valor de la acción para condiciones normales de operación y para condiciones extremas, siendo únicamente válidos para fase de servicio.

b) POR TIPOS ESTRUCTURALES

Para cada tipo estructural definido en el apartado 3.4.2.3.1. Cargas de Estacionamiento y Almacenamiento. Diferenciación de la acción por tipos estructurales, podrán admitirse las siguientes simplificaciones en las sobrecargas de equipos e instalaciones de manipulación:

– **ESTRUCTURAS TIPO 1**

Las sobrecargas de equipos e instalaciones de manipulación de mercancías en las condiciones generales señaladas en este apartado, serán de aplicación completa a estructuras en las cuales las cargas actúen directamente sobre los elementos estructurales analizados. No obstante, no se aplicará el factor de impacto (I) en el cálculo de aquellos elementos estructurales que reciban las cargas indirectamente a través de otros con capacidad de amortiguamiento de

las cargas de impacto. El factor de impacto será considerado para el cálculo de losas y tableros, pavimentos, vigas de apoyo de carriles de grúa, encepados,...., pero no para el cálculo de pilares, pilotes o cimentaciones.

Cuando la distancia entre las superficies de aplicación de las cargas y la directriz de la estructura resistente analizada sea significativa, se procederá al reparto de las cargas actuantes hasta dicha superficie según los criterios de reparto local de cargas definidos para estructuras del Tipo 2; sin perjuicio de otro tipo de esfuerzos que pudieran presentarse debido a la no coincidencia entre el punto de aplicación de las cargas y la directriz del elemento analizado.

– **ESTRUCTURAS TIPO 2**

— *Estructuras Tipo 2 con capa de reparto igual o menor de 1,50 m.*

Para estructuras Tipo 2 con carga de reparto igual o menor de 1,50 m se considerará que los trenes de carga verticales aplicados en superficie, formados por cargas lineales o concentradas, se reparten uniformemente en una zona de la estructura conforme a los criterios siguientes:

-Como superficie de aplicación de las sobrecargas podrá tomarse aquélla adoptada para estructuras Tipo 1; siendo para equipos sobre carriles la correspondiente a la de apoyo del patín del carril.

-La transmisión de solicitaciones podrá suponerse que se realiza a través del espesor de la capa de reparto según planos trazados desde los bordes de la superficie de aplicación de la carga con pendiente 2 (vertical)/1 (horizontal) o 1/1 según sea más des favorable. Podrán adoptarse repartos más favorables siempre que se justifiquen debidamente por medio de modelos teóricos de validez reconocida.

Asimismo, para la evaluación de efectos locales, podrá suponerse que las cargas o trenes de cargas horizontales se reparten uniformemente en idéntica superficie y con idénticos criterios que las cargas o trenes de cargas verticales asociados.

Podrán admitirse reducciones en los coeficientes de impacto adoptados para estructuras Tipo 1 en función del espesor de la capa de reparto. Se considerará que dicho coeficiente varía linealmente desde la superficie de aplicación de las cargas hasta no hacerse significativo cuando la capa de reparto sea mayor o igual a 1,50 m. Por tanto, para estructuras Tipo 2 con capa de reparto de espesor h , el coeficiente de impacto (I') a considerar será:

$$I' = I - \frac{2}{3} \cdot I \cdot h, \quad \text{para } h \leq 1,50 \text{ m}$$

(h en metros)

siendo I el Coeficiente de Impacto en superficie.

— *Estructuras tipo 2 con capa de reparto superior a 1,50 m.*

Si la capa de reparto es mayor de 1,50 m no se considerará la actuación de cargas concentradas, ni la existencia de efectos dinámicos.

Los trenes de carga debidos a sistemas sobre carriles o a sistemas de movilidad restringida se tendrán en cuenta en el cálculo con igual distribución local que para estructuras con capa de reparto menor de 1,50 m; admitiéndose simplificaciones en la distribución y variabilidad de las cargas actuantes en superficie.

Los trenes de carga debidos a sistemas de movilidad no restringida únicamente se tendrán en cuenta como sobrecargas uniformes en el área equivalente; distribuyéndose localmente a través de la capa de reparto en la forma ya señalada.

En estructuras Tipo 2 deberán tenerse en cuenta los esfuerzos adicionales producidos por la no coincidencia entre el punto de aplicación de las cargas y la directriz del elemento analizado.

— ESTRUCTURAS TIPO 3

Dada la gran capacidad de reparto de este tipo de estructuras, las sobrecargas adoptadas para estructuras Tipo 1 podrán simplificarse y homogeneizarse; no siendo necesario considerar en el cálculo la actuación de cargas o trenes de cargas concentradas, y factores de impacto.

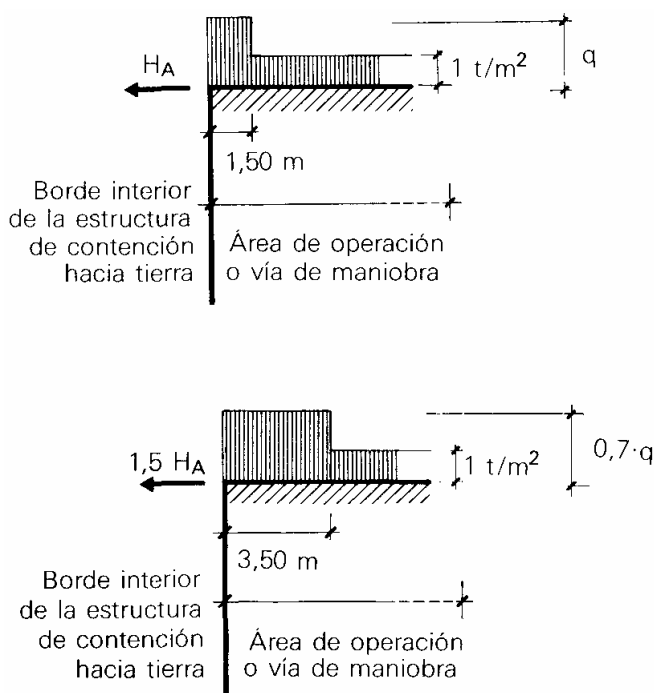
Los trenes de carga mínimos consignados en la tabla 3.4.2.3.2.5. podrán simplificarse según los siguientes criterios:

— *Trenes de Carga A*

- No se considerarán los Trenes A4 y A5.
- Los Trenes A1, A2 y A3 se considerarán de longitud indefinida ($d_i = 0$).
- Se considerarán cargas horizontales adicionales compatibles con la sobrecarga vertical aplicada.

— *Trenes de Carga B*

- Se sustituirán los Trenes B1 a B7 por:



	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7
q (t/m^2)	14	12	3	4	2,5	1,5	1,5
H_A (t/m)	1	0,9	0,25	0,3	0,2	0,12	0,12

Las sobrecargas de 1 t/m^2 , q , y H_A se considerarán de longitud indefinida.

A falta de otros datos, dichas sobrecargas también se considerarán equivalentes a excavadoras y otro tipo de vehículos utilizados en fase de construcción.

3.4.2.3.3. SOBRECARGAS DE TRÁFICO (Q_{v3k})

• DEFINICIÓN

Se definen como Sobrecargas de Tráfico aquellas cargas de naturaleza variable debidas a los distintos medios de transporte convencional de mercancías, materiales o suministros.

Se incluirán como sobrecargas de tráfico las producidas por:

- Tráfico Rodado Convencional (vehículos pesados).
- Tráfico Ferroviario.
- Helicópteros (en plataformas industriales en mar abierto).

▪ DETERMINACIÓN

El valor de las sobrecargas transmitidas por vehículos pesados convencionales y ferrocarriles se determinará básicamente a partir de la normativa vigente relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes:

- Instrucción Relativa a las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carreteras. MOPU. Febrero 1972.
- Instrucción Relativa a las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril. MOPU. Junio 1975.

aunque con algunas limitaciones y modificaciones en las cargas y condiciones de aplicación, con objeto de tener en cuenta zonas portuarias. Dichas modificaciones afectarán especialmente a las sobrecargas de tráfico ferroviario, analizándose en este apartado.

No serán de aplicación aquellos artículos de las Instrucciones citadas que entren en contradicción con los criterios generales de las diferentes características y condiciones de actuación del tráfico convencional en valoración de acciones y bases de cálculo introducidos en estas Recomendaciones, especialmente en lo referente a la valoración de acciones medioambientales mediante criterios de riesgo. En cualquier caso se atenderá a lo dispuesto en el apartado 3.2. Criterios de Valoración de Acciones, en el apartado 3.4.2.4. Cargas Medioambientales, y en la Parte 4. Bases de Cálculo.

Los valores característicos de las acciones transmitidas por helicópteros deberán ser proporcionados directamente por los fabricantes y proveedores de los mismos para el máximo helicóptero previsto en los planes de explotación de la instalación, o en su defecto fijado por el Cliente o la Autoridad Competente, en las siguientes condiciones:

— *En Condiciones Normales de Operación:*

- Helicóptero en aterrizaje: Helicóptero en máxima carga. Condiciones de aterrizaje sobre las dos ruedas de menor espaciamiento, o un patín; independientemente del número total con las que esté equipado. Viento límite de operatividad.
- Helicóptero en estacionamiento: Helicóptero en máxima carga. Sin viento.

— *En Condiciones Extremas:*

- Helicóptero estacionado sin carga, con o sin amarres. Viento en condiciones extremas.

A falta de mayor definición, en condiciones normales de operación (en aterrizaje) y sin la consideración de efectos dinámicos, podrá adoptarse como sobrecarga de tráfico producida por helicópteros:

- Carga vertical: $F_v = 0,75 \cdot P_h$
- Carga horizontal: $F_h = 0,50 \cdot F_v$

actuando sobre una superficie de $0,30 \times 0,30 \text{ m}^2$, y siendo P_h el peso del máximo helicóptero de proyecto en aterrizaje y carga máxima. El sentido de la fuerza horizontal se considerará coincidente con el del viento de cálculo; siendo el máximo viento compatible con la actuación de dicha carga el correspondiente al límite de operatividad del helicóptero en aterrizaje. Dicha carga se aplicará de forma que produzca los efectos más desfavorables en la estructura en estudio.

— *CONDICIONES DE APLICACIÓN DE LAS SOBRECARGAS DE TRÁFICO*

Las sobrecargas de tráfico se aplicarán con las condiciones y limitaciones siguientes:

- Las sobrecargas debidas al tráfico rodado convencional se tomarán en consideración en todas aquellas áreas accesibles a este tipo de tráfico.
Como simplificación podrá admitirse que dichas cargas no actuarán simultáneamente

con otras sobrecargas de uso en la misma área, excepto con las sobrecargas de tráfico ferroviario. Por tanto deberá comprobarse alternativamente si los Trenes de Carga previstos en la Instrucción Relativa a las Acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera, modificados ligeramente (ver modificaciones en los trenes de carga previstos en las Instrucciones de Puentes), son más desfavorables para el dimensionamiento que las combinaciones de sobrecargas de la tabla 3.4.2.3.2.4.

Generalmente dichas sobrecargas no serán críticas en áreas de operación, almacenamiento y vías de maniobra, excepto en usos pesqueros y deportivos.

Serán especialmente significativas en obras proyectadas específicamente como viales de acceso.

- Las sobrecargas de tráfico ferroviario serán de aplicación en aquellas áreas en que el proyecto lo incluya específicamente, y en aquellos casos en que el funcionamiento o las condiciones de explotación de la instalación lo exijan. Asimismo, en previsión de posibles cambios en las condiciones de explotación durante la vida útil de la obra, se considerarán siempre sobrecargas de tráfico ferroviario en el interior de las bandas de actuación de los equipos de manipulación de mercancías sobre carriles en áreas de operación; siempre y cuando haya la posibilidad, aunque sea remota, de existencia de este tipo de tráfico en la zona (la localidad en la que se ubica la obra tenga ferrocarril).

Como simplificación se admitirá que dichas cargas puedan aplicarse simultáneamente con otras sobrecargas de uso en el mismo área; aunque no superponiéndose en la Banda de circulación del ferrocarril. En esas condiciones podrán incorporarse a los casos I, II y III de la tabla 3.4.2.3.2.4. Compatibilidad de Sobrecargas; o combinarse con el tren de carga correspondiente a tráfico rodado convencional, según sea más desfavorable para la estructura en estudio.

La falta de otros datos, se considerará como Banda de Circulación del ferrocarril la zona limitada por líneas paralelas a los carriles, situadas a ambos lados de una o varias vías y a 3,00 m del eje de las extremas. No se considerarán como vías múltiples aquellas cuya separación entre ejes supere los 6,00 m.

Si la banda de circulación del ferrocarril está incluida en el interior de la banda de actuación de un equipo de manipulación de mercancías de movilidad restringida (p.e. grúa pórtico), la banda de circulación del primero se considerará coincidente con la de actuación del segundo. El número de vías de ferrocarril incluidas en cada banda de actuación de estos equipos dependerá de su ancho, pudiendo tomarse las siguientes:

- Banda de Actuación de 6 m : 1 vía.
- Banda de Actuación de 10 m : 2 vías.
- Banda de Actuación de 15 m : 3 vías.
- Banda de Actuación de 18 m : 3 vías.

La separación entre vías se tomará homogénea, situándose el eje de las extremas a 3,00 m del carril de rodadura de las grúas.

Generalmente las sobrecargas de tráfico ferroviario no serán críticas en áreas de almacenamiento, excepto en usos pesqueros y deportivos. En dichas áreas no será necesario tomarlas en consideración. Serán especialmente significativas en áreas de operación y en obras proyectadas específicamente como vías de comunicación.

- Las sobrecargas debidas a helicópteros serán de aplicación únicamente en aquellas áreas consideradas en los planes de explotación, y por consiguiente en el proyecto, como helipuertos o helisuperficies. Estas áreas se presentarán generalmente en explotaciones industriales u otro tipo de instalaciones en mar abierto.

Con las sobrecargas de tráfico de helicópteros no se considerará la actuación simultánea de otras sobrecargas de uso; salvo las producidas por peatones ($0,5 \text{ t/m}^2$ en condiciones de estacionamiento; y $0,2 \text{ t/m}^2$ en condiciones de aterrizaje o despegue).

Si en los criterios de explotación, el Cliente o la Autoridad Competente, no garantizan la utilización exclusiva de estas zonas para tráfico de helicópteros y su desocupación permanente a efectos de estacionamiento y almacenamiento de mercancías,

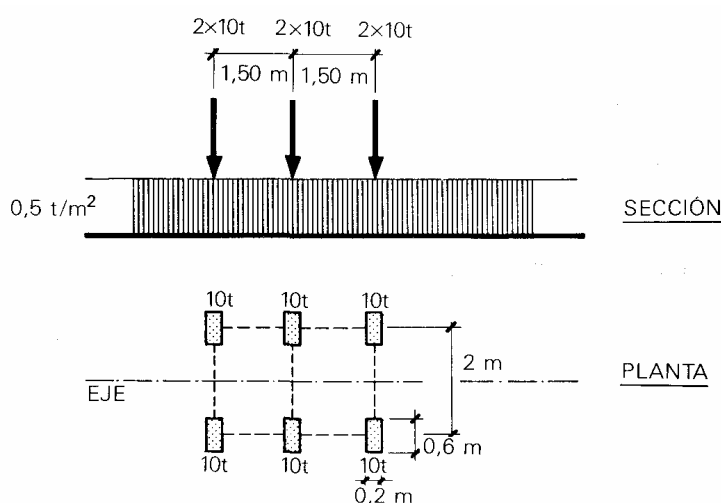
materiales o suministros, y en previsión de apilamientos transitorios no previstos, el proyectista deberá comprobar alternativamente las estructuras analizadas con las sobrecargas de estacionamiento mínimas en áreas de operación.

— **MODIFICACIONES EN LOS TRENES DE CARGA PREVISTOS EN LAS INSTRUCCIONES DE PUENTES DE CARRETERA Y DE FERROCARRIL PARA SU UTILIZACIÓN COMO SOBRECARGAS DE TRÁFICO EN ZONAS PORTUARIAS**

— *Tren de Cargas correspondiente a Tráfico Rodado Convencional*

Por coherencia con las sobrecargas de uso fijadas en estas Recomendaciones para zonas accesibles únicamente a peatones, y habida cuenta del mayor porcentaje de vehículos pesados en zonas portuarias y la menor canalización del tráfico, deberá sustituirse la sobrecarga uniforme de 0,4 t/m² que forma parte del tren de cargas de la Instrucción de Puentes de Carretera, por otra de 0,5 t/m².

Por tanto, el tren de cargas correspondiente a tráfico rodado convencional aplicable en zonas portuarias será:



Sobrecarga uniforme equivalente al tren móvil: 3 t/m² en 6x3 m²

En aquellas áreas en que el tráfico rodado convencional no pueda considerarse canalizado, el vehículo tipo (tren de cargas concentradas) podrá situarse en cualquier orientación y desplazarse en cualquier dirección.

— *Trenes de Carga correspondientes a Tráfico Ferroviario*

Los trenes de carga correspondientes al ferrocarril recogidos en la Instrucción Relativa a las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril no serán de aplicación al proyecto de obras portuarias con tráfico ferroviario exclusivo de servicio a dichas zonas; no obstante dichos trenes podrán ser tenidos en cuenta alternativamente como acciones accidentales.

La sustitución de trenes de carga es debido a que las características del tráfico ferroviario en áreas portuarias difiere sustancialmente del tráfico convencional, fundamentalmente por las siguientes causas:

- Trenes exclusivamente de mercancías.
- Locomotoras de maniobras de menor peso y circulación restringida.
- No continuidad en la composición de trenes y situación de vagones durante los procesos de carga y descarga.
- Velocidades de circulación reducidas, con frenadas y arranques frecuentes.
- Vagones sujetos a impactos importantes durante el proceso de carga.
- Desnivelaciones normales o accidentales de los carriles debido a la multiplicidad de utilización de la plataforma.
- Trazado con giros numerosos y de pequeño radio.

Los trenes de carga a considerar en el proyecto de obras portuarias se consignan en la tabla 3.4.2.3.3.1., diferenciándose según anchos de vía.

Dichos trenes de carga corresponden a circulación por una vía, aplicándose la mitad de la carga a cada carril.

Se adoptará, para cada elemento estructural analizado, el tren tipo posible que produzca los efectos más desfavorables conjuntamente con las sobrecargas de uso compatibles.

Los trenes de carga T1 y T3 están constituidos por sobrecargas lineales uniformemente repartidas de carácter indefinido en su longitud, y con valores a_1, a_2, \dots, a_i tales que produzcan los efectos más desfavorables.

Los trenes de carga T2 y T4 están constituidos por cargas puntuales de carácter limitado en su longitud; aplicándose de forma única dónde produzca los efectos más desfavorables.

Para vías múltiples deberán preverse las combinaciones de los casos anteriores que resulten más desfavorables, con las reducciones previstas en la Instrucción de Puentes.

La sobrecarga uniforme equivalente a los trenes de carga de ferrocarril será de 5 t/m^2 , extendida a lo largo de la banda de circulación.

▪ EFECTOS DINÁMICOS

La existencia de acciones frecuenciales y principalmente de impacto (circulación, arranque y frenado), asociadas a las sobrecargas de tráfico se tendrán en cuenta en el cálculo en términos de análisis estático por medio de factores de amplificación y acciones adicionales.

— La valoración de efectos dinámicos asociados a tráfico rodado convencional se llevará a cabo según los criterios y limitaciones adoptados por la Instrucción Relativa a las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera, resumiéndose en:

- No se tendrán en cuenta amplificaciones de cargas debidas a impactos y fuerzas de inercia verticales (fundamentalmente ocasionadas por irregularidades superficiales), aunque sí la posibilidad de vibraciones inducidas.
- El esfuerzo de frenado, arranque y cambio de velocidad se estimará como una fuerza horizontal de valor igual a $1/20$ del tren de cargas actuante.

No obstante se tomarán en consideración las siguientes modificaciones respecto a la Instrucción citada:

- A los efectos de cuantificar los esfuerzos de arranque, frenado, cambio de velocidad, y fuerza centrífuga, la sobrecarga uniforme de actuación simultánea con el vehículo tipo será de $0,5 \text{ t/m}^2$; coincidente con el tren de cargas modificado correspondiente a tráfico rodado convencional aplicable en zonas portuarias.
- En aquellas áreas en que el tráfico rodado convencional no pueda considerarse canalizado (p. e. en áreas de operación), los esfuerzos de arranque, frenado, cambio de velocidad, y fuerza centrífuga se supondrán actuando a la altura de la superficie del pavimento según la dirección longitudinal definida por el vehículo tipo (arranque, frenado y cambio de velocidad), o perpendicular al mismo (fuerza centrífuga en obras de planta curva), con idéntica discretización y distribución que la carga vertical asociada.

— Para el tráfico ferroviario, la consideración de esfuerzos asociados a impactos, frenado y arranque, fuerza centrífuga, efecto lazo, y ripado se llevará a cabo según los criterios con signados en la Instrucción Relativa a las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril, para los trenes de cargas tipo aplicables al proyecto de obras portuarias.

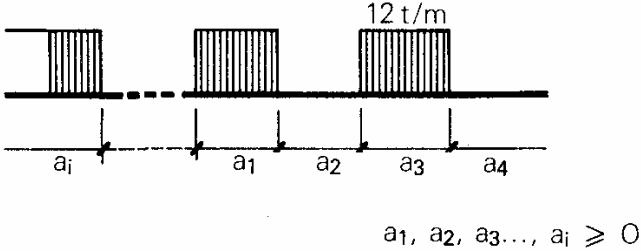
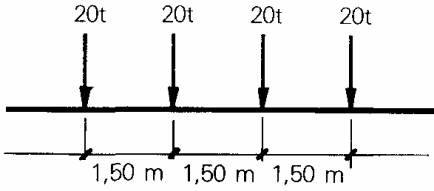
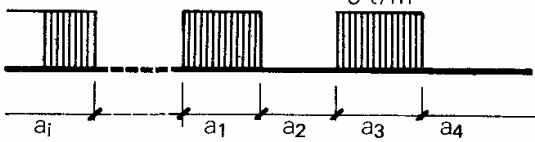
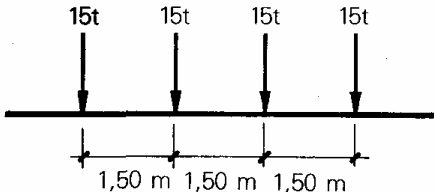
No obstante se tomarán en consideración las siguientes modificaciones respecto a la Instrucción citada:

- Se adoptara un coeficiente de mayoración de trenes tipo, a efectos de consideración del impacto, de $1,20$ independientemente de la velocidad de paso del tren.

La modificación de criterios con respecto a la Instrucción de Puentes es debida a la infravaloración del efecto de impacto en dicha Norma para velocidades de paso de tren pequeñas; velocidades por otro lado muy usuales en zonas portuarias.

- Cuando para el dimensionamiento se considere la actuación de una sobrecarga uniforme

TABLA 3.4.2.3.3.1. SOBRECARGAS DE TRÁFICO FERROVIARIO. TRENES DE CARGA TIPO

TIPO DE VÍA	TREN TIPO	SOBRECARGA VERTICAL (1)
RENFE O EUROPEO (2)	T1	 <p style="text-align: right;">$a_1, a_2, a_3, \dots, a_i \geq 0$</p>
	T2	
MÉTRICA (2)	T3	 <p style="text-align: right;">$a_1, a_2, \dots, a_i \geq 0$</p>
	T4	

NOTAS:

- (1) Circulación por una vía.
- (2) A efectos de aplicación de cargas se considerarán como anchos de vía los siguientes: ancho Rente = 1,70 m, ancho europeo = 1,50 m, vía métrica = 1,00 m; actuando la mitad del tren tipo en cada carril.

equivalente a los trenes tipo de cálculo, ésta no se mayorará por efecto impacto. Para la valoración de fuerzas horizontales adicionales (frenado, arranque,...) se admitirá que dicha sobrecarga es equivalente al peso del tren tipo.

- Los efectos dinámicos debidos al impacto de un helicóptero sobre la helisuperficie en el momento del aterrizaje se tendrán en cuenta mayorando por 1,50 la carga transmitida por el helicóptero en condiciones normales de operación según los criterios anteriormente definidos.

▪ DIFERENCIACIÓN DE LA ACCIÓN

a) POR FASES DE PROYECTO

Los criterios generales consignados en el apartado 3.4.2.3.2. Sobrecargas de Instalaciones y Equipos de Manipulación de Mercancías, en lo referente a la diferenciación de la acción por fases de proyecto, serán aplicables a las sobrecargas de tráfico.

Para la Fase de Servicio, las sobrecargas de tráfico se distinguirán para condiciones normales de operación, para condiciones extremas y para condiciones excepcionales. La hipótesis de condiciones extremas no será tenida en cuenta para la valoración de sobrecargas debidas al tráfico rodado convencional, al suponerse su retirada una vez superadas las condiciones límite de operatividad.

Los valores asignados en este apartado a las sobrecargas de tráfico rodado convencional, básicamente coincidentes con las previstas en la Instrucción de Puentes, cubren ampliamente las variaciones inducidas por las acciones medioambientales en condiciones normales de operación.

Para condiciones excepcionales y como acción accidental podrá tenerse en cuenta la posibilidad de choques de vehículos según lo dispuesto en la Instrucción de Puentes de Carretera.

La actuación de acciones medioambientales, tanto en condiciones normales de operación como en condiciones extremas o excepcionales, será tenida en cuenta en la valoración de sobrecargas de tráfico ferroviario según lo dispuesto en el apartado 3.4.2.4. Cargas Medioambientales, y en la ROM 0.4. Consideración de Variables Medioambientales/11: Condiciones atmosféricas y sísmicas; siempre y cuando su efecto sea significativo para el cálculo. En esos casos podrá considerarse que la sección real del tren, en la hipótesis de tramo cargado, equivale a un rectángulo de 3,50 m de altura sobre el nivel superior del carril por 3,00 m de ancho.

Para la valoración de la acción del viento se aplicará la velocidad media en 3 s (V_{3s}). En ausencia de criterios específicos, el viento límite de operatividad será coincidente con el fijado para los equipos de manipulación de mercancías.

A efectos de combinación de trenes de carga tipo equivalentes a tráfico ferroviario con acciones medioambientales, y con objeto de prever la existencia de elementos estructurales solicitados desfavorablemente actuando simultáneamente cargas medioambientales extremas con trenes tipo de peso mínimo (descargados), deberán considerarse, siempre que sea más desfavorable, trenes tipo formados por sobrecargas repartidas de 1 t/m.

Podrán considerarse como acciones accidentales (condición excepcional) los trenes de cargas concentradas previstos en la Instrucción de Puentes, con objeto de tener en cuenta la posibilidad extraordinaria de locomotoras de mayor tonelaje que las usuales.

Las cargas de tráfico de helicópteros según los criterios de valoración contenidos en este apartado se han obtenido para condiciones normales de operación y para condiciones extremas. Los límites de operatividad serán fijados por el Proyectista, el Cliente o la Autoridad competente de acuerdo con los criterios de operatividad para aterrizaje y despegue definidos por los fabricantes para el helicóptero de cálculo, incorporándose a las condiciones de explotación de la instalación.

Una vez superados los límites de operatividad se supondrá que el helicóptero permanece no operativo, pudiendo estar amarrado o no en la helisuperficie. En aquellos casos en que permanezca amarrado deberá tenerse en cuenta el tiro producido por las amarras en condiciones medioambientales extremas.

En ausencia de mayor información podrá considerarse como acción accidental, equivalente a aterrizaje de emergencia por rotura del tren de aterrizaje, una carga igual a 2,5 veces la correspondiente a condiciones normales de operación.

Asimismo y como condición excepcional diferenciada, todos los elementos estructurales se proyectarán para resistir las sobrecargas transmitidas por las pruebas de carga previstas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

b) POR TIPOS ESTRUCTURALES

Las sobrecargas de tráfico en las condiciones reflejadas en este apartado serán de aplicación completa a estructuras Tipo 1 (ver parágrafo equivalente del apartado 3.4.2.3.1.) con las limitaciones referidas a la consideración de efectos dinámicos, reparto de cargas, y aparición de esfuerzos debido a la no coincidencia entre punto de aplicación de la carga y directriz del elemento analizado, fijadas en el parágrafo equivalente del apartado 3.4.2.3.2. Sobrecargas de Equipos e Instalaciones de Manipulación de Mercancías.

Asimismo, para estructuras Tipo 2 con capa de reparto igual o menor de 1,50 m se adoptará que las cargas actuantes en superficie se reparten, y los coeficientes de impacto se modifican, según los criterios consignados en el apartado citado.

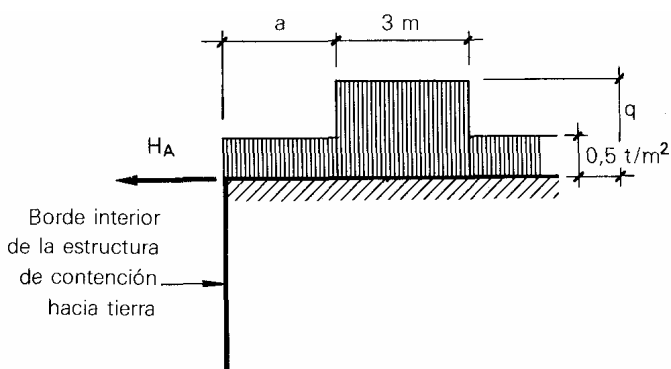
En estructuras Tipo 2 con capa de reparto mayor de 1,50 m no se considerará la actuación de cargas, o trenes de cargas, lineales o concentradas (vehículo tipo pesado para tráfico rodado convencional, trenes de cargas para tráfico ferroviario, carga de helicópteros), ni la existencia de efectos dinámicos.

Los trenes de cargas correspondientes a tráfico rodado convencional podrán simplificarse a sobrecargas uniformes en el área equivalente (3 t/m^2 en $6 \times 3 \text{ m}^2$); distribuyéndose localmente a través de la capa de reparto en la forma ya señalada. Por tanto, únicamente serán cargas significativas en áreas de operación, almacenamiento y vías de maniobra con usos pesqueros o deportivos, y viales de acceso.

El tráfico ferroviario podrá tenerse en cuenta en términos de una sobrecarga uniforme de 5 t/m^2 en una banda de 3,00 m de ancho por vía, centrada con el eje de la misma. Serán de aplicación los criterios de simultaneidad de sobrecargas de tráfico ferroviario para el caso de vías múltiples fijado por trenes tipo. El reparto de cargas a través de la capa de reparto se realizará igual que para estructuras con capa de reparto inferior a 1,50 m. En el caso de vías múltiples en que se superpongan zonas de reparto, se admitirá que la sobrecarga total se distribuye desde los extremos de la banda de circulación.

Las simplificaciones de cargas verticales, admitidas para estructuras Tipo 2 con capa de reparto superior a 1,50 m, serán de aplicación a estructuras Tipo 3. No obstante se considerarán, actuando en coronación de la estructura de contención analizada, las cargas horizontales adicionales compatibles con las verticales aplicadas.

Con objeto de facilitar la aplicación de sobrecargas correspondientes a tráfico rodado convencional actuando sobre estructuras de contención, podrán sustituirse los trenes de carga señalados en este apartado, conjuntamente con las simplificaciones aplicables, por las siguientes sobrecargas de longitud indefinida:



	$a \geq 2 \text{ m}$	$1 \text{ m} \leq a < 2 \text{ m}$	$0,5 \text{ m} \leq a < 1 \text{ m}$
$q \text{ (t/m}^2\text{)}$	2	3	4
$H_A \text{ (t/m)}$	0,4	0,5	0,6

Se recuerda que dichas sobrecargas no serán significativas en áreas de operación y almacenamiento, salvo uso pesquero o deportivo, y en vías de maniobra; ya que las sobrecargas de

uso mínimas correspondientes a mercancías almacenadas o equipos de manipulación de mercancías en esas áreas son mayores.

3.4.2.3.4. SOBRECARGAS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE FIRMES Y EXPLANADAS (Q_{V4k})

▪ DEFINICIÓN

Se definen como Sobrecargas para el Dimensionamiento de Firmes y Explanadas a las acciones ficticias equivalentes, en lo referente a rotura o deterioro de firmes, a las solicitaciones producidas por los distintos equipos de transporte y manipulación de mercancías sobre neumáticos y orugas, al circular de forma restringida (p. e. pórtico de almacenamiento) o no restringida (p. e. carretilla de horquilla elevadora/transportadora), y repetida, sobre firmes y explanadas.

Dichas cargas tendrán en cuenta de forma simultánea los distintos tipos de vehículos actuantes (cargas transmitidas y efectos de las mismas), y la frecuencia de actuación de cada uno de ellos durante la vida útil del firme (mínimo de 15 o 25 años para obras definitivas según tabla 2.2.1.1.).

Dichas sobrecargas serán únicamente aplicables para el dimensionamiento de firmes y explanadas por medio de métodos analíticos o empíricos basados en los efectos acumulados causados por el paso repetido de una carga o un tren de cargas.

Estos métodos deberán complementarse con el cálculo del firme mediante análisis estático, para las mayores cargas que puedan presentarse sobre el mismo. Las mayores cargas transmitidas al firme serán generalmente debidas a equipos de transporte y manipulación de mercancías (ver apartado 3.4.2.3.2. Sobrecargas de Equipos e Instalaciones de Manipulación de Mercancías (Q_{V2k})), y a elementos y sistemas de apoyo de las mercancías estacionadas (ver apartado 3.4.2.3.1. Sobrecargas de Estacionamiento y Almacenamiento (Q_{V1k})).

▪ DETERMINACIÓN

La tipología de las sobrecargas de uso a considerar para el dimensionamiento de firmes y explanadas situados en zonas portuarias dependerá fundamentalmente de las áreas de utilización en que se ubiquen, puesto que éstas determinan el tipo de equipos de manipulación y transporte de mercancías, y la posibilidad de estacionamiento o almacenamiento de las mismas; y por tanto las cargas que puedan presentarse y el número total de aplicaciones.

a) EN ÁREAS DE OPERACIÓN Y VÍAS DE MANIOBRA

Son zonas sometidas fundamentalmente a la acción de cargas móviles producidas por la circulación y agresión de muy diversos equipos de manipulación y transporte, cuyo tráfico se reparte de manera aleatoria en áreas generalmente no muy delimitadas o canalizadas.

Los parámetros, métodos y factores de dimensionamiento utilizados usualmente para el proyecto de firmes de carreteras y adoptados por la normativa vigente (Instrucción de Carreteras, Norma 6.1 y 2-IC Secciones de Firme), no serán de aplicación al proyecto de firmes en estas zonas debido a las siguientes causas:

- Las cargas por rueda que transmiten los equipos de manipulación y transporte de mercancías son mucho mayores que las transmitidas por vehículos pesados de tráfico convencional, pudiendo sobrepasar fácilmente las 25 t.
- La gama de tipos y tamaños de equipos y por tanto de cargas transmitidas, separación de ruedas, y presiones, difieren sustancialmente de la del tráfico convencional para el cual las equivalencias consignadas en las Normas de Carreteras han sido determinadas.
- Los esfuerzos dinámicos son muy importantes debidos a impactos, giros, frenadas, irregularidades superficiales,...
- Las áreas de circulación no están muy delimitadas o canalizadas.
- La dificultad para conocer previamente la tipología del tráfico y su evolución mediante aforos, y la inexistencia de experiencia acumulada en zonas portuarias.

El dimensionamiento de firmes en áreas de operación y vías de maniobra en zonas portuarias, exigirá para cada proyecto la previsión de los equipos de manipulación y transporte de mercancías que afectarán a la obra proyectada, de sus características principales, y de las cargas transmitidas por cada uno de ellos en cada condición de trabajo. Asimismo serán necesarios

estudios específicos para determinar la frecuencia de actuación de cada uno de ellos durante la fase de proyecto analizada.

Con objeto de facilitar el dimensionamiento de firmes en dichas áreas, habida cuenta de las dificultades en la consideración de diversas acciones conjuntamente con sus frecuencias de aplicación, para valorar el tráfico acumulado durante el periodo de proyecto podrá adoptarse el siguiente método de valoración de sobrecargas, homogéneo con el utilizado por la Instrucción de Carreteras:

- Simplificación de las solicitaciones, a efectos de deterioro, a una Carga Tipo, de tal forma que la acción actuante sea equivalente a un número de aplicaciones repetidas de la carga patrón. Se define como Carga Tipo la solicitación vertical de 12 t y presión de contacto de 80 t/m² repartida en un área circular. Dicha carga se denomina internacionalmente como PAWL (Port Area Wheel Load. —Carga por Rueda Patrón en Zonas Portuarias).
- Establecimiento de factores de equivalencia para diferentes equipos y estados de carga, teniendo en cuenta efectos dinámicos, proximidad de ruedas, etc...
Para cada rueda, el coeficiente de equivalencia entre cargas será:

$$D = \left(\frac{W}{12}\right)^{3,75} \cdot \left(\frac{P}{80}\right)^{1,25}$$

siendo:

D = N.º de PAWLS equivalente.

W = Carga por rueda en t.

P = Presión de contacto en t/m².

Para cada equipo y estado de carga se tomará como nº de PAWLS equivalente al equipo la suma de PAWLS equivalente a cada rueda del lado más cargado del equipo, mayorando previamente las cargas por rueda por 1,50 para tener en cuenta la existencia de esfuerzos dinámicos.

No será necesario considerar efectos dinámicos en aquellas zonas en las cuales los movimientos de los equipos puedan ser predeterminados (circulación canalizada) y no se prevean dichos efectos.

Para ejes con más de una rueda en cada extremo, el cálculo del nº de PAWLS equivalente se realizará considerando la carga transmitida por la totalidad de ruedas en un extremo como si fuera una rueda simple.

En ejes en tándem, para tener en cuenta la amplificación de tensiones producidas por la proximidad de dos o más ruedas, las cargas de cada una de ellas deberá ser mayorada para separaciones entre ejes menores de 4,50 m según los factores siguientes:

Separación entre ruedas (mm)	500	1.000	1.500	2.000	2.500	3.000	3.500	4.000	4.500
Factor de Amplificación	1,95	1,90	1,70	1,60	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00

Para separaciones intermedias podrá interpolarse linealmente.

- Estimación del número N de aplicaciones acumuladas de la carga tipo durante la fase de proyecto analizada equivalente a la totalidad del espectro de equipos.

Para ello definimos los siguientes estados y parámetros:

- *Estado de Carga correspondiente al Deterioro Crítico de un Equipo:* Aquel estado de carga del equipo en el cual el nº de PAWLS equivalente multiplicado por su frecuencia de aparición durante el periodo analizado da el valor máximo. Corresponde al peso de mayor contribución al deterioro total.
- *Estado de Carga correspondiente al Deterioro Medio de un Equipo:* Aquel estado de carga de un equipo en el cual el nº de PAWLS equivalente multiplicado por su frecuencia de aparición es igual a la suma de todos los PAWLS equivalente, correspondientes a cada uno de los estados de carga del equipo, multiplicados por su frecuencia de aparición durante el periodo analizado y dividido por 100.

El número de aplicaciones (L_i) con el que deberá entrarse en las leyes de fatiga corresponderá al número de movimientos del equipo en el estado de carga correspondiente al Deterioro Crítico, aceptándose que su efecto es equivalente al del total de movimientos del equipo.

Se adoptará para cada equipo tipo:

$$N_i = L_i \times (\text{n}^\circ \text{ de PAWLS equivalente al estado crítico de un equipo})$$

siendo:

$$L_i = \frac{(\text{n}^\circ \text{ total de movimientos de un equipo}) \times (\text{n}^\circ \text{ de PAWLS equivalentes al estado medio})}{(\text{n}^\circ \text{ de PAWLS equivalente al estado crítico})}$$

tomando:

$$N = \sum N_i$$

para tener en cuenta el efecto conjunto de todos los equipos.

A falta de estudios más detallados del espectro de equipos de manipulación y transporte de mercancías que se prevén que actúen en una zona específica, de sus distintos estados de carga, y de la frecuencia en que éstos se repiten en la zona analizada, o de información procedente de aforos en áreas portuarias equivalentes, podrán adoptarse a efectos del cálculo de firmes en áreas de operación y vías de maniobra los valores del n° de PAWLS equivalente para cada equipo característico consignados en la tabla 3.4.2.3.4.1.

En esos casos, para el cálculo podrá adoptarse como simplificación el siguiente valor de N:

$$N = T_m \cdot L \cdot \frac{\alpha}{0,8 \cdot W} \cdot \text{PAWLS}$$

siendo:

T_m : Cantidad total de mercancías manipuladas o previstas de manipulación en las zonas servidas por la vía de maniobra, o movidas en el área analizada, en t/año.

L : Vida útil de la obra, en años.

α : Cuota de manipulación de mercancías por rodadura (carga total manipulada por rodadura)/ T_m .

W : Carga máxima manipulada por el equipo previsto más característico.

PAWLS : Número de Pawls equivalente al equipo de manipulación previsto más característico. (ver tabla 3.4.2.3.4.1.).

— Normalmente el ancho de las áreas de operación y de las vías o carriles de maniobra en zonas portuarias es grande, y por lo tanto no se produce la delimitación o canalización del tráfico en dichas áreas.

Para tener en cuenta este efecto en la cuantificación del tráfico acumulado, se minorará el número N de cargas tipo acumuladas, obtenidas por cualquiera de los procedimientos señalados, mediante un factor de reducción dependiente de la relación ancho de la vía/ancho del equipo. Estas reducciones se basan en la observación de la distribución lateral de movimientos de equipos de manipulación en carriles con diferentes anchos.

$\frac{\text{Anchura de la zona, vía o carril de maniobra}}{\text{Ancho del equipo}} = r$	Factor de minoración de N
$r > 5,50$	1/3
$3,00 \leq r \leq 5,50$	1/2
$r < 3,00$	1

TABLA 3.4.2.3.4.1. NÚMERO DE CARGAS TIPO EQUIVALENTES PARA CADA EQUIPO CARACTERÍSTICO DE MANIPULACIÓN DE MERCANCIAS EN ÁREAS DE OPERACIÓN Y VÍAS DE MANIOBRA			
EQUIPOS	N°. DE CARGAS TIPO (en PAWLS)		ANCHO DEL EQUIPO (en metros)
	Rodadura Normal	Con efectos dinámicos	
Tráfico pesado convencional	0,30	1,00	3,00
Carretilla elevadora-transportadora de 5	1,00	4,00	1,60
Carretilla elevadora-transportadora de 20 t	15,00	50,00	3,00
Carretilla elevadora-transportadora de 40 t	40,00	120,00	4,50
Carretilla de carga lateral de 40 t	4,00	10,00	3,30
Carretilla pórtico portacontenedores de 40'	2,50	15,00	4,00
Grúas móviles (descargadas)	5,00	10,00	2,80
Tractor con semirremolque	4,50	10,00	3,20
Puentes-Grúa sobre neumáticos	200,00	–	–

b) EN ÁREAS DE ALMACENAMIENTO

Son zonas sometidas fundamentalmente a la acción de sobrecargas estáticas producidas por elementos y sistemas de apoyo de las mercancías almacenadas.

Normalmente el dimensionamiento del firme deberá realizarse para evitar el punzonamiento por deformación permanente de los materiales constituyentes.

A falta de datos específicos fijados por el proyecto o por los criterios de explotación portuaria, podrán considerarse como valores de las sobrecargas actuantes sobre el firme las sobrecargas concentradas mínimas de estacionamiento y almacenamiento en explanadas exteriores consignadas en la tabla 3.4.2.3.1.4.

c) EN ÁREAS DE SERVICIO

Son zonas destinadas a la circulación interna y no canalizada de tráfico rodado convencional fundamentalmente no pesado. El dimensionamiento de firmes puede seguir criterios de pavimentación urbana.

d) EN VIALES DE ACCESO

Son zonas sometidas a tráfico rodado convencional preponderantemente pesado y generalmente canalizado. Las sobrecargas y demás factores de dimensionamiento serán coincidentes con los adoptados para el dimensionamiento de firmes de carreteras (ver Norma 6.1 y 2-IC Secciones de Firme).

El principal factor de dimensionamiento del firme será, en estos casos, la intensidad media diaria de vehículos pesados (IMD_p) que se prevea para el carril de proyecto en el año de la puesta en servicio.

Dado que la vida útil de un firme contemplada en la Instrucción de Carreteras es de 20 o 30 años, con objeto de tener en cuenta la posibilidad de otras vidas útiles en el proyecto de firmes en zonas portuarias (Vidas útiles mínimas de 25 o 15 años según tabla 2.2.1.1.), deberán corregirse las Categorías de Tráfico Pesado consideradas en dicha Instrucción (Tabla 1 de la 6.1 y 2-IC) multiplicando los límites asignados a cada categoría de tráfico por el factor: (20 o 30 años)/(Vida útil de proyecto, en años).

A falta de estudios concretos sobre características y evolución del tráfico, con aforos de intensidades, cargas por eje, y datos sobre previsión de evolución futura, en viales de acceso a zonas portuarias podrá adoptarse como tráfico de proyecto por calzada el siguiente:

$$IMD_p = \frac{1}{365} \cdot T_m \cdot \frac{\alpha}{W} \cdot \frac{1}{\varepsilon}$$

siendo:

IMD_p : Intensidad Media Diaria de Vehículos Pesados prevista para la calzada de proyecto en el año de la puesta en servicio.

T_m : Cantidad total de mercancías manipuladas, o previstas de manipulación, en las áreas servidas por el vial de acceso, en t/año.

A estos efectos se entenderá como cantidad total de mercancías manipuladas o previstas de manipulación aquellas movidas hacia y desde el interior del área portuaria servida por el vial de acceso; no incluyéndose por tanto aquellas mercancías manipuladas en régimen de tránsito marítimo.

En algunos casos, generalmente para viales que den servicio a áreas con usos industriales, deportivos, pesqueros, e incluso de pasajeros, las mercancías transportadas en régimen de tránsito terrestre pueden tener significación para la valoración de la cantidad total de mercancía manipulada.

α : Cuota de vehículos pesados = ((Carga total transportada por tráfico pesado convencional)/ T_m).

W : Carga media transportada por cada vehículo pesado cargado, en t/vehículo.

ε : Proporción de vehículos pesados cargados = ((Vehículos pesados cargados) / (Total vehículos pesados)).

3.4.2.3.5. SOBRECARGAS DE OPERACIONES DE BUQUES (Q_{Vsk})

• DEFINICIÓN

Las Sobrecargas de Operaciones de Buques son aquellas cargas externas producidas por la actuación directa o indirecta de buques sobre estructuras o instalaciones portuarias, pudiendo diferenciarse en:

- Cargas de Atraque.
- Cargas de Amarre.
- Cargas de Carena.
- Cargas de Varada.

▪ DETERMINACIÓN

Las cargas producidas por la actuación directa o indirecta de buques sobre estructuras o instalaciones portuarias se determinarán tomando en consideración los siguientes factores:

- Dimensiones, características estructurales, y movimientos del buque.
- Características físicas de la instalación: emplazamiento, accesibilidad, protección,...
- Factores operacionales: condiciones de aproximación a la instalación y métodos de operación y maniobra, frecuencia de llegadas,...
- Naturaleza y características de la estructura resistente, incluyendo la existencia y compatibilidad

con diversos tipos de equipamientos como defensas, amarras, bolardos, boyas de amarre, picaderos, carros de varada,...

- Mareas, variaciones del nivel del mar, y posibilidad de modificaciones en el francobordo de los buques.
- Condiciones medioambientales: viento, oleaje, corrientes y hielo.

a) CARGAS DE ATRAQUE

Son las cargas generadas entre un buque y la estructura de atraque desde el momento en que se produce el primer contacto entre ellos hasta que finalmente se alcanza el reposo.

Las cargas de atraque transmitidas a la estructura resistente se dividirán en:

- Cargas de Impacto (R) (normales a la superficie de atraque).
- Cargas de Rozamiento (T) (paralelas a la superficie de atraque).

a₁) CARGAS DE IMPACTO (R)

Las cargas de impacto, normales a la superficie de atraque, dependerán de los siguientes parámetros:

- La energía cinética desarrollada por el buque durante el atraque.
- La excentricidad del atraque.
- La geometría del buque.
- La configuración geométrica del atraque.
- Las relaciones tensión/deformación en el buque, la estructura resistente y el sistema de defensa.

La estructura de atraque, y eventualmente el sistema de defensa, estarán sometidos a fuerzas de impacto coincidentes con las reacciones correspondientes a la energía cinética cedida o transmitida a la estructura resistente o al sistema de atraque completo respectivamente, en las hipótesis de excentricidad establecidas en el cálculo.

— ENERGÍA CINÉTICA DESARROLLADA POR EL BUQUE DURANTE EL ATRAQUE (E)

En el caso de que se disponga de registros fiables y suficientes de energías de atraque correlacionadas con desplazamientos de buques, en atraques de idénticas características y similar localización que el proyectado (parecidas condiciones de viento y corrientes), la energía cinética de proyecto podrá determinarse por procedimientos estadísticos. Si es posible cada registro deberá estar asociado a determinadas condiciones medioambientales y operacionales.

Los datos observados podrán ajustarse a funciones de distribución estadísticas clásicas, con objeto de extrapolar la información disponible más allá de los periodos de registro de datos (usualmente la distribución log-normal) (ver apartado 3.2.3.1.). Generalmente se ajustarán datos correspondientes a rangos de desplazamientos de buques coincidentes con los previstos en el proyecto.

Para el ajuste se eliminarán previamente aquellos valores que den lugar a dispersiones significativas (impactos extraordinarios debidos a fallos humanos, pérdidas de control,...).

Limitándonos a los impactos normales, se obtendrá un «Régimen de Impactos» para valores extremos que nos permitirá estimar por extrapolación el Impacto o Energía Cinética de Atraque Característica.

Se adoptará como Impacto Característico en Condiciones Normales de Operación aquel cuyo periodo de retorno, o frecuencia media de presentación, sea igual a la vida útil de la estructura proyectada. Es decir, se fija un riesgo máximo admisible del 63%. En Condiciones Excepcionales deberá adoptarse un riesgo menor (30%).

Asimismo, podrán efectuarse estudios en modelos físico o matemático para la determinación de la energía desarrollada en el atraque, complementados con modelos de maniobrabilidad, teniendo en cuenta factores como las características del buque, el efecto de las perturbaciones debidas al clima marítimo, la influencia de las condiciones locales: calado y batimetría, la acción de los remolcadores, y demás factores humanos en el control del buque.

Dada la inexistencia o las dificultades de obtención de este tipo de registros, y la rigidez de las condiciones requeridas para su extrapolación y validez, normalmente y a falta de estudios en modelo, la energía cinética desarrollada por el buque durante el atraque podrá ser calculada admitiendo que el movimiento del buque hacia el atraque es una traslación sin rotación, de dirección prácticamente coincidente con la normal a la superficie de atraque (simplificación válida en la mayor parte de los casos prácticos, particularmente cuando se trata de grandes buques que atracan con remolcador), mediante

$$E = (1/2g) \cdot C_m \cdot \Delta \cdot (V_b)^2$$

siendo:

E = Energía cinética característica, en t.m.

Δ = Peso del buque de proyecto (generalmente desplazamiento a plena carga, en t).

V_b = Componente normal a la superficie de atraque de la velocidad de aproximación del buque en el momento del impacto, en m/s.

C_m = Coeficiente de masa hidrodinámica (adimensional).

g = Aceleración de la gravedad (9,8 m/s²)

— Buque de Proyecto

La energía de atraque se determinará para el buque de mayor desplazamiento que pueda operar en la instalación según las condiciones de explotación de la misma, suponiendo que actúa a plena carga.

En ausencia de condiciones específicas de explotación, el Proyectista fijará como buque de proyecto el de mayor desplazamiento a plena carga compatible con las condiciones locales y el uso genérico asignado a la obra proyectada.

Se define como desplazamiento (Δ) al peso total del buque, equivalente al peso del volumen de agua desplazada a plena carga.

La utilización de las instalaciones con carácter excepcional por buques de mayor desplazamiento de los previstos en el proyecto inicial exigirá la comprobación de las estructuras existentes para las acciones inducidas por los nuevos buques, determinándose las condiciones más limitativas en que tendría que operar dicho buque para que no se superasen las acciones de proyecto.

En el supuesto de que en la instalación proyectada se prevean exclusivamente operaciones de carga y los buques arriben en lastre, hipótesis únicamente admisible en terminales de graneles sólidos o líquidos, se adoptará un desplazamiento correspondiente a un lastre mínimo del 40% del Tonelaje de Peso Muerto del Buque (TPM). En previsión de posibles cambios de utilización en la instalación portuaria y de la posibilidad de que el buque cargado deba regresar al atraque, en condiciones excepcionales se adoptará como buque de proyecto el previsto a plena carga.

Los parámetros más usuales utilizados para definir un buque y expresar su tamaño y capacidad de carga son:

- Toneladas de Peso Muerto (TPM): Peso en toneladas métricas correspondiente a la carga máxima más el combustible completo.
- Toneladas de Registro Bruto (TRB): Volumen o capacidad interior de un buque, medido en toneladas Morson o toneladas de registro. La tonelada Morson equivale a 100 pies³, es decir a 2,83 m³.

A este parámetro se le denomina también arqueado del buque.

Algunas tipologías específicas de buques se designan habitualmente mediante otros parámetros. Así es el caso de los buques metaneros y transportadores de gases licuados (LPG) que se designan por su capacidad de carga en m³; o los portacontenedores que se designan por su capacidad en unidades TEU (Número de contenedores tipo equivalentes).

A falta de datos más precisos, a partir de estos parámetros podrá estimarse el

desplazamiento (Δ) a plena carga en toneladas según las siguientes relaciones:

- Portagraneles y Polivalentes:
TPM x (1,20 a 1,30)
TRB x (2,00)
- Petroleros y Metaneros (LNG):
TPM x (1,20 a 1,50)
- Transportadores de Gases Licuados (LPG):
TPM x (1,60 a 1,80)
- Mercantes de Carga General:
TPM x (1,40 a 1,60)
TRB x (2,00)
- Portacontenedores:
TPM x (1,40)
- Ro-ro:
TPM x (1,80 a 2,20)
- De Pasajeros:
Trasatlánticos: TRB x (1,00 a 1,10)
Transbordadores: TRB x (1,20 a 2,00)
- Pesqueros:
De Bajura: TRB x (2,00 a 2,50)
De Altura: TRB x (1,20 a 2,00)

Correspondiendo los multiplicadores más altos a los buques de menor desplazamiento del tipo definido.

Asimismo, podrá considerarse que el Desplazamiento en Rosca (peso del buque según sale del astillero, sin carga, lastre o combustible) varía del 15 al 25% del Desplazamiento a Plena Carga; y que el Desplazamiento en Lastre (desplazamiento en rosca más mínimo peso de lastre para que el buque pueda navegar y maniobrar con seguridad) varía del 30 al 50% del Desplazamiento a Plena Carga, dependiendo de las condiciones medioambientales.

Las dimensiones y características del buque de proyecto deberán ser suministradas al proyectista por las autoridades o propietarios de la instalación de acuerdo a la utilización prevista. Cuando las dimensiones de los buques no sean claramente conocidas, y a falta de información más precisa (p. e. Lloyd's Register), podrán utilizarse para el proyecto de obras marítimas y portuarias las dimensiones medias de los buques a plena carga incluidas en la tabla 3.4.2.3.5.1. En la misma tabla se ilustran los parámetros geométricos más característicos de los buques.

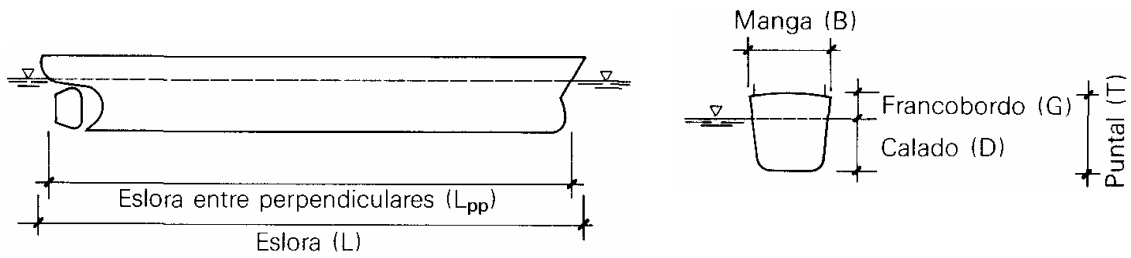
Cuando los buques estén en condiciones de carga parcial deberá recurrirse a curvas o tablas específicas para obtener el calado y el desplazamiento en esas condiciones, sin perjuicio de que puedan aproximarse por fórmulas empíricas de validez reconocida o suponiendo que en cualquier condición de carga se mantiene constante el coeficiente de bloque del buque (desplazamiento/ (eslora entre perpendiculares x manga x calado x γ_w)).

— Velocidad de Atraque (V_b)

La componente normal a la superficie de atraque de la velocidad de aproximación de un buque es el factor más determinante para la valoración de la energía cinética del buque durante el atraque. Su magnitud depende entre otros parámetros del tamaño del buque, sus condiciones de carga y la frecuencia de llegadas; de las condiciones locales y medioambientales: localización de la estructura, oleaje, vientos reinantes, corrientes y mareas; de los métodos de operación y maniobra; y de las condiciones de aproximación a la instalación.

La consideración de los métodos de operación y maniobra, y en general de las condiciones de aproximación del buque a la instalación portuaria que serán de aplicación durante la explotación, deberán analizarse para cada localización conjuntamente con el cliente o

TABLA 3.4.2.3.5.1. DIMENSIONES MEDIAS DE BUQUES A PLENA CARGA



TIPO	Tonelaje	Eslora total (m)	Manga (m)	Puntal (m)	Calado máximo (m)	TIPO	Tonelaje	Eslora total (m)	Manga (m)	Puntal (m)	Calado máximo (m)
PORTAGRANELES Y POLIVALENTES	TPM	356	57,0	28,8	22,0	TRANSPORTADORES DE GASES LICUADOS	TPM				
	300.000	356	57,0	28,8	22,0		60.000	256	35,5	23,5	13,6
	250.000	348	51,8	27,0	20,4		47.000	229	36,0	21,0	12,1
	200.000	325	47,2	26,0	19,2		40.000	206	31,4	18,6	11,3
	150.000	313	44,5	24,7	18,0		18.000	157	25,3	16,0	10,1
	100.000	275	42,0	20,3	15,1		16.000	151	25,0	14,3	9,6
	90.000	260	39,7	19,7	14,6		5.000	106	17,0	10,0	7,4
	70.000	244	37,8	18,7	13,3		3.000	75	14,0	7,9	6,8
	50.000	222	32,6	16,8	11,9	MERCANTES DE CARGA GENERAL	TPM				
	40.000	208	30,2	15,9	11,4		50.000	232	30,0	18,4	12,7
	30.000	192	27,3	14,5	10,6		40.000	217	28,3	17,2	11,9
	20.000	170	23,7	12,9	9,6		30.000	199	26,1	15,7	11,0
	15.000	157	21,5	11,9	9,0		20.000	177	23,4	13,8	10,0
	10.000	140	18,7	10,5	8,1		15.000	162	21,7	12,7	9,1
					10.000		144	19,4	11,2	8,2	
PETROLEROS		416				MERCANTES DE CARGA GENERAL	9.000	139	18,9	10,8	8,0
	TPM	390					8.000	135	18,3	10,4	7,8
	500.000	368	69,2	32,2	25,5		7.000	129	17,6	10,0	7,5
	400.000	348	65,5	28,8	22,8		6.000	124	16,9	9,5	7,2
	300.000	325	57,0	28,4	22,4		5.000	103	15,4	8,4	6,8
	250.000	291	51,8	26,0	20,4		4.000	95	14,4	7,8	6,4
	200.000	280	47,2	24,7	19,2		3.000	86	13,2	10,5	8,1
	150.000	270	44,2	23,0	17,9		2.000	74	11,7	6,3	5,1
	120.000	255	41,0	21,0	15,0		1.000	58	9,5	5,1	4,2
	100.000	25	39,0	19,2	14,6		700	51	8,5	4,6	3,8
	80.000	0	37,5	18,7	14,0	PORTACONTENEDORES	TPM				
	70.000	23	35,9	18,4	13,6		50.000	290	32,4	24,2	13,0
	60.000	0	34,0	17,0	13,0		42.000	285	32,3	22,4	12,0
	50.000	226	32,1	16,1	12,5		36.000	270	31,8	21,4	11,7
	40.000	211	29,9	15,4	11,7		30.000	228	31,0	20,3	11,3
	30.000	194	27,2	14,1	10,9		25.000	212	30,0	19,2	10,7
	20.000	171	23,8	12,4	9,8		20.000	198	28,7	17,5	10,0
	15.000	157	21,7	11,3	9,0		15.000	180	26,5	15,6	9,0
	10.000	139	19,0	9,9	8,1		10.000	159	23,5	13,6	8,0
	5.000	102	14,7	7,6	6,9		7.000	143	19,0	11,0	6,5
3.000	85	12,8	6,4	5,8	RO-RO	TPM					
2.000	73	11,4	5,6	5,1		20.000	205	30,0	—	9,5	
1.000	57	9,4	4,5	4,2		15.000	190	27,0	—	8,3	
700	50	8,5	4,0	3,7		10.000	170	23,0	—	7,0	
						7.500	155	21,5	—	6,4	
METANEROS	TPM					5.000	135	20,0	—	5,5	
	75.000	294	43,4	26,1	12,9	2.500	105	18,0	—	5,0	
	50.000	257	34,8	20,7	11,5						
	20.000	182	29,0	16,5	9,0						
	4.000	107	17,4	9,4	6,1						

TABLA 3.4.2.3.5.1. (Continuación).

TIPO	Tonelaje	Eslora total (m)	Manga (m)	Puntal (m)	Calado máximo (m)	TIPO	Tonelaje	Eslora total (m)	Manga (m)	Puntal (m)	Calado máximo (m)		
DE PASAJEROS	TRASATLÁNTICOS	TRB				MILITARES (*)	TPM						
		50.000	291	31,2	18,0		10,5	a	16.000	172	23,0	—	8,2
		40.000	260	29,7	17,5		10,2	b	15.000	195	24,0	—	9,0
		30.000	223	28,2	17,0		10,0	c	6.000	117	16,8	—	3,7
		20.000	197	25,1	15,1		9,2	d	4.000	134	14,3	—	7,9
		15.000	181	23,1	13,9		8,8	e	3.500	120	12,5	—	5,5
		10.000	160	20,6	12,3		8,2	f	1.500	90	9,3	—	5,2
		9.000	155	20,0	12,0		8,0	g	1.500	68	6,8	—	5,4
		8.000	150	19,3	11,6		7,8	h	1.400	89	10,5	—	3,5
		7.000	144	18,6	11,1		7,7	i	750	52,3	10,4	—	4,2
	6.000	138	17,8	10,6	7,4	j	400	58	7,6	—	2,6		
	5.000	135	17,2	8,4	6,0		130	36	5,8	—	2,5		
	4.000	123	16,3	7,8	5,6		85	30	5,3	—	1,5		
	3.000	109	15,3	7,1	5,1								
	2.000	92	13,9	6,2	4,5								
	1.000	68	11,9	5,0	3,6								
	500	51	10,2	4,0	2,9								
	TRANSBORDADORES	TRB					EMBARCACIONES DEPORTIVAS	t					
		13.000	195	24,0	16,1	6,7		A MOTOR	50,0	24,0	5,5	—	3,3
		10.000	168	24,0	14,7	6,5			35,0	21,0	5,0	—	3,0
8.000		155	21,8	13,2	6,1			27,0	18,0	4,4	—	2,7	
6.000		138	21,4	12,7	5,9			16,5	15,0	4,0	—	2,3	
4.000		122	20,0	11,2	5,3			6,5	12,0	3,4	—	1,8	
3.000		105	17,7	10,5	5,0			4,0	9,0	2,7	—	1,5	
2.000		90	16,2	9,8	4,3			1,3	6,0	2,1	—	1,0	
1.000		75	13,4	5,0	4,0								
PESQUEROS	TRB					EMBARCACIONES DEPORTIVAS	t						
	2.500	90	14,0	6,8	5,9		A VELA	60,0	24,0	4,6	—	3,6	
	2.000	85	13,0	6,4	5,6			40,0	21,0	4,3	—	3,0	
	1.500	80	12,0	6,0	5,3			22,0	18,0	4,0	—	2,7	
	1.000	75	11,0	5,7	5,0			13,0	15,0	3,7	—	2,4	
	800	70	10,5	5,4	4,8			10,0	12,0	3,5	—	2,1	
	600	65	10,0	5,1	4,5			3,5	9,0	3,3	—	1,8	
	400	55	8,5	4,5	4,0			1,5	6,0	2,4	—	1,5	
200	40	7,0	4,0	3,5									

NOTAS:

(*)

- | | |
|--------------------------|--------------------|
| a : Transporte de ataque | f : Fragata rápida |
| b : Portaerones | g : Submarino |
| c : Buque de desembarco | h : Corbeta |
| d : Fragata lanzamisiles | i : Dragaminas |
| e : Destructor | j : Patrulleros |

(1) Las dimensiones usuales de los buques dadas en tablas podrán variar dependiendo del país de origen y del astillero. Dichas dimensiones variarán a lo sumo en $\pm 10\%$ como caso extremo.

(2) Podrá aproximarse la eslora entre perpendiculares al 95% de la eslora total.

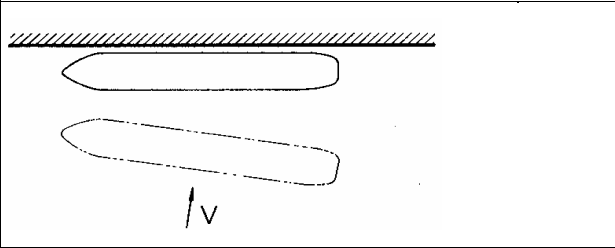
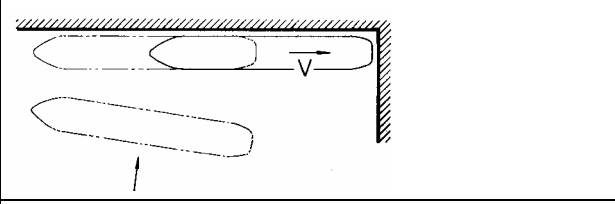
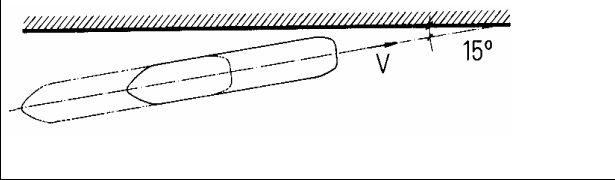
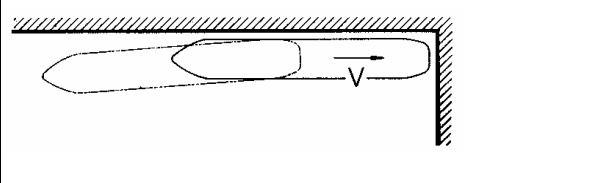
(3) A falta de otros datos el desplazamiento de un buque podrá calcularse como el producto de la eslora entre perpendiculares, la manga, el calado máximo, el peso específico del agua y el coeficiente de bloque. Dicho coeficiente variará de 0,8 a 0,6 para mercantes de carga general y graneleros; 0,85 para petroleros; de 0,55 a 0,65 para buques ro-ro y transbordadores; de 0,3 a 0,5 para buques de guerra; y de 0,3 a 0,4 para pesqueros.

con las Autoridades marítimas y portuarias en función de la práctica y experiencia local para cada tipo de buque y condición medioambiental, o en función de estudios o modelos de maniobrabilidad específicos.

Se hará especial hincapié en la utilización o disponibilidad de remolcadores, ya que cuando no se empleen o el número de ellos sea insuficiente aumentarán sensiblemente las velocidades de atraque.

Normalmente los buques de gran desplazamiento (>10.000 t) se detienen a unos 10 a 20 m del atraque paralelos a éste, produciéndose la maniobra de atraque lentamente en dirección sensiblemente perpendicular a la línea de atraque con la ayuda de remolcadores. Este método da lugar a velocidades de atraque del orden de 0,10 a 0,40 m/s para condiciones normales de operación.

Para buques ro-ro, transbordadores, y en general para buques de pequeño desplazamiento (< 10.000 t) la maniobra de atraque suele producirse directamente bajo el control del buque presentándose velocidades en la dirección del movimiento, para condiciones normales de operación, del orden de:

	<p>ATRAQUE LATERAL MEDIANTE TRASLACIÓN TRANSVERSAL PREPONDERANTE</p> <p>$V = 0,4 \text{ a } 0,9 \text{ m/s}$</p>
	<p>ATRAQUE POR PROA O POPA DESDE BUQUE PARADO FRENTE AL ATRAQUE</p> <p>$V = 0,15 \text{ m/s}$</p>
	<p>ATRAQUE LATERAL MEDIANTE TRASLACIÓN LONGITUDINAL PREPONDERANTE</p> <p>$V = 2 \text{ a } 3 \text{ m/s}$</p>
	<p>ATRAQUE POR PROA O POPA MEDIANTE TRASLACIÓN LONGITUDINAL PREPONDERANTE</p> <p>$V = 0,5 \text{ a } 1 \text{ m/s}$</p>

Para aproximación longitudinal preponderante y atraque lateral se considerará que el vector velocidad forma 15° con la línea de atraque. Por tanto en la fórmula de la energía cinética intervendrá $V \times \sin 15^\circ$ como V_b . Para atraque directo por proa o popa con aproximación longitudinal se adoptará $V_b = V \times \cos 15^\circ$. Se admitirán ángulos de aproximación menores si la geometría del atraque los restringe.

La velocidad de atraque de proyecto deberá ser fijada preferentemente en función de datos estadísticos obtenidos en atraques de características y condiciones medioambientales y operativas similares, para las condiciones medioambientales límite de operatividad definidas en los criterios de explotación de la instalación portuaria. En aquellos casos en que los criterios de explotación establecidos permitan el atraque de los buques en todo estado y momento se adoptarán como condiciones límite de

operatividad los valores extrémos de las acciones medioambientales asociados al máximo riesgo admisible, teniendo en cuenta las minoraciones previstas para la consideración simultánea de varias acciones medioambientales ($\psi_0 \cdot Q_{Mk}$); siempre y cuando en esas condiciones esté considerada la permanencia del buque amarrado. En caso contrario las condiciones límite de operatividad para el atraque coincidirán con los límites de operatividad para el amarre (ver parágrafo b) de este apartado). En ningún caso las condiciones de operación para el atraque serán más desfavorables que las adoptadas para el amarre.

A falta de criterios de operatividad definidos, el Proyectista adoptará como condiciones límite de operatividad las correspondientes a atraque de buques en todo estado y momento.

Cuando no existan registros disponibles se recomienda utilizar como velocidades de atraque de proyecto las consignadas en las tablas 3.4.2.3.5.2. y 3.4.2.3.5.3. válidas para atraque lateral mediante traslación transversal preponderante en dirección sensiblemente perpendicular a la línea de atraque y buque a plena carga, en función del buque de proyecto, la utilización o no de remolcadores, las condiciones de aproximación, y las condiciones medioambientales reinantes adoptadas como límite de operatividad. Para atraque directo por popa o proa, o para atraque mediante traslación longitudinal preponderante, y a falta de registros, podrán aplicarse los valores V_b recogidos en este mismo párrafo para buques de pequeño desplazamiento.

En el supuesto de que el buque de proyecto no corresponda a la situación de plena carga se adoptarán velocidades de atraque no inferiores al 120% de las consignadas en las tablas para el mismo buque a plena carga.

Cuando se prevean elevadas frecuencias de llegada de buques (p.e. en una terminal de transbordadores) se considerarán mayores velocidades de atraque que las previstas en tablas (aumentos del 15 al 20%).

– *Coefficiente de Masa Hidrodinámica (C_m)*

El coeficiente de masa hidrodinámica tiene en cuenta el efecto producido por la masa de agua que se moviliza conjuntamente con el buque durante el atraque, y que da lugar a un aumento efectivo en la masa que interviene en la valoración de la energía de atraque.

Se define como coeficiente de masa hidrodinámica al cociente entre la masa total del sistema (masa del buque + masa de agua movilizada) y la masa del buque

$$C_m = (M_d + M_w) / M_d$$

Para atraque de buques mediante traslación transversal preponderante de pequeña velocidad en áreas de profundidad reducida o limitada, el coeficiente C_m depende fundamentalmente de las dimensiones y configuración del buque bajo la superficie del agua (relación calado/manga principalmente), del resguardo bajo la quilla, del sentido de las corrientes en el área de atraque, de la velocidad de atraque, y de la influencia del tipo y rigidez de la estructura de atraque en la deceleración del movimiento del buque.

Salvo para muy pequeños resguardos bajo la quilla ($<0,1 \cdot D$), o para velocidades de atraque extremadamente pequeñas ($<0,08$ m/s) el coeficiente C_m podrá aproximarse mediante la fórmula:

$$C_m = 1 + 2 \cdot (D/B)$$

(Vasco Costa, 1964)

siendo :

D: Calado del buque de proyecto.

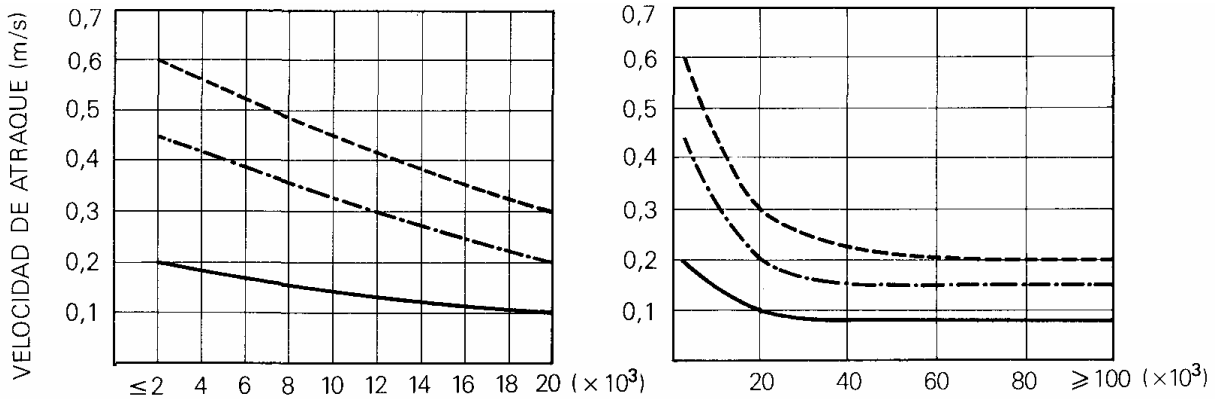
B: Manga del buque de proyecto.

sin perjuicio de otras fórmulas internacionalmente reconocidas como: Saurin (1963), Rupert (1976), Giraudet (1966), Ueda (1981).

Los valores usuales de C_m estarán entre 1,30 y 2,00.

Cuando la profundidad en el área de atraque sea elevada, dando resguardos bajo la quilla del orden o mayores a $1,5 \cdot D$, a falta de otros datos podrá adoptarse $C_m = 1,5$.

TABLA 3.4.22. VELOCIDADES DE ATRAQUE PARA ATRAQUE LATERAL MEDIANTE TRASLACIÓN TRANSVERSAL PREPONDERANTE EN DIRECCIÓN SENSIBLEMENTE PERPENDICULAR A LA LÍNEA DE ATRAQUE. CON AYUDA DE REMOLCADORES.



LEYENDA:

CONDICIONES MEDIOAMBIENTALES DE OPERATIVIDAD:

- — — Condiciones muy desfavorables: viento, oleaje y/o corrientes fuertes.

$V_{V1min} \geq 17\text{m/s (60 km/h)}$
 $H_s \geq m$ para $\Delta \geq 3.000\text{ t}$
 $\geq 1\text{ m}$ para $\Delta < 3.000\text{ t}$
 $V_{C1min} \geq 1\text{ m/s (2 nudos)}$
- · — Condiciones intermedias: viento fuerte; oleaje y corrientes moderados.

$V_{V1min} \geq 17\text{ m/s (60 km/h)}$
 $H_s < 2\text{ m}$ para $\Delta \geq 3.000\text{ t}$
 $< 1\text{ m}$ para $\Delta < 3.000\text{ t}$
 $V_{C1min} < 1\text{ m/s (2 nudos)}$
- Condiciones favorables: viento oleaje y corrientes moderados

$V_{V1min} < 17\text{ m/s (60 km/h)}$
 $H_s < 2\text{ m}$ para $\Delta \geq 3.000\text{ t}$
 $< 1\text{ m}$ para $\Delta < 3.000\text{ t}$
 $V_{C1min} < 1\text{ m/s (2 nudos)}$

V_{V1min} : velocidad media del viento, correspondiente a 10 m de altura y ráfaga de 1 minuto.

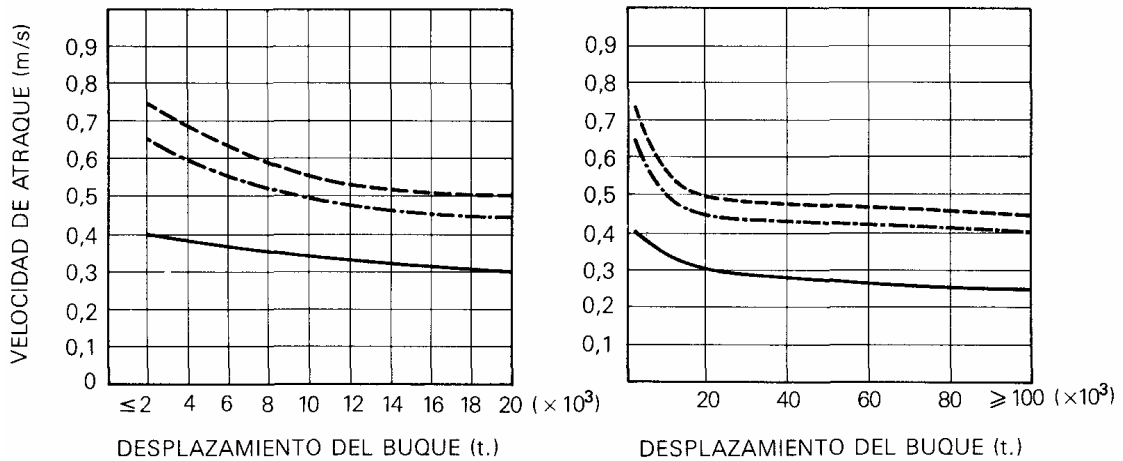
H_s : altura de ola significativa a la profundidad del emplazamiento.

V_{C1min} : velocidad media horizontal de la corriente correspondiente a una profundidad del 50% del calado del buque, en el intervalo de 1 minuto.

NOTAS:

Los valores consignados en las tablas son válidos para condiciones normales de aproximación (corrientes sensiblemente paralelas a la línea de atraque). Para condiciones difíciles (corrientes de dirección diferente a la línea de atraque) podrán adoptarse aumentos del 25% a igualdad de condiciones medioambientales.

TABLA 3.4.2.3.5.3. VELOCIDADES DE ATRAQUE PARA ATRAQUE LATERAL MEDIANTE TRASLACIÓN TRANVERSAL PREPONDERANTE EN DIRECCIÓN SENSIBLEMENTE PERPENDICULAR A LA LÍNEA DE ATRAQUE. SIN AYUDA DE REMOLCADORES.



LEYENDA Y NOTAS: Idem que en la tabla 3.4.2.3.5.2.

Para atraque de buques mediante traslación longitudinal preponderante se tomará, a falta de estudios específicos, $C_m = 1$ para atraque por proa o popa. Para atraque lateral se utilizará la misma fórmula que para aproximación transversal.

– **ENERGÍA ABSORBIDA POR EL SISTEMA DE ATRAQUE (E_f)**

La energía cinética desarrollada por el buque (E) durante el atraque no será cedida en su totalidad al sistema de atraque completo (estructura + defensas), sino que éste absorberá únicamente una parte de la energía total desarrollada.

La energía absorbida por el sistema de atraque desde el instante de iniciación del contacto con el buque hasta que el sistema alcanza la máxima deformación vendrá dada por la diferencia de las energías cinéticas del buque en los dos instantes. Para su obtención podrán admitirse como válidas las siguientes hipótesis simplificadas:

- El movimiento de aproximación del buque a la instalación portuaria es una traslación simple, sin rotación.
- En el momento de máxima deformación, en el punto de contacto atraque/buque no hay deslizamiento relativo, produciéndose únicamente una rotación del buque alrededor del punto de contacto.
- Las acciones producidas por los remolcadores, el viento, las corrientes, etc., son despreciables en comparación con la reacción del sistema de atraque (impactos grandes).

Con estas hipótesis, la energía absorbida por el sistema de atraque dependerá de los siguientes factores: la energía cinética desarrollada por el buque durante el atraque; la excentricidad en el atraque; la geometría del buque; la configuración geométrica del atraque, y las relaciones tensión/deformación en el buque, la estructura resistente y el sistema de defensa;

pudiendo aproximarse por la siguiente expresión:

$$E_f = f \cdot E$$

(Saurin y Risselada, 1963)

siendo:

E_f : Energía cinética absorbida por el sistema de ataque.

E : Energía cinética desarrollada por el buque durante el ataque.

F : $C_e \cdot C_g \cdot C_c \cdot C_s$

C_e : Coeficiente de excentricidad.

C_g : Coeficiente geométrico del buque.

C_c : Coeficiente de configuración del ataque.

C_s : Coeficiente de rigidez del sistema de ataque.

Cada uno de los factores se analiza a continuación.

— *La Excentricidad en el ataque*

Cuando el punto de impacto de un buque sobre un sistema de ataque no coincide con el centro de gravedad del buque, la energía cinética desarrollada por el buque no se transmite en su totalidad al sistema de defensa y ataque. Si no tenemos en cuenta los efectos debidos a la configuración y características del buque y del ataque, la proporción de energía cinética cedida al sistema de ataque vendrá definida por el coeficiente de excentricidad (C_e). Dicho coeficiente será función fundamentalmente de las características geométricas del buque, y de las condiciones de aproximación al ataque.

Para ataque de buques mediante aproximación transversal preponderante, el coeficiente de excentricidad podrá determinarse según lo consignado en la tabla 3.4.2.3.5.4.; aceptándose como válidas las hipótesis simplificadoras relativas al movimiento del buque antes y después del impacto señaladas en este párrafo.

Para ataque de buques mediante aproximación longitudinal directa, el coeficiente de excentricidad podrá determinarse según lo consignado en la tabla 3.4.2.3.5.5.

— *La configuración geométrica del buque*

La curvatura del buque y del sistema de defensa en el punto de contacto influyen sobre la energía absorbida por este último. La proporción de energía absorbida viene determinada por el coeficiente geométrico del buque (C_g).

Se recomiendan valores de $C_g=0,95$ cuando el punto de impacto se produce en la parte curva de los buques y $C_g=1$ cuando éste se produce en la parte recta.

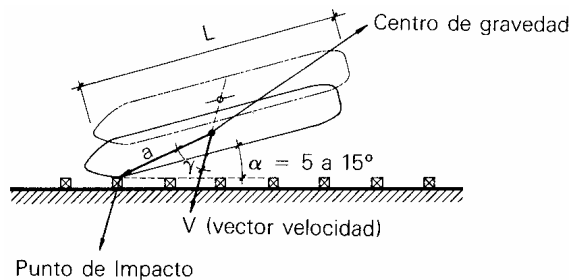
— *La configuración del ataque*

La configuración geométrica del ataque tiene una importante influencia en la consideración de la parte de energía cinética desarrollada por el buque que es absorbida por el colchón de agua existente entre el casco del buque y la estructura de ataque. La proporción de energía cinética absorbida por el sistema de ataque se introduce mediante el coeficiente de configuración del ataque (C_c).

El valor de C_c dependerá del tipo de estructura de ataque: diáfana (discontinua) (p.e. muelle de pilotes), o maciza (continua) (p.e. muelle de gravedad de cajones); de la distancia libre entre el casco del buque y el sistema de defensa; del ángulo y método de aproximación; de la configuración geométrica del casco del buque; y del resguardo bajo la quilla.

A falta de otros datos, se recomienda que se tomen como valores de C_c los consignados en la tabla 3.4.2.3.5.6.

TABLA 3.4.2.3.5.4. COEFICIENTE DE EXCENTRICIDAD PARA ATRAQUE DE BUQUES MEDIANTE APROXIMACIÓN TRANSVERSAL



$$C_e = \frac{k^2 + a^2 \cdot \cos^2 \gamma}{k^2 + a^2}$$

siendo:

— k: Radio de giro del buque, en m.

Podrá aproximarse por la función $k = (0,19 C_b + 0,11) \cdot L$, para:

- C_b = Coeficiente de bloque del buque.

$$C_b = \frac{\text{Desplazamiento}}{\text{Eslora entre perp.} \times \text{Manga} \times \text{Calado} \times \gamma_w} = \frac{\Delta}{L_{pp} \cdot B \cdot D \cdot \gamma_w}$$

Suele oscilar entre 0,3 y 0,9.

- L = Eslora del buque, en m.

Generalmente k tendrá valores entre $0,20 \cdot L$ y $0,25 \cdot L$.

— a: Distancia entre el punto de impacto y el centro de gravedad del buque, en m.

Con suficiente aproximación podrá considerarse que el centro de gravedad de los buques coincide con el centro de eslora.

El lugar en el que se produce el punto de impacto dependerá fundamentalmente del método de aproximación y de las condiciones locales en que se produzca. Para hacer el impacto del barco lo más suave posible, el buque deberá ser movido de forma que se hagan la distancia (a) y el ángulo (γ) lo más grande posible. Generalmente, el punto de contacto se produce en las proximidades de la popa o proa, dependiendo del ángulo de aproximación α (se alcanzan generalmente 5° a 15° para atraque sin remolcadores y 7° a 10° para atraque con remolcadores), y de la forma del casco del buque y de la defensa.

A efectos de cálculo, «a» podrá aproximarse a los siguientes valores:

- Para atraques sobre sistemas continuos de defensa: $a = 0,25 L$

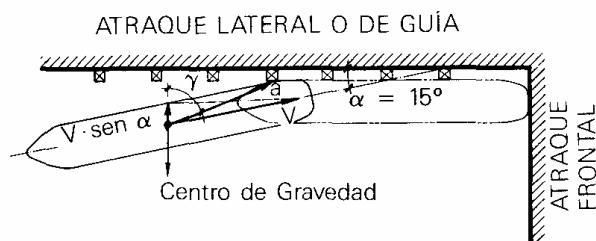
- Para atraques sobre estructuras aisladas de defensa (p.e. Duques de Alba): Se supondrá que el buque atraca con una desalineación (x) de su centro de eslora con respecto al centro del atracadero en la dirección del punto de impacto de valor $0,10 L$, con un valor mínimo de 10 m y máximo de 15 m (medida paralelamente a la línea de atraque).

— γ : Ángulo entre la línea que une el punto de contacto y el centro de gravedad del buque, y el vector velocidad.

En condiciones normales podrá adoptarse: $\gamma = 70^\circ - 80^\circ$.

Generalmente, se obtendrán valores de C_e entre 0,55 y 0,60 para atraques con sistemas continuos de defensa y entre 0,70 y 0,80 para atraques sobre estructuras aisladas de defensa.

TABLA 3.4.2.3.5.5. COEFICIENTE DE EXCENTRICIDAD PARA ATRAQUE DE BUQUES MEDIANTE APROXIMACIÓN LONGITUDINAL DIRECTA (RO-RO Y TRANSBORDADORES)



— LÍNEA DE ATRAQUE LATERAL O DE GUÍA

C_e se determinará según la formulación de la tabla 3.4.2.3.5.4. considerando como ángulo de aproximación mínimo $\alpha = 15^\circ$ (máximo 20°), excepto si la disposición geométrica del ataque obliga a uno menor; y como γ el ángulo entre la línea que une el punto de contacto y el centro de gravedad del buque, y la componente normal al ataque del vector velocidad. γ dependerá de la configuración geométrica del casco del buque en la zona de impacto. A falta de otros datos se podrá adoptar $\gamma = 70^\circ$

— LÍNEA DE ATRAQUE FRONTAL

Se adoptará $C_e = 1,00$.

NOTA:

El coeficiente de excentricidad para ataque de buques mediante traslación longitudinal directa hacia un ataque frontal, previa situación de reposo en un ataque lateral o de guía, se tomará asimismo igual a 1,00.

— *La rigidez del sistema de ataque*

La relación de rigideces entre el sistema de ataque (estructura + defensa) y el buque es de fundamental importancia para la determinación de la proporción de energía cinética cedida al sistema de ataque, y la absorbida por las deformaciones del casco del buque.

Generalmente, la energía cedida al sistema de ataque debe ser grande, ya que si fuera pequeña las grandes deformaciones que se producirían en el buque ocasionarían la avería del mismo.

La proporción de energía cinética absorbida por el sistema de ataque viene determinada por el coeficiente de rigidez del sistema de ataque (C_s).

En el caso de sistemas de ataque muy rígidos, tales como los constituidos por defensas de madera fijadas en toda su longitud a una estructura rígida, se han adoptado incluso coeficientes $C_s = 0,50$. Para estructuras de ataque muy flexibles suele adoptarse $C_s = 1,00$.

Generalmente, y para garantizar la seguridad del buque, se proyectan sistemas de ataque capaces de absorber el 90% de la energía de ataque. En estas condiciones,

TABLA 3.4.2.3.5.6. VALORES RECOMENDADOS PARA EL COEFICIENTE DE CONFIGURACIÓN DEL ATRAQUE (C_c)				
MÉTODO DE APROXIMACIÓN DEL BUQUE		TIPO DE ESTRUCTURA		
		Diáfana	Semimaciza	Maciza
Transversal Preponderante		1,00	0,90	0,80
Longitudinal Preponderante	Por Proa o Popa	1,00	1,00	1,00
	Atraque Lateral	1,00	0,90	0,80

NOTAS:

Para el atraque en zonas angulosas o en esquina se considerará estructura diáfana, (p.e. en los extremos de un muelle de gravedad macizo).

y en ausencia de mayor información se recomienda tomar $C_s = 1,00$ para sistemas de atraque flexibles, y entre 0,90 y 1,00 para sistemas rígidos.

A estos efectos se considerará como sistema de defensa flexible aquel en que el impacto del buque de proyecto produzca deformaciones mayores a 0,15 m en el sistema de atraque, para atraque en condiciones normales. Por el contrario, si éstas son menores a 0,15 m se considerará rígido.

— FUERZA DE IMPACTO (R)

Las fuerzas de impacto o reacciones a las que estará sometido un sistema de atraque serán función de la energía cinética absorbida por el sistema de atraque (E_f), y de las características de deformación del mismo.

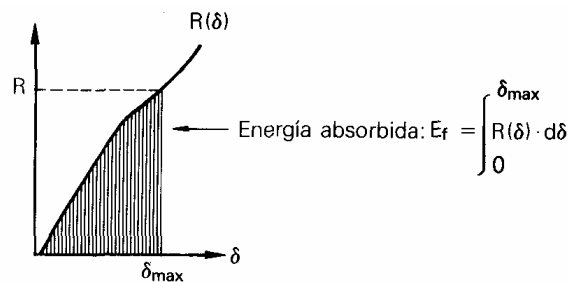
En razón a la gran variedad de sistemas de atraque posibles, para la determinación de fuerzas de atraque se distinguirán los tipos siguientes:

— Estructura rígida fija con defensa compresible (p. e. muelle de gravedad con defensas flexibles)

Toda la energía absorbida por el sistema de atraque lo será únicamente por la defensa. Podrá considerarse despreciable la energía absorbida por la estructura.

La fuerza de atraque a introducir en el cálculo se obtendrá a partir de las curvas de comportamiento de la defensa (curvas reacción/deformación, o curvas energía absorbida/deformación máxima).

La energía absorbida por la defensa coincidirá con el área comprendida entre la curva reacción/deformación y el eje de abscisas desde deformación cero hasta la máxima deformación, siendo el eje de abscisas el de las deformaciones.



— *Estructura flexible fija sin defensa o con defensa de gran rigidez (p. e. duque de alba tubular simple con defensa de madera)*

En este caso la totalidad de la energía cinética cedida al sistema de ataque deberá ser absorbida por deformación de la estructura resistente (traslación + giro).

En el caso usual en que la deformación de la estructura sea una traslación simple proporcional a la carga aplicada, y el impacto esté aplicado en el centro de gravedad de la estructura, la energía absorbida por la estructura flexible será:

$$E_f = (1/2) \cdot \delta \cdot R$$

siendo:

δ : Deformación máxima de la estructura.

R : Fuerza de impacto que produce la máxima deformación.

Si la reacción no es proporcional a la deformación, la energía absorbida vendrá expresada por el área comprendida entre el eje de deformaciones y la curva que dé la reacción en función de las mismas.

Para estructuras lineales que puedan considerarse como indefinidas podrá adoptarse que se produce una traslación simple, siendo la fuerza de impacto resistida por una longitud de estructura igual a:

- Sin defensa o con defensa continua:

$$l + 2b$$

siendo:

l : Longitud de contacto buque/estructura o buque/defensa.

A falta de otros datos se recomienda:

l = 0,25 · L \nlessgtr 7 m, para buques \leq 10.000 TPM.

l = 14 m, para buques > 10.000 TPM.

b : Ancho de la estructura.

- Con defensas aisladas:

$$l' + 2b$$

siendo:

l' : Longitud de contacto defensa/estructura.

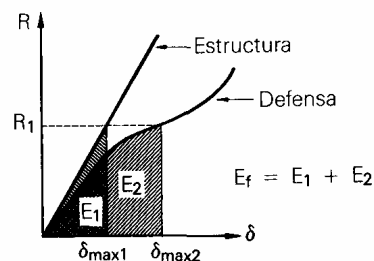
B : Ancho de la estructura.

Si la estructura lineal es de pequeña anchura (p. e. tablestacas) podrán definirse otras condiciones específicas de reparto función de la tipología y características estructurales.

— *Estructura flexible fija con defensa compresible (p. e. duque de alba con defensa flexible)*

La energía total cedida al sistema de ataque deberá ser absorbida conjuntamente por la defensa y por la estructura resistente.

La fuerza de impacto o reacción podrá tomarse como aquella para la cual la suma de las energías absorbidas aisladamente por la defensa y por la estructura correspondientes a dicha reacción sea igual a la energía cinética total cedida. Hipótesis válida al considerar que la máxima deformación de la defensa tiene lugar al mismo tiempo que la máxima deformación de la estructura.



Dicha simplificación se considerará suficiente para estructuras en las que el impacto coincida prácticamente con su centro de gravedad; o para estructuras lineales en las que el punto de impacto esté suficientemente alejado de los extremos, (ver en el párrafo anterior la longitud de estructura lineal que resiste la fuerza de impacto). Para otro tipo de estructuras deberán adoptarse otros métodos específicos de análisis dinámico (amortiguador múltiple, etc.).

Si la defensa agota su capacidad de absorción de energía, la estructura resistente seguirá absorbiéndola, comportándose a partir de este momento como una estructura flexible sin defensa.

— Estructuras flotantes

La fuerza de impacto producida por el ataque de un buque en una estructura flotante dependerá fundamentalmente de los movimientos relativos horizontales buque/estructura y del desplazamiento del buque de proyecto.

En estos casos, dadas las distintas condiciones de movimiento y deformación de la estructura resistente, no será de aplicación la metodología propuesta para la determinación de cargas de ataque en estructuras fijas. En ausencia de un análisis más preciso, la fuerza de ataque podrá aproximarse por la siguiente expresión:

$$R = (26 \cdot (H_s / (g \cdot T_s^2)) + 0,05) \cdot \Delta$$

siendo:

- R : Fuerza de impacto, en t.
- H_s : Altura de ola significativa límite de operatividad, en m.
- T_s : Periodo de ola significativa límite de operatividad, en s.
- g : Aceleración de la gravedad, (9,8 m/s²).
- Δ : Desplazamiento del buque de proyecto, en t.

— CRITERIOS DE DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS DE IMPACTO

Las fuerzas de impacto deberán distribuirse teniendo en cuenta lo siguiente:

- Las presiones de contacto sobre el casco del buque se mantendrán dentro de límites admisibles.
La máxima presión de contacto admisible entre el casco del buque y el sistema de defensa dependerá de varios factores: tipo y tamaño del buque, naturaleza del sistema de defensa (rígido o flexible), y posición del área de contacto relativa a la estructura del buque.
A falta de otros datos, como regla práctica podrá adoptarse como máxima presión de contacto admisible para el buque de proyecto (expresada en t/m²), aquella que es igual al calado de dicho buque a plena carga (expresado en m). Para grandes buques serán usuales valores entre 15 y 25 t/m².
- En lo posible, se evitará el contacto directo entre la estructura de ataque y el casco del buque.
- El área de contacto casco/sistema de defensa dependerá fundamentalmente de la geometría del casco en la zona de contacto, de la oblicuidad en el ataque, y del tipo y características del sistema de defensa (defensas articuladas,...).

Para sistemas de defensa continuos, y a falta de información más precisa, se adoptará que la fuerza de impacto se reparte en un área rectangular cuya mayor dimensión coincide con la longitud de contacto buque-sistema de defensa (l). Dicha longitud podrá aproximarse a:

- l = 0,25 · L ≥ 7 m, para buques ≤ 10.000 TPM.
 - l = 14 m, para buques > 10.000 TPM.
- En ningún caso se considerarán áreas de contacto superiores a 5 m².

- Para la consideración de efectos locales en la estructura de ataque, la fuerza de impacto se distribuirá en el área de contacto defensa/estructura.

– *HIPÓTESIS DE TRABAJO*

Dos niveles de energía cedida al sistema de atraque deberán ser considerados para el proyecto de sistemas de defensa y estructuras de atraque:

– *Energía cedida en Condiciones Normales de Operación*

Basada en las condiciones de atraque previstas en el proyecto y cuantificada según la metodología expuesta.

– *Energía cedida en Condiciones Excepcionales*

Situaciones accidentales: fallos mecánicos del buque o de los remolcadores, rotura de amarras, cambios bruscos de las condiciones medioambientales, errores humanos, ..., pueden dar lugar a impactos anormales. La energía cedida al sistema de atraque en esas condiciones se cuantificará como el doble de la calculada para condiciones normales de operación.

Con objeto de garantizar la seguridad de la estructura resistente, los sistemas de defensa se proyectarán de forma que su capacidad última de absorción de energía antes de rotura coincida con la prevista para condiciones excepcionales.

Debido a la no linealidad de la relación energía cedida / deformación-reacción del sistema de atraque, la estructura resistente deberá ser dimensionada para resistir la reacción o fuerza de impacto producida en las dos hipótesis de trabajo consideradas.

a₂) CARGAS DE ROZAMIENTO (T)

Son cargas paralelas a la superficie del sistema de defensa que actúan vertical y horizontalmente en la zona de contacto entre el casco del buque y el sistema de atraque.

Dichas fuerzas son las componentes tangenciales inducidas por la oblicuidad del impacto y la geometría del buque en la zona de contacto. Para la determinación de dichas fuerzas se considerará que en el momento de máxima deformación, en el punto de contacto atraque/buque no hay deslizamiento relativo, produciéndose únicamente una rotación del buque alrededor del punto de contacto; y que el sistema de defensa es capaz de deformarse únicamente en la dirección normal a la superficie de atraque, aceptándose que defensa y estructura son rígidos en la dirección transversal.

En esas condiciones el valor máximo que puede existir tanto vertical como horizontalmente será:

$$T = \mu \cdot R$$

siendo:

R : Carga de Impacto de Proyecto.

μ : Coeficiente de rozamiento entre la superficie del sistema de defensa y el casco del buque en el área de contacto.

En ausencia de mayor información podrán adoptarse los valores consignados en la tabla 3.4.2.3.5.7., para contacto acero/otros materiales, en el supuesto de superficies lisas, no oxidadas y sin protuberancias. En caso contrario el proyectista deberá adoptar valores mayores.

b) CARGAS DE AMARRE

Son las cargas imp. estas sobre una estructura por un buque atracado a través del contacto entre éste y la estructura o el sistema de defensa, o a través de líneas de amarre tensionadas. También se considerarán como cargas de amarre aquellas debidas a maniobras del buque atracado; especialmente la liberación o rotura de amarras en carga y el pretensionado de ellas como auxilio durante la maniobra de atraque.

Las cargas de amarre son causadas por acciones exteriores, fundamentalmente medioambientales, que se ejercen sobre el buque atracado. Su magnitud y distribución dependerá principalmente de las características geométricas y físicas del sistema buque/amarras/defensas diseñado para hacer frente a los esfuerzos producidos por las acciones exteriores, de modo que permita la realización de operaciones en el buque atracado dentro de unos límites en cuanto a movimientos admisibles (dependientes del tipo de buque y de la operación a llevar a cabo) y a esfuerzos máximos en amarres, defensas y buques.

TABLA 3.4.2.3.5.7. COEFICIENTES DE ROZAMIENTO PARA CONTACTO ACERO/OTROS MATERIALES EN CONDICIONES SECAS.	
MATERIAL	μ
Madera	0,3
Caucho o Goma	0,5
Nilón	0,2
Polietileno	0,2
Acero	0,2

Las principales fuerzas exteriores causantes son:

- Viento.
- Corrientes.
- Oleaje.
- Resonancias por fenómenos de ondas largas.
- Mareas.
- Ubicación del amarre en zonas con flujos o reflujos importantes de agua.
- Paso de otros buques.
- Carga/descarga del buque.
- Hielo.

La determinación de las cargas sobre cada punto de amarre podrá llevarse a cabo, con todo rigor, estudiando el sistema buque/amarras/defensas como el de un sólido con ligazones elásticas sometido a la acción de fuerzas exteriores variables, y respuesta dinámica, teniendo en cuenta la influencia de muchos parámetros como son: las direcciones, magnitudes, y variación en el tiempo de las fuerzas exteriores; la localización y orientación del atraque y del buque; el número, la situación y la separación de los puntos de amarre y de las defensas; las características tipológicas de defensas y amarras; la resistencia y elasticidad de las amarras y defensas; y el estado de carga del buque (en rosca, en lastre, en carga, y a plena carga).

Las fuerzas de amarre tienen por tanto una gran dificultad de análisis, debiendo ser determinadas generalmente mediante ensayos en modelo físico o matemático, o mediante mediciones de campo sobre prototipo extrapolables para atraques de características similares.

No obstante, en determinados casos particulares podrán admitirse las siguientes simplificaciones:

b₁) PARA BUQUES DE PROYECTO HASTA 20.000 t DE DESPLAZAMIENTO

Para buques de proyecto hasta 20.000 t de desplazamiento, generalmente no será necesario aplicar la metodología general de cálculo de cargas de amarre teniendo en cuenta la actuación de fuerzas exteriores sobre el buque.

En esos casos, cada punto de amarre deberá ser dimensionado de forma que soporte las siguientes cargas mínimas, independientemente de las condiciones físicas y medioambientales locales y de aquellas adoptadas como límites de operatividad de la instalación:

- Tiro horizontal según el valor consignado en la tabla 3.4.2.3.5.8.
- Tiro vertical de valor 1/2 del horizontal actuando simultáneamente.

La tracción podrá producirse hacia el agua en cualquier ángulo con la línea de atraque; eligiéndose aquel que produzca los efectos más desfavorables en la estructura analizada. No se considerarán tiros hacia tierra a menos que el punto de amarre sirva a un atraque en tal dirección o se conciba especialmente como punto de amarre de esquina.

TABLA 3.4.2.3.5.8 CARGAS DE AMARRE PARA BUQUES DE HASTA 20.000 t DE DESPLAZAMIENTO.			
DESPLAZAMIENTO (en t)	CARGAS DE AMARRE (en t)		
	En bolardo o gancho de escape rápido	En bita	En roldana (*)
Hasta 2.000	10	10	20
2.000 ~ 10.000	30	15	50
10.000 ~ 20.000	60	30	100

(*) Se entiende por roldana el dispositivo en polea que devuelve desde tierra la amarra al buque para su sujeción o tensionado.

A los efectos de análisis de la estructura resistente, se considerará que el tiro de carga mínima se produce simultáneamente en todos los puntos de amarre.

Para la aplicación de dichos valores, obteniendo la respuesta de la estructura mediante métodos de análisis estático, se recomienda proyectar los puntos de amarre con una distancia entre ellos entre 15,00 y 30,00 m. En el caso de obras de atraque continuas dicha longitud será usualmente coincidente con la distancia entre juntas de dilatación, situándose el punto de amarre en el centro de cada tramo. Si coexistieran más de un punto de amarre por tramo, éstos se dispondrán lo más simétricamente posible respecto al centro del atraque.

Los puntos de amarre compatibles con las cargas mínimas señaladas podrán proyectarse sencillos o dobles, admitiéndose que pueden recibir simultáneamente varias amarras. Para el cálculo se tendrá en cuenta el nivel de aplicación real de las cargas horizontales respecto a la estructura.

Para estructuras en las que el tiro de amarra se aplique prácticamente en su centro de gravedad o simétricamente respecto al mismo, o para estructuras lineales en las que el punto de aplicación esté suficientemente alejado de los extremos, podrá sustituirse la carga puntual por una lineal obtenida por división del valor del tiro por la distancia entre puntos de amarre.

A falta de otros datos, para la valoración de efectos locales en estructuras lineales indefinidas, podrá adoptarse que la fuerza puntual de amarre es resistida por una longitud de estructura resistente igual a $2b$, siendo b el ancho de la estructura resistente; salvo en estructuras de pequeña anchura en que deberán definirse condiciones de reparto específicas en función de su tipología y características estructurales (p. e. en tablestacas metálicas ancladas suele admitirse que el tiro afecta a una longitud de pantalla igual a 4 veces la longitud entre anclajes).

De igual forma, los empujes del buque amarrado sobre las defensas o la estructura podrán aproximarse para los casos señalados por: tiro horizontal (según tabla 3.4.2.3.5.8) x (separación entre defensas/separación entre bolardos); distribuyéndose según los criterios consignados en el párrafo a) Cargas de Atraque, y actuando perpendicularmente a la línea de atraque. Si el buque amarrado actúa directamente sobre la estructura resistente o sobre un sistema de defensa continuo, se considerarán cargas lineales de valor coincidente con el valor del tiro horizontal mínimo dividido por la distancia entre puntos de amarre.

Para buques especializados con grandes superestructuras (p. e. transbordadores, metaneros o transportadores de gases licuados), buques con desplazamientos inferiores a 400 t, localizaciones del atraque especialmente expuestas (condiciones muy desfavorables según la tabla 3.4.2.3.5.2), o estructuras en las que los esfuerzos de amarre sean preponderantes, las cargas de amarre deberán ser calculadas alternativamente según la metodología utilizada para buques con desplazamiento mayor de 20.000 t.

b₂) PARA BUQUES DE PROYECTO CON DESPLAZAMIENTO SUPERIOR A 20.000 t

Para buques de proyecto con desplazamiento superior a 20.000 t, para la determinación de las cargas máximas más probables sobre los distintos puntos de amarre y sistemas de defensa, deberá obligatoriamente tenerse en cuenta la actuación de fuerzas exteriores sobre los buques (especialmente viento, corrientes y oleaje, dado que la combinación de estas tres fuerzas generalmente cubre con seguridad los efectos producidos por la totalidad de fuerzas exteriores de actuación simultánea sobre el buque amarrado), conjuntamente con la localización, número, disposición y características específicas de puntos de amarre, líneas de amarre y defensas; así como la tipología y características de la estructura de atraque.

Los cálculos deberán realizarse no sólo para el buque de mayor desplazamiento previsto a plena carga (buque de proyecto), sino para todos los supuestos más desfavorables de flotación del buque, comprendidos entre buque en máxima carga y buque en lastre mínimo, con la única excepción de proyectos en astilleros en que tendrá que considerarse la hipótesis de buque en rosca; y para cualquier combinación de acciones exteriores por debajo de las condiciones límites definidas en los criterios de explotación de la instalación.

Asimismo, deberá tenerse en cuenta el rango de tamaños de buques cuya utilización del atraque es previsible.

Para minimizar los efectos de las fuerzas exteriores sobre el buque amarrado, es recomendable situar las obras de atraque en aguas abrigadas y de forma que el eje longitudinal del buque amarrado tenga la dirección del régimen reinante de vientos, corrientes y oleaje.

Cuando para la determinación de las cargas de amarre se considere la actuación simultánea sobre el buque de varias acciones exteriores, se tendrán en cuenta los criterios de combinación de acciones definidos en la Parte 4: Bases de Cálculo, con objeto de tomar en consideración la reducción de la probabilidad de actuación conjunta de varias acciones (principalmente medioambientales) con sus valores característicos, sobre todo aquéllos para condiciones extremas (ver apartado 4.2.). En ese caso para obtener el valor característico de la carga de amarre se considerará la acción exterior de efecto predominante con su valor característico y el resto con sus valores de combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$).

Las fuerzas y momentos resultantes de la actuación de las fuerzas exteriores sobre el buque se transmitirán a las amarras y puntos de amarre, o a las defensas, en función de la dirección de la resultante. La determinación de dichas fuerzas y momentos sobre el buque amarrado, así como su transmisión a los puntos de amarre y sistemas de defensa de forma que de lugar a los efectos más desfavorables sobre la estructura, podrá efectuarse según los criterios siguientes:

— EFECTOS RESULTANTES DE LA ACTUACIÓN DE FUERZAS EXTERIORES SOBRE EL BUQUE AMARRADO

— Viento

Los esfuerzos resultantes de las presiones del viento sobre los buques podrán ser discretizados en una fuerza horizontal en el sentido longitudinal del buque, otra en el sentido transversal, y un momento de eje vertical, todos ellos aplicados en el centro de gravedad del buque.

Se determinarán mediante la formulación consignada en la tabla 3.4.2.3.5.9., sin perjuicio de otros métodos existentes de validez reconocida para buques específicos.

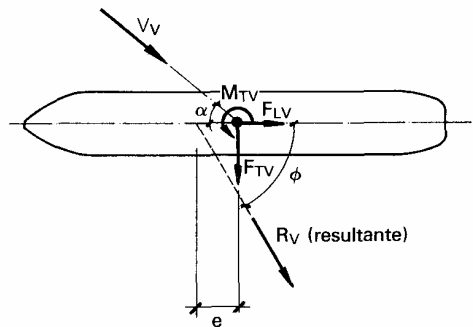
— Corrientes

La actuación de corrientes sobre un buque amarrado podrá dar lugar a tres tipos de esfuerzos: fuerzas de presión, fuerzas de rozamiento y fuerzas inducidas por fenómenos de inestabilidad dinámica que dan lugar a oscilaciones laterales autoexcitadas (efecto «flutter»).

Los esfuerzos resultantes de las fuerzas de presión y fricción producidas por las corrientes sobre los buques podrán ser discretizados en una fuerza horizontal en el sentido longitudinal del buque, otra en el sentido transversal, y un momento de eje vertical, todos ellos aplicados en el centro de gravedad del buque.

Podrán determinarse mediante la formulación consignada en las tablas 3.4.2.3.5.10 y 3.4.2.3.5.11., sin perjuicio de otros métodos existentes de validez reconocida para buques específicos.

TABLA 3.4.2.3.5.9. ESFUERZOS RESULTANTES DE LAS PRESIONES DEL VIENTO SOBRE LOS BUQUES.



$$R_v = \frac{\rho}{2g} \cdot C_v \cdot V_v^2 \cdot (A_T \cos^2 \alpha + A_L \sin^2 \alpha) - \frac{C_v \cdot V_v^2}{16.000} \cdot (A_T \cos^2 \alpha + A_L \sin^2 \alpha)$$

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{A_L}{A_T} \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$$F_{TV} = R_v \cdot \operatorname{sen} \phi$$

$$F_{LV} = R_v \cdot \operatorname{cos} \phi$$

$$M_{TV} = F_{TV} \cdot e = F_{TV} \cdot K_e \cdot L$$

siendo:

R_v = Fuerza resultante horizontal, en t.

ϕ = Ángulo formado entre el eje longitudinal del buque, considerado de popa a proa, y la dirección de la resultante, en grados.

F_{TV} = Componente en el sentido transversal del buque de la fuerza resultante, en t.

F_{LV} = Componente en el sentido longitudinal del buque de la fuerza resultante, en t.

M_{TV} = Momento resultante aplicado sobre un eje vertical que pasa por el centro de gravedad del buque, en t.m.

ρ = Peso específico del aire ($1,225 \cdot 10^{-3} \text{ t/m}^3$).

g = Aceleración de la gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$).

C_v = Factor de forma (adimensional).

Puede variar entre 1,0 y 1,3.

A falta de una determinación más precisa mediante estudios en modelo, se adoptará el valor 1,3 para cualquier forma del buque y dirección de actuación del viento.

α = Ángulo formado entre el eje longitudinal del buque, considerado de proa a popa, y la dirección de actuación el viento, en grados. Se considerará que el viento puede actuar en cualquier dirección.

V_v = Velocidad básica horizontal del viento de proyecto correspondiente a 10 m de altura, en m/s, supuesta constante para toda altura.

Se adoptará como velocidad básica la velocidad media del viento determinada en el intervalo (ráfaga) más corto capaz de vencer la inercia del buque. Podrá adoptarse una velocidad media correspondiente a ráfagas de:

- 1 minuto para buques de eslora igual o mayor de 25 m.
- 15 segundos para buques de eslora menor de 25 m .

Para instalaciones que consideren la permanencia de los buques en todo momento se adoptará como velocidad básica (V_v) la correspondiente al valor extremal asociado al máximo riesgo admisible (V_{V15s} o V_{V1min} según el tipo de buque).

La determinación de los valores extremales asociados a máximos riesgos admisibles se realizará según los criterios del apartado 3.4.2.4. Cargas Medioambientales, y de la ROM 0.4. Recomendaciones para la consideración de

TABLA 3.4.2.3.5.9. (Continuación)

variables medioambientales/II: Condiciones atmosféricas y sísmicas. Si los valores de las velocidades de ráfaga no pueden diferenciarse por direcciones se considerará que los valores escalares señalados son válidos para todas ellas.

Para instalaciones en que los criterios de explotación establecidos no permitan la permanencia de los buques en todo momento o estado se adoptará como velocidad básica aquella expresamente definida como condición límite de permanencia de buques en los atraques, asociada, o no, a una configuración determinada del buque (p.e. lastrado del buque para reducir su superficie expuesta). A falta de criterios de operatividad definidos se adoptará como velocidad límite de permanencia, sin la adopción de medidas reductoras por variación de la configuración del buque, la correspondiente a:

$$V_{V1min} = 22 \text{ m/s } (\approx 80 \text{ km/h}).$$

siempre y cuando exista la disponibilidad de remolcadores con una tracción a punto fijo del 150% de la fuerza máxima resultante del viento sobre el buque.

Para el cálculo del amarre en condiciones normales de operación (carga y descarga, instalaciones de manipulación de mercancías funcionado, etc.) se adoptará, a falta de criterios específicos de operatividad, una velocidad de proyecto igual a:

$$V_{V1min} = 17 \text{ m/s } (\approx 60 \text{ km/h}).$$

A_T = Área de la proyección transversal del buque expuesta a la acción del viento, en m^2 .

A_L = Área de la proyección longitudinal del buque expuesta a la acción del viento, en m^2 .

A falta de valores conocidos dichas áreas podrán aproximarse mediante las expresiones siguientes:

$$A_T = B \cdot (G + h_T)$$

$$A_L = L_{pp} \cdot (G + h_L)$$

siendo:

B = Manga del buque.

G = Francobordo del buque = Puntal — Calado.

L_{pp} = Eslora entre perpendiculares del buque.

h_T = Altura media de la superficie de la superestructura del buque por encima de la cubierta, proyectada sobre un plano transversal.

h_L = Altura media de la superficie de la superestructura del buque por encima de la cubierta, proyectada sobre un plano longitudinal.

Los valores usuales de B, G y L_{pp} para el buque de proyecto a plena carga podrán ser obtenidos a partir de la tabla 3.4.2.3.5.1.

Para buque en lastre mínimo el calado podrá aproximarse mediante:

$$(\text{calado})_{\text{en lastre}} = \alpha \cdot (\text{calado máximo})^\beta$$

Para los siguientes valores de α y β , y calados en m.

TIPO DE BUQUE	α	β
Granelero hasta 200.000 TPM	0,551	0,993
Petrolero hasta 300.000 TPM	0,548	0,966
Mercante General hasta 50.000 TPM	0,352	1,172

TABLA 3.4.2.3.5.9. (Continuación)

La determinación de francobordos y calados de buques en carga parcial, y de aquéllos no contemplados en la tabla anterior, podrá realizarse suponiendo que se mantiene constante el coeficiente de bloque del buque en todos los estados de carga.

Los valores usuales de h_T y h_L podrán aproximarse a partir de la tabla siguiente, según el tipo de buque de proyecto:

Tipo de buque	Tonelaje	Alturas medias (m)		Tipo de buque	Tonelaje	Alturas medias (m)	
		h_T	h_L			h_T	h_L
PORTAGRANELES Y POLIVALENTES	TPM			TRANSPORTADORES DE GASES LICUADOS	TPM		
	300.000	25,00	5,00		60.00	14,50	4,00
	250.000	23,00	5,00		47.000	13,80	4,00
	200.000	21,00	5,00		40.000	13,00	4,00
	150.000	19,00	5,00		18.000	10,00	4,00
	100.000	16,50	5,00		16.000	9,50	4,00
	90.000	16,00	5,00		5.000	7,50	6,20
	70.000	14,50	5,00		3.000	7,00	5,00
	50.000	13,00	5,00				
	40.000	12,00	5,00				
	30.000	11,00	5,00	MERCANTES DE CARGA GENERAL	TPM		
	20.000	10,00	5,00		50.000	18,00	5,00
	15.000	9,50	5,00		40.000	17,00	5,00
	10.000	9,00	5,00		30.000	16,00	5,00
					20.000	14,00	5,00
PETROLEROS	TPM			15.000	13,00	5,00	
	500.000	32,00	4,00	10.000	11,50	5,00	
	400.000	29,00	3,80	9.000	11,00	5,00	
	300.000	25,00	3,70	8.000	10,50	5,00	
	250.000	23,00	3,60	7.000	9,50	5,00	
	200.000	21,00	3,40	6.000	9,00	5,00	
	150.000	19,00	3,20	5.000	8,50	5,00	
	120.000	17,50	3,10	4.000	8,00	5,00	
	100.000	16,50	3,00	3.000	7,50	5,00	
	80.000	15,00	2,90	2.000	7,00	5,00	
	70.000	14,50	2,80	1.000	6,50	5,00	
	60.000	14,00	2,70	700	6,00	5,00	
	50.000	13,00	2,60	PORTACONTENEDORES Y RO - RO	TPM		
	40.000	12,00	2,40		50.000	18,00	8,50
	30.000	11,00	2,20		42.000	17,00	8,50
	20.000	10,00	2,00		36.000	16,00	8,50
	15.000	9,50	2,00		30.000	13,50	8,50
	10.000	9,00	2,00		25.000	12,00	8,50
	5.000	8,50	2,00		20.000	10,50	8,00
	3.000	8,00	2,00		15.000	9,00	7,50
2.000	7,50	2,00	10.000		8,00	7,50	
1.000	7,00	2,00	7.000		7,50	7,50	
700	7,00	2,00					
METANEROS	TPM						
	75.000	19,00	10,00				
	50.000	13,80	8,00				
	20.000	12,00	6,00				
	4.000	9,00	6,00				

TABLA 3.4.2.3.5.9. (Continuación)

Tipo de buque	Tonelaje	Alturas medias (m)		Tipo de buque	Tonelaje	Alturas medias (m)		
		h_T	h_L			h_T	h_L	
DE PASAJEROS	TRASATLANTICOS	TRB			TRB			
		50.000	17,00	14,00	2.500	8,00	5,00	
		40.000	16,50	13,00	2.000	7,50	5,00	
		30.000	15,00	12,50	1.500	7,00	5,00	
		20.000	14,50	12,00	1.000	6,80	5,00	
		15.000	14,00	11,60	800	6,50	5,00	
		10.000	13,50	11,20	600	6,00	5,00	
		9.000	13,00	11,00	400	5,70	5,00	
		8.000	12,80	10,70	200	5,50	5,00	
		7.000	12,40	10,30				
		6.000	12,00	10,00				
		5.000	11,80	9,80				
	TRANSBORDADORES	TRB				t		
		4.000	11,50	9,60		50,0	5,50	4,00
		3.000	11,00	9,40		35,0	5,00	3,50
		2.000	10,00	8,50		27,0	4,40	3,00
		1.000	9,00	7,80		16,5	4,00	2,80
		500	8,00	7,00		6,5	3,40	2,40
						4,0	2,70	2,00
						1,3	2,10	1,50
		13.000	17,00	14,00				
		10.000	15,50	13,00		t		
		8.000	14,00	12,00		60,0	4,60	5,50
		6.000	12,00	10,50		40,0	4,30	5,00
4.000	10,00	9,00		20,0	4,00	4,80		
3.000	9,00	8,00		13,0	3,70	4,50		
2.000	8,00	7,00		10,0	3,40	4,20		
1.000	7,00	6,00		3,5	3,00	4,00		
				1,5	2,70	3,00		

K_e = Coeficiente de excentricidad (adimensional).

Los valores del coeficiente de excentricidad podrán aproximarse a partir de la tabla siguiente, a falta de datos específicos:

BUQUES CON SUPERESTRUCTURA CENTRADA		
α (en °)	K_e	
	En Lastre	A Plena Carga
0	0	0
30	0,15	0,10
60	0,05	0,03
90	-0,02	-0,02
120	-0,10	-0,10
150	-0,20	-0,20
180	0	0

TABLA 3.4.2.3.5.9. (Continuación)

BUQUES CON SUPERESTRUCTURA A POPA		
α (en °.)	K_e	
	En Lastre	A Plena Carga
0	0	0
30	0,16	-0,10
60	0,05	-0,12
90	-0,04	-0,16
120	-0,18	-0,27
150	-0,33	-0,37
180	0	0

L = Eslora del buque, en m.

NOTA:

Cuando varios buques estén amarrados a ambos lados de una obra de atraque o abarloados, los esfuerzos resultantes de las fuerzas del viento sobre el buque a resguardo podrán aproximarse al 50% de los obtenidos para el buque expuesto.

Generalmente las fuerzas de rozamiento podrán despreciarse, excepto cuando actúen corrientes de dirección sensiblemente paralela al eje longitudinal del buque.

Los esfuerzos inducidos por el efecto «flutter» son de difícil formulación matemática, haciendo imprescindible su determinación mediante ensayos en modelo o mediciones sobre prototipo.

Este efecto es importante únicamente para buques amarrados en zonas con fuerte influencia de corrientes de intensidad relativamente constante en magnitud, y dirección sensiblemente paralela al eje longitudinal del buque (p. e. desembocadura de rías o estuarios).

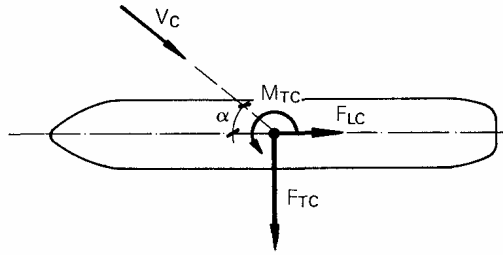
— *Oleaje*

Se considerará oleaje a los efectos del cálculo de esfuerzos de amarre, la actuación de olas de corto periodo (< 20-30 s) sobre el buque amarrado; diferenciándose de aquéllas de periodos entre 20-30 segundos y 5 minutos, y escasa amplitud (de 10 a 50 cm) consideradas como ondas largas.

Las ondas de corto periodo son amortiguadas por los diques y otros elementos reflejantes, no siendo generalmente acciones preponderantes para el cálculo de esfuerzos de amarre en aquellos casos en que los atraques se encuentren situados en zonas habitualmente con niveles bajos de agitación (zonas protegidas: coeficientes medios de agitación $k_a = H_s/H_b < 0,1$; siendo H_s la altura de ola significativa en el atraque, y H_b la altura de ola significativa en la bocana o el origen de la zona protegida).

Asimismo, los periodos de las olas de corto periodo se alejan generalmente de los periodos propios de oscilación del sistema buque/amarras/defensas para buques

TABLA 3.4.2.3.5.10. ESFUERZOS RESULTANTES DE LAS PRESIONES DE LAS CORRIENTES SOBRE LOS BUQUES.



$$F_{TC} = \frac{\gamma_w}{2g} \cdot C_{TC} \cdot V_c^2 \cdot A_{LC} \cdot \text{sen } \alpha$$

$$F_{LC} = \pm \frac{\gamma_w}{2g} \cdot C_{LC} \cdot V_c^2 \cdot A_{TC}$$

$$M_{TC} = F_{TC} \cdot e = F_{TC} \cdot K_{ec} \cdot L$$

siendo:

F_{TC} = Componente en el sentido transversal del buque de la fuerza resultante, en t.

F_{LC} = Componente en el sentido longitudinal del buque de la fuerza resultante, en t.
Como simplificación se ha adoptado que la magnitud de la fuerza longitudinal es independiente del ángulo de actuación de la corriente, pudiendo tomar indistintamente el signo + o -. Se aplicará aquel signo que dé lugar a los efectos más desfavorables sobre la estructura.

M_{TC} = Momento resultante aplicado sobre un eje vertical que pasa por el centro de gravedad del buque, en t-m.

γ_w = Peso específico del agua: (1,03 t/m³ agua salada).
(1,00 t/m³ agua dulce).

g = Aceleración de la gravedad (9,81 m/s²).

α = Ángulo formado entre el eje longitudinal del buque, considerado de proa a popa, y la dirección de actuación de las corrientes en grados. A menos que se hagan estudios detallados sobre las direcciones de actuación de las corrientes, se considerará que éstas pueden actuar en cualquier dirección; excepto en aquellos casos en que la existencia de accidentes físicos o topográficos restrinjan las direcciones posibles de actuación (p.e. desembocaduras de ríos, estuarios, bocanas, entradas estrechas en bahías, etc...)

V_c = Velocidad básica horizontal de la corriente de proyecto, correspondiente a una profundidad del 50% del calado del buque, en m/s, supuesta constante en toda su altura.

Se adoptará como velocidad básica la velocidad media de la corriente determinada en el intervalo de 1 minuto ($V_{c1 \text{ min}}$). Para instalaciones que consideren la permanencia de los buques en todo momento se adoptará como velocidad básica ($V_{c1 \text{ min}}$) la correspondiente al valor extremal asociado al máximo riesgo admisible.

La determinación de los valores extremales asociados a máximos riesgos admisibles se realizará según los criterios del apartado 3.4.2.4. Cargas Medioambientales, y de la ROM 0.3. Recomendaciones para la consideración de variables medioambientales/I: Oleaje, corrientes, mareas y demás variaciones del nivel

TABLA 3.4.2.3.5.10. (Continuación).

del agua. Si los valores de las velocidades no pueden diferenciarse por direcciones se considerará que los valores escalares son válidos para todas ellas.

Para instalaciones en que los criterios de explotación establecidos no permitan la permanencia de los buques en todo momento o estado, se adoptará como velocidad básica aquella expresamente definida como condición límite de permanencia de buques en los atraques, asociada o no, a una configuración determinada del buque (p.e. reducción de lastre para reducir la superficie expuesta).

A falta de criterios de operatividad definidos se adoptará como velocidad límite de permanencia, sin la adopción de medidas reductoras por variación de la configuración del buque, la correspondiente a:

- Corrientes de costado: $0^\circ < \alpha < 180^\circ$ $V_{C1min} = 1 \text{ m/s (2 nudos)}$.
- Corrientes longitudinales: $\alpha = 0^\circ$
 $\alpha = 180^\circ$ $V_{C1min} = 2,5 \text{ m/s (5 nudos)}$.

siempre y cuando dichos valores sean inferiores a los correspondiente al valor extremal asociado al máximo riesgo admisible, exista la disponibilidad de remolcadores con una tracción a punto fijo del 150% de la fuerza máxima resultante de la actuación de la corriente sobre el buque, y sean compatibles con las características concretas del emplazamiento.

Para el cálculo del amarre en condiciones normales de operación (carga y descarga, instalaciones de manipulación de mercancías funcionando, etc...) se adoptará, a falta de criterios específicos de operatividad, una velocidad a proyecto igual a:

- Corrientes de costado: $0^\circ < \alpha < 180^\circ$ $V_{C1min} = 1 \text{ m/s (2 nudos)}$.
- Corrientes longitudinales: $\alpha = 0^\circ$
 $\alpha = 180^\circ$ $V_{C1min} = 1,5 \text{ m/s (3 nudos)}$.

asimismo siempre cuando dichos valores sean inferiores a los correspondientes al valor extremal asociado, y sean compatibles con las características concretas del emplazamiento.

C_{TC} = Factor de forma en sentido transversal (adimensional). Depende de la relación Profundidad del agua/Calado del buque de proyecto, incrementándose a medida que los valores de dicha relación se aproximan a 1,00. Puede variar entre 1,00 para aguas profundas y 6,00 para relaciones (Profundidad de agua/Calado) = 1,00 según lo consignado en la gráfica siguiente, para cualquier forma del buque y dirección de actuación de la corriente:

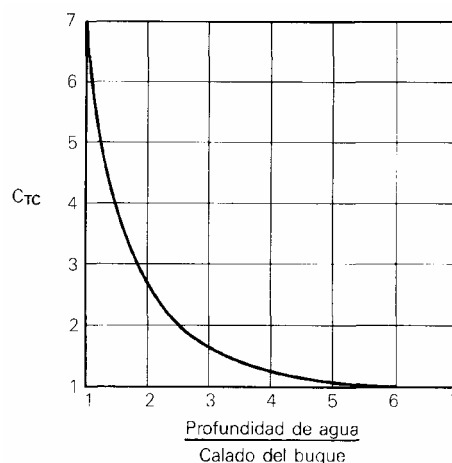


TABLA 3.4.2.3.5.10. (Continuación).

C_{LC} = Factor de forma en sentido longitudinal (adimensional). Depende fundamentalmente de la geometría de la proa del buque. Puede variar entre 0,2 y 0,6. A falta de una determinación más precisa se adoptará el valor 0,6 para proa convencional.

A_{LC} = Área longitudinal sumergida del buque sometida a la acción de la corriente, en m^2 .

A_{TC} = Área transversal sumergida del buque sometida a la acción de la corriente, en m^2 .

A falta de valores conocidos, dichas áreas podrán aproximarse mediante las expresiones siguientes:

$$A_{LC} = L_{pp} \cdot D$$

$$A_{TC} = B \cdot D$$

siendo:

L_{pp} = Eslora entre perpendiculares del buque.

D = Calado del buque.

B = Manga del buque.

Los valores usuales de L_{pp} , D y B para el buque de proyecto podrán ser obtenidos a partir de las tablas 3.4.2.3.5.1. y 3.4.2.3.5.9.

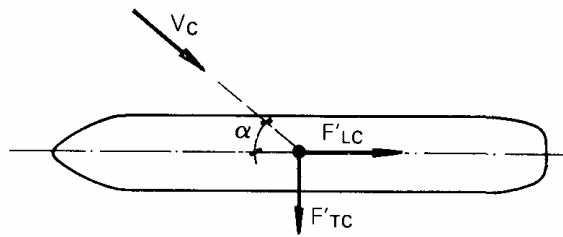
K_{ec} = Coeficiente de excentricidad (adimensional).

Los valores del coeficiente de excentricidad podrán aproximarse a partir de la tabla siguiente, a falta de datos específicos:

α (en $^{\circ}$)	K_{ec}
0	0
30	0,17
60	0,09
90	0
120	-0,09
150	-0,17
180	0

L = Eslora del buque, en m.

TABLA 3.4.2.3.5.11. ESFUERZOS RESULTANTES DE LAS FUERZAS DE FRICCIÓN DE LAS CORRIENTES SOBRE LOS BUQUES.



$$F'_{TC} = \frac{\gamma W}{2g} \cdot C_r \cdot V_c^2 \cdot A'_{TC} \cdot \text{sen}^2 \alpha$$

$$F'_{LC} = \frac{\gamma W}{2g} \cdot C_r \cdot V_c^2 \cdot A'_{LC} \cdot \text{cos}^2 \alpha$$

siendo:

F'_{TC} = Componente en el sentido transversal del buque de la fuerza resultante debida a la fricción, en t.

F'_{LC} = Componente en el sentido longitudinal del buque de la fuerza resultante, debida a la fricción, en t.

C_r = Coeficiente de Rozamiento (adimensional). Podrá adoptarse 0,004 para buques en servicio, y 0,001 para buques nuevos (p.e. para proyectos en astilleros).

A'_{TC} = Área de la superficie del buque mojada transversalmente a la dirección de crujías, en m^2 .

A'_{LC} = Área de la superficie del buque mojada longitudinalmente a la dirección de crujías, en m^2 .

A falta de valores conocidos de dichas áreas podrán aproximarse mediante las expresiones siguientes

$$A'_{TC} = (L_{pp} + 2D) \cdot B$$

$$A'_{LC} = (B + 2D) \cdot L_{pp}$$

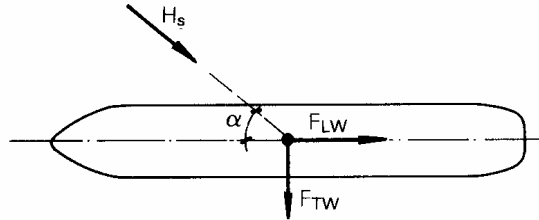
para valores de L_{pp} , B y D definidos según los criterios de la tabla 3.4.2.3.5.10.

γ_w , g, α y V_c tienen significados y valores coincidentes con los recogidos en la tabla 3.4.2.3.5.10.

desplazamiento medio y grande, por lo que no son esperables grandes amplificaciones de movimientos del buque y esfuerzos debidos a fenómenos de resonancia. La alteada (ver descripción de los movimientos del buque en la tabla 3.4.2.3.5.12.) es el movimiento más susceptible de amplificación para el oleaje de corto periodo. Los órdenes de magnitud de los periodos de oscilación de un buque amarrado se consignan en la tabla 3.4.2.3.5.13.

La respuesta del sistema de amarre ante este tipo de oleaje es, por tanto, susceptible de ser tratada en términos de análisis estático para el valor máximo de la carga aplicada;

TABLA 3.4.2.3.5.12. ESFUERZOS RESULTANTES DE LAS FUERZAS DEBIDAS AL OLEAJE SOBRE LOS BUQUES.



$$F_{TW} = C_{fw} \cdot C_{dw} \cdot \gamma_w \cdot H_s^2 \cdot D' \cdot \text{sen } \alpha$$

$$F_{LW} = C_{fw} \cdot C_{dw} \cdot \gamma_w \cdot H_s^2 \cdot D' \cdot \text{cos } \alpha$$

siendo:

F_{TW} = Componente en el sentido transversal del buque de la fuerza resultante, en t.

F_{LW} = Componente en el sentido longitudinal del buque de la fuerza resultante, en t.

γ_w = Peso específico del agua: (1,03 t/m³ agua salada).
(1,00 t/m³ agua dulce).

α = Ángulo formado entre el eje longitudinal del buque, considerado de proa a popa, y la dirección de incidencia de las olas, en grados.

Se considerará que el oleaje puede actuar en cualquier dirección, excepto en aquellos casos en que la existencia de accidentes físicos o topográficos, restrinjan las direcciones posibles de actuación (p.e. atraques en el interior de dársenas, estuarios, etc...).

C_{fw} = Coeficiente de flotación (adimensional).

Se adoptará como valor de C_{fw} el consignado en la tabla siguiente en función de la longitud de ola a la profundidad del emplazamiento (L_w) y del calado del buque (D).

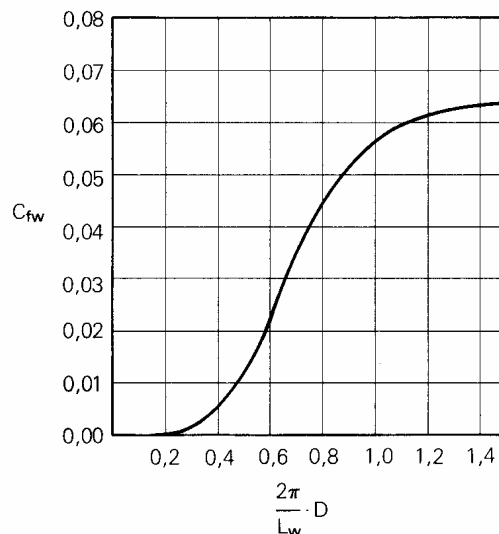
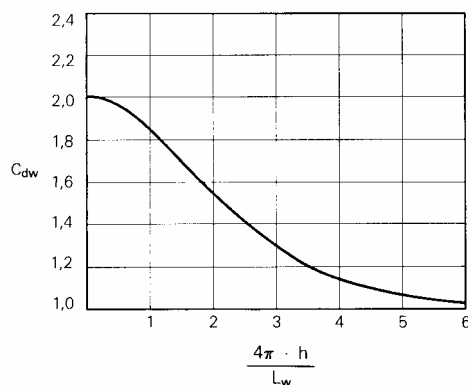


TABLA 3.4.2.3.5.12. (Continuación).

C_{dw} = Coeficiente de Profundidad (adimensional).

Los valores de dicho coeficiente serán obtenidos a partir de la tabla siguiente, en función de la longitud de ola a la profundidad del emplazamiento (L_w) y de la profundidad de agua existente en el emplazamiento (h).



D' = Longitud de la proyección del buque en la dirección del oleaje incidente, en m. A falta de valores conocidos podrá aproximarse mediante la expresión siguiente:

$$D' = L_{pp} \cdot \text{sen } \alpha + B \cdot \text{cos } \alpha$$

siendo:

L_{pp} = Eslora entre perpendiculares del buque, en m

B = Manga del buque, en m

α = Dirección del oleaje incidente, en grados.

H_s = Altura de la ola significativa de proyecto para la dirección determinada y a la profundidad del emplazamiento (h), en m.

Para instalaciones que consideren la permanencia de los buques en todo momento con la seguridad requerida, se adoptará como altura de ola significativa la $H_{1/3}$ correspondiente al valor extremal asociado al máximo riesgo admisible para cada dirección del oleaje. La determinación de los valores extremales asociados a máximos riesgos admisibles se realizará según los criterios del apartado 3.4.2.4. Cargas Medioambientales. Oleaje, y de la ROM 0.3. Recomendaciones para la consideración de variables medioambientales/I: Oleaje, corrientes, mareas y demás variaciones del nivel del agua.

Para instalaciones en que los criterios de explotación establecidos no permitan la permanencia del buque en todo momento o estado, se adoptará como altura de ola significativa aquella expresamente definida como condición límite de permanencia de buques en los atraques. Los criterios de explotación estarán asociados a probabilidades de excedencia de acuerdo con criterios económicos globales. Los criterios de explotación vendrán especificados en función de límites máximos de seguridad, definidos tomando como datos las cargas soportables por amarras y defensas y la integridad del buque (normalmente la presión máxima sobre el casco), en correspondencia con aquellas condiciones atmosféricas fijadas como límite de operatividad.

TABLA 3.4.2.3.5.12. (Continuación).

Generalmente dependerán del tipo de buque, del estado de carga, de la rigidez del sistema de amarre y de la disponibilidad de remolcadores con tracción suficiente para permitir sacar al buque de la instalación al presentarse las citadas condiciones de oleaje (tracción a punto fijo del 150% de la fuerza máxima resultante).

A falta de criterios de operatividad definidos se adoptará como límite de permanencia las alturas de ola significantes siguientes, a no ser que la $H_{1/3}$ del régimen extremal sea inferior:

— Buques de hasta 3.000 t de desplazamiento:

- Embarcaciones Deportivas $H_s = 0,40$ m

- Pesqueros

L < 30 m $H_s = 0,6$ m

L ≥ 30 m $H_s = 1,0$ m

- Otros tipos de buques $H_s = 1,0$ m

— Buques con desplazamiento mayor de 3.000 t.

$H_s = 2,00$ m

No obstante, la altura de ola es en estos casos una indicadora más bien pobre de los límites de operatividad dadas las complejas interacciones entre la configuración del atraque, el sistema de amarre y el buque.

Serán los movimientos de los buques y las fuerzas asociadas a ellos los que constituyan los criterios más satisfactorios de diseño.

De igual forma, para el cálculo del amarre en condiciones normales de operación (carga y descarga, instalaciones de manipulación de mercancías funcionando, etc...) deberá determinarse la altura de ola límite de explotación en función de los máximos movimientos admisibles de los buques en las condiciones de amarre de proyecto y bajo la acción conjunta de todas las fuerzas exteriores compatibles en esa hipótesis de trabajo, por medio de modelos físicos o matemáticos.

Las amplitudes máximas admisibles de dichos movimientos estarán sujetas a criterios subjetivos, dependiendo fundamentalmente del tipo de buque y del sistema de manipulación utilizado.

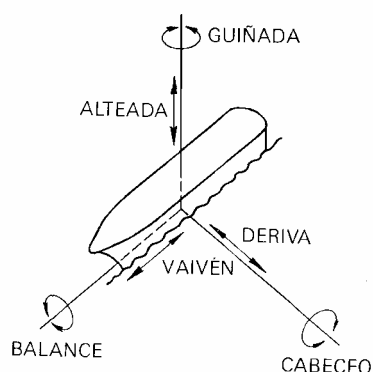
En la tabla siguiente se indican los rangos de los movimientos permitidos para los diferentes tipos de buque durante los procesos de carga y descarga:

TIPO DE BUQUE	Vaivén (Surge)	Deriva (Sway)	Alteada (Heave)	Balance (Roll)	Cabeceo (Pitch)	Guiñada (Yaw)
EL SISTEMA DE MANIPULACIÓN DE MERCANCÍAS NO IMPONE LIMITACIONES EN LA CONEXIÓN BUQUE/ATRAQUE (1)						
≥ 30.000 TPM	± 1,00 m	—	—	± 0,5 m	± 1,00 m	± 0,5 m
< 30.000 TPM	± 1,00 m	0,5 m	± 1,00 m	± 0,7 m	± 1,00 m	± 1,0 m
EL SISTEMA DE MANIPULACIÓN DE MERCANCÍAS IMPONE LIMITACIONES EN LA CONEXIÓN BUQUE/ ATRAQUE (2)						
Petroleros	±4,00 m	±4,00 m	±1,00 m	± 1°	—	± 3°
Transportadores de Gases Lic. (LNG/LPG)	±0,10 m	0,10 m	IN	IN	—	IN
Mineraleros	±1,50 m	1,00 m	±0,50 m	+ 2°	—	+ 2°
Graneleros	±0,50 m	0,50 m	±0,50 m	± 1°	—	± 1°
Mercantes de C.G.	±1,00 m	0,50 m	±0,50 m	+ 2°	—	+ 2°
Portacontenedores	±0,60 m	0,40 m	±0,60 m	± 1°	—	IN
Ro-ro (rampa lateral)	±0,20 m	0,20 m	±0,10 m	IN	—	IN
Ro-ro (rampa a proa o popa)	±0,10 m	IN	±0,10 m	IN	—	IN

TABLA 3.4.2.3.5.12. (Continuación).

Generalmente la altura de ola significativa (H_s) límite de operatividad en condiciones normales de operación (carga y descarga, ...) estará en el interior del intervalo 0,15 a 0,50 m.

SIMBOLOGÍA Y NOTAS:



IN: Insignificante.

- (1) Los movimientos se miden respecto a la situación de reposo del buque en ambas direcciones, a la altura de la defensa en la que se observan los mayores movimientos relativos.
- (2) \pm significa movimientos en ambas direcciones respecto a la situación de reposo.
- (3) LOS valores reflejados en la tabla son válidos para movimientos de periodo corto (<20 s). Para movimientos de periodo más largo podrán aceptarse valores mayores.

siempre y cuando no sean esperables periodos propios de oscilación del buque amarrado del orden de magnitud del periodo del oleaje incidente (usualmente no es esperable en buques de tonelaje superior a 20.000 TPM).

La complejidad en la cuantificación analítica de los esfuerzos producidos por el oleaje sobre un buque amarrado es muy grande debido a su dependencia de muchas variables, entre otras:

- Características del oleaje incidente: tipo de ola (progresiva o estacionaria), altura, periodo y dirección.
- Configuración del atraque y tipo de estructura: diáfana, semimaciza, o maciza.
- Características elásticas de las defensas y líneas de amarre.
- Características del buque: tipología, desplazamiento, dimensiones, espacio libre bajo la quilla,...
- Tipo de movimiento del buque.

No obstante, en primera aproximación y a falta de otros estudios más específicos como análisis en modelo o mediciones sobre prototipo, podrá adoptarse la formulación consignada en la tabla 3.4.2.3.5.12. surgida de considerar los esfuerzos de oleaje como la resultante de las presiones del fluido sobre el casco del buque producidas por un oleaje regular incidente.

En términos de análisis estático dicha resultante podrá discretizarse en una fuerza horizontal en el sentido longitudinal del buque, y otra en el sentido transversal.

— *Resonancia por fenómenos de ondas largas*

Las ondas largas, u ondas de gran periodo ($>20-30$ s) y pequeña amplitud en mar abierto, al penetrar en un recinto confinado natural o artificial pueden provocar cambios en las condiciones de oscilación de los mismos cuando su periodo esté en relación con

con el periodo de oscilación libre del recinto, produciendo a su vez ondas de gran periodo de tipo estacionario o cuasiestacionario caracterizadas por presentar puntos de máximos movimientos horizontales (nodos) y verticales (antinodos) bien diferenciados.

Cuando la dársena o la bahía presenta este tipo de oscilaciones diremos que se ha producido el fenómeno de resonancia.

A su vez, los periodos de oscilación de las dársenas debidos a las ondas largas son cercanos a los de vaivén, deriva y guiñada de los buques amarrados. Esto, conjuntamente a las bajas posibilidades de amortiguamiento en este rango de frecuencias, da lugar a que puedan presentarse en estos casos fenómenos de amplificación dinámica en el sistema buque/amarras/defensas. En esta situación el buque amarrado absorbe una gran parte de la energía de las olas e inicia repentinamente movimientos de gran amplitud, con el consiguiente aumento de las fuerzas de amarre. Dichas oscilaciones y las fuerzas asociadas son de muy difícil descripción y cuantificación debido, entre otros factores, a la no linealidad del sistema de amarras y defensas, y al desfase existente entre la oscilación del buque y la de la dársena que da origen a fuerzas con una componente subarmónica de periodo largo que puede ser una fuente más de excitación de movimientos del buque por resonancia.

La respuesta del sistema de amarre a este tipo de oleaje no es susceptible de ser tratada en términos de análisis estático, debiendo irse a estudios en modelo que permitan medir los movimientos del buque y las fuerzas que aparecen en amarres y defensas.

La actuación ante este tipo de fenómeno no está tanto en la cuantificación e introducción en el cálculo de los esfuerzos generados sino en su previsión y prevención mediante una adecuada configuración del sistema de amarre, con objeto de llevar los periodos naturales de oscilación de los movimientos más críticos lo más lejos posible de los periodos correspondientes a las fuerzas actuantes sobre el buque. Asimismo, deberá evitarse que las zonas abrigadas puedan entrar en resonancia.

Para ello será necesario tener información sobre los siguientes datos:

- Formas y periodos de oscilación libre de la dársena o la bahía.
- Amplitudes de los desplazamientos horizontales y verticales.
- Situación y orientación de las líneas nodales.
- Existencia de fenómenos naturales cuyo periodo de oscilación se acerca a los de resonancia de la dársena (resacas por variación brusca del viento o la presión atmosférica en alta mar, ondas largas de «set-down», tsunamis, ondas de orilla «edge waves», y «surf-beats»); así como sus frecuencias de presentación.
- Periodos de oscilación de los buques amarrados en función del tipo, desplazamiento y estado de carga del buque; situación y configuración del amarre y de las defensas; profundidad del agua; porcentaje de ocupación de muelles; etc.

En el caso de dársenas con formas geométricas definidas existen fórmulas empíricas que dan los periodos de oscilación y sus modos correspondientes (Iribarren, Bruun,.). Estas fórmulas deben ser utilizadas sólo si las dársenas presentan unas condiciones muy similares a las de las fórmulas teóricas. También existen modelos matemáticos y físicos que permiten obtener información sobre formas de oscilación de las dársenas.

Los órdenes de magnitud de los periodos naturales de oscilación de un buque amarrado se consignan en la tabla 3.4.2.3.5.13.

— *Mareas y demás variaciones del nivel de las aguas exteriores*

En sí mismas no ejercen fuerzas sobre el buque amarrado; sin embargo, modificaciones de la altura relativa entre buque y puntos de amarre pueden inducir variaciones en las cargas de amarre previstas.

Los efectos de las variaciones del nivel de las aguas exteriores deberán ser estudiados para cada situación particular en función de si los criterios y condiciones de explotación imponen la corrección del sistema de amarre, el empleo de cabrestantes de tensión constante, o por el contrario no prevén ajustes en este sentido dando lugar a alteraciones continuadas en la configuración del sistema de amarre. En ausencia de información

TABLA 3.4.2.3.5.13. ÓRDENES DE MAGNITUD DE LOS PERIODOS NATURALES DE OSCILACIÓN DE UN BUQUE ATRACADO (en segundos).						
TIPO DE BUQUE	CABECEO (Pitch)	BALANCE (Roll)	ALTEADA (Heave)	DERIVA (Sway)	GUIÑADA (Yaw)	VAIVÉN (Surge)
Embarcaciones Deportivas y Pesqueras	2 - 4	3 - 5	6 - 9	–	–	–
Mercantes Pequeños (< 7.000 TPM)	5 - 8	7 - 10	7- 10	–	–	–
Mercantes (7.000-11.000 TPM)	7 - 11	9 - 14	10 - 11	–	–	–
Trasatlánticos	12 - 14	16 - 18	9- 12	14 - 32	15 - 20	45 - 85
Petroleros (30.000 TPM)	7 - 9	9 - 12	12	14 - 32	15 - 20	45 - 65
Petroleros (100.000 TPM)	8 - 11	10 - 14	15	40 - 55	25 - 50	70 - 85
Petroleros (300.000 TPM)	9 - 12	12 - 16	17	50 - 100	50 - 100	100 - 115

NOTAS:

1. La influencia del estado de carga del buque es muy fuerte, resultando los periodos más altos a plena carga y los menores a buque en lastre.
2. Los valores reflejados en la tabla son aplicables para amarres elásticos y defensas normales. El empleo de amarres y defensas rígidos reduce los periodos naturales de oscilación, pero incrementa las fuerzas en amarres y defensas.
3. Cuanto menor sea la masa del buque más corto será su periodo natural de oscilación.

o criterios específicos, el Proyectista no considerará la posibilidad de ajustes en el sistema de amarre.

Deberán comprobarse como mínimo las situaciones límite siguientes:

- Máximo descenso del buque. (Buque a plena carga con marea vaciante).
- Máximo ascenso del buque. (Buque en lastre con marea creciente).

Para instalaciones que consideren la permanencia de buques en todo momento o estado, se adoptarán como niveles máximos y mínimos de las aguas exteriores los correspondientes al valor extremal asociado al máximo riesgo admisible, (ver niveles característicos de las aguas libres exteriores en las zonas costeras españolas en la tabla 3.4.2.1.1.).

Para instalaciones en que los criterios de explotación establecidos no permitan la permanencia del buque en todo momento o estado, se adoptarán para el cálculo los niveles expresamente definidos como condiciones límites de operatividad. De igual modo se definirán los niveles límites para condiciones normales de operación (carga y descarga.).

En dichas hipótesis de trabajo, a falta de límites de operatividad definidos, se tomarán los niveles de las aguas exteriores establecidos en la tabla 3.4.2.1.1. para condiciones normales de operación (p.e. PMVE y BMVE en mares con marea astronómica).

Las mareas y demás variaciones del nivel de las aguas exteriores también deberán ser tenidos en cuenta al fijar la posición del buque con respecto a las defensas en los diferentes niveles de agua. En el cálculo deberá incluirse la fricción de las defensas con el casco del buque al desplazarse éste verticalmente, siempre y cuando sea relevante para el dimensionamiento del elemento considerado.

Asimismo, las mareas pueden variar las condiciones de aproximación y características del oleaje incidente, y la capacidad reflejante de las obras de atraque, modificando el oleaje del cálculo y los periodos de oscilación libre de los recintos. Estos efectos deberán tenerse en cuenta en la determinación de las cargas de amarre.

— *Ubicación del amarre en zonas con flujos y reflujos importantes de agua*

La existencia de flujos o reflujos importantes de agua, causados por corrientes de marea o fluviales, en las proximidades de una obra de atraque diáfana puede dar lugar a la aparición de fuerzas hidrodinámicas sobre el buque atracado debido a la interposición del mismo a los flujos de agua. Dichas fuerzas son de difícil cuantificación, pudiéndose tener en cuenta mediante análisis en modelo o mediciones sobre prototipo.

— *Paso de otros buques*

El paso de buques por las proximidades del punto de amarre puede provocar un aumento en la agitación debido al tren de olas asociado a un buque en movimiento. Este efecto generalmente no es considerado en el cálculo; sin embargo deberá tenerse en cuenta cuando se prevean velocidades de paso excesivas o en dársenas muy estrechas.

La cuantificación analítica de los esfuerzos producidos podrá realizarse según la formulación consignada para el oleaje de origen natural.

Asimismo, si un buque perturbador pasa muy cerca del buque amarrado, y a partir de una velocidad determinada, puede producirse un fenómeno de succión dando lugar a la aparición de fuerzas hidrodinámicas que varían aproximadamente con el cuadrado de las velocidades relativas.

Este efecto puede ser despreciado en los cálculos salvo casos especiales.

— *Carga y descarga del buque*

Los procesos de carga y descarga pueden dar lugar a fuertes variaciones en el calado del buque, dependiendo del tipo de buque y de la mercancía transportada. En cualquier caso, como en el caso de la marea y demás variaciones del nivel de las aguas exteriores, el problema radica en la modificación de la altura relativa entre buque y obra de atraque.

Los efectos de dichos procesos en la determinación de cargas de amarre deberán ser estudiados para cada caso particular en función de los criterios de explotación previstos. En ausencia de información o criterios específicos, el Proyectista no considerará la posibilidad de ajustes en el sistema de amarre durante esos procesos.

Deberán comprobarse como mínimo las situaciones límites señaladas para mareas, dado que en ese párrafo ya se tenía en cuenta el efecto añadido por los procesos de carga y descarga a las variaciones del nivel de las aguas exteriores.

Además, habrá que prestar atención a las situaciones de carga asimétrica que den lugar a escoras o trimados apreciables. En estos casos, se altera la simetría del sistema de amarre y las cargas se reparten de forma no homogénea.

— *Hielo*

Los efectos del hielo sobre el buque serán raramente considerados en la valoración de cargas de amarre, excepto en zonas geográficas con fuertes heladas y con corrientes de marea o fluviales.

En ese caso, el hielo puede crear una fuerza longitudinal sobre el buque al quedar atrapado entre éste y la obra de atraque, y producirse corrientes por variación del nivel de las aguas.

En las zonas costeras españolas no se considerará la posibilidad de heladas significativas para la determinación de cargas de amarre.

— DISTRIBUCIÓN DE LÍNEAS Y PUNTOS DE AMARRE, Y DEFENSAS

El Projectista, de acuerdo con el Cliente o la Autoridad Competente, fijará en el proyecto la configuración básica del sistema de atraque y amarre con el objetivo de minimizar los movimientos de los buques atracados y las cargas transmitidas a la estructura resistente.

La configuración del atraque se definirá para cada uno de los buques cuya utilización de la instalación sea previsible, por medio de los siguientes factores: localización y orientación del atraque; y distribución, tipo y número de las líneas y puntos de amarre y de los sistemas de defensa, para las condiciones medioambientales adoptadas como límites de operatividad de la instalación.

Podrán preverse refuerzos en la configuración básica del atraque cuando las acciones medioambientales superen valores prefijados.

Dichas configuraciones del atraque serán las utilizadas para la distribución de los efectos resultantes de la actuación de las fuerzas exteriores sobre el buque a las amarras, defensas y puntos de amarre.

Para el proyecto de la configuración del atraque y amarre se tendrán en cuenta las siguientes indicaciones:

- Se tenderá a disponer el menor número posible de líneas de amarre. Con ello se conseguirá simplificar la maniobra de amarre y el tensionado.
- Las líneas de amarre y las defensas se distribuirán simétricamente respecto al centro del buque. El objetivo es repartir de forma homogénea las cargas entre todas las amarras o defensas, y reducir en lo posible los acoplamientos entre los movimientos. Para el cálculo se considerará que las amarras se mantienen tensas en todo momento.
- Las líneas de amarre se tenderán buscando la máxima horizontalidad posible, para aumentar su eficacia.
El ángulo máximo con la horizontal será de 25° a 30° en la peor condición de carga y nivel de las aguas exteriores.
- Los amarres deberán disponerse lo más alineados posible con el desplazamiento que se busca restringir.
 - Para amarre longitudinal y obra de atraque continua la disposición óptima de líneas de amarre estará formada por largos y traveses saliendo del buque lo más a proa y popa posible, conjuntamente con springs saliendo del buque a distancias de la proa y popa equivalentes a $1/4$ de la eslora. Los largos se colocarán formando $45^\circ \pm 15^\circ$ con el eje longitudinal del buque; los traveses se dispondrán sensiblemente perpendiculares a dicho eje (90°), pero admitiéndose disposiciones con ángulos de $90^\circ \pm 30^\circ$; y los springs formando ángulos de 5° a 10° .
Otras configuraciones, especialmente aquellas que omiten los traveses, también son usuales. Asimismo, para grandes buques pueden presentarse duplicaciones de springs, ubicándose entonces simétricamente a proa y popa.
 - Para amarre longitudinal y obra de atraque discontinua (p. e. pantalanes en «T», duques de alba,...) la disposición óptima de líneas de amarre prevé la colocación de puntos de amarre detrás de la alineación de atraque con objeto de mejorar las condiciones de las amarras al aumentar su longitud. Se dispondrán largos y traveses casi perpendiculares al buque, y springs cortos y casi paralelos al mismo. Si los esfuerzos longitudinales son preponderantes convendrá abrir los largos con objeto de que contribuyan a la resistencia de dichos esfuerzos conjuntamente con los springs (a 45°).
- Las líneas de amarre del mismo servicio (traveses, largos o springs) serán del mismo material y de igual longitud con objeto de mantener la simetría de cargas.
Serán preferibles las amarras de material muy elástico (fibras naturales o sintéticas), largas y no en gran número, ya que tienen una mayor capacidad de deformación, y por tanto transmiten menor carga a igualdad de movimientos del buque; con la salvedad de que se pretendan restringir movimientos o cargas resultantes muy fuertes, en cuyo caso serán necesarias amarras de acero galvanizado.
La longitud óptima variará de 35 a 50 m según el tipo de buque. No se aceptarán longitudes menores de 30 m.
- El número y la separación óptima entre ejes de defensas será:
 - En obras de atraque continuas se dispondrán defensas con distancias interejes menores o iguales a $0,15 \cdot L$, siendo L la menor eslora de entre los buques de proyecto; extendiéndose a lo largo de la obra de atraque.

- En obras de atraque discontinuas bastarán dos defensas con distancia interejos entre $0,25 \cdot L$ (para buques hasta 10.000 TPM) y $0,50 \cdot L$ (para buques de más de 10.000 TPM), para el rango de buques previsto.
- El sistema integrado de amarras y defensas presentará el mejor comportamiento cuando ambos elementos tengan rigideces comparables. Interesará un sistema de amarras/defensas muy elástico y con capacidad de amortiguación para reducir al máximo las fuerzas y movimientos.

Las distribuciones óptimas tipo de líneas de amarre y defensas quedan resumidas en la tabla 3.4.2.3.5.14.

— *CÁLCULO DE CARGAS MÁXIMAS EN LÍNEAS Y PUNTOS DE AMARRE, Y DEFENSAS*

Una vez determinados los esfuerzos resultantes de la actuación de fuerzas exteriores sobre el buque amarrado según lo indicado anteriormente en este apartado, las cargas sobre cada línea y punto de amarre, y defensas deberán ser calculadas por resolución, mediante procedimientos manuales o la ayuda del ordenador, del sistema elástico buque/amarras/defensas previsto en el proyecto.

Dada la dificultad de análisis podrán admitirse, a falta de cálculos más detallados, que las fuerzas horizontales transversales y longitudinales, y el momento de eje vertical resultantes de la actuación de las fuerzas exteriores sobre el buque se transmiten estáticamente a las líneas y puntos de amarre, y a las defensas, según cualquiera de los siguientes métodos:

- MÉTODO 1

La resultante longitudinal será resistida únicamente por los springs. La resultante transversal y el momento de eje vertical serán resistidos únicamente por los traveses de proa y popa, o en su ausencia por los largos, siempre y cuando el sentido de actuación produzca tensión en las amarras. En el caso contrario serán resistidos por las defensas ubicadas en la mitad central del buque de proyecto ($0,50 \cdot L$) si éste supera las 10.000 TPM, o en la cuarta parte central ($0,25 \cdot L$) en buques hasta 10.000 TPM; adoptándose un reparto uniforme de la resultante transversal y un reparto lineal del momento entre todas ellas. Si no se dispusieran defensas serán resistidas directamente por la estructura resistente, adoptándose idéntica longitud de contacto buque/estructura que la adoptada para buque/defensas ($0,25 \cdot L / 0,50 \cdot L$).

Para ello se considerará que todas las líneas de amarre y las defensas tienen las mismas características, teniendo en cuenta las configuraciones geométricas del atraque previstas en el proyecto (longitud de amarras y ángulos de las mismas en planta y con la horizontal, y disposición de defensas).

- MÉTODO 2

Se supondrá que todas las amarras trabajan a igual tensión, considerando que todas ellas tienen idénticas características materiales y de sección transversal. Las resultantes de las fuerzas exteriores sobre el buque serán resistidas por las componentes horizontales de las fuerzas en las amarras según la formulación siguiente, siempre y cuando el sentido de actuación produzca tensión en todas las amarras:

$$R_L = \sum_i S \cdot \cos \phi_i \cdot \cos \theta_i$$

$$R_T = \sum_i S \cdot \cos \phi_i \cdot \sen \theta_i$$

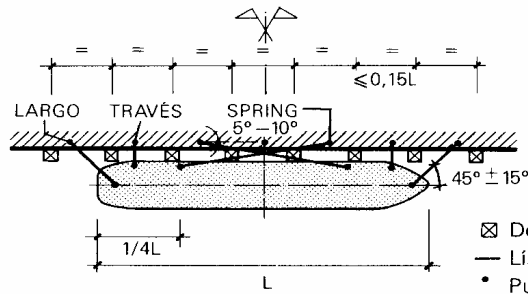
siendo:

- R_L : Componente en el sentido longitudinal del buque de la resultante de las fuerzas exteriores sobre el buque.
- R_T : Componente en el sentido transversal del buque de la resultante de las fuerzas exteriores sobre el buque.
- S : Carga en cada amarra, supuesta constante e idéntica en cada una de ellas.
- ϕ_i : Ángulo que forma la amarra i con la horizontal.
- θ_i : Ángulo que forma la proyección horizontal de la amarra i con el eje longitudinal del buque, considerado de proa a popa.

TABLA 3.4.2.3.5.14. DISTRIBUCIONES ÓPTIMAS DE DEFENSAS Y LÍNEAS DE AMARRE

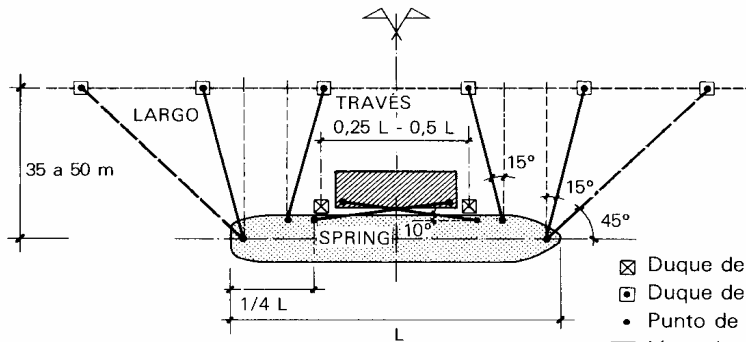
DISTRIBUCIÓN EN PLANTA

1. OBRA DE ATRAQUE CONTINUA



- ☒ Defensa.
 - Línea de amarre.
 - Punto de amarre.
- Los traveses pueden ser omitidos y/o sustituidos por largos.

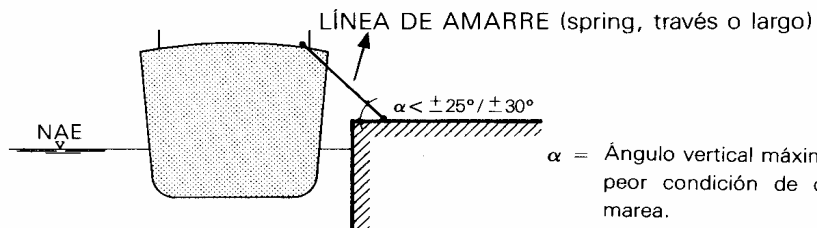
2. OBRA DE ATRAQUE DISCONTINUA



- ☒ Duque de Alba de atraque.
- ☐ Duque de Alba de amarre.
- Punto de amarre.
- Línea de amarre.

Los largos pueden también proyectarse alternativamente con una inclinación de 45°

DISTRIBUCIÓN EN ALZADO



α = Ángulo vertical máximo en la peor condición de carga y marea.

En el caso en que las resultantes de las fuerzas exteriores no produzcan tensión en todas las amarras, la componente transversal será resistida por las defensas o directamente por la estructura según lo dispuesto en el Método 1. En cualquier caso la componente longitudinal será resistida por los springs.

- MÉTODO 3

Si el proyecto prevé una configuración geométrica del amarre formada por seis puntos de amarre podrá admitirse que cada uno de ellos absorbe 1/3 de la resultante transversal. La resultante longitudinal será además absorbida por los puntos de amarre de los springs.

Si el proyecto prevé únicamente cuatro puntos de amarre podrá admitirse que cada uno de ellos recibe 1/2 de la resultante transversal.

Las cargas de amarre horizontales obtenidas según los métodos anteriores deberán ser complementadas con las componentes verticales obtenidas a partir de los ángulos verticales previstos en la configuración geométrica del atraque.

Para el cálculo deberá asimismo tomarse en consideración el nivel de aplicación real de las cargas horizontales respecto a la estructura resistente.

- *CARGAS DE AMARRE MÍNIMAS*

En previsión de posibles cambios durante la vida útil de la obra en las condiciones de utilización, en la configuración geométrica del amarre, o en los criterios de explotación considerados en el proyecto, deberá calcularse alternativamente la estructura resistente con las cargas horizontales mínimas de amarre consignadas en la tabla 3.4.2.3.5.15. en función del desplazamiento máximo del buque de proyecto.

Si se tuvieran datos insuficientes o poco fiables sobre las características y órdenes de magnitud de las fuerzas exteriores que pueden actuar sobre el buque, o sobre la configuración específica del sistema de amarre, bastará con adoptar únicamente las cargas horizontales de amarre mínimas.

Cuando se apliquen las cargas de amarre mínimas a partir de la tabla 3.4.2.3.5.15. se considerará la actuación simultánea de un tiro vertical de valor 1/2 del horizontal.

Las condiciones de aplicación de dichas cargas (separación de puntos de amarre y defensas compatibles, casos de aplicación de carga lineal equivalente,...) se considerarán idénticas a las consignadas para cargas mínimas de amarre para buques de proyecto hasta 20.000 t de desplazamiento (ver parágrafo b₁), siempre y cuando no sea contradictorio con lo dispuesto en las notas de la tabla 3.4.2.3.5.15.

De igual forma, los empujes mínimos del buque amarrado sobre las defensas o la estructura podrán aproximarse, para los casos señalados, según los criterios consignados en el parágrafo b₁ de este apartado.

- *EFFECTOS DINÁMICOS*

Con objeto de tomar en consideración en el cálculo efectos dinámicos no valorados según los métodos simplificados de determinación de cargas de amarre señalados en este apartado, se adoptará que la carga de amarre actuante sobre la estructura resistente y los equipos de amarre y defensa es igual a 1,5 veces la teórica calculada. Dicha consideración no será válida cuando se apliquen cargas de amarre mínimas.

- *CRITERIOS DE DISTRIBUCIÓN DE CARGAS DE AMARRE*

Las cargas sobre puntos de amarre se considerarán concentradas en su punto de aplicación; a menos que se adopten simplificadaamente disposiciones lineales.

Las cargas de amarre debidas a la presión del buque sobre las defensas se considerarán aplicadas en el área de contacto casco del buque/(defensa o estructura), función fundamentalmente de la geometría del casco y de las características del sistema de defensa.

Las presiones de contacto sobre el casco del buque se mantendrán dentro de límites admisibles (ver Cargas de Atraque). Para sistemas de defensa continuos, y a falta de

TABLA 3.4.2.3.5.15. CARGAS HORIZONTALES MÍNIMAS DE AMARRE PARA BUQUES DE DESPLAZAMIENTO SUPERIOR A 20.000 t

DESPLAZAMIENTO (en t)	CARGAS DE AMARRE (en t)
20.000 ~ 50.000	80
50.000 ~ 100.000	100
100.000 ~ 200.000	150
> 200.000	200

NOTAS:

- Los valores señalados en la tabla serán aplicables para puntos de amarre formados por bolardos simples o múltiples, bitas, ganchos de escape rápido, roldanas, etc...
- Para localizaciones expuestas a la acción de fuertes vientos o corrientes se incrementarán los valores fijados en la tabla en un 25%. (condiciones muy desfavorables de la tabla 3.4.2.3.5.2.)
- Los puntos de amarre principales situados en los extremos de atraques aislados serán proyectados con cargas de amarre de:
 - 250 t para buques hasta 100.000 t
 - 300 t para buques de 100.000 t ~ 200.000 t
 - 400 t para buques > 200.000 t
- La tracción podrá producirse hacia el agua en cualquier ángulo con la línea de atraque. No se considerarán tiros hacia tierra a menos que el punto de amarre sirva a un atraque en tal dirección o se conciba especialmente como punto de amarre de esquina.
- Se considerarán separaciones de puntos de amarre, asociados a las cargas señaladas, de 30 m.

información más precisa, se adoptará que el empuje se reparte en un área rectangular cuya mayor dimensión coincide con la longitud de contacto buque amarrado/sistema de defensa. Dicha longitud podrá aproximarse a:

- $0,25 \cdot L$ para buques hasta 10.000 TPM.
- $0,50 \cdot L$ para buques que superan 10.000 TPM.

Para la consideración de efectos locales en la estructura de atraque, los empujes se distribuirán en el área de contacto defensa/estructura.

A falta de otros datos, en estructuras lineales indefinidas podrá adoptarse que las cargas de amarre son resistidas por una longitud de estructura igual a:

- b para cargas en puntos de amarre.
- $l + 2b$ para empujes sobre defensas o estructura.

siendo l la longitud de contacto defensa/estructura o buque/estructura, y b el ancho de la estructura resistente.

Si la estructura lineal es de pequeña anchura podrán definirse otras condiciones específicas de reparto, función de la tipología y características estructurales.

c) CARGAS DE CARENA

Son las cargas estáticas generadas por los buques durante su operación de puesta en seco para reparación, construcción o mantenimiento, al apoyar sobre la solera y los hastiales de los diques de carena a través de alineaciones de picaderos y/o puntales.

Las cargas de carena, en magnitud, aplicación y distribución, podrán determinarse tomando en consideración los siguientes factores:

- Los criterios operacionales o de explotación del dique de carena.

- *Buques de Proyecto*

El valor máximo de las cargas de carena estará limitado en función de los buques de mayor desplazamiento previstos en proyecto que vayan a ser puestos en seco, en las condiciones de carga prefijadas en los criterios de explotación. A falta de criterios de explotación definidos se considerará:

- En condiciones normales de operación:
 - Buques en rosca para diques secos de construcción de buques.
 - Buques en lastre mínimo para diques secos de reparación o mantenimiento de buques.
- En condiciones excepcionales:
 - Buques a plena carga para diques de reparación o mantenimiento.

- *Posibilidad de puesta en seco de uno o varios buques simultáneamente*

Se considerará siempre la puesta en seco individual del buque de mayor desplazamiento y longitud previsto en el proyecto, centrado con el eje de simetría del dique de carena. A su vez, si el dique tiene anchura o longitud suficiente, se considerarán en proyecto otras disposiciones múltiples de buques de menor desplazamiento dispuestos lateralmente y/o longitudinalmente paralelos al eje de simetría del dique, con ubicación simétrica y asimétrica.

- Las características geométricas de los buques en proyecto.
- Las curvas de distribución de pesos de los buques de proyecto en los estados de carga previstos en las condiciones de explotación de la instalación.
- El proceso de varada.

El buque comienza a varar normalmente, apoyando la popa en su extremo, dando lugar a una carga puntual a popa durante el tiempo que transcurre en conseguir el giro del buque para anular su trimado. A falta de otros datos, el esfuerzo en la popa podrá aproximarse a:

$$0,004 \cdot (\Delta / L) \cdot (R - a)$$

siendo:

- Δ : El desplazamiento del buque, en t.
- L : La eslora del buque, en m.
- R-a : El radio metacéntrico longitudinal, en m.

A continuación el pie de la roda (proa) toca la cama de varada (deformación en quebranto) hasta el apoyo completo del buque a lo largo de la quilla. Las reacciones en popa y proa durante este proceso podrán deducirse de considerar que el buque funciona como una viga biapoyada en sus extremos.

La longitud de las zonas de apoyo será función de la capacidad de deformación de la cama (ver tipología de la cama de varada).

- Tipología de la cama de varada

- *Disposición y distribución de picaderos y puntales para cada tipo de buque de proyecto*

Los picaderos se dispondrán en alineaciones longitudinales o combinaciones de alineaciones longitudinales y transversales.

Dado que las secciones transversales de la mayor parte de los grandes buques son prácticamente rectangulares, los picaderos se dispondrán generalmente en un número de alineaciones impares (1,3,5,7,...) distribuidas simétricamente respecto al eje longitudinal del buque (quilla) y con separación mínima de 3 m entre ejes, de forma que no se supere la máxima tensión admisible sobre el picadero supuestamente distribuida en el área efectiva de contacto con el casco del buque.

En ausencia de criterios específicos se adoptará una única alineación de quilla.

Los puntales se colocarán de forma aleatoria para soportar aleros o grandes voladizos de los buques, apoyándose en la solera o en los hastiales del dique de carena.

- *Características resistentes y de deformación de los picaderos*

La elasticidad de los picaderos (conjuntamente con la solera y el suelo) en relación con

la del buque considerado como viga flexible (viga ficticia en doble T equivalente al buque a efectos resistentes y de deformación) es de suma trascendencia para evitar grandes sobrecargas durante el proceso de varada. Unos picaderos de muy baja elasticidad con relación al buque o picaderos rígidos (p.e. madera dura situada en la parte superior e inferior de un dado de hormigón) producirán grandes concentraciones de cargas en las zonas de proa y popa durante la varada. Por el contrario, una vez sentado el buque sobre la solera, la distribución de cargas sobre la misma será muy uniforme, no dependiendo de la distribución de pesos de los buques de proyecto.

Unos picaderos de muy alta elasticidad (p.e. combinación de perfiles de goma butílica sobre un sistema de cuñas de acero laminado) eliminarán las cargas puntuales durante el proceso de varada, aunque reflejarán más fielmente la distribución de pesos de la estructura del buque en las cargas sobre la solera.

La carga transmitida a la solera por el buque al apoyar sobre los picaderos siempre podrá aproximarse en base a suponer que la viga ficticia equivalente al buque se apoya en una serie de muelles (picaderos) de elasticidad conocida y no siempre constante; para una distribución de cargas verticales coincidente con la de pesos del buque.

Con objeto de simplificar los cálculos, y poder obviar la equivalencia del buque a una viga ficticia, a falta de un análisis más preciso, podrán considerarse las siguientes distribuciones de cargas en la solera del dique:

- Lineales uniformes o trapezoidales para picaderos rígidos.
- Distribuciones coincidentes con las curvas de pesos del buque para picaderos elásticos.

Para el picadero rígido tipo, formado por madera dura situada en la parte superior e inferior de un dado de hormigón, en ausencia de información más precisa se adoptará como tensión máxima admisible 180 t/m^2 . Para las dimensiones usuales del picadero tipo ($1,20 \times 1,20 \text{ m}^2$ en planta) se adoptará, por tanto, que la máxima carga que podrá transmitir a la solera del dique será de 260 t. La separación usual de picaderos tipo es de 1,80 m entre centros en sentido longitudinal.

—La actuación de cargas medioambientales

Pese a que la actuación de las cargas medioambientales, especialmente el viento, sobre los buques puestos en seco puede dar lugar a sobrecargas no previstas en picaderos y puntales, podrán despreciarse sus efectos para la determinación de las cargas de carena, considerándose absorbidas por las amarras y los puntos de amarre. Por consiguiente, deberán introducirse obligatoriamente cargas de amarre para el dimensionamiento de diques de carena según lo dispuesto en el parágrafo b) de este apartado.

En resumen, las cargas de carena se considerarán básicamente cargas estáticas verticales, despreciándose en el cálculo las componentes horizontales inducidas por transmisiones excéntricas de los pesos a los picaderos, acciones medioambientales o impactos accidentales.

Se diferenciarán en:

- Cargas lineales distribuidas a lo largo de una o varias alineaciones de picaderos según los criterios de explotación de la instalación, equivalentes a acciones debidas a buque varado. Podrán discretizarse en tramos de magnitud constante o trapezoidal en función de las tablas de distribución de pesos de los buques de proyecto, y de la relación de rigideces entre cama de varada y buque.
 - Trenes de cargas concentradas en una zona, cada una de ellas distribuidas en el área de contacto picadero/estructura. Dichas cargas serán equivalentes a las acciones causadas durante el proceso de varada, o de montaje y desmontaje de picaderos con buque varado. No superarán la máxima carga admisible por picadero.
 - Cargas superficiales equivalentes a acciones transmitidas a la solera por los puntales; almacenamiento de picaderos, materiales y otros elementos estructurales para la reparación de buques; grúas autopropulsadas;...
- *CARGAS DE CARENA MÍNIMAS*

Dada la movilidad de picaderos y la variabilidad en su exacta localización, disposición y características resistentes; y en previsión de posibles modificaciones en las condiciones

de explotación de la instalación a lo largo de su vida útil, se considerarán alternativamente las cargas de carena mínimas consignadas en la tabla 3.4.2.3.5.16.

Las cargas lineales consignadas en dicha tabla serán de actuación simultánea con una sobrecarga superficial uniforme de $2,0 \text{ t/m}^2$, extendida a parte o a la totalidad de la solera del dique de forma que produzca los efectos más desfavorables.

Asimismo, se analizarán los efectos locales considerando la actuación de una carga concentrada mínima, aplicada donde se prevean los efectos más desfavorables, de 400 t distribuida en una superficie de $1,20 \times 1,20 \text{ m}^2$. Esta carga no será superponible a las cargas lineales y superficiales especificadas.

A falta de datos precisos sobre los criterios de explotación de la instalación, curvas de distribución de los pesos de los buques, y tipología de la cama de varada, bastará con aplicar las cargas de carena mínimas.

Para buques de gran tonelaje ($\geq 100.000 \text{ TPM}$), con secciones transversales prácticamente rectangulares, podrán no considerarse las cargas de carena mínima consignadas en la tabla 3.4.2.3.5.16. en las condiciones de aplicación señaladas en dicha tabla. En estos casos, la carga de carena mínima podrá distribuirse uniformemente en 3 o más alineaciones impares; siempre y cuando la alineación de quilla reciba como mínimo la mitad de la carga total. Las alineaciones laterales de picaderos se situarán a distancias de la alineación de quilla entre $1/12$ y $2/5$ de la manga del buque de proyecto, extendiéndose en una longitud igual a la longitud de la quilla ($0,85 \cdot L$).

Para buques de pequeño tonelaje ($< 100.000 \text{ TPM}$) podrá considerarse alternativamente la carga de carena mínima distribuida en tres o más alineaciones impares; siempre y cuando la alineación de quilla reciba el 70% de la carga total. En este caso las alineaciones laterales de picaderos se extenderán en una longitud entre $0,5 \cdot L$ y $0,7 \cdot L$.

d) CARGAS DE VARADA

Son las cargas generadas por los buques durante su operación de puesta en seco para reparación, construcción o mantenimiento, mediante halado o arrastre por planos inclinados dotados o no de medios complementarios para facilitar la varada (carriles, carros y sistemas de rodadura, picaderos,...).

Las cargas sobre las rampas, carriles, carros de rodadura, picaderos y cadenas de arrastre, en magnitud, aplicación y distribución, podrán determinarse tomando en consideración los siguientes factores:

— Tipo de varadero

Podrán distinguirse dos tipos de varaderos en función de la dirección del halado en relación al eje longitudinal del buque:

- De halado longitudinal.
- De halado lateral.

— Criterios operacionales o de explotación del varadero

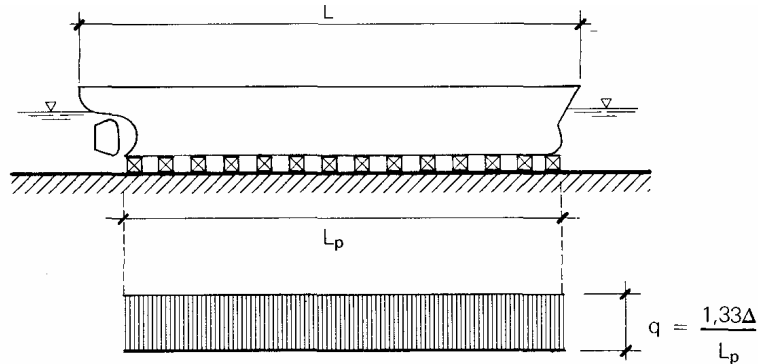
El valor máximo de las cargas de varada estará limitado en función del tipo y desplazamiento de los buques de proyecto en el estado de carga prefijado en las condiciones de explotación de la instalación.

A falta de criterios de explotación definidos se considerará:

- En condiciones normales de operación:
 - Buques de rosca en varaderos para construcción de buques.
 - Buques en lastre mínimo en varaderos para reparación o mantenimiento de buques.
- En condiciones excepcionales:
 - Buques a plena carga en varaderos para reparación o mantenimiento.

El buque de proyecto de mayor desplazamiento no necesariamente debe transmitir las mayores cargas por metro lineal. Sin embargo se adoptará como índice de capacidad de un varadero el desplazamiento del mayor buque que puede ser puesto en seco, en las condiciones de carga prefijadas en los criterios de explotación.

TABLA 3.4.2.3.5.16. CARGAS DE CARENA MÍNIMAS EN FUNCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DEL BUQUE. ALINEACIÓN ÚNICA. PICADEROS DE QUILLA.



LEYENDA:

q : Carga vertical lineal uniformemente repartida.
 Δ : Desplazamiento del buque de proyecto de mayor tamaño y desplazamiento en las condiciones siguientes:

- En condiciones normales de operación:
 - Buques en rosca para diques secos de construcción de buques.
 - Buques en lastre mínimo para diques secos de reparación o mantenimiento de buques.
- En condiciones excepcionales:
 - Buques a plena carga para diques de reparación o mantenimiento.

L_p : Longitud de quilla.
 A falta de otros datos podrá aproximarse a 0,85·L.

CONDICIONES DE APLICACIÓN:

Las cargas de carena mínimas se aplicarán en el eje de simetría longitudinal del dique de carena.
 Si el dique seco tiene anchura o longitud suficiente se considerará alternativamente en proyecto otras disposiciones múltiples de buques de menor desplazamiento dispuestos lateralmente y/o longitudinalmente paralelos al eje de simetría del dique, con ubicación simétrica y asimétrica.

Salvo casos muy especiales no es usual la varada mediante halado de buques con desplazamiento superior a las 10.000 t.

- Características tipológicas y geométricas de los distintos buques de proyecto en las condiciones de explotación.

Como mínimo se fijarán las siguientes:

- Máximo desplazamiento.
- Distribución de pesos.
- Máxima eslora.
- Máxima longitud de quilla.
- Máxima manga.
- Máximo calado en popa.

- Características tipológicas y geométricas de la cama de varada: plano inclinado y medios complementarios para el arrastre.

Como mínimo se fijarán las siguientes:

- Inclinación y longitud de la rampa.
- Tipo, dimensiones, peso, rigidez y clase de rodadura del carro de varada.
- Longitud y número de carriles.
- Disposición e inclinación de picaderos.

Para varaderos de arrastre longitudinal se adoptarán como características mínimas las siguientes:

- Inclinación y longitud de la rampa: Es preferible proyectar la rampa con una única inclinación, generalmente entre 1/6 y 1/12. Sin embargo podrán diseñarse varaderos con pendientes superiores en las zonas sumergidas al necesitarse menos fuerza de arrastre del carro en esa zona.

La longitud de la rampa no será menor a 2 veces y media la eslora del mayor buque de proyecto. Generalmente se adoptará la longitud mínima de carriles (L_c) aumentada en 30 m.

- Dimensiones del carro: Se fijarán en función de la eslora, manga y calado máximos de entre todos los buques de proyecto, así como de la máxima altura prevista de los picaderos de quilla en la popa. Deberán mantenerse zonas libres de 4,5 m a cada lado en sentido longitudinal respecto a la mayor eslora entre perpendiculares de entre los buques de proyecto (L_{pp}), y de 1,5 m a cada lado en sentido transversal respecto a la mayor manga (B).

El carro se diseñará de forma que la parte superior del mismo se mantenga en seco durante la pleamar media (0,6·PMVE) con francobordo mínimo de 0,30 m.

- Longitud de carriles (L_c): La longitud mínima de carriles será igual a:

$$L_c = L_{pp} + (1/s) \cdot h$$

siendo:

L_{pp} : Eslora entre perpendiculares del mayor buque de proyecto.

s : Inclinación de la rampa.

h : Altura del carro de varada = calado máximo + altura máxima de los picaderos de quilla sobre carriles.

Si el sistema de rodadura es sobre rodillos se añadirá a la longitud mínima 2 veces el diámetro de los mismos.

- Disposición de picaderos: Los picaderos de quilla suelen corresponderse con las vías centrales y la parte central del carro, y los de pantoque con las vías laterales y parte inferior del carro.

- Mareas y demás variaciones del nivel de las aguas.

Los varaderos son generalmente diseñados de forma que permitan la varada del mayor buque de proyecto en pleamar, situándose en esas condiciones el carro centrado con el centro de gravedad del buque.

A falta de otras condiciones de explotación, se adoptará como nivel de agua para la determinación de cargas de varada la pleamar media (0,6 · PMVE).

- Actuación de cargas medioambientales: Viento y corrientes.

Cuando el buque está en proceso de varada o varado estará sometido a cargas adicionales debidas a la actuación de vientos y corrientes. Se considerará la actuación del viento sobre el buque puesto totalmente en seco, así como la actuación de vientos y corrientes cuando el buque esté todavía a flote durante el inicio de la maniobra de varada una vez hechas firmes al carro las líneas de amarre (traveses).

La valoración de las fuerzas exteriores sobre el buque y su transmisión a los distintos elementos podrá realizarse según lo dispuesto en el parágrafo b) Cargas de Amarre de este mismo apartado. En la hipótesis de trabajo equivalente a maniobra de varada se considerarán incrementos de los tiros de amarra del 100% respecto a los obtenidos en el cálculo,

con objeto de valorar las cargas dinámicas de impacto originadas por los movimientos del buque durante dicha fase.

A falta de otros criterios, se adoptará como condición límite de operatividad para el inicio de la maniobra de varada la correspondiente a:

$$V_{1\min} = 11 \text{ m/s} \quad (40 \text{ km/h})$$

siendo $V_{1\min}$ la velocidad media del viento correspondiente a ráfagas de un minuto.

No se considerarán condiciones límites de operatividad una vez el buque esté puesto en seco.

La actuación de cargas medioambientales será generalmente crítica para la estabilidad de todos los elementos complementarios que intervienen en la varada (carros, picaderos, etc...).

Dada la complejidad del análisis, a falta de estudios más detallados, se admitirán las siguientes simplificaciones para la valoración y distribución de cargas estáticas sobre rampas, carriles, carros de varada y cadenas de arrastre:

d₁) CARGAS SOBRE VARADEROS DE HALADO LONGITUDINAL

Para la determinación de cargas verticales podrán considerarse tres posiciones características del buque durante la varada sobre un plano inclinado:

- A. Primer contacto del buque con el carro de varada a la altura de los picaderos de proa.
- B. Quilla totalmente apoyada en los picaderos con reacciones de diferente valor, siendo prácticamente nulas en los inferiores y máximas en los superiores.
- C. Buque totalmente en seco con reacciones teóricamente uniformes a lo largo de su apoyo.

Conforme al proceso descrito, las máximas cargas de varada tendrán lugar en las inmediaciones de la línea de agua a una distancia del punto de primer contacto, hacia tierra, variable según las condiciones del buque de proyecto.

Aunque la línea de reacciones no es recta podrá adoptarse, para carros rígidos (un solo armazón) que permiten distribuciones uniformes de cargas sobre los carriles, el sistema envolvente longitudinal de cargas verticales lineales simplificado consignado en la tabla 3.4.2.3.5.17. Dicho sistema de cargas será utilizable para el cálculo de picaderos, carros de varada, carriles y rampa, con los criterios de distribución transversal de cargas verticales y horizontales asimismo consignado en esa tabla.

Para el cálculo del máximo tiro necesario para el halado de los buques de proyecto podrá utilizarse la formulación siguiente:

$$T = W \cdot \text{sen } \phi + W \cdot C$$

siendo:

- T : Máximo tiro.
- W : Peso total del mayor buque del proyecto en las condiciones de explotación + peso del carro de varada + peso de los elementos de unión y tractores.
- ϕ : Ángulo de inclinación de la rampa.
- C : Coeficiente de fricción. A falta de otros datos podrá tomarse:
0,03 para carro sobre rodillos.
0,04 para carro sobre ruedas.

d₂) CARGAS SOBRE VARADEROS DE HALADO LATERAL

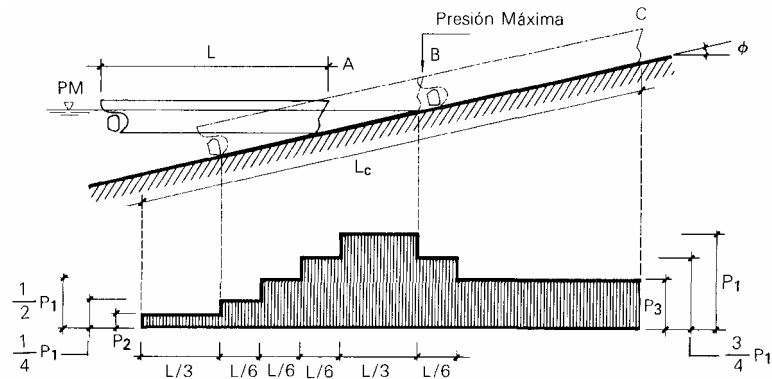
Para la determinación de cargas sobre varaderos de halado lateral se tendrán en cuenta básicamente las distribuciones longitudinales de pesos de los buques de proyecto, y el peso del carro y demás elementos complementarios, suponiendo distribuciones transversales uniformes a lo largo de la manga del buque.

Cuando el proyecto prevea la instalación de varios carros de desplazamiento simultáneo, cada uno de ellos absorberá la parte correspondiente del peso del buque. Podrá suponerse un reparto uniforme de cargas sobre carriles.

Como aproximación, a falta de las tablas de distribuciones de pesos de los buques de proyecto,

TABLA 3.4.2.3.5.17. CARGAS SOBRE VARADEROS DE HALADO LONGITUDINAL EN FUNCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DEL MÁXIMO BUQUE DE PROYECTO (PARA CARRO RÍGIDO)

I. DISTRIBUCIÓN LONGITUDINAL DE CARGAS VERTICALES



L : Eslora máxima.

L_c : Longitud de carriles.

P_1 :
$$\begin{cases} \frac{\text{Desplazamiento del mayor buque de proyecto}}{8}, \text{ en t/m. Para desplazamientos } > 2,000 \text{ t.} \\ \frac{\text{Desplazamiento del mayor buque de proyecto}}{3}, \text{ en t/m. Para desplazamientos } \leq 2,000 \text{ t.} \end{cases}$$

P_2 : Peso sumergido del carro en t/m, supuesto linealmente repartido.

P_3 : $1,33 \times$ (peso del buque + peso del carro) en seco, supuesto linealmente repartido.

II. DISTRIBUCIÓN TRANSVERSAL DE CARGAS VERTICALES Y CARGAS HORIZONTALES.

▪ **SOBRE CARRILES**

— 2 carriles:

- (1) Mitad de la carga vertical sobre cada carril.
- (2) Mitad de la carga vertical sobre cada carril + carga horizontal de viento sobre un carril.

— 3 carriles o más:

- (1) Carga total vertical sobre los carriles de quilla.
- (2) Carga total vertical sobre los carriles de quilla + carga horizontal de viento sobre los carriles laterales de un lado.
- (3) Mitad de la carga vertical sobre los carriles de quilla + $1/4$ de la carga vertical total sobre los carriles laterales de cada uno de los lados.
- (4) Idem que (3) + cargas horizontales de viento sobre los carriles laterales de un lado.

▪ **SOBRE PICADEROS**

Igual que para 3 carriles o más.

podrá suponerse aplicada sobre cada carro la carga correspondiente a la distribución uniforme longitudinal de $1,33 \times$ (Desplazamiento del mayor buque de proyecto), repartido en toda la superficie del carro.

El efecto de la actuación de fuerzas exteriores medioambientales sobre el buque podrá tenerse en cuenta admitiendo incrementos trapezoidales en el reparto uniforme de cargas sobre el carro y los carriles.

3.4.2.4. CARGAS MEDIOAMBIENTALES (Q_{Mk})

▪ DEFINICIÓN

Se definen como Cargas Medioambientales aquellas cargas debidas a la actuación directa sobre la estructura resistente o sobre elementos no estructurales que incidan sobre ella, de fenómenos naturales, climáticos o medioambientales; independiente de que dichos fenómenos puedan afectar o influir en la determinación de otras cargas variables o accidentales (p.e. en cargas de atraque y amarre, cargas de equipos e instalaciones de manipulación de mercancías, cargas térmicas,...).

La incidencia de las acciones medioambientales en la valoración de otras cargas variables o accidentales y las condiciones de actuación aplicables se analizan en los apartados correspondientes a dichas cargas, teniendo en cuenta las hipótesis de combinación de acciones consignadas en la Parte 4. Bases de Cálculo.

Se diferenciarán en:

- Acciones del oleaje (Q_{M1}).
- Acciones de las corrientes (Q_{M2}).
- Acciones debidas a las mareas y demás variaciones del nivel de las aguas (Q_{M3}).
- Acciones del viento (Q_{M4}).
- Acciones debidas a la presión atmosférica (Q_{M5}).
- Acciones debidas a la temperatura del aire y del agua (Q_{M6}).
- Acciones debidas a las precipitaciones (Q_{M7}).
- Acciones de la nieve y el hielo (Q_{M8}).
- Acciones sísmicas (Q_{M9}).

▪ DETERMINACIÓN

Los valores característicos de las acciones medioambientales deberán ser preferiblemente determinados a partir de datos estadísticos referentes a los parámetros que constituyen el origen físico de la acción (p.e. velocidad media del viento determinada en un intervalo de tiempo para las acciones de viento, o la altura de ola para las acciones del oleaje) o a la acción misma, para cada una de las fases de proyecto e hipótesis de trabajo consideradas.

Únicamente en aquellos casos en que no se disponga de una base de datos suficiente y fiable podrán adoptarse métodos empíricos o modelos desarrollados para la previsión y cuantificación de dichas acciones.

Para condiciones normales de operación los valores característicos de las acciones medioambientales vendrán definidos generalmente por las condiciones límite de operatividad o explotación de la instalación analizada.

Los criterios generales aplicables para la determinación y combinación de dichas acciones (fundamentalmente modelos de determinación de los valores representativos de la acción y criterios de riesgo), se consignan en el apartado 3.2.3. Valores representativos de las cargas variables.

Dada la importancia de las cargas medioambientales en el dimensionamiento de las obras marítimas y portuarias, y la necesaria amplitud de tratamiento en la descripción y parametrización de los fenómenos naturales causantes de dichas acciones y de las acciones mismas, se desarrollan Recomendaciones específicas para este tipo de acciones. Dichas Recomendaciones son:

- ROM 0.3. Recomendaciones para la consideración de variables medioambientales/I: Oleaje, corrientes, mareas y demás variaciones del nivel del agua.
- ROM 0.4. Recomendaciones para la consideración de variables medioambientales/II: Condiciones atmosféricas y sísmicas.

En estas Recomendaciones se incluyen todos los datos necesarios para la completa definición

y previsión de los fenómenos causantes de acciones medioambientales; así como el desarrollo de los criterios para la determinación de las mismas, los factores a tener en cuenta, y las condiciones de aplicación.

Asimismo, en aquellos casos en que se poseen datos estadísticos fiables y suficientemente elaborados, se incluyen regímenes extrémales o de excedencia, y mapas de parámetros origen de la acción correspondientes a periodos de retorno prefijados.

3.4.2.5. CARGAS DE DEFORMACIÓN (Q_{Dk})

▪ DEFINICIÓN

Las cargas de deformación son aquellas acciones directas o indirectas originadas por fenómenos capaces de generar esfuerzos internos en las secciones transversales de los elementos estructurales, y deformaciones longitudinales de los mismos, al imponer deformaciones a la estructura resistente. Serán, por tanto, principalmente función de las características resistentes, tipológicas, y de deformación de la estructura; y de la naturaleza del fenómeno causante de la deformación.

Podrán diferenciarse en:

- Cargas de Pretensado (Q_{D1}).
- Cargas Térmicas (Q_{D2}).
- Cargas Reológicas Q_{D3} .
- Cargas por Movimientos Impuestos (Q_{D4}).

▪ DETERMINACIÓN

Las acciones producidas por deformaciones impuestas se determinarán para cada fase de proyecto e hipótesis de trabajo a partir de las directrices consignadas en las Normas específicas para el cálculo de estructuras según su material constitutivo, tomando en consideración los siguientes factores:

- Propiedades resistentes y de deformación de los materiales constituyentes de la estructura resistente en las condiciones de proyecto.
- Dimensiones de la estructura resistente.
- Características tipológicas de la estructura resistente: isostaticidad o hiperestaticidad.
- Posibilidades de libre deformación de la estructura (p.e. precauciones en fase de construcción, existencia de juntas,...).
- Naturaleza del fenómeno causante de las deformaciones impuestas: agente causante y forma de introducción (p.e. pretensado mediante cables, alambres o tendones; gradiente térmico,...).
- Condiciones físicas locales y medioambientales: humedad, soleamiento, temperatura del aire y del agua,...
- Tiempo transcurrido desde la ejecución de la estructura y duración del fenómeno capaz de generar cargas.

Los efectos resultantes de las deformaciones impuestas en las estructuras isostáticas (aquellas en las que las deformaciones en la estructura no se ven impedidas por coacciones interiores o exteriores), o hiperestáticas en las que la compatibilidad de deformaciones no es tenida en cuenta, se considerarán efectos primarios. Las cargas asociadas a estos efectos podrán ser acciones directas equivalentes al sistema de fuerzas exteriores causantes de la deformación impuesta (p.e. fuerzas de pretensado mediante cables o tendones) o indirectas (p.e. gradientes térmicos y cargas reológicas).

En las estructuras hiperestáticas, a los efectos primarios se unirán cargas adicionales surgidas de la compatibilidad de las deformaciones totales con las coacciones internas y externas del sistema estructural. Dichos efectos se clasificarán como efectos secundarios. Las cargas asociadas a estos efectos, principalmente reacciones en los apoyos externos, serán consideradas como indirectas.

Las cargas indirectas de deformación deberán tenerse en cuenta únicamente en los siguientes casos:

- En el cálculo de las estructuras en los estados límites de utilización.
- En el cálculo de estructuras hiperestáticas en estados límites últimos en aquellos casos en

que no se hayan dispuesto elementos de atenuación de los fenómenos capaces de generar dichas cargas (p.e. juntas de dilatación/contracción, métodos constructivos,...).

- En el cálculo de estructuras isostáticas e hiperestáticas en aquellos estados límites últimos en que sean importantes los efectos de segundo orden (p.e. ELU de pandeo); cuando las deformaciones impuestas sean muy importantes en relación a la deformabilidad de la estructura resistente; o cuando las deformaciones impuestas alteren la magnitud de las cargas actuantes (p.e. en estructuras de hormigón se producen pérdidas en las fuerzas de pretensado debido a deformaciones reológicas de los materiales).

a) CARGAS DE PRETENSADO (Q_{D1k})

Se considerarán cargas de pretensado a los distintos tipos de acciones originadas artificialmente mediante la introducción directa o indirecta, e intencionada, de deformaciones impuestas en la estructura resistente. Entre otras:

- Pretensado de hormigón por medio de alambres, cables o tendones.
- En estructuras mixtas, preflexión del elemento metálico antes de su interconexión con el elemento de hormigón.
- Aplicación de gatos.
- Aplicación de cargas provisionales.
- Modificaciones en los apoyos.
- Resistencia que oponen los dispositivos de apoyo al movimiento de las partes sustentadas.
- Empleo de cementos expansivos.

Las cargas de pretensado serán acciones directas, indirectas o la combinación de ambas, en función de la tipología de la estructura resistente y del procedimiento de pretensado utilizado. Las cargas directas se asimilarán a un sistema de fuerzas exteriores, relacionado con la forma de introducción de las deformaciones, actuando sobre la estructura resistente considerada exenta de los elementos causantes de la deformación.

En el caso particular del hormigón pretensado mediante armaduras activas, el sistema de fuerzas exteriores que dichas armaduras transmiten a la estructura que los soporta estará formado por:

- Fuerzas concentradas en los anclajes de los tendones.
- Fuerzas normales a los tendones, resultantes de la curvatura y cambios de dirección de los mismos.
- Fuerzas tangenciales debidas al rozamiento y la adherencia.

En las estructuras hiperestáticas deberán tenerse en cuenta adicionalmente los esfuerzos y reacciones en los apoyos originados por la compatibilidad de las deformaciones impuestas con las coacciones internas o externas del sistema estructural.

Los valores característicos de las cargas de pretensado en cada sección de la estructura analizada y fase de proyecto considerada, se determinarán teniendo en cuenta la forma de introducción de las mismas y las posibilidades de deformación de la estructura. Deberá asimismo tenerse en cuenta que los estados iniciales de pretensado se modificarán instantáneamente, y a lo largo del tiempo, debido a la aparición de deformaciones elásticas o reológicas adicionales a las tensiones impuestas intencionadamente. Las cargas de pretensado en cada sección variarán de forma monótona en el tiempo con objeto de compatibilizar la deformación total en cada punto con las coacciones interiores o exteriores del sistema estructural funcionando como un conjunto geoméricamente continuo.

Por lo tanto, generalmente será necesario considerar en la mayor parte de los casos dos valores característicos de las cargas de pretensado, uno maximal y otro minimal, ligados a la evolución de la acción en el transcurso del tiempo. Es a menudo suficiente considerar el valor característico maximal como el valor de la carga de pretensado en el instante $t = 0$ de la fase analizada, y el minimal como el valor de la carga de pretensado en el momento de finalización de la fase de proyecto estudiada (en la práctica $t = \infty$ para fase de servicio).

Todos estos efectos se calcularán a partir de los principios de la mecánica racional, complementados con las teorías de la resistencia de materiales y de la elasticidad, siguiendo los criterios recogidos en las Instrucciones y Normas específicas vigentes (Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado, EP-80; Eurocódigo n.º 2, concerniente a estructuras de hormigón; Eurocódigo n.º 4, concerniente a estructuras mixtas; Código Modelo CEB-FIP;...), o en su defecto en manuales, catálogos o bibliografía especializada.

En el caso del hormigón pretensado mediante alambres, cables o tendones, será generalmente suficiente distinguir para cada sección los siguientes valores característicos máximos y mínimos de las cargas directas de pretensado:

— Valor característico máximo en la sección x en el instante $t = 0$, o valor característico instantáneo.

$$P_{k0}(x) = P_0 - \Delta P_0(x)$$

— Valor característico mínimo en la sección x para $t = \infty$.

$$P_{k\infty}(x) = P_0 - [\Delta P_0(x) + \Delta P_{t=\infty}(x)]$$

siendo:

P_0 : Fuerzas iniciales de pretensado ($t = 0$) en el origen ($x = 0$).

$\Delta P_0(x)$: Pérdidas instantáneas de las fuerzas de pretensado en la sección x (rozamientos, penetración de cuñas y acortamiento instantáneo del hormigón).

$\Delta P_{t=\infty}(x)$: Pérdidas diferidas de las fuerzas de pretensado para $t = \infty$ (efectos reológicos: retracción y fluencia del hormigón, y relajación del acero).

b) CARGAS TÉRMICAS (Q_{D2k})

Son las cargas indirectas debidas a las deformaciones de los materiales constituyentes de las estructuras, principalmente dilataciones y contracciones, causadas por:

- Variaciones de la temperatura en la estructura durante la fase analizada, referidas a la temperatura de cierre de las juntas o durante la fase constructiva.
- Existencia de temperaturas diferentes en zonas distintas del elemento estructural (gradientes térmicos).

Los valores característicos de las acciones térmicas se determinarán a partir de las propiedades térmicas de los materiales constituyentes de la estructura resistente y de las variaciones características de la temperatura en las construcciones, siguiendo los criterios específicos de las Instrucciones y Normas correspondientes a los materiales constituyentes de la estructura resistente.

Las variaciones características de la temperatura a adoptar en el cálculo de cargas térmicas dependerán de los siguientes factores:

- Inercia térmica de la estructura.
- Condiciones climatológicas en la zona de ubicación.
- Localización de la estructura (emergida, sumergida o enterrada).
- Dimensiones de la misma.
- Fluctuación de temperaturas de las aguas exteriores.
- Exposición, o no, a los rayos solares.
- Protección de la estructura resistente contra la intemperie (revestimientos).
- Posibilidad de variaciones artificiales de temperatura en zonas distintas de la estructura (p.e. temperatura de las mercancías manipuladas o almacenadas).

A falta de otros datos, los otros valores representativos de las cargas térmicas (valores de combinación, valores frecuentes y valores cuasi-permanentes) se obtendrán por medio de los coeficientes empleados para acciones medioambientales (ver apartado 3.2.3.2.).

A los efectos de combinación de acciones, en los casos usuales no será necesario considerar las cargas térmicas como acciones variables de efecto predominante.

En general, las cargas térmicas podrán despreciarse en el cálculo siempre que se dispongan juntas de dilatación a las distancias adecuadas para el tipo estructural proyectado, y con una apertura de juntas suficiente.

— COEFICIENTES DE DILATACIÓN TÉRMICA

La propiedad característica de los materiales para la determinación de las deformaciones impuestas por variaciones térmicas, es el coeficiente de dilatación térmica (α). Podrán adoptarse los siguientes valores:

- Elementos de hormigón normal (en masa, armado, y pretensado): 10^{-5} m/m°C.
- Elementos de hormigón ligero: $0,8 \cdot 10^{-5}$ m/m°C.
- Elementos de acero: $1,2 \cdot 10^{-5}$ m/m°C.
- Elementos de acero en estructuras mixtas: 10^{-5} m/m°C.

— VARIACIÓN DE LA TEMPERATURA EN LAS CONSTRUCCIONES

La temperatura de las construcciones dependerá fundamentalmente de las temperaturas exteriores en el aire y en el agua en el emplazamiento, de su exposición a los rayos solares, de la inercia térmica del material constitutivo respecto a la temperatura ambiente, y de la protección de la estructura contra la intemperie.

La amplitud de las variaciones térmicas a tener en cuenta se obtendrán a partir de las máximas y mínimas temperaturas medias mensuales, tanto del aire como de las aguas exteriores, según los criterios de valoración de acciones variables mediante datos estadísticos (ver apartado 3.2.3.).

En condiciones normales de operación podrá adoptarse un rango de variación de temperaturas exteriores correspondiente a los valores medios de las temperaturas medias mensuales del mes más frío y del mes más cálido del año respectivamente, para periodos de observación de varios años.

Para fase de servicio en condiciones extrémas y fase de construcción, se considerarán las máximas y mínimas temperaturas medias mensuales correspondientes a periodos de retorno prefijados según los criterios de riesgo y de combinación de acciones establecidos en esta Recomendación.

La determinación de valores medios y extrémas podrá realizarse a partir de los datos consignados en la ROM 0.4. Recomendaciones para la consideración de variables medioambientales/II: Condiciones atmosféricas y sísmicas.

En los casos usuales será admisible la simplificación de calcular las cargas térmicas considerando los siguientes incrementos virtuales de temperatura en la construcción, referidos a la temperatura del aire o del agua prevista en el momento de cierre de juntas, o a la temperatura media durante la fase constructiva:

— En estructuras a la intemperie

Salvo justificación especial, se considerará una variación térmica característica global en la construcción ($\Delta\theta$) no menor de:

- Estructuras metálicas

Elementos emergidos temporal o permanentemente, expuestos a la radiación solar directa en alguna de sus caras.

$$\begin{aligned} \Delta\theta_{\min} &= \Delta T_a - 5, && \text{en } ^\circ\text{C} \\ \Delta\theta_{\max} &= \Delta T_a + 20, && \text{en } ^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Elementos sumergidos

$$\Delta\theta_{\min \text{ o } \max} = \Delta T_w, \quad \text{en } ^\circ\text{C}$$

- Estructuras de hormigón

Elementos emergidos temporal o permanentemente, expuestos a la radiación solar directa en alguna de sus caras.

$$\left. \begin{aligned} \Delta\theta_{\min} &= \Delta T_a - (10 - 0,75 \cdot \sqrt{e}), && \text{en } ^\circ\text{C} \\ \Delta\theta_{\max} &= \Delta T_a + (10 - 0,75 \cdot \sqrt{e}), && \text{en } ^\circ\text{C} \end{aligned} \right\} \text{ para } (10 - 0,75 \sqrt{e}) \leq 0$$

Elementos sumergidos

$$\Delta\theta_{\min \text{ o } \max} = \Delta T_w, \quad \text{en } ^\circ\text{C}$$

- Estructuras mixtas

En estructuras mixtas se considerarán incrementos térmicos característicos diferentes para el hormigón y el acero según los criterios señalados para estructuras de hormigón y metálicas respectivamente.

siendo:

$\Delta\theta_{\min}$: Disminución máxima de la temperatura virtual de la construcción utilizable para el cálculo de cargas térmicas referida a la temperatura ambiental en el momento del cierre de las juntas o durante la fase constructiva (temperatura media mensual).

$\Delta\theta_{\max}$: Incremento máximo de la temperatura virtual de la construcción utilizable para el cálculo de cargas térmicas, referido a la temperatura ambiental en el momento del cierre de las juntas o durante la fase constructiva.

A falta de otros datos se adoptará como temperatura en el momento de cierre de juntas la temperatura media correspondiente al mes más cálido o más frío según la época del año en que se lleve a cabo.

$\Delta\theta_a$: Disminución o incremento máximo de la temperatura del aire (media mensual en las condiciones señaladas anteriormente en este párrafo), referido a la temperatura ambiental en el momento del cierre de las juntas o durante la fase constructiva, en °C.

$\Delta\theta_w$: Disminución o incremento máximo de la temperatura del agua (media mensual en las condiciones señaladas anteriormente en este párrafo), referido a la temperatura del agua en el momento del cierre de las juntas o durante la fase constructiva, en °C.

A falta de información más precisa, podrá admitirse el rango de variación de las temperaturas exteriores en las zonas costeras españolas consignado en la tabla 3.4.2.5.1.; aplicable tanto para condiciones normales de operación como para condiciones extremas.

e : Espesor ficticio del elemento considerado, en cm. El espesor ficticio viene definido por: $e = (2A/u)$; siendo A el área de la sección del elemento, y u el perímetro de la misma sección. En elementos superficiales, el espesor ficticio coincidirá sensiblemente con su espesor real.

Si la estructura estuviera formada por elementos de distinto espesor se admitirá, para simplificar los cálculos, una tolerancia de $\pm 5^\circ\text{C}$ en los valores resultantes de los incrementos virtuales de temperatura.

— *En estructuras abrigadas de la intemperie*

Salvo justificación especial, en elementos abrigados de la intemperie se considerarán variaciones térmicas características globales con valores del 50% de los definidos para estructuras no abrigadas.

A los efectos de determinación de cargas térmicas en elementos de hormigón enterrados, podrá incluirse como espesor de la estructura el correspondiente a la capa de terreno que loaisla del exterior; valorándose entonces los efectos térmicos según lo definido para estructuras a la intemperie.

En estructuras con revestimientos o recubrimientos que aseguren una variación de temperaturas en la construcción no superior a $\pm 10^\circ\text{C}$ podrá prescindirse, en general, de considerar cargas térmicas.

En aquellas estructuras formadas por elementos en diferentes condiciones de exposición a la acción solar, será necesario considerar variaciones térmicas diferenciales de 5°C entre estos elementos.

– GRADIENTES TÉRMICOS

A las acciones térmicas resultantes de considerar las variaciones medias de la temperatura en la estructura analizada deberán superponerse los efectos causados por la existencia de gradientes térmicos en aquellos casos en que puedan presentarse. Para el estudio de los efectos de las variaciones diferenciales de temperatura podrá admitirse, en general, un gradiente constante.

TABLA 3.4.2.5.1 . RANGO DE VARIACIÓN DE LAS TEMPERATURAS AMBIENTALES EN LAS ZONAS COSTERAS ESPAÑOLAS, APLICABLES PARA LA DETERMINACIÓN DE CARGAS TÉRMICAS

ZONA	TEMPERATURAS (en °C)	
	EN EL AIRE	EN EL AGUA
Norte y Galicia	7 – 20	13 - 20
Suratlántica	10 - 27	15 - 20
Canarias	15 - 25	17 - 23
Surmediterránea	12 - 25	15-22
Levante	10 - 25	13 - 25
Cataluña	6 - 25	13 - 25
Baleares	10 - 25	13 - 25

Para la determinación de gradientes térmicos se considerarán las temperaturas medias diarias ambientales en los parámetros exteriores de la estructura, obtenidas según los criterios de valoración de acciones variables mediante datos estadísticos (ver apartado 3.2.3.).

Además, en aquellos elementos en los que alguna de las partes pueda estar sometida a la acción directa del sol será necesario considerar, salvo justificación especial, una diferencia de temperatura debida a este efecto entre la parte más caliente y la más fría de 15°C tratándose de estructuras metálicas, y de 10°C en las de hormigón, sin modificación de la temperatura media en los paramentos. Esta misma variación diferencial de temperatura se considerará en aquellos casos en que, por estar protegidos de forma diferente, puedan existir elementos que se calienten o refrigeren de manera distinta.

En estructuras mixtas, si no se hace un estudio detallado del gradiente térmico real, podrá suponerse que en el elemento de hormigón se establece uno entre la variación característica global de la temperatura en el elemento metálico ($\Delta\theta_{\text{acero}}$) y la variación característica global de la temperatura en el elemento de hormigón ($\Delta\theta_{\text{hormigón}}$). Con igual criterio se establecerá el gradiente térmico en el elemento metálico.

– VARIACIONES ARTIFICIALES DE LA TEMPERATURA EN LAS CONSTRUCCIONES

Los efectos térmicos producidos por variaciones artificiales de la temperatura en los elementos estructurales (p.e. debido a la temperatura de las mercancías almacenadas o manipuladas) se analizarán asociados respectivamente a las máximas y mínimas temperaturas medias mensuales ambientales para la valoración de variaciones globales de la temperatura, y a las medias diarias para la valoración de gradientes térmicos.

c) CARGAS REOLÓGICAS (Q_{D3k})

Son las cargas indirectas originadas en aquellas estructuras cuyos materiales constitutivos se deforman o varían dimensionalmente en el transcurso del tiempo debido a fenómenos como la retracción, la fluencia bajo cargas constantemente aplicadas, u otras causas.

Los valores característicos de las cargas reológicas en cada fase de proyecto analizada se determinarán teniendo en cuenta los criterios y directrices de las Instrucciones y Normas para el cálculo de las estructuras de dichos materiales.

Como las acciones reológicas varían de forma continua en el tiempo, será necesario considerar en

la mayor parte de los casos dos valores característicos de las cargas reológicas: uno maximal y otro minimal, ligados a la evolución de la acción en el transcurso del tiempo. Será suficiente considerar como valor minimal el valor de la acción en el instante $t = 0$ de la fase analizada, y el maximal como el valor en el momento de finalización de la fase de proyecto estudiada (en la práctica $t = \infty$ para fase de servicio).

Las acciones reológicas serán despreciables, en general, en los materiales metálicos, debiendo considerarse en el hormigón en masa, armado o pretensado. Los efectos debidos a deformaciones reológicas serán especialmente relevantes en las estructuras de hormigón pretensado para la determinación de los valores característicos de las cargas de pretensado; y en las estructuras de hormigón en general para la consideración de la influencia de posibles readaptaciones de la estructura resistente debido a estos efectos en la determinación de otras cargas de deformación.

— *CARGAS DEBIDAS A DEFORMACIONES POR RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN*

Se define como retracción el acortamiento del hormigón (ε_t) en el curso de su endurecimiento. Será función de: el grado de humedad ambiental, el espesor o menor dimensión del elemento estructural, la composición del hormigón, la cantidad de armaduras, y el tiempo transcurrido desde la ejecución.

A falta de estudios más detallados, podrán admitirse los siguientes valores de la deformación final por retracción del hormigón:

— *En Zonas Mediterráneas:*

0,35 mm/m para hormigón normal.
0,50 mm/m para hormigón ligero.

— *En Zonas Atlánticas:*

0,20 mm/m para hormigón normal.
0,30 mm/m para hormigón ligero.

En estructuras sumergidas o enterradas podrán despreciarse las acciones debidas a la retracción.

— *CARGAS DEBIDAS A DEFORMACIONES POR FLUENCIA DEL HORMIGÓN*

Se define como fluencia del hormigón, al aumento en el tiempo de las deformaciones relativas debidas a cargas constantemente aplicadas (cargas permanentes y variables cuasipermanentes). Será función de: el grado de humedad ambiental, el espesor o menor dimensión del elemento estructural, la composición del hormigón, la edad del hormigón en el momento de su entrada en carga, la magnitud y duración de la carga aplicada, y el tiempo transcurrido desde el momento de entrada en carga.

A falta de estudios más detallados, en las zonas costeras españolas podrá suponerse que la deformación total correspondiente a las cargas constantemente aplicadas (deformación instantánea más deformación diferida) es igual a dos veces la deformación elástica instantánea.

d) *CARGAS POR MOVIMIENTOS IMPUESTOS (Q_{D4k})*

Son las cargas indirectas originadas por asientos o corrimientos diferenciales de las sustentaciones de la estructura resistente, o por otros movimientos impuestos intencionadamente a la misma.

Los valores característicos de las cargas por asientos se determinarán a partir de los corrimientos diferenciales que sean previsibles según el estudio geotécnico, de acuerdo con las teorías de la Mecánica del Suelo. Se tendrá especialmente en cuenta el tipo de cimentación, las cargas transmitidas al terreno, y la tipología de la estructura durante el proceso constructivo (particularmente si la estructura pasa por una fase isostática inicial).

Asimismo, deberá tenerse en cuenta, en aquellos casos en que el efecto de las cargas por movimientos impuestos sea favorable, la evolución de los movimientos impuestos por readaptaciones de la estructura resistente por causas reológicas tanto del terreno como de la estructura.

3.4.2.6. CARGAS DE CONSTRUCCIÓN (Q_{CK})

▪ DEFINICIÓN

Las Cargas de Construcción son aquellas acciones transitorias o residuales debidas específicamente a los distintos procesos de fabricación, montaje, o puesta en obra de la estructura resistente y de sus elementos durante la fase de construcción; pudiendo dichas acciones imponer en la estructura resistente estados de sollicitación de carácter temporal, o permanente si son ocasionados por modificaciones en los esquemas estructurales o en los apoyos durante dicha fase. En este último caso las cargas de construcción podrán mantenerse o manifestarse reiteradamente durante la vida útil de las estructuras (p.e. excentricidades de cargas, desalineaciones de montaje, desplomes,...).

A todos los efectos (determinación de valores representativos de las cargas a partir del valor característico, criterios de combinación de acciones,...), no se considerarán como cargas de construcción aquellas acciones que, no siendo causadas directamente por el método de ejecución de la estructura, actúan sobre ésta durante la fase de construcción, pese a diferenciarse cuantitativa y tipológicamente de las acciones equivalentes aplicables para fase de servicio (p.e. sobrecargas de uso o cargas medioambientales en fase de construcción).

Podrán diferenciarse en:

- Cargas exteriores durante la fabricación (Q_{C1}) (p.e. en la fabricación en seco de una cajón flotante, las reacciones en los apoyos o picaderos).
- Cargas exteriores durante el transporte (Q_{C2}) (p.e. fuerzas de tracción y empujes sobre un cajón flotante durante el proceso de remolcado hasta su emplazamiento definitivo o hasta la zona de espera).
- Cargas exteriores durante la instalación (Q_{C3}) (p.e. empujes hidrostáticos diferenciales entre celdas de un cajón flotante durante el fondeo del mismo).
- Otras cargas exteriores (Q_{C4}) (p.e. cargas inducidas sobre las estructuras en fase constructiva por tratamientos del terreno simultáneos: modificación de empujes, vibraciones,...).

▪ DETERMINACIÓN

Los valores característicos de las cargas de construcción se determinarán en función de los métodos de construcción y puesta en obra de la estructura analizada previstos en el proyecto. Serán objeto de especial consideración los casos de construcción prefabricada, en los que deberán quedar incluidas en el proyecto las tolerancias máximas admisibles de montaje que se hayan considerado en el cálculo.

Si en el momento de ejecución de la obra se modificara el procedimiento constructivo, deberá analizarse su repercusión en la valoración de las cargas actuantes y, por tanto, en el dimensionamiento de la estructura resistente.

El Proyectista tendrá en cuenta en el cálculo todas aquellas acciones que puedan producirse en las distintas fases de ejecución de la obra, siempre y cuando den lugar a sollicitaciones superiores o de distinto signo a las previstas para la obra en servicio; adoptando el esquema resistente correspondiente a la fase constructiva analizada.

Dada la gran diversidad de obras marítimas y portuarias, y de métodos y fases constructivas, la cuantificación y condiciones de aplicación de las cargas de construcción será, a falta de información más precisa, a criterio del Proyectista. En posteriores Recomendaciones referidas a tipologías estructurales concretas se procederá a un análisis más detallado de dichas cargas.

3.4.3. CARGAS ACCIDENTALES (A_k)

▪ DEFINICIÓN

Se definen como Cargas Accidentales aquellas cargas de carácter fortuito o anormal que puedan presentarse como resultado de un accidente, errores humanos, mal uso, o condiciones de trabajo o medioambientales excepcionales.

Las acciones accidentales podrán considerarse, por tanto, como acciones variables con pocas probabilidades de actuación o que presentan pequeñas duraciones de aplicación a lo largo de la vida útil de la estructura.

La fase de proyecto diferenciada en la cual se considere la actuación de una acción accidental sobre la estructura resistente se denominará Fase de Servicio en Condiciones Excepcionales (S3). La estructura en su totalidad, y cada uno de sus elementos, se analizarán en esa condición de trabajo siempre y cuando puedan presentarse acciones accidentales compatibles con la estructura analizada, y su actuación sea relevante aplicando los criterios de combinación de acciones consignados en la Parte 4. Bases de Cálculo.

En ausencia de otros criterios, no se considerará la actuación de acciones accidentales en fases no de servicio.

▪ DETERMINACIÓN

Las cargas accidentales a considerar en el dimensionamiento, y los valores característicos de las mismas (A_k), podrán ser elegidos por Proyectistas, Clientes, o Autoridad Competente como aquéllos por encima de los cuales se renuncia a asegurar la probabilidad de supervivencia de la estructura; sin perjuicio de aquellas cargas mínimas fijadas por estas Recomendaciones u otras Normas generales que sean de aplicación (p.e. Norma Sismorresistente PDS-1, Eurocódigo n.º 8 correspondiente a estructuras en zonas sísmicas, Normas Contraincendios,...).

En la práctica deberán despreciarse las cargas debidas a supuestos realmente extraordinarios correspondientes a acciones difícilmente previsibles. Generalmente se considerarán despreciables para el dimensionamiento aquellas acciones correspondientes a valores extremos cuya probabilidad de excedencia en un año no supere a 10^{-4} (periodo medio de retorno $T = 1.000$ años), a menos que el periodo de retorno fijado para la determinación del valor característico de la carga variable equivalente en condiciones extremas sea mayor.

A falta de criterios específicos deberán incluirse en el cálculo aquellas acciones accidentales cuantificadas en estas Recomendaciones.

Generalmente las cargas accidentales se presentarán asociadas a las cargas variables, como valor diferenciado de las mismas para fase de servicio y condiciones excepcionales de trabajo. En los apartados de esta Recomendación referidos a cada una de las acciones variables, y en las Recomendaciones 0.3 y 0.4, se procede a la diferenciación de las cargas variables según fases de proyecto; definiéndose, por tanto, los valores característicos de las acciones variables en condiciones excepcionales. Dichas acciones serán consideradas a todos los efectos como acciones accidentales.

Podrá admitirse que a consecuencia de la actuación de cargas accidentales se produzcan daños localizados en la estructura analizada; siempre y cuando se verifique el estado límite último de colapso progresivo, y el estado límite de utilización de daños permanentes (ver apartado 4.1.3.).

Las principales cargas accidentales a considerar en el dimensionamiento de obras marítimas serán debidas a las siguientes causas:

– PRUEBAS DE CARGA

Se considerarán como acciones accidentales las sobrecargas originadas por las pruebas y ensayos previstos en la legislación vigente aplicables a cada instalación, o por aquéllos específicamente incluidos en el proyecto.

En particular:

- En instalaciones destinadas a graneles líquidos de peso específico inferior a 1 t/m^3 , se considerarán en el cálculo las sobrecargas producidas al llenarlas de agua durante la prueba hidráulica de las mismas.
- Se considerarán en el cálculo las sobrecargas producidas por equipos de manipulación de mercancías durante las pruebas de carga. Para equipos pesados de elevación de rodadura restringida se adoptarán las pruebas de carga previstas en la Norma UNE 580-107-72; principalmente el ensayo que consiste en suspender una carga igual al 150% de la carga nominal manteniendo la pluma a radio máximo en condiciones de viento en calma. La prueba de carga se llevará a cabo grúa a grúa, manteniéndose el resto en situación no operativa.

– INUNDACIONES DEBIDAS A LA ROTURA DE CANALIZACIONES O DEPÓSITOS

En las estructuras de contención de tierras se considerará la posibilidad de elevaciones

excepcionales del nivel freático en el relleno por inundaciones de la orilla, rotura de tuberías o conducciones de líquidos en el trasdós, u otros supuestos similares.

Cuando se incorporen tuberías o canalizaciones de líquidos en el trasdós de estructuras de contención se adoptarán como cargas accidentales los empujes hidrostáticos y del terreno adicionales derivados de un vertido continuado del líquido canalizado durante 24 horas.

En el supuesto de que se contemplen depósitos de almacenamiento de líquidos se considerarán asimismo como cargas accidentales los empujes adicionales producidos por la posible inundación causada por la rotura de los depósitos, en función de las condiciones de evacuación establecidas para esa hipótesis en las normas específicas de almacenamiento del producto que se considera.

– FALLOS DEL SISTEMA DE DRENAJE O DE CONTROL DE SUBPRESIONES

Cuando se tome en consideración para la valoración de cargas hidráulicas y del terreno la posible reducción de niveles piezométricos debido al establecimiento de sistemas de drenaje o de control de subpresiones, se adoptará como carga accidental los empujes adicionales debidos a un fallo del sistema de drenaje o de control de las subpresiones que impida su actuación durante un plazo de 48 horas.

– ELEVACIÓN DEL NIVEL FREÁTICO DE PROYECTO EN LASTRES

Independientemente de las tolerancias admitidas en el proyecto en relación a los niveles freáticos teóricos en el interior de estructuras de contención de lastres, se considerarán como acciones accidentales los empujes hidráulicos y del terreno adicionales debidos a la elevación de dicho nivel hasta la parte superior del compartimento, o hasta el nivel más bajo a partir del cual el fluido puede rebosar libremente.

– INESTABILIDADES DEL SUELO

En aquellos casos en que estructuras enterradas retengan o atraviesen masas de terreno potencialmente inestables (p.e. talud en deslizamiento progresivo, suelo expansivo,...) deberán tenerse en cuenta como acciones accidentales los empujes laterales sobre la estructura ocasionados por el terreno en el momento de la inestabilidad.

A estos efectos se considerarán masas de terreno potencialmente deslizantes aquéllas que tienen un coeficiente de seguridad al deslizamiento $(F) < 1,30$ en fase de servicio, excepto en condiciones excepcionales de trabajo (hipótesis accidental).. En dicha hipótesis o en fase de construcción se consideraran masas potencialmente deslizantes si $(F) < 1,10$. El coeficiente (F) será obtenido por medio del método de Bishop sin contar el posible efecto estabilizante de la estructura.

Para el caso particular de alineaciones de estructuras aisladas de pequeña anchura (p.e. pilotes) que atraviesan masas de terreno potencialmente deslizantes, los empujes laterales ocasionados por el terreno en el momento de la inestabilidad podrán cuantificarse según lo dispuesto en b₄) del apartado 3.4.2.2. Cargas del Terreno.

– DEPÓSITOS Y SOBREDRAGADO

A menos que el proyecto considere niveles máximos de depósitos de materiales, o fije espesores de dragado de mantenimiento y tolerancias admisibles para el mismo, se adoptarán como cargas accidentales las acciones adicionales o las reducciones de las cargas favorables minimales debidas a posibles depósitos o sobredragados en el intradós de estructuras de contención o en el pie de taludes, respecto a la profundidad teórica de proyecto.

El espesor de depósitos a considerar para la determinación de las cargas accidentales correspondientes dependerá, entre otros factores, de: la dinámica litoral en el emplazamiento, las pérdidas de graneles manipulados, la existencia de vertidos, y el periodo de tiempo entre dragados de mantenimiento.

La magnitud del sobredragado dependerá de los siguientes factores: tipo de suelo y cantidad a dragar; profundidad; espesor de los depósitos entre dragados de mantenimiento; tipo y tamaño de las dragas; coste de los trabajos de dragado en relación al espesor

de la zona a dragar; condiciones medioambientales en la zona, principalmente oleaje, mareas y corrientes; instrumentación de control a bordo de la draga; estabilidad de los taludes sumergidos;...

Dadas las dificultades de valoración de estos factores, y en ausencia de estudios más detallados, podrán tomarse como espesores mínimos de depósitos o sobredragados respecto a la profundidad teórica de proyecto, los siguientes:

Profundidad teórica de proyecto respecto a BMVE (en m)	Espesor (en m)
6,00	0,50
10,00	0,80
15,00	1,10

— *SOCAVACIONES O EROSIONES DEL TERRENO PRODUCIDAS POR LAS HÉLICES DE LOS BUQUES EN MANIOBRAS EXCEPCIONALES O POR CORRIENTES EXTRAORDINARIAS*

En aquellas zonas que exista peligro real de socavaciones o erosiones en el intradós de estructuras de contención o en el pie de taludes producidas por las hélices de los buques durante maniobras excepcionales, por corrientes fuertes, o por flujos y reflujos del agua extraordinarios (p.e. en suelos granulares finos, atraque ro-ro o de transbordadores en el cual los buques excepcionalmente atracan y zarpan directamente en idéntica posición; obras de atraque situadas en la desembocadura de corrientes fluviales,...), y no se incluyan en el proyecto elementos de protección suficientes ante estos fenómenos, deberán considerarse como acciones accidentales los efectos originados en la estructura resistente por dichas socavaciones.

A menos que se realicen estudios detallados, podrán adoptarse a estos efectos socavaciones de 1 metro de profundidad.

Esta carga accidental será especialmente significativa para la comprobación del estado límite último de colapso progresivo.

— *COLISIONES Y SOBRECARGAS LOCALES EXCEPCIONALES*

Se considerarán como cargas accidentales aquellas acciones debidas a colisiones directas de equipos de manipulación de mercancías o vehículos correspondientes a tráfico rodado convencional contra elementos estructurales; o aquellas cargas transmitidas por los equipos de manipulación bajo el efecto de una colisión (p.e. de la carga manipulada con el buque, de un equipo con otro equipo,...).

En aquellas áreas en las que exista manipulación de mercancías o materiales mediante grúas u otros equipos de elevación de cargas se considerarán como cargas accidentales las colisiones debidas a la caída o colocación sobre la superficie de mercancías desde dichos equipos de manipulación. Asimismo se considerarán como cargas accidentales las debidas a objetos a la deriva sobre estructuras de protección ante inundaciones, o sobre aquellas situadas en las proximidades de la desembocadura de corrientes fluviales.

Las cargas accidentales debidas a colisiones directas de vehículos y equipos de manipulación de mercancías serán de aplicación sobre elementos estructurales siempre y cuando se den los supuestos siguientes:

- Elementos estructurales sin protección situados a menos de 10 m de las zonas de circulación de vehículos o equipos de rodadura no restringida, o del extremo de las bandas de rodadura de los equipos de rodadura restringida.
- Elementos estructurales protegidos con barreras elásticas que estén situadas a menos de 1 m de los mismos, y situados a menos de 10 m de las zonas de circulación.

Los efectos de dichas colisiones podrán asimilarse a la actuación de una carga estática horizontal, cuya resultante se encuentra situada a 1,20 m sobre la superficie del pavimento o la vía de rodadura, aplicada sobre una superficie o zona de choque no mayor de 4 m², y con los valores siguientes:

- *Para tráfico rodado convencional y equipos de manipulación de mercancías de movilidad no restringida.*

- En áreas de circulación no delimitada o canalizada (áreas de operación y almacenamiento): 50 t en cualquier dirección.
- En áreas de circulación canalizada (vías de maniobra y viales de acceso): 100 t en la dirección del tráfico y 50 t en la dirección perpendicular al tráfico, no actuando simultáneamente.

El posible choque lateral de la rueda de un vehículo convencional o de un equipo de manipulación contra una barrera o un bordillo se asimilará a una carga estática horizontal de 10 t, aplicada en la parte superior y perpendicularmente al elemento considerado y repartida en un ancho de 0,6 m.

— *Para equipos de manipulación de mercancías de movilidad restringida.*

Dadas las pequeñas velocidades de traslación usuales en los equipos de manipulación de mercancías de rodadura restringida (del orden de 0,4 m/s) no se considerarán usualmente acciones accidentales debidas a colisiones directas de equipos de manipulación de mercancías de movilidad restringida, ni sobrecargas locales transmitidas por los equipos a la estructura resistente en el momento de la colisión.

Las cargas accidentales debidas a caídas de objetos desde la maquinaria de manipulación se asimilarán a una carga estática vertical puntual igual al máximo peso con posibilidad de ser manipulado. Dicha carga no superará en ningún caso 10 t.

Las cargas accidentales debidas a objetos a la deriva se asimilarán a una carga estática horizontal puntual con un valor mínimo de 3 t. Dicha carga se aplicará tomando en consideración los máximos niveles de agua correspondientes al valor extremal asociado al máximo riesgo admisible.

— **IMPACTOS Y SOBRECARGAS DEBIDOS A MANIOBRAS O SITUACIONES OPERATIVAS EXCEPCIONALES DE LOS DISTINTOS MEDIOS DE TRANSPORTE CONVENCIONAL DE MERCANCÍAS**

Con objeto de tener en cuenta la posibilidad extraordinaria de locomotoras de mayor tonelaje que las usuales en trenes de mercancías circulando en áreas portuarias con tráfico ferroviario exclusivo a dichas zonas, se considerarán como acciones accidentales los trenes de cargas concentradas incluidos como sobrecargas móviles de uso en la Instrucción de Puentes de Ferrocarril (trenes tipo A y C). Dichas cargas accidentales se aplicarán según las condiciones adoptadas en estas Recomendaciones para las sobrecargas de tráfico ferroviario (ver apartado 3.4.2.3.3.).

Asimismo, en aquellas áreas consideradas en los planes de explotación, y por consiguiente en el proyecto, como helipuertos o helisuperficies se considerará como acción accidental una carga igual a 2,5 veces la correspondiente a helicópteros en condiciones normales de operación (sin mayoración por efectos dinámicos) (ver apartado 3.4.2.3.3. Sobrecargas de Tráfico), equivalentes al impacto producido en una situación de aterrizaje de emergencia por rotura del tren de aterrizaje.

— **IMPACTOS Y SOBRECARGAS DEBIDOS A MANIOBRAS O SITUACIONES OPERATIVAS EXCEPCIONALES DE LOS BUQUES DE PROYECTO**

Situaciones accidentales como fallos mecánicos del buque o de los remolcadores durante la maniobra de atraque, rotura de amarras, cambios bruscos en las condiciones medioambientales o condiciones excepcionales de las mismas, errores humanos, etc..., pueden dar lugar a impactos anormales del buque sobre las estructuras y los sistemas de defensa durante el atraque, y a sobrecargas en los puntos y equipos de amarre, y en las defensas, no contempladas en el cálculo de cargas de amarre.

La carga accidental de atraque podrá asimilarse a una carga de impacto (R) obtenida considerando que la energía cedida al sistema de atraque será el doble de la calculada para condiciones normales de operación (ver apartado 3.4.2.3.5. a) Cargas de Atraque). Asimismo, se considerará como acción accidental de amarre la actuación sobre la estructura resistente y los equipos de amarre de una carga igual a 1,5 veces la calculada sobre los puntos de amarre según los criterios del apartado 3.4.2.3.5. b) Cargas de Amarre; incluyendo la mayoración por efectos dinámicos. Dicha consideración también será válida cuando se apliquen cargas de amarre mínimas.

Con objeto de garantizar la seguridad de la estructura resistente y evitar daños a la misma ante imprevistos, los sistemas de defensa, los equipos de amarre (amarras, bolardos, bitas,...), y sus anclajes, deberán proyectarse de forma que su capacidad última de absorción de energía antes de rotura o de fallo coincida con la prevista para la actuación de las cargas accidentales señaladas.

— *SOBRECARGAS DEBIDAS A OPERACIONES DE BUQUES EN CONDICIONES EXCEPCIONALES DE CARGA*

En previsión de posibles cambios en las condiciones de utilización de una instalación portuaria, o de condiciones operacionales excepcionales de los buques, se considerarán como cargas accidentales aquellas sobrecargas de operación originadas por los buques de proyecto actuando en condiciones de carga no contempladas en los criterios de explotación de la instalación.

Por ejemplo, en el supuesto de que en una obra de atraque se prevean exclusivamente operaciones de carga y los buques arribando en lastre, se adoptarán como acciones de atraque accidentales las debidas al buque de proyecto a plena carga; con objeto de tomar en consideración la posibilidad excepcional de que el buque cargado deba regresar al atraque. Asimismo, en el supuesto de diques de carena o varaderos en instalaciones de mantenimiento y reparación de buques, se considerarán como cargas accidentales de carena o varada las debidas a los buques de proyecto en condiciones de plena carga.

— *REBASES DE OLEAJES*

Únicamente a los efectos de la comprobación del estado límite último de colapso progresivo y del estado límite de utilización de daños permanentes, en las estructuras que puedan ser proyectadas con una altura de ola característica que no se corresponda con la altura de ola máxima media se considerará como acción accidental la actuación de dicha ola máxima.

— *ACCIONES Y SOBRECARGAS PRODUCIDAS POR CONDICIONES MEDIOAMBIENTALES EXCEPCIONALES*

Se considerarán como acciones accidentales las cargas variables medioambientales cuyo riesgo o probabilidad de presentación durante la vida útil de la estructura sea inferior a la adoptada para la determinación de los valores característicos de las mismas cargas variables en condiciones extremas; es decir, aquellas acciones medioambientales con valores correspondientes a periodos de retorno superiores a los prefijados para acciones variables (ver apartado 3.2.3. Valores Representativos de las Cargas Variables).

Excepcionalmente, las cargas sísmicas tendrán la consideración de cargas accidentales, independientemente del criterio de valoración utilizado, por presentar pequeñas duraciones de aplicación a lo largo de la vida útil. Por tanto, tendrán la consideración de acciones accidentales las cargas sísmicas mínimas, asociadas a los valores extremales correspondientes a los riesgos máximos admisibles fijados en estas Recomendaciones para cargas variables (ver ROM. 0.4. Consideración de Variables Medioambientales/11: Condiciones Atmosféricas y Sísmicas).

A falta de otros criterios, podrá adoptarse como valor característico de la acción medioambiental excepcional aquel valor extremal cuya probabilidad de excedencia en un año sea igual a 10^{-4} (periodo medio de retorno $T = 1.000$ años), a menos que el periodo de retorno fijado para la determinación del valor característico de la carga variable equivalente en condiciones extremas sea mayor. En ese caso no se considerará la actuación de acciones medioambientales excepcionales.

También se considerarán como acciones accidentales las sobrecargas transmitidas por los equipos e instalaciones de manipulación de mercancías de movilidad restringida en condiciones de paralización de operaciones y posición replegada, y por el tráfico ferroviario, bajo el efecto de condiciones medioambientales excepcionales.

— *EXPLOSIÓN*

En el supuesto que se prevea estacionamiento, almacenamiento, o manipulación de mercancías con riesgo de explosión en las proximidades de la obra proyectada, y el colapso

de la misma pueda dar lugar a explosiones en cadena o a nuevos daños si cabe más graves que los causados directamente por la explosión, deberán considerarse sobre la estructura resistente sobrecargas adicionales producidas por la onda expansiva, por impactos debidos a la caída o derrumbe de construcciones, o por materiales proyectados a consecuencia de la explosión. La magnitud y condiciones de aplicación de dichas sobrecargas será función de las características de los elementos de protección definidos por las Normas Técnicas que sean de obligada aplicación a las instalaciones de almacenamiento y manipulación de cada material potencialmente explosivo, y del alejamiento de éstas de la obra analizada.

– FUEGO

Con independencia de los tiempos mínimos de resistencia de las estructuras bajo condiciones térmicas o de calentamiento estandarizadas equivalentes a incendio (estabilidad estructural, e integridad de los materiales por ellos mismos o por el aislamiento proporcionado) requeridos con objeto de asegurar la integridad y capacidad portante de la estructura durante el periodo de tiempo que permita la evacuación de ocupantes y la actuación de los servicios contraincendios, se considerarán como cargas accidentales debidas a incendios las siguientes:

- Sobrecargas adicionales sobre estructuras próximas, o sobre el resto de la estructura no afectada por el fuego, a consecuencia de los fallos estructurales que se deriven del mismo (p.e. impactos por derrumbamientos).
- Sobrecargas producidas por el agua utilizada en los trabajos de extinción, que puede representar una acción considerable en el caso de manipulación de mercancías ensilables debido al incremento de acciones hidrostáticas, así como el caso de mercancías que retengan porcentajes importantes de humedad.

Los tiempos mínimos de resistencia de las estructuras ante los incendios serán establecidos por Instrucciones y Normas específicas en función de las dimensiones y el destino de cada construcción; y en su defecto por el Proyectista, el Cliente, o la Autoridad Competente.

4.1. PROCESO GENERAL DE CÁLCULO	253
4.1.1. GENERAL	253
4.1.2. PRINCIPIOS DE CÁLCULO	253
4.1.3. ESTADOS LÍMITES	254
a) ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (ELU)	254
b) ESTADOS LÍMITES DE UTILIZACIÓN (ELS)	256
4.1.4. CRITERIOS DE ANÁLISIS	256
▪ MODELOS DE CÁLCULO	256
▪ MODELOS EXPERIMENTALES	257
▪ COMPROBACIONES	257
4.2. CRITERIOS DE COMBINACIÓN DE ACCIONES E HIPÓTESIS DE CARGA	258
4.2.1. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES	258
4.2.2. COMBINACIÓN DE ACCIONES	258
a) CRITERIOS GENERALES	258
b) HIPÓTESIS DE CARGA	262
▪ PARA ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (ELU)	262
▪ PARA ESTADOS LÍMITES DE UTILIZACIÓN (ELS)	264
4.3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD (γ_m) DE MINORACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA LA COMPROBACIÓN DE ESTADOS LÍMITES	265

4.2.1.1.	Criterios generales para la determinación de valores de cálculo de las acciones, para su uso en estados límites últimos.....	259
4.2.1.2.	Criterios generales para la determinación de valores de cálculo de las acciones, para su uso en estados límites de utilización	261
4.3.1.	Valores medios de los coeficientes (γ_m) de minoración de las propiedades de los materiales para la comprobación de estados límites	266

4.1. PROCESO GENERAL DE CÁLCULO

4.1.1. GENERAL

Los objetivos de todo cálculo estructural será garantizar en cada una de las fases de proyecto que:

- La estructura o elemento estructural analizado sea capaz de resistir todas las acciones normales que puedan actuar sobre él con un nivel de seguridad determinado; teniendo una durabilidad adecuada en relación a la vida útil, y a los programas de mantenimientos previstos.
- El comportamiento de la estructura respeta los criterios funcionales y operacionales que determinan las condiciones adecuadas de utilización y mantenimiento.
- La estructura sea capaz de resistir con un nivel de seguridad aceptable la actuación de acciones de carácter fortuito o anormal que puedan presentarse como resultado de un accidente, mal uso, o condiciones medioambientales extraordinarias (Acciones Accidentales).

4.1.2. PRINCIPIOS DE CÁLCULO

El proceso general de cálculo que se propone en esta Recomendación para verificar el cumplimiento de los objetivos señalados en 4.1.1. corresponde al Método de los Estados Límites; cuyo desarrollo práctico se ajustará a lo que al respecto se indica en las Instrucciones y Normas vigentes referentes a los materiales constituyentes de las estructuras, de acuerdo con las hipótesis y criterios de combinación de cargas específicos para Obras Marítimas y Portuarias indicados en el apartado 4.2.

Únicamente dicho método se considerará compatible con los criterios de valoración de acciones, con los valores representativos de las mismas, y con las hipótesis de carga y condiciones de combinación incluidos en esta Recomendación.

Se definen como Estados Límites aquellos estados o situaciones de la estructura, o de partes de la misma, que de alcanzarse y excederse ponen a la estructura fuera de uso por incumplimiento de las condiciones tensionales o funcionales límite preestablecidas.

El objeto de este método es limitar convenientemente la probabilidad de que en la realidad los Estados Límites puedan ser excedidos en cualquiera de las situaciones e hipótesis de proyecto. Para ello se comprobará en general que los efectos producidos por las acciones actuantes sobre la estructura (S_d) no exceden a la capacidad de respuesta de la misma (R_d), con un margen de seguridad ($S_d \leq R_d$).

Dichas comprobaciones se llevarán a cabo mediante un modelo de cálculo o un modelo experimental haciendo intervenir las siguientes variables, llamadas variables de base:

- Las acciones que actúan (F).
- Las propiedades de los materiales constitutivos de la estructura (f).
- Los parámetros geométricos utilizados para el cálculo de los efectos producidos por las acciones y las capacidades de respuesta de la estructura (a).

Los efectos producidos por las acciones (solicitaciones) serán obtenidos en base a los Valores de Cálculo de las mismas (F_d). El Valor de Cálculo o Valor Ponderado de una acción es aquel que resulta de aplicar a los Valores Representativos de la misma (F_k o $\psi_i \cdot F_k$) los apropiados coeficientes de seguridad (γ_f) (ver apartados 3.2. y 4.2.).

$$F_d = \gamma_f \cdot F_k \quad \text{o} \quad \gamma_f \cdot \psi_i \cdot F_k$$

Diversas hipótesis y combinaciones de acciones de cálculo compatibles entre sí $\sum_0 (\gamma_f \cdot \psi_i \cdot F_k)_{\theta}$, con distintas posiciones y configuraciones de cada una de ellas, deberán ser consideradas

para determinar aquella que produzca el efecto más desfavorable sobre el elemento o sobre la sección considerada (ver apartado 4.2.2.).

$$S_d = S [(\gamma_f \cdot \psi_f \cdot F_k)_1, \dots, (\gamma_f \cdot \psi_f \cdot F_k)_\theta, \dots]$$

Para la determinación de la capacidad de respuesta de la estructura o del elemento estructural analizado se utilizarán los valores característicos de las propiedades de los materiales (f_k) divididos por un coeficiente de seguridad (γ_m).

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

$$R_d = R (f_{d1}, \dots, f_{di}, \dots)$$

Los valores característicos de las propiedades de los materiales (p.e. resistencia característica) se definen como aquellos valores asociados a probabilidades de alcanzarse o excederse del 95% para la distribución estadística obtenida a partir de ensayos realizados bajo condiciones establecidas en la Instrucciones correspondientes (valor característico inferior).

En algunos casos, aumentos en los valores de las propiedades de los materiales pueden ocasionar reducciones en la seguridad de la estructura (p.e. aumentos en la resistencia del hormigón da lugar a reducciones en la deformabilidad del mismo, pudiendo ocasionar efectos perjudiciales como en el caso de fisuración en presencia de deformaciones impuestas, plastificaciones en situación sísmica,...). En esos casos deberán diferenciarse valores característicos superiores e inferiores asociados a percentilas del 95% y del 5%, respectivamente.

Los coeficientes de seguridad (γ_m) son introducidos en el cálculo para tener en cuenta, entre otros, los siguientes factores: Posibles desviaciones de los valores de las propiedades de los materiales en la estructura real respecto a los valores característicos; posibilidad de inadecuada valoración o cálculo de las propiedades de los materiales causadas por defectos de modelización de los mismos; efectos de la geometría o de las imperfecciones de los materiales sobre sus propiedades; variación de las propiedades de los materiales en relación a las cargas actuantes (p.e. en cargas de larga duración); y valoración del estado límite considerado.

Los valores de los coeficientes de minoración de los valores característicos de las propiedades de los materiales se determinarán principalmente según lo dispuesto en sus Normas específicas, en función de la propiedad considerada, el material constituyente, el estado límite comprobado, la fase e hipótesis de trabajo analizada, el nivel de control en la ejecución previsto, los daños previsibles en caso de accidente, e incluso del modelo de cálculo adoptado. En aquellos casos no previstos en las Normas citadas se atenderá lo dispuesto simplifadamente en el apartado 4.3.

Los parámetros geométricos serán usualmente introducidos en los cálculos por medio de sus valores nominales.

$$a_d = a_{nom}$$

En algunos casos podrá introducirse específicamente un término adicional de seguridad (Δa positivo o negativo) con un determinado valor de cálculo.

$$a_d = a_{nom} + \Delta a$$

4.1.3. ESTADOS LÍMITES

Los Estados Límites a considerar en el cálculo se clasifican en:

- Estados Límites Últimos (ELU).
- Estados Límites de Utilización (ELS).

a) ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (ELU)

La denominación de Estados Límites Últimos engloba a todos aquellos estados correspondientes a una puesta fuera de servicio de la estructura por colapso, rotura, pérdida de estabilidad, u otras formas de fallo estructural de la misma o de parte de ella. Dichos estados están relacionados con la máxima capacidad de carga del sistema estructural.

Deberán tomarse en consideración, siempre que sean significantes, los siguientes Estados Límites Últimos:

- *Estados Límites de Equilibrio Estático*, definidos por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura considerada como un cuerpo rígido (p.e. vuelco, deslizamiento, levantamiento de apoyos, flotación).
Se estudiará a nivel de estructura o elemento estructural completo, teniendo en cuenta las condiciones reales de las sustentaciones y en particular las derivadas del comportamiento del terreno, deducidas de acuerdo con los métodos de la Mecánica del Suelo.

Usualmente la condición de comprobación será la siguiente: $E_{d,dst} < E_{d,est}$; siendo $E_{d,dst}$ y $E_{d,est}$ los efectos producidos por las acciones desestabilizadoras y estabilizadoras respectivamente.

A menos que exista Reglamentación específica o criterios usuales de validez reconocida para la definición unívoca de qué acciones son estabilizadoras y cuáles desestabilizadoras para el tipo de estructura y condición límite de equilibrio analizada, el Proyectista tendrá especial cuidado en plantear la condición de comprobación incluyendo los criterios aplicados para la diferenciación entre acciones estabilizadoras y desestabilizadoras.

Dicha condición de comprobación será aplicable siempre y cuando el equilibrio estructural pueda idealizarse de forma suficientemente precisa al de un sólido rígido sobre otro sólido rígido.

Para casos más generales la condición de comprobación podrá establecerse en base a la comparación entre la hipótesis que produce el agotamiento del equilibrio estático, y la hipótesis de cálculo; pudiendo materializarse de diversas formas según el tipo estructural y estado de equilibrio analizado.

- *Estados Límites de Agotamiento o Rotura*, definidos por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura. Se incluyen en estos estados límites aquellos específicos de solicitaciones tangentes como adherencia o anclaje.

Se estudiarán a nivel de sección.

La condición de comprobación será la siguiente: $S_d \leq R_d$; siendo, en general, S_d las solicitaciones producidas por las acciones de cálculo, y R_d la condición de agotamiento asociada a los valores de cálculo de las propiedades de los materiales constitutivos.

Las definiciones de S_d y R_d variarán según el problema específico analizado; pudiendo ser las relaciones escalares, vectoriales, e incluso más complejas.

En algunos casos, los valores de cálculo de las acciones podrán ser comparados directamente con los valores de cálculo de la capacidad resistente de la estructura o del elemento estructural.

- *Estado Límite de Inestabilidad de Segundo Orden* o pandeo de una parte o del conjunto del elemento estructural.
Se estudiará a nivel de estructura o elemento estructural completo.
Deberá verificarse que el mecanismo de inestabilidad no se producirá a menos que se superen los valores de cálculo de las acciones, para las propiedades estructurales asimismo con sus valores de cálculo.

- *Estado Límite de Fatiga*, correspondiente a la rotura de uno o varios materiales de la estructura por efecto de la fatiga bajo la acción de cargas repetidas o variables en el tiempo (p.e. oleaje, corrientes, viento, hielo,...).

No será necesaria la comprobación del estado límite de fatiga si el número de ciclos o fluctuaciones acumuladas de la carga es menor que 1.000 ciclos.

Se estudiará a nivel de sección.

Deberá comprobarse que el efecto de deterioro causado por la aplicación reiterada de las cargas de cálculo sobre la estructura, es menor que el deterioro crítico, función de las propiedades de los materiales constituyentes.

En estructuras marítimas y portuarias son esperables problemas de fatiga especialmente en estructuras de acero sometidas a la acción del oleaje, viento, corrientes, o a sobrecargas de equipos de manipulación de mercancías; γ en pavimentos sometidos a la acción del tráfico rodado convencional y al debido a equipos de manipulación de mercancías.

- *Estado Límite de Colapso Progresivo*, caracterizado por la rotura o pérdida de equilibrio estático de la estructura debido al fallo progresivo de sus elementos una vez que se ha producido el fallo inicial de uno o unos pocos de sus elementos simples (transformación de la estructura en un mecanismo).

Dicho estado límite tendrá especial significación en hipótesis de trabajo extraordinarias; ya que en esos estados de carga suelen admitirse roturas o pérdidas de equilibrio localizadas

siempre y cuando no den lugar al colapso total de la estructura. Después de la actuación de las cargas accidentales la estructura deberá ser capaz de resistir las acciones extremas asociadas al periodo de tiempo necesario para su completa reparación.

El cumplimiento de este estado límite suele ser más una cuestión de concepción estructural, o de materiales constituyentes, que de cálculo.

Se estudiará a nivel de estructura completa.

Deberá verificarse que la estructura no se transforma en un mecanismo a menos que se superen los valores de cálculo de las acciones.

- *Estado Límite de Deformación Acumulada*, o cambios inaceptables en la geometría del sistema.
- *Estados Límites Particulares* asociados a ciertas situaciones accidentales como resistencia al fuego, aislamiento térmico en el curso de un incendio,...

b) ESTADOS LÍMITES DE UTILIZACIÓN (ELS)

La denominación de Estados Límites de Utilización engloba a todos aquellos estados o situaciones de la estructura para las que la misma queda fuera de servicio por razones funcionales, de durabilidad, o estéticas.

Deberá verificarse que: $E_d \leq C_d$; siendo E_d los efectos producidos por las acciones de cálculo y C_d un valor nominal fijado a priori o una función de las propiedades de los materiales. Las relaciones podrán ser escalares, vectoriales, e incluso más complejas.

Deberán tomarse en consideración, siempre que sean significantes, los siguientes Estados Límites de Utilización:

- *Estados Límites de Durabilidad*, caracterizados por el hecho de que la resistencia de la pieza frente a la agresividad del medio, o de las acciones, alcance un determinado valor límite. Incluye estados límite como fisuración o comportamiento frente a la fisuración, corrosión, ... El deterioro provocado por influencias agresivas del medio sobre los materiales constitutivos de la estructura puede conducir asimismo a estados límites últimos. Se estudiará a nivel de sección.
- *Estados Límites de Deformación*, caracterizados por alcanzarse determinados movimientos, o velocidades y aceleraciones de los mismos, en la estructura que afectan a la funcionalidad o a la estética de la misma. A falta de criterios en las Instrucciones correspondientes, el Proyectista fijará los límites de deformación admitidos de acuerdo con las condiciones de explotación preestablecidas y con los criterios del Cliente o la Autoridad Competente. Se estudiará a nivel de estructura o elemento estructural.
- *Estado Límite de Vibración*, con objeto de prevenir en la estructura la existencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia capaces de producir daños en los elementos no estructurales, interferir en su normal funcionamiento, o causar inconfort. Se estudiará a nivel de estructura o elemento estructural completo.
- *Estado Límite de Daños Permanentes*, caracterizado por el hecho de que la estructura tenga margen de seguridad suficiente para continuar en servicio durante toda su vida útil en el supuesto de que se presenten daños que no puedan ser reparados, por ejemplo por la actuación de una carga accidental (p.e. si el material es hormigón será necesario comprobar, a efectos del estado límite de fisuración, que al desaparecer la acción extraordinaria considerada la fisuración remanente producida no entraña dificultades de tipo funcional o peligro de durabilidad). Se estudiará a nivel de estructura o elemento estructural completo.
- *Estado Límite de Impermeabilidad*, para aquellas estructuras en las cuales su función Principal es la creación de un compartimento impermeable. Se estudiará a nivel de sección.

4.1.4. CRITERIOS DE ANÁLISIS

▪ MODELOS DE CÁLCULO

El proceso general de cálculo correspondiente al Método de los Estados Límites, y demás pres-

cripciones establecidas en las presentes Recomendaciones, podrán aplicarse teniendo en cuenta las condiciones siguientes:

- La respuesta de la estructura asociada a las acciones actuantes será determinada sobre la base de:
 - Un análisis estructural global para la determinación de las solicitaciones o esfuerzos.
 - Un análisis de las secciones transversales de los distintos elementos estructurales y de las uniones para determinar su capacidad resistente.

a partir de una modelización o idealización de la estructura tanto en lo referente a sus materiales constitutivos como a sus características geométricas.

Dicha modelización deberá ser lo suficientemente precisa para predecir de forma correcta el comportamiento de la estructura y a su vez permitir una definición válida de las condiciones inherentes al estado límite considerado. Asimismo deberá ser compatible con las posibilidades de aplicación para los medios de que se disponga.

- Los modelos para los materiales constitutivos podrán ser:
 - Lineales (o elásticos): La respuesta de la estructura es proporcional a las acciones actuantes, eventualmente con posibilidad de redistribuciones.
 - No lineales (o elasto-plásticos): Con aproximaciones distintas para la determinación de los esfuerzos (p.e. en el hormigón, comportamiento elástico con zonas plastificadas; teoría de las rótulas plásticas), y de las capacidades resistentes (p.e. diagramas simplificados tensión/deformación en el hormigón tipo rectángulo o parábola/rectángulo).
- Los modelos geométricos podrán ser:
 - Modelos de Primer Orden, basados en la geometría inicial de la estructura.
 - Modelos de Segundo Orden, basados en la geometría de la estructura deformada.

En la mayor parte de los casos las solicitaciones serán determinadas sobre la base de modelos de primer orden. Para estructuras muy flexibles, para ciertos esfuerzos complejos y para el estudio de ciertos tipos de inestabilidad estructural, puede ser necesario utilizar modelos de segundo orden.

▪ MODELOS EXPERIMENTALES

Los modelos de cálculo podrán ser sustituidos o completados parcial o totalmente por modelos experimentales físicos o matemáticos, o por ensayos sobre prototipos, con objeto de:

- Contribuir al análisis estructural determinando la respuesta de la estructura por vía experimental.
- Definir ciertos aspectos del comportamiento estructural en las condiciones especificadas en los ensayos (p.e. capacidad portante, deformaciones,...).

Los ensayos sobre modelos experimentales serán generalmente utilizados cuando los modelos de cálculo tengan un grado de incertidumbre elevado, pudiendo dar lugar a dimensionamientos no económicos o no fiables.

▪ COMPROBACIONES

Los cálculos realizados en base a modelos de cálculo o a modelos experimentales deberán garantizar que, tanto para la estructura en su conjunto como para cada uno de sus elementos, no se sobrepasan los Estados Límites Últimos y de Utilización en todas las hipótesis de carga consideradas para cada una de las Fases de Proyecto e Hipótesis de Trabajo significativas establecidas según los criterios de combinación de acciones de la presente Recomendación (ver apartado 4.2.).

4.2. CRITERIOS DE COMBINACIÓN DE ACCIONES E HIPÓTESIS DE CARGA

4.2.1. VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES

El valor de cálculo de una acción a considerar en cada una de las combinaciones de cargas será obtenido a partir de la ponderación de uno de sus Valores Representativos (Valor Característico F_k ; Valor de Combinación $\psi_0 \cdot F_k$; Valor Frecuente $\psi_1 \cdot F_k$; Valor cuasi-permanente $\psi_2 \cdot F_k$) mediante Coeficientes de Seguridad (γ_f).

El valor representativo de la acción adoptado para la determinación de su valor de cálculo dependerá de:

- La naturaleza de la acción.
- El efecto desfavorable o favorable de la misma.
- La importancia, o carácter predominante, de la acción en el dimensionamiento de la estructura analizada.
- La fase de proyecto e hipótesis de trabajo analizada.
- El estado límite considerado.

Asimismo, el coeficiente de seguridad adoptado para la ponderación del valor representativo dependerá de:

- La naturaleza de la acción.
- El efecto desfavorable o favorable de la misma.
- La fase de proyecto e hipótesis de trabajo analizada.
- El estado límite considerado.
- El nivel del control de calidad previsto en la ejecución.
- Los daños previsibles en caso de rotura de la estructura.
- E incluso el material constitutivo de la estructura.

Para la determinación de los valores de cálculo de las acciones a utilizar en el proyecto de obras marítimas y portuarias podrán seguirse los criterios generales establecidos en la tabla 4.2.1.1. para Estados Límites Últimos (ELU) y 4.2.1.2. para Estados Límites de Utilización (ELS).

Dicha Reglamentación específica se establece en sustitución de aquellos otros criterios simplificados de determinación de los valores de cálculo de las acciones, prescritos por las Normas Generales vigentes (p.e. EH-88, EP-80, NBE-AE-88, NBE-MV-103; Norma Sismorresistente PDS-1,...), especialmente aplicables en proyectos de edificación y puentes. En obras marítimas y portuarias, la naturaleza y características de las cargas de efecto predominante, las diferentes posibilidades de actuación conjunta compatible de varias cargas variables con distintos orígenes, la existencia de cargas variables de valor minimal no nulo, y la determinación de los valores de las acciones variables medioambientales mediante criterios de riesgo, dan lugar a diferencias relevantes respecto a lo usual en obras de edificación y puentes.

Para la determinación de los valores característicos y demás valores representativos de las acciones se tendrá en cuenta lo dispuesto en los apartados 3.2. Criterios de Valoración de Acciones, y 3.4. Valores Característicos de las Acciones, de las presentes Recomendaciones.

Los coeficientes ψ_0 , ψ_1 , y ψ_2 necesarios para la determinación de los valores representativos de las acciones a partir de sus valores característicos se cuantifican en el subapartado 3.2.2.

Los coeficientes de seguridad γ_f se ajustarán a lo señalado en el apartado 4.2.2. para los modelos de cálculo establecidos en las Normas vigentes referentes al proyecto de obras de materiales específicos.

La corrección de coeficientes en función del nivel de control en la ejecución y de los daños previsibles en caso de accidente podrán llevarse a cabo según lo indicado en dichas Normas.

4.2.2. COMBINACIÓN DE ACCIONES

a) CRITERIOS GENERALES

Para encontrar la hipótesis de carga más desfavorable correspondiente a cada fase de proyecto y condición de trabajo, se procederá de la siguiente forma:

- De las acciones clasificadas en estas Recomendaciones se eliminarán aquellas que no deban considerarse por no actuar o ser despreciables en el caso que se estudia.

TABLA 4.2.1.1. CRITERIOS GENERALES PARA LA DETERMINACIÓN DE VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES, PARA SU USO EN ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS.

FASE DE PROYECTO ANALIZADA	CARGAS PERMANENTES (G _d)		CARGAS VARIABLES (Q _d)				CARGAS ACCIDENTALES (A _d)
	Carga variable de efecto predominante		Otras cargas variables de actuación simultánea compatible				
	De efecto desfavorable	De efecto favorable	De efecto desfavorable	De efecto favorable	De efecto desfavorable	De efecto favorable	
Fases de construcción y Fase de servicio excepto en condiciones excepcionales	$\gamma_{fg}^{max} \times G_{ksup,i}$	$\gamma_{fg}^{min} \times G_{kinf,i}$	$\gamma_{fg}^{max,1} \times Q_{ksup,1}$	—	$\gamma_{fg}^{max,j} \times \psi_{0,j} \cdot Q_{ksup,j}$	$\gamma_{fg}^{min,j} \times \psi_{0,j} \cdot Q_{kinf,j}$	—
Fase de servicio en condiciones excepcionales	$\gamma_{fga}^{max} \times G_{ksup,i}$	$\gamma_{fga}^{min} \times G_{kinf,i}$	$\psi_{1,1} \cdot Q_{ksup,1}$	—	$\psi_{2,j} \cdot Q_{ksup,j}$	$\psi_{2,j} \cdot Q_{kinf,j}$	$\gamma_{fa} \times A_k$

LEYENDA:

- G_d : Valor de cálculo de las cargas permanentes.
- G_{ksup,i} : Valor característico maximal de la carga permanente i.
- G_{kinf,i} : Valor característico minimal de la carga permanente i. Normalmente para cargas muertas dicho valor es cero.
- Q_d : Valor de cálculo de la cargas variables.
- Q_{ksup,1} : Valor característico maximal de la carga variable considerada de efecto predominante en la combinación.
- Q_{ksup,j} : Valor característico maximal de la carga variable j, diferenciada de aquella considerada de efecto predominante en la combinación.
- Q_{kinf,j} : Valor característico minimal de la carga variable j, diferenciada de aquella considerada de efecto predominante en la combinación. Usualmente dicho valor es cero, excepto para cargas hidráulicas, cargas del terreno y cargas de deformación.

TABLA 4.2.1.1. (Continuación).

A_d	: Valor de cálculo de las cargas accidentales.
A_k	: Valor característico de la carga accidental.
$\Psi_{0,j}$: Coeficiente para la obtención del valor de combinación de la acción variable j.
$\Psi_{1,1}$: Coeficiente para la obtención del valor frecuente de la acción variable considerada de efecto predominante.
$\Psi_{2,i}$: Coeficiente para la obtención del valor cuasi-permanente de la acción variable j.
$\gamma_{fq\ max}$: Coeficiente de seguridad para los valores característicos maximales de las cargas permanentes.
$\gamma_{fq\ min}$: Coeficiente de seguridad para los valores característicos minimales de las cargas permanentes.
$\gamma_{fga\ max}$: Lo mismo que $\gamma_{fg\ max}$ pero para condiciones excepcionales.
$\gamma_{fga\ min}$: Lo mismo que $\gamma_{fg\ min}$ pero para condiciones excepcionales.
$\gamma_{fq\ max,1}$: Coeficiente de seguridad para los valores característicos maximales de la carga variable considerada de efecto predominante.
$\gamma_{fq\ max,i}$: Coeficiente de seguridad para los valores representativos maximales de la carga variable j.
$\gamma_{fq\ min,i}$: Coeficiente de seguridad para los valores representativos minimales de la carga variable j.
γ_{fa}	: Coeficiente de seguridad para los valores característicos de las acciones accidentales.

- A las acciones actuantes se les adjudicarán como valores de cálculo los ponderados según los criterios del apartado 4.2.1.
- Para cada Estado Límite a comprobar se considerarán las hipótesis de carga que se indican en el párrafo b) de este apartado, eligiéndose la que, en cada caso, resulte más desfavorable.
- En cada hipótesis deberán tenerse en cuenta únicamente aquellas acciones cuya actuación simultánea sea compatible.
- A falta de una Reglamentación específica para el tipo estructural analizado, o de experiencia del Proyectista, cada carga variable significativa con distinto origen será tomada sucesivamente como acción variable de efecto predominante, a menos que sea evidente que la combinación resultante no puede ser determinante.
- Aunque el número de acciones variables de actuación simultánea compatible pueda ser elevado, raramente será necesario tomar en consideración la combinación de la totalidad de dichas cargas. Generalmente no se aplicarán conjuntamente más de dos cargas variables de uso o explotación, y dos medioambientales.
- En cada combinación accidental que se considere se incluirá una única acción accidental; con objeto de tener en cuenta la pequeña probabilidad de actuación simultánea de más de una carga accidental.
- Cuando en una misma hipótesis de carga varios casos de carga sean posibles, se considerarán aquellos casos más desfavorables para el estado límite y la sección analizada.
- A los efectos de combinación de acciones, las cargas debidas al sismo serán consideradas como acciones accidentales, independientemente de los criterios de valoración aplicados.

TABLA 4.2.1.2. CRITERIOS GENERALES PARA LA DETERMINACIÓN DE VALORES DE CÁLCULO DE LAS ACCIONES, PARA SU USO EN ESTADOS LÍMITES DE UTILIZACIÓN.

TIPO DE COMBINACIÓN	CARGAS PERMANENTES (G _d)		CARGAS VARIABLES (Q _d)				CARGAS ACCIDENTALES (A _d)
	De efecto desfavorable	De efecto favorable	Carga variable de efecto predominante		Otras cargas variables de actuación simultánea compatible		
			De efecto desfavorable	De efecto favorable	De efecto desfavorable	De efecto favorable	
Rara o poco frecuente	G _{ksup,i}	G _{kinf,i}	Q _{ksup,1}	—	ψ _{0,j} · Q _{ksup,i}	ψ _{0,j} · Q _{kinf,j}	—
Frecuente	G _{ksup,i}	G _{kinf,i}	ψ _{1,1} · Q _{ksup,1}	—	ψ _{2,j} · Q _{ksup,i}	ψ _{2,j} · Q _{kinf,j}	—
Cuasi-permanente	G _{ksup,i}	G _{kinf,i}	—	—	ψ _{2,j} · Q _{ksup,i}	ψ _{2,j} · Q _{kinf,j}	—

LEYENDA:

Según Tabla 4.2.1.1.

NOTAS:

Como excepción a los criterios indicados en esta tabla se señala que para la obtención de los valores de cálculo de las cargas de deformación con carácter de permanencia (p.e. pretensado) deberán aplicarse además los siguientes coeficientes de seguridad γ_f:

γ_{fq max} = 1,10 si el efecto de la carga en la combinación de acciones es desfavorable.

γ_{fq min} = 0,90 si el efecto de la carga en la combinación de acciones es favorable.

b) HIPÓTESIS DE CARGA

- PARA ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS (ELU)

— Estados Límites de Equilibrio

La verificación de las condiciones de equilibrio estático consistirán generalmente en el cumplimiento de la siguiente desigualdad para cada estado de equilibrio analizado:

$$E[\sum \gamma_{fg \min} \cdot G_{k \text{ inf}, i} + \gamma_{fg \min} \cdot (\sum_{j>1} \Psi_{0,j} \cdot Q_{k \text{ inf}, j})] \geq E[\sum \gamma_{fg \max} \cdot G_{k \text{ sup}, i} + \gamma_{fg \max, j} \cdot Q_{k \text{ sup}, 1} + \sum_{j>1} \gamma_{fg \max, j} \cdot \Psi_{0,j} \cdot Q_{k \text{ sup}, j}]$$

estando en la parte izquierda de la misma los efectos producidos por las acciones estabilizadores, y en la parte derecha los producidos por las desestabilizadoras.

Los parámetros se definen en la tabla 4.2.1.1.

La comprobación de Estados Límites de Equilibrio no suele realizarse en condiciones extraordinarias, es decir cuando actúan acciones accidentales, ya que en esos estados de carga pueden admitirse daños localizados siempre y cuando no den lugar al colapso total de la estructura. Para estos casos, los estados límites de equilibrio se considerarán verificados con la comprobación del Estado Límite de Colapso Progresivo.

A título indicativo, los valores de los coeficientes de seguridad (γ_f) a utilizar en la comprobación de los estados límites de equilibrio serán:

TIPO DE ACCIÓN	De efecto desfavorable (γ_{fmax})	De efecto favorable (γ_{fmin})
Carga Permanente (γ_{fg})	1,10	0,90
Carga Variable Medioambiental obtenida a partir de datos estadísticos y criterios de riesgo (γ_{fg})	1,00	—
Carga de Deformación (γ_{fg})	1,10	0,90
Otras Cargas Variables (γ_{fq})	1,50	1,00

Dichos valores serán aplicables a falta de Reglamentación específica para el tipo estructural analizado.

— Estados Límites de Agotamiento o Rotura; Inestabilidad de Segundo Orden; y Colapso Progresivo

La verificación de los estados límites de agotamiento o rotura, inestabilidad de segundo orden, y colapso progresivo deberá efectuarse en base a las combinaciones siguientes:

- Combinaciones Fundamentales

(Para fases de construcción y servicio en condiciones normales de operación, en condiciones extremas, y en reparación)

$$\sum \gamma_{fg \max} \cdot G_{k \text{ sup}, i} + \sum \gamma_{fg \min} \cdot G_{k \text{ inf}, i} + \gamma_{fq \max, 1} \cdot Q_{k \text{ sup}, 1} + \sum_{j>1} \gamma_{fq \max, j} \cdot \Psi_{0,j} \cdot Q_{k \text{ sup}, j} + \sum_{r>1} \gamma_{fq \min, r} \cdot \Psi_{0,r} \cdot Q_{k \text{ inf}, r}$$

Los parámetros se definen en la tabla 4.2.1.1.

- Combinaciones Accidentales

(Para fase de servicio en condiciones excepcionales, y fase de servicio después de una situación excepcional ($A_k = 0$))

$$\sum \gamma_{fga \max} \cdot G_{k \text{ sup}, i} + \sum \gamma_{fga \min} \cdot G_{k \text{ inf}, i} + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k \text{ sup}, 1} + \sum_{j>1} \Psi_{2j} \cdot Q_{k \text{ sup}, j} + \sum_{r>1} \Psi_{2,r} \cdot Q_{k \text{ inf}, r} + \gamma_{fa} \cdot A_k$$

Los parámetros se definen en la tabla 4.2.1.1.

A falta de Reglamentación específica para el tipo estructural analizado, los valores de los coeficientes de seguridad (γ_i) a utilizar en la comprobación de estados límites de agotamiento o rotura, inestabilidad de segundo orden, y colapso progresivo, serán los indicados en A para combinaciones fundamentales, y en B para combinaciones accidentales.

A. COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA COMBINACIONES FUNDAMENTALES		
TIPO DE ACCIÓN	De efecto desfavorable (γ_{max})	De efecto favorable (γ_{min})
Cargas Permanentes (γ_{fg})	1,35	1,00
Cargas Variables Medioambientales obtenidas a partir de datos estadísticos y criterios de riesgo (γ_{fq})	1,00	—
Cargas de Deformación (γ_{fq})	1,20	0,90
Otras Cargas Variables (γ_{fq})	1,50	1,00

B. COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA COMBINACIONES ACCIDENTALES		
TIPO DE ACCIÓN	De efecto desfavorable (γ_{max})	De efecto favorable (γ_{min})
Cargas Permanentes (γ_{fga})	1,10	0,90
Cargas Variables (γ_{fqa})	1,00	1,00
Cargas Accidentales (γ_{fa})	1,00	—

— Estado Límite de Fatiga

Para la comprobación del estado límite de fatiga, todas las cargas fluctuantes (p.e. oleaje, vientos, corrientes,...) que puedan actuar sobre la estructura durante la fase de proyecto analizada deberán ser tomadas en consideración con cada uno de sus valores usuales en dicha fase.

El coeficiente de ponderación (γ_f) aplicado a las cargas de fatiga es generalmente 1,00. No obstante, si los datos estadísticos de los que se dispone para la determinación de las cargas de fatiga no son fiables o suficientes (periodos mínimos de registros de datos de 1/20 de la duración de la fase analizada) deberán considerarse coeficientes de ponderación superiores.

Para la comprobación del estado límite de fatiga, las cargas podrán ser condensadas en grupos uniformes tales que sus componentes produzcan estados tensionales equivalentes (p.e. oleajes dentro de un intervalo altura/periodo), o transformadas en cargas ficticias equivalentes a efectos de deterioro (p.e. las cargas transmitidas por equipos de manipulación de mercancías equivalen a un número acumulado de Cargas Tipo. Ver apartado 3.4.2.3.4.). Podrá entonces definirse un coeficiente de seguridad a fatiga de la siguiente forma:

$$\text{Factor de Seguridad: } \sum_{i=1}^{n_T} (n_i / N_i) < 1$$

siendo:

n_i : Número de acciones de un grupo determinado que actuarán durante la fase analizada, o número de acciones ficticias equivalentes acumuladas durante dicha fase. (con un 50% de probabilidad de excedencia).

N_i : Número de acciones del grupo determinado, o número de cargas Tipo acumuladas, necesarias para producir el deterioro crítico de la estructura.

n_T : Número de grupos de cargas actuantes adoptados.

▪ **PARA ESTADOS LÍMITES DE UTILIZACIÓN (ELS)**

La verificación de los distintos Estados Límites de Utilización deberá efectuarse en base a las siguientes combinaciones de cargas:

— *Combinación Poco-Frecuente*

$$\sum G_{k,i} + Q_{k,1} + \sum_{j>1} \Psi_{0,j} \cdot Q_{k,j}$$

— *Combinación Frecuente*

$$\sum G_{k,i} + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j>1} \Psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

— *Combinación Cuasi-Permanente*

$$\sum G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \Psi_{2,j} \cdot Q_{k,j}$$

Los parámetros se definen en la tabla 4.2.1.2.

Para cada acción se adoptará su valor maximal o minimal en función de su efecto favorable o desfavorable en la combinación de acciones para el estado límite de utilización considerado.

Como se observa en las combinaciones de acciones indicadas, los coeficientes de seguridad (γ_i) a utilizar en la comprobación de los estados límites de utilización serán 1,00; no obstante para cargas de deformación con carácter de permanencia (p.e. Cargas de Pretensado) deberán aplicarse los siguientes:

- $\gamma_{q \max} = 1,10$,si el efecto de la carga en la combinación de acciones es desfavorable.
- $\gamma_{q \min} = 0,90$,si el efecto de la carga en la combinación de acciones es favorable.

El Proyectista, el Cliente o la Autoridad Competente fijarán justificadamente las condiciones de verificación de cada estado límite de utilización en cada fase e hipótesis de proyecto, indicando el tipo de combinación de acciones aplicable. No obstante, siempre deberá tomar en consideración las condiciones mínimas prescritas en las Normas, Instrucciones, y demás Reglamentaciones específicas para el tipo estructural analizado.

Ejemplos de condiciones mínimas de cumplimiento de estados límites de utilización prescritos en Normas son:

Ejemplo 1: La Norma EP-80 distingue tres clases de comprobaciones en una estructura de hormigón pretensado en relación con los estados límites de fisuración en fase de servicio, aplicables en función del tipo estructural analizado: Clase I: correspondiente al cumplimiento del estado límite de descompresión para la combinación poco-frecuente; Clase II: correspondiente al cumplimiento del estado límite de formación de fisuras para la combinación poco-frecuente, y del de descompresión para la combinación frecuente; y Clase III: correspondiente al cumplimiento del estado límite de descompresión para la combinación cuasi-permanente.

Ejemplo 2: La Norma NBE MV-103 fija limitaciones de flechas en piezas de acero de directriz recta sometidas a flexión para la combinación poco-frecuente.

En algunos casos la verificación de un estado límite puede exigir la consideración simultánea de dos o más combinaciones de cargas. Es particularmente aplicable cuando se prevean efectos diferidos significativos debidos a cargas reológicas. En ese caso las combinaciones de acciones a tomar en consideración podrán ser:

- Para los efectos instantáneos: combinación poco-frecuente.
- Para los efectos diferidos: combinación cuasi-permanente.

La comprobación de Estados Límites de Utilización no suele realizarse para condiciones extraordinarias, es decir cuando se considera la actuación de una acción accidental. Bastará comprobar que, una vez retirada la acción accidental, los posibles efectos remanentes derivados de su actuación no representan impedimento alguno para que el comportamiento posterior de la estructura sea el previsto para la misma antes de haber sufrido la actuación de la carga extraordinaria, muy en particular en todo aquello relativo a las condiciones funcionales y de durabilidad (p.e. fisuraciones remanentes en estructuras de hormigón, deformaciones remanentes en estructuras de acero,...). Es decir, deberá verificarse el Estado Límite de Daños Permanentes.

4.3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD (γ_m) DE MINORACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA LA COMPROBACIÓN DE ESTADOS LÍMITES

Según el proceso general de cálculo desarrollado en el apartado 4.1. de estas Recomendaciones, la determinación de la capacidad de respuesta de la estructura o del elemento estructural analizado se realizará en base a los valores característicos de las propiedades de los materiales (f_k) divididos por un coeficiente de seguridad (γ_m).

Los valores de los coeficientes de minoración de los valores característicos de las propiedades de los materiales se determinarán principalmente según lo dispuesto en sus Normas específicas.

Los valores medios de los coeficientes de seguridad para el estudio de estados límites se indican en la tabla 4.3.1. Dichos valores se considerarán aplicables siempre que se prevean niveles de control de calidad en la ejecución normales y daños previsibles medios en caso de fallo, valorados según lo dispuesto en las Normas específicas.

Para otros niveles de control y de valoración de daños deberán efectuarse las correcciones previstas en las citadas Normas.

Podrán ser aplicados en los cálculos coeficientes de seguridad mayores o menores que los aquí indicados, siempre que se justifique adecuadamente su empleo mediante más severos procedimientos de control.

TABLA 4.3.1. VALORES MEDIOS DE LOS COEFICIENTES (γ_m) DE MINORACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA LA COMPROBACIÓN DE ESTADOS LÍMITES.		
A. ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS		
MATERIAL	COMBINACIONES DE ACCIONES	
	FUNDAMENTALES	ACCIDENTALES
Hormigón en compresión (γ_c)	1,50	1,30
Acero en armaduras pasivas (γ_s)	1,15	1,00
Acero en armaduras activas (γ_p)	1,15	1,00
Acero de construcción (γ_a)	1,00	0,90
Conectores en estructuras mixtas (γ_v)	1,25	1,10
Madera (γ_t)	1,40	1,10
B. ESTADOS LÍMITES DE UTILIZACIÓN		
MATERIAL	CUALQUIER COMBINACIÓN	
Todos los Materiales (γ_m)	1,00	
<p>NOTAS:</p> <ul style="list-style-type: none"> — Los valores anteriores no son aplicables a las propiedades siguientes de los materiales, a los cuales se aplicará un coeficiente de minoración de 1,00: <ul style="list-style-type: none"> - Módulo de elasticidad (E) - Módulo de rigidez (G) - Coeficiente de Poisson (ν) - Coeficiente de dilatación térmica (α) — Los valores dados en la tabla tampoco serán aplicables para la comprobación del estado límite último de fatiga y colapso progresivo. En ese caso se utilizarán los siguientes factores diferenciados: <p>Para estado límite de fatiga:</p> $\gamma_c = 1,25$ $\gamma_s = 1,00$ <p>Para estado límite de colapso progresivo:</p> $\gamma_c = 1,10$ $\gamma_s = 1,00$ <p>Asimismo, para el cálculo a fatiga de estructuras de hormigón se adoptará un coeficiente de elasticidad igual a 0,80 veces el valor del módulo instantáneo de deformación longitudinal secante.</p> 		