

# ***Capítulo III***

## ***Criterios Geotécnicos***





# Índice Capítulo III

## CAPÍTULO III. CRITERIOS GEOTÉCNICOS

3.1. ASPECTOS GENERALES .....	129
3.2. CRITERIOS DE SEGURIDAD, SERVICIO Y EXPLOTACIÓN .....	129
3.2.1. Fiabilidad frente a los Estados Límite Últimos .....	130
3.2.2. Funcionalidad frente a Estados Límite de Servicio .....	132
3.2.3. Operatividad frente a los Estados Límite de Parada Operativa .....	133
3.3. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS .....	133
3.3.1. Estados Límite Últimos (ELU) .....	133
3.3.2. Estados Límite de Servicio (ELS) .....	134
3.3.3. Estados Límite de Parada Operativa (ELO) .....	135
3.3.4. Métodos de cálculo .....	135
3.3.5. Definición de los Estados o situaciones de proyecto .....	139
3.3.5.1. Definición de los parámetros geométricos .....	139
3.3.5.2. Definición de las propiedades del terreno .....	141
3.3.5.3. Definición de las acciones .....	142
3.3.5.4. Definición de las combinaciones de acciones y demás factores de proyecto .....	143
3.3.5.5. Consideración de Estados o situaciones de corta duración .....	147
3.3.6. Coeficientes de ponderación parciales de las acciones .....	148
3.3.7. Coeficientes de minoración parciales de las resistencias del terreno .....	148
3.3.8. Coeficientes de seguridad .....	149
3.3.8.1. Coeficientes de seguridad mínimos .....	149
3.3.8.2. Coeficientes de seguridad mínimos asociados con otras probabilidades de fallo .....	150
3.3.9. El cálculo con modelos numéricos .....	150
3.3.10. La fiabilidad en geotecnia .....	155
3.3.10.1. Fuentes de incertidumbre y su medida .....	155
3.3.10.2. El cálculo de referencia .....	158
3.3.10.3. Estudios de sensibilidad individuales .....	158
3.3.10.4. Composición de las sensibilidades individuales .....	159
3.3.10.5. Valor centrado del coeficiente de seguridad .....	159
3.3.10.6. Cálculo para la combinación cuasi-permanente .....	159
3.3.10.7. Cálculo para cada una de las combinaciones fundamentales .....	160
3.3.10.8. Cálculo en combinaciones accidentales o sísmicas .....	161
3.3.10.9. Índice de confianza y probabilidad de fallo .....	163
3.3.10.10. Verificación de la seguridad .....	164
3.4. FILTRACIONES Y CONSOLIDACIÓN .....	164
3.4.1. Problemas geotécnicos más comunes .....	164
3.4.2. Dibujo de redes de filtración .....	165
3.4.2.1. Terrenos homogéneos e isotrópos. Problemas bidimensionales .....	165
3.4.2.2. Terrenos anisótropos .....	166
3.4.2.3. Terrenos heterogéneos .....	166
3.4.2.4. Problemas tridimensionales .....	166

3.4.3.	Caudales de filtración .....	166
3.4.3.1.	Problemas bidimensionales, isótropos y homogéneos .....	166
3.4.3.2.	Terrenos anisótropos .....	168
3.4.3.3.	Terrenos heterogéneos .....	168
3.4.3.3.	Problemas tridimensionales .....	168
3.4.4.	Empujes del agua intersticial sobre estructuras .....	168
3.4.4.1.	Niveles de las aguas exteriores y de las líneas de saturación en terrenos naturales y rellenos .....	169
3.4.5.	Fuerzas de arrastre .....	172
3.4.6.	El problema del levantamiento de fondo .....	174
3.4.7.	Rebajamiento del nivel freático con pozos .....	176
3.4.8.	Arrastres de partículas y erosiones internas .....	177
3.4.9.	Arrastres, socavaciones y otras erosiones externas .....	179
3.4.10.	Consolidación de masas de suelo .....	180
3.4.10.1.	Formulación básica .....	180
3.4.10.2.	Los excesos de presión intersticial .....	181
3.4.10.3.	Subsidencia creada por los achiques .....	181
3.4.10.4.	Los asientos de consolidación .....	183
3.4.11.	Presiones intersticiales generadas por el oleaje y otras oscilaciones del nivel del mar .....	184
3.4.11.1.	Distribución de presiones intersticiales en fondos marinos .....	184
3.5	CIMENTACIONES SUPERFICIALES .....	189
3.5.1.	Tipos de cimentación .....	189
3.5.2.	Modos de fallo .....	190
3.5.2.1.	Estados Límite Últimos .....	190
3.5.2.2.	Estados Límite de Servicio .....	192
3.5.2.3.	Otros problemas de las cimentaciones superficiales .....	192
3.5.3.	Características de la cimentación .....	192
3.5.3.1.	Configuración geométrica .....	192
3.5.3.2.	Acciones .....	193
3.5.3.3.	Características del terreno .....	195
3.5.4.	Verificación de la seguridad frente al hundimiento .....	195
3.5.4.1.	Métodos de verificación .....	195
3.5.4.2.	Verificación según la experiencia local contrastada .....	196
3.5.4.3.	Verificación en función de los ensayos SPT .....	196
3.5.4.4.	Verificación mediante ensayos presiométricos .....	198
3.5.4.5.	Método basado en ensayos de penetración estática .....	199
3.5.4.6.	Métodos basados en otros ensayos de campo .....	200
3.5.4.7.	Carga de hundimiento en suelos cohesivos firmes y rocas .....	200
3.5.4.8.	Cálculo analítico de la carga de hundimiento .....	202
3.5.4.8.1.	Fórmula polinómica .....	202
3.5.4.8.2.	Factores de corrección .....	205
3.5.4.8.3.	Cimentaciones superficiales sobre terreno heterogéneo .....	208
3.5.4.8.4.	Cimentaciones en banquetta sobre suelos cohesivos .....	209
3.5.4.9.	Seguridad exigible frente al hundimiento .....	211
3.5.5.	Verificación de la seguridad frente al deslizamiento .....	212
3.5.5.1.	Consideraciones previas .....	212
3.5.5.2.	Procedimiento de cálculo .....	212
3.5.5.3.	Seguridad frente al deslizamiento .....	214

3.5.6.	Verificación de la seguridad frente al vuelco .....	215
3.5.6.1.	Vuelco rígido .....	215
3.5.6.2.	Vuelco plástico .....	216
3.5.6.3.	Seguridad frente al vuelco plástico .....	220
3.5.7.	Asientos y otros movimientos de las cimentaciones .....	220
3.5.7.1.	Zapatas aisladas .....	220
3.5.7.2.	Cimentaciones corridas .....	222
3.5.7.3.	Asientos de losas y cargas extensas .....	222
3.5.7.4.	Asientos admisibles .....	223
3.5.8.	Consideraciones sobre el proyecto estructural .....	224
3.6.	CIMENTACIONES PROFUNDAS .....	225
3.6.1.	Aspectos generales .....	225
3.6.1.1.	Tipos de terreno .....	225
3.6.1.2.	Tipos de pilote .....	227
3.6.2.	Modos de fallo más usuales .....	228
3.6.2.1.	Estados Límite Últimos .....	228
3.6.2.1.1.	Estados Límite Últimos de tipo geotécnico (GEO) .....	228
3.6.2.1.2.	Estados Límite Últimos de tipo estructural (STR) .....	228
3.6.2.2.	Estados Límite de Servicio .....	229
3.6.2.2.1.	Otras formas de fallo de las cimentaciones profundas .....	229
3.6.3.	Definición de los factores de proyecto .....	230
3.6.3.1.	Configuración geométrica .....	230
3.6.3.2.	Características del terreno .....	231
3.6.3.3.	Acciones .....	231
3.6.3.4.	Efectos parásitos .....	232
3.6.3.4.1.	Rozamiento negativo .....	232
3.6.3.4.2.	Empujes horizontales causados por sobrecargas verticales de superficie .....	234
3.6.3.4.3.	Empujes sobre pilotes en talud .....	236
3.6.3.5.	Efectos de las cargas cíclicas o alternativas .....	238
3.6.4.	La carga de hundimiento mediante fórmulas estáticas .....	242
3.6.4.1.	Formulación básica .....	242
3.6.4.2.	Carga de hundimiento en función del SPT .....	244
3.6.4.3.	Carga de hundimiento a partir de ensayos de penetración dinámica continuos .....	246
3.6.4.4.	Carga de hundimiento a partir de ensayos penetrométricos estáticos .....	246
3.6.4.5.	Carga de hundimiento calculada a partir del presiómetro .....	246
3.6.4.6.	Cimentaciones con pilotes sobre roca .....	247
3.6.4.7.	Métodos basados en soluciones analíticas .....	248
3.6.4.7.1.	Suelos granulares .....	248
3.6.4.7.2.	Suelos cohesivos .....	249
3.6.4.7.3.	Suelos cohesivos bajo la punta de los pilotes .....	250
3.6.4.8.	Pruebas de carga de hundimiento .....	251
3.6.5.	La carga de hundimiento mediante fórmulas dinámicas .....	252
3.6.5.1.	Fórmulas dinámicas de la hinca .....	253
3.6.5.2.	La ecuación de la onda .....	255
3.6.5.3.	El control de la hinca .....	257
3.6.6.	Verificación de la seguridad frente al hundimiento .....	261
3.6.6.1.	Hundimiento individual de un pilote .....	261
3.6.6.2.	Hundimiento conjunto del grupo .....	262
3.6.6.3.	Coeficientes de seguridad mínimos frente al hundimiento .....	262

3.6.7.	Verificación de la seguridad frente al arranque .....	263
3.6.7.1.	El pilote individual .....	263
3.6.7.2.	Consideración del efecto grupo .....	264
3.6.7.3.	Seguridad frente al arranque .....	264
3.6.8.	Verificación de la seguridad frente a la rotura del terreno por tiro o empuje horizontal .....	265
3.6.8.1.	El pilote individual .....	265
3.6.8.2.	Consideraciones del efecto grupo .....	267
3.6.8.3.	Coeficiente de seguridad frente a la rotura horizontal del terreno .....	268
3.6.9.	Verificación de los Estados Límite de Servicio .....	268
3.6.9.1.	Asientos .....	268
3.6.9.1.1.	Asientos del pilote aislado .....	269
3.6.9.1.2.	Consideración del efecto grupo .....	269
3.6.9.2.	Movimientos horizontales y esfuerzos .....	269
3.6.9.2.1.	Método simplificado .....	270
3.6.10.	Consideraciones sobre los modos de fallo de tipo estructural .....	272
3.6.10.1.	Distribución de cargas en grupos de pilotes .....	273
3.6.10.2.	Resistencia estructural .....	274
3.7.	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE EMPUJES DE TIERRAS .....	275
3.7.1.	Tipologías .....	275
3.7.1.1.	Muros de gravedad .....	275
3.7.1.2.	Muros pantalla .....	276
3.7.1.3.	Entibaciones .....	276
3.7.2.	Valores límites del empuje .....	276
3.7.3.	Simplificaciones necesarias para el cálculo de empujes .....	278
3.7.3.1.	Geometría del trasdós del muro .....	278
3.7.3.2.	Heterogeneidades del terreno .....	281
3.7.3.2.1.	Relleno en talud .....	281
3.7.3.2.2.	Relleno en franja estrecha .....	283
3.7.3.3.	Inclinación de los empujes .....	283
3.7.4.	Método general de cálculo del empuje activo .....	284
3.7.4.1.	Geometría del problema .....	284
3.7.4.2.	Red de filtración .....	285
3.7.4.3.	Cargas externas .....	285
3.7.4.4.	Datos del terreno .....	285
3.7.4.5.	Tramos de cálculo .....	286
3.7.4.6.	Cálculo del empuje en cada tramo .....	287
3.7.5.	Métodos basados en el coeficiente de empuje activo .....	290
3.7.5.1.	El concepto de coeficiente de empuje activo .....	290
3.7.5.2.	Valor del coeficiente de empuje activo .....	293
3.7.5.3.	Cálculo del empuje efectivo debido al peso del terreno .....	297
3.7.5.4.	El empuje del agua .....	298
3.7.5.5.	El efecto de la cohesión .....	299
3.7.5.6.	El efecto de las sobrecargas .....	301
3.7.5.6.1.	Sobrecargas verticales uniformes de gran extensión .....	301
3.7.5.6.2.	Sobrecargas verticales uniformes de extensión limitada .....	302
3.7.5.6.3.	Sobrecargas verticales lineales o concentradas .....	303
3.7.5.6.4.	Otras sobrecargas .....	304
3.7.6.	Método general de cálculo del empuje pasivo .....	305
3.7.6.1.	Datos necesarios .....	305

3.7.6.2.	Línea de rotura .....	305
3.7.6.3.	Cálculo del empuje .....	306
3.7.7.	Métodos basados en el coeficiente de empuje pasivo .....	307
3.7.7.1.	El concepto del coeficiente de empuje pasivo .....	307
3.7.7.2.	Valor del coeficiente de empuje pasivo .....	308
3.7.7.3.	Cálculo del empuje pasivo .....	310
3.7.8.	Cálculo del empuje al reposo .....	312
3.7.9.	Consideración de algunos casos singulares .....	314
3.7.9.1.	Empuje activo en muros paralelos .....	314
3.7.9.2.	Pantallas de anclaje enterradas .....	316
3.7.9.3.	Pilotaje en el trasdós de los muros .....	316
3.7.9.4.	Efecto silo .....	318
3.7.10.	Empuje sobre entibaciones .....	319
3.7.11.	Modos de fallo más usuales de las estructuras de contención .....	320
3.7.11.1.	Estados Límite Últimos .....	320
3.7.11.1.1.	Caracterización de las situaciones de proyecto .....	324
3.7.11.1.2.	Verificación de la seguridad frente al vuelco en los muros de gravedad .....	325
3.7.11.1.3.	Verificación de la seguridad frente a la rotura del terreno en muros pantalla .....	328
3.7.11.1.4.	Verificación de la seguridad frente al levantamiento del fondo de entibaciones .....	331
3.7.11.2.	Estados Límite de Servicio .....	331
3.7.11.2.1.	Movimiento de los muros de gravedad .....	331
3.7.11.2.2.	Movimiento de los muros pantalla .....	332
3.8.	ESTABILIDAD DE TALUDES .....	335
3.8.1.	Introducción .....	335
3.8.2.	Modos de fallo más usuales de los taludes asociados a Estados Límite Últimos .....	336
3.8.2.1.	Pérdida de la estabilidad global .....	336
3.8.2.2.	Deformaciones .....	336
3.8.2.3.	Erosiones .....	336
3.8.3.	Modos de fallo más usuales de los taludes asociados a Estados Límite de Servicio .....	336
3.8.4.	El cálculo de la estabilidad global en suelos .....	338
3.8.4.1.	Tipos de deslizamiento .....	338
3.8.4.2.	Caracterización de las situaciones de proyecto .....	339
3.8.4.3.	Principios generales del cálculo .....	342
3.8.4.4.	Deslizamiento plano indefinido .....	343
3.8.4.5.	Estudio de deslizamientos circulares .....	344
3.8.4.5.1.	Método del círculo de rozamiento .....	344
3.8.4.5.2.	Ábacos de Taylor .....	346
3.8.4.5.3.	Método de las rebanadas. Líneas circulares .....	346
3.8.4.6.	Estudio de deslizamientos no circulares .....	350
3.8.4.6.1.	Método de las rebanadas. Líneas no circulares .....	350
3.8.4.6.2.	Método de las cuñas .....	351
3.8.5.	El cálculo de la estabilidad global en rocas .....	352
3.8.5.1.	Tipos de inestabilidad .....	353
3.8.5.2.	Caracterización de la situación de proyecto .....	353
3.8.5.3.	Principios generales de cálculo .....	356
3.8.6.	Coefficientes de seguridad mínimos frente a la pérdida de estabilidad global .....	358
3.8.7.	Consideración de las deformaciones .....	358
3.9.	MEJORA DEL TERRENO .....	359
3.9.1.	Aspectos generales .....	359

3.9.2.	Precargas .....	360
3.9.2.1.	Mejoras producidas por las precargas .....	360
3.9.2.2.	Tipos de precargas .....	360
3.9.2.3.	Reconocimientos previos .....	361
3.9.2.4.	Proyecto de precargas .....	361
3.9.2.5.	Observación del tratamiento .....	363
3.9.3.	Vibración profunda .....	363
3.9.3.1.	Tipos de tratamiento .....	364
3.9.3.2.	Mejoras alcanzables .....	364
3.9.3.3.	Procedimientos de control .....	365
3.9.4.	Compactación dinámica .....	366
3.9.5.	Compactación con explosivos .....	368
3.9.6.	Inclusiones rígidas .....	369
3.9.6.1.	Dimensionamiento de las inclusiones .....	370
3.9.7.	Inyecciones .....	372
3.9.7.1.	Inyecciones de impregnación .....	372
3.9.7.2.	Inyecciones de compactación (Compaction-Grouting) .....	372
3.9.7.3.	Inyecciones con tubos manguito (Clauquage) .....	373
3.9.7.4.	Inyecciones de alta presión (Jet-Grouting) .....	374
3.9.8.	Otros procedimientos .....	374
3.10.	EFFECTOS DINÁMICOS .....	375
3.10.1.	Consideraciones generales .....	375
3.10.2.	Comportamiento dinámico sin drenaje .....	376
3.10.2.1.	Generación de presiones intersticiales .....	377
3.10.2.2.	Resistencia dinámica sin drenaje .....	377
3.10.2.3.	Deformaciones bajo la actuación de cargas cíclicas, sin drenaje .....	379
3.10.3.	Comportamiento dinámico con drenaje .....	380
3.10.4.	Comportamiento del suelo frente al sismo .....	382
3.10.4.1.	Caracterización del movimiento sísmico .....	383
3.10.4.1.1.	Magnitud .....	383
3.10.4.1.2.	Intensidad .....	383
3.10.4.1.3.	Aceleración del terreno .....	384
3.10.4.1.4.	Espectro de respuesta .....	384
3.10.4.2.	Licuefacción del suelo debido a la acción sísmica .....	386
3.10.4.3.	Acciones sísmicas transmitidas al terreno de cimentación a través de la estructura resistente .....	389
3.10.5.	Cálculo dinámico del conjunto suelo-estructura .....	389
3.10.5.1.	Cálculo dinámico de la cimentación .....	391
3.10.5.2.	Cálculo pseudo-estático de la cimentación .....	392
3.10.5.2.1.	Acciones estáticas equivalentes a la acción del oleaje o del viento .....	392
3.10.5.2.2.	Acciones estáticas equivalentes a la acción sísmica .....	393
3.10.5.2.2.1.	Fuerzas estáticas equivalentes sobre los cimientos .....	394
3.10.5.2.2.2.	Fuerzas estáticas equivalentes para la verificación de modos de fallo de pérdida de la estabilidad global .....	394
3.10.5.2.3.	Empujes de tierra equivalentes sobre estructuras de contención .....	394
3.10.5.2.3.1.	Empuje activo .....	395
3.10.5.2.3.2.	Empuje pasivo .....	398
3.10.5.2.4.	Fuerzas estáticas equivalentes para la verificación de la estabilidad de taludes .....	398



### 3.1 ASPECTOS GENERALES

La publicación de la ROM 0.0, donde se establece el procedimiento general y las bases de cálculo en el proyecto de obras marítimas y portuarias, ha motivado la adecuación de los criterios geotécnicos de esta ROM 0.5 para inscribirlos en ese procedimiento general y adaptarlos a las bases de cálculo que allí se recomiendan.

Es esencial, según se expone en la ROM 0.0, que antes de definir la solución de un determinado problema, se fijen, en función del carácter de la obra (o del tramo de obra), las probabilidades de fallo que resulten más convenientes. En todo caso, Puertos del Estado, a través de la ROM 0.0, ha indicado unos topes máximos a las probabilidades de fallo.

Esta Parte 3 de la ROM 0.5 considera, en primer lugar, los criterios para la asignación de máximas probabilidades de fallo individual durante la Fase de proyecto considerada frente a cada uno de los modos de fallo geotécnicos que pueden presentarse en las obras marítimas y portuarias, correspondientes a Estados Límite Últimos, de Servicio y de Parada Operativa, con el objeto de que se cumplan las máximas probabilidades conjuntas exigidas en la ROM 0.0.

La probabilidad de fallo geotécnico es una más a componer dentro del conjunto global de posibles fallos y, en consecuencia, debe ser claramente menor que el tope fijado en la ROM 0.0. En general, y salvo que en algún caso concreto se pueda establecer probabilidades de fallo geotécnico con mayor precisión, en esta ROM 0.5 se opta por establecer unas probabilidades de fallo claramente menores que las indicadas en la ROM 0.0 y de ese modo puede desprejiciarse su contribución a la probabilidad conjunta de fallo, simplificándose de esa manera el diagrama de fallo y los cálculos de la probabilidad conjunta de fallo de la obra.

Después, y como consecuencia de lo anterior, se describen procedimientos recomendables de verificación de la fiabilidad, funcionalidad y operatividad exigidas de las obras marítimas y portuarias y de sus tramos en los diferentes estados de proyecto ante los diversos modos de fallo geotécnicos que puedan presentarse. Dentro de estos procedimientos se consideran los que se basan en cálculos, diferenciándose los de Niveles I, II y III, desarrollando fundamentalmente los de Nivel I.

En esta Parte 3, además, se incluyen soluciones conocidas de fácil uso para resolver problemas de cálculo comunes de la geotecnia y que tienen cierta aplicación en todo tipo de obras. La mayor parte de estos métodos de cálculo tienen en cuenta las oscilaciones del mar considerando aceptables equivalencias estáticas de los niveles de agua, no pudiendo aplicarse cuando la influencia del carácter cíclico o impulsivo de las oscilaciones del mar (oleaje, mareas, ...) sea relevante en el comportamiento del terreno, así como cuando éstas sean un agente predominante en el desencadenamiento del modo de fallo.

En el apartado final de esta Parte 3 y mientras se editan las ROM correspondientes, se incluyen algunas recomendaciones de carácter general sobre el comportamiento del terreno ante la presencia de agentes de carácter dinámico, cíclico o impulsivo. De esta forma, se ha incluido un avance respecto al comportamiento del terreno frente a las acciones sísmicas. Otros documentos del Programa ROM, ligados a las distintas tipologías de obras marítimas y portuarias, desarrollarán estos aspectos con mayor profundidad.

### 3.2 CRITERIOS DE SEGURIDAD, SERVICIO Y EXPLOTACIÓN

El comportamiento tensional y de deformación del terreno bajo los efectos de los agentes actuantes puede ser el predominante en algunos modos de fallo de las obras marítimas y portuarias y, por tanto, tener efectos significativos para su seguridad y su servicio. El proyecto geotécnico debe evitar, con determinadas garantías, la rotura del terreno y, en general, cualquier comportamiento anómalo de la obra causada por éste.

Los elementos esenciales del proyecto geotécnico son los siguientes:

- ◆ Investigación geotécnica.
- ◆ Elección de la tipología de la solución.

- ◆ Definición del proceso constructivo.
- ◆ Estudio de los detalles de la solución.
- ◆ Cálculos justificativos.
- ◆ Observación del comportamiento.

Todos estos elementos quedan imbricados entre sí, pues las decisiones que se tomen al determinar cualquiera de ellos afectarán al resto.

Los fallos de las obras marítimas y portuarias pueden deberse a un defecto parcial en alguna de estas actividades. Son evidentes las consecuencias negativas que se derivarían de una mala concepción general de la obra (tipología inadecuada) o de una investigación geotécnica deficiente.

Los fallos deben evitarse no sólo reconociendo bien el terreno y optando por soluciones constructivas adecuadas sino también cuidando los detalles, adoptando modelos de cálculo o experimentales adecuados y observando el comportamiento de la obra durante la construcción y la explotación.

Es difícil normalizar el proceso conceptual necesario para guiar al ingeniero en cada una de estas tareas. A pesar de ello, esta ROM 0.5 intenta hacerlo. Para ello, se han incluido buen número de recomendaciones que deben conducir a una obra suficientemente segura y funcional ante modos de fallo, denominados geotécnicos, en los que el terreno es el agente cuyo efecto es predominante.

La línea conceptual que rige la revisión de la anterior ROM 0.5-94 está expuesta en la ROM 0.0. De allí se han extraído los criterios de seguridad, servicio y explotación básicos que han de seguirse en el proyecto geotécnico, definiéndose para una determinada obra o tramo de la misma:

**Fiabilidad:** Valor complementario de la probabilidad conjunta de fallo en la Fase de proyecto frente a todos los modos principales adscritos a los Estados Límite Últimos.

**Funcionalidad:** Valor complementario de la probabilidad conjunta de fallo en la Fase de proyecto frente a todos los modos principales adscritos a los Estados Límite de Servicio o de utilización.

**Operatividad:** Es el valor complementario de la probabilidad de parada en la Fase de proyecto frente a todos los modos de parada principales adscritos a los Estados Límite de Parada Operativa. El modo de fallo operativo difiere del modo de fallo funcional en que, una vez cesa el agente que causa la parada operativa (generalmente climático), la obra y sus instalaciones vuelven a estar en explotación con los requisitos especificados en el proyecto. Por el contrario, el fallo funcional persiste y sólo se recupera mediante la reparación o reconstrucción de la obra.

### 3.2.1 Fiabilidad frente a Estados Límite Últimos

La seguridad de una obra (o de un tramo de obra, como define la ROM 0.0) en una Fase de proyecto puede medirse al menos conceptualmente. Como parámetro de medida puede utilizarse la probabilidad de fallo frente al conjunto de todos los posibles modos de fallo principales asociados a los Estados Límite Últimos que pudieran presentarse a lo largo de la Fase de proyecto analizada. Con este parámetro de medida, la fiabilidad de la obra sería el complemento hasta la unidad de la probabilidad de fallo.

Se usa como medida de este concepto el “índice de fiabilidad”  $\beta$ , también denominado índice de confianza y que tiene, con la probabilidad de fallo  $p$ , una relación biunívoca:

$$\beta = -\phi^{-1}(p) \quad \text{ó} \quad p = \phi(-\beta)$$

siendo  $\phi$  la función de probabilidad acumulada estándar normalizada.

La seguridad mínima exigida a las obras marítimas y portuarias en cada una de las Fases de proyecto es función de la importancia de las mismas definida a través de su carácter general, establecido en función de los índices de repercusión económica (IRE) y de repercusión social y ambiental (ISA) que son indicadores de las repercusiones económicas, sociales y ambientales generadas en caso de destrucción de la misma (Ver ROM 0.0). En este sentido, la seguridad debe ser mayor cuando las consecuencias sociales o ambientales de la rotura son graves (Índice social y ambiental, ISA, alto o muy alto). En estos casos, el ingeniero debe tomar todas las precauciones necesarias para evitar posibles daños. La probabilidad de fallo que aquí se indica ( $10^{-4}$  en la vida útil) es consistente con lo que se especifica en otros códigos de cálculo. Esa probabilidad es únicamente una referencia formal necesaria para ordenar el proyecto. Como se ha dicho, el fallo no debe ocurrir. En muchas obras marítimas el daño suele ser estrictamente económico (ISA no significativo o bajo) y, entonces, se debería pensar en optimizar el proyecto mediante alguna teoría de coste generalizado mínimo. En estas obras (daños estrictamente materiales) debe establecerse una fiabilidad específica, calculada para cada caso concreto, aunque se recomienda que ésta no sea menor que la recomendada en la ROM 0.0 en función del índice ISA que le sea de aplicación. No es objeto de esta ROM la definición del proceso de optimización correspondiente.

Realizados los cálculos de optimización económica a que haya habido lugar y después de obtener la fiabilidad óptima que debe asignársele a un determinado proyecto, es posible que resulten fiabilidades mucho más bajas (o probabilidades de fallo mucho más altas) que las usuales aceptadas en otras ramas de la ingeniería civil.

Es también evidente que puede ocurrir lo contrario: los estudios de optimización de las obras pueden conducir a la conveniencia de proyectar obras más seguras y de mayor funcionalidad que los umbrales mínimos recomendados, al conseguirse aumentos de fiabilidad de la obra con costes económicos moderados. Por este motivo se recomienda al ingeniero geotécnico que haga una estimación de cada caso. Puede resultar interesante proyectar obras más seguras y funcionales, con probabilidades de fallo mucho más bajas que las indicadas.

Finalmente, debe decirse que existen normas de rango claramente superior a las Recomendaciones del Programa ROM que han de cumplirse obligatoriamente para la verificación de la seguridad de determinados modos de fallo, salvo justificación expresa y fehaciente. Entre ellas deben destacarse la norma EHE, para proyecto y construcción de obras de hormigón, y las normas europeas, cuando entren en el período obligatorio (Eurocódigos).

En cualquier caso, siguiendo lo indicado en la ROM 0.0, la probabilidad conjunta de fallo durante la Fase de proyecto analizada de las obras marítimas y portuarias debe ser menor que los umbrales que se estipulan en función del impacto socio-ambiental del fallo (índice ISA).

La definición del índice ISA, que crece a medida que lo hacen las consecuencias socioambientales del fallo, así como los valores umbrales recomendados para la fiabilidad y la probabilidad de fallo en función de ese índice, deben verse en la ROM 0.0. Allí también se explica el concepto de «vida útil» y el proceso necesario para definirlo cuantitativamente a través del índice IRE.

De acuerdo con lo dispuesto en la ROM 0.0. respecto a la sensibilidad de la probabilidad conjunta de fallo frente a algunos modos de fallo cuya probabilidad de ocurrencia se reduce drásticamente con pequeñas modificaciones de la geometría de la obra o de alguno de sus elementos y cuya repercusión económica no es significativa, simplificada esta ROM 0.5 considera con carácter general que los fallos geotécnicos (que son sólo una parte de los varios que contribuyen a la probabilidad global de fallo) en la mayor parte de las obras marítimas y portuarias en la que las oscilaciones del mar no sean el agente predominante en el desencadenamiento del modo de fallo geotécnico admiten probabilidades de ocurrencia individual claramente menores (incluso de otro orden de magnitud) que las indicadas en la ROM 0.0 para el conjunto de fallos sin incidir de forma relevante en la optimización económica de la obra. En estos casos y siempre que se adopte este criterio, los modos de fallo geotécnicos podrán no ser considerados como fallos principales y, por tanto, despreciarse su contribución en el cálculo de la probabilidad global de fallo, simplificándose enormemente los diagramas de fallo y el cálculo de la probabilidad conjunta de fallo de la obra.

A estos efectos, las probabilidades de fallo individuales correspondientes a modos de fallo principales del tipo geotécnico asociadas a los métodos de verificación de Nivel I que, para los Estados Límite Últimos, se adoptan con carácter general en esta ROM son del orden de las siguientes:

**Tabla 3.2.1. Probabilidad de fallo individual asociada a los métodos de verificación de Nivel I que se adoptan en esta ROM (Estados Límite Últimos. Modos de fallo geotécnicos)**

Índice ISA	No significativo < 5	Bajo 5 a 9	Alto o muy alto $\geq 20$
Máxima probabilidad de fallo en la vida útil	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$
Índice de confianza	2,33	3,09	3,72

En aquellos casos en que estos aumentos de la fiabilidad de la obra asociadas a modos de fallo del tipo geotécnico sean muy difíciles de conseguir o estén alejados de los que resulten adecuados desde el punto de vista económico y, por tanto, las probabilidades de fallo individuales consideradas no puedan ser tan bajas o las oscilaciones del mar sean el agente predominante en el desencadenamiento del fallo (p.e. diques de abrigo de paramento vertical o reflejantes, estados o situaciones de proyecto de corta duración como fases constructivas, ...), los modos de fallo geotécnicos deberán considerarse como modos de fallo principales, no pudiendo despreciarse su contribución a la probabilidad global de fallo. Estos casos son señalados en la Parte 4 de esta ROM, así como en otros documentos ROM, indicándose el valor de la probabilidad de fallo individual asociada al método de verificación de Nivel I adoptado (ver apartado 4.7.3).

### 3.2.2 Funcionalidad frente a Estados Límite de Servicio

El terreno, tanto debido a los movimientos o deformaciones excesivos inducidos en las obras como a los movimientos que se pueden originar en su seno, puede provocar reducciones o pérdidas de funcionalidad que afecten a las posibilidades de normal uso o explotación de la obra o de un tramo de la misma, incumpliendo los requisitos de servicio (Estados Límite de Servicio). Un ejemplo es el asiento excesivo que impide el correcto funcionamiento de un puente grúa.

La funcionalidad de una obra (o de un tramo de obra, como define la ROM 0.0) en una Fase de proyecto puede medirse utilizando como parámetro la probabilidad de fallo frente al conjunto de todos los posibles modos de fallo principales asociados a los Estados Límite de Servicio (sean o no provocados por el terreno) que pudieran presentarse a lo largo de la Fase de proyecto analizada. Con este parámetro de medida, la funcionalidad de la obra sería el complemento hasta la unidad de dicha probabilidad de fallo.

La funcionalidad mínima exigida a las obras marítimas y portuarias en cada una de las Fases de proyecto es función de la importancia de las mismas definida a través de su carácter general, establecido, al igual que para la fiabilidad, en función de los índices IRE e ISA. En este sentido, la funcionalidad debe ser mayor cuando las consecuencias sociales y ambientales de los fallos de servicio sean importantes (ISA alto). No obstante, en muchas obras marítimas las consecuencias del fallo funcional suelen ser estrictamente económicas (ISA bajo o medio), y entonces es recomendable realizar un estudio de optimización económica para obtener la funcionalidad óptima correspondiente a cada proyecto.

En estos casos debe establecerse una funcionalidad específica, calculada para cada caso concreto, aunque se recomienda que ésta no sea menor que la fijada en la ROM 0.0 en función del índice ISA que le sea de aplicación. No es objeto de esta ROM la definición del proceso de optimización correspondiente.

A falta de otros estudios más específicos, se recomienda que la probabilidad individual asociada a modos de fallos funcionales principales causados por el terreno en la Fase de proyecto analizada, siempre que se considere más de un modo de fallo en el diagrama de fallo y, por tanto, en el cálculo de la probabilidad conjunta de fallo funcional, se limite a los siguientes valores:

**Tabla 3.2.2. Máxima probabilidad de fallo individual asociada a los métodos de verificación de Nivel I que se adoptan en esta ROM (Estados Límite de Servicio. Modos de fallo geotécnicos)**

Índice ISA	No significativo < 5	Bajo 5 a 9	Alto o muy alto $\geq 20$
Máxima probabilidad de fallo en la vida útil	0,10	0,07	0,05
Índice de confianza $\beta$	1,28	1,48	1,65

### 3.2.3 Operatividad frente a los Estados Límite de Parada Operativa

La operatividad de una obra (o de un tramo de la misma) en una Fase de proyecto puede medirse utilizando como parámetro la probabilidad de parada en la Fase de proyecto frente al conjunto de todos los posibles modos de parada principales adscritos a los Estados Límite de Parada Operativa. Se define como modo de parada operativa a la causa por la cual la obra o alguno de sus tramos deben dejar de operar o deben reducir su nivel funcional, volviendo a su normal explotación una vez que cesa la causa de la parada.

Por tanto, al no poder darse modos de parada operativa causados directamente por el terreno, al no comportarse en estos casos como agente, no se considerarán modos de parada operativa debidos al terreno.

En este sentido, como ejemplo para una mayor comprensión, puede citarse que un modo de fallo operativo puede ser la superación de la capacidad de drenaje (inundación) de una instalación. Este fallo operativo es causado por el agente climático precipitación. Aunque pudiera tener influencia un parámetro del terreno como puede ser la permeabilidad, la probabilidad de ocurrencia de este modo de fallo operativo está directamente relacionada con la probabilidad de excedencia del citado agente climático.

En cualquier caso el proyectista procurará, siempre que sea posible y necesario, que las soluciones utilizadas en el proyecto geotécnico contribuyan a reducir los efectos debidos a la presentación del agente causante de la parada operativa y, por tanto, aumentar el nivel del agente causante que produce el fallo operativo analizado, dando lugar de esta forma a un aumento de la operatividad.

## 3.3 CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

Para justificar que una obra o un tramo de la misma es suficientemente fiable y funcional desde el punto de vista geotécnico, pueden seguirse varios caminos:

- a. Comparación con experiencias similares.
- b. Disposiciones constructivas bien probadas.
- c. Modelos de laboratorio y/o ensayos de campo a gran escala.
- d. Método observacional.
- e. Cálculos justificativos.

Normalmente las disposiciones y detalles de los proyectos se justificarán mediante cálculos, salvo que pueda aversarse que el comportamiento de la obra va a ser adecuado por algún otro procedimiento suficientemente fiable.

Los cálculos que se realicen para verificar proyectos incluidos dentro del alcance del Programa ROM deben encuadrarse, siempre que sea posible, dentro del procedimiento general de cálculo conocido como “método de los Estados Límite”. Este procedimiento queda establecido en la ROM 0.0, cuyo conocimiento es recomendable para cualquier ingeniero que haya de verificar la fiabilidad o funcionalidad de una obra.

Se entiende que una obra es segura y funcional cuando la probabilidad de que durante cualquier Fase de proyecto se exceda al menos uno de cada una de las series de Estados Límite Últimos o de Servicio respectivamente que conforman los diagramas de fallo, es suficientemente baja.

### 3.3.1 Estados Límite Últimos (ELU)

Los estados límite últimos (ELU) son aquellos estados que producen la ruina por rotura o colapso estructural de la obra o de parte de ella. A efectos de ordenar los cálculos geotécnicos conviene clasificar los posibles modos de fallo adscritos a los Estados Límite Últimos en alguno de los grupos siguientes:

- EQU. *Pérdida de equilibrio estático.* La estructura pierde sus condiciones de estabilidad como consecuencia de alguna acción excesiva sin que la resistencia de los materiales de la estructura o la resistencia del

terreno jueguen algún papel apreciable en ello. Un modo de fallo típico que conduce a este estado es el denominado “vuelco rígido” en esta ROM 0.5.

- STR. *Agotamiento de algún elemento estructural de la cimentación.* Se denomina “elemento estructural de la cimentación” a aquella parte de la estructura que está en contacto directo con el terreno. Esos elementos pueden agotar su resistencia de diversos modos (punzonamiento, flexión ...) en los que la resistencia del material juega un papel primordial y la resistencia del terreno juega un papel secundario.
- GEO. *Rotura del terreno.* Son aquellos fallos en los que la resistencia del terreno juega un papel esencial. Como ejemplo de modo de fallo adscrito a este tipo de ELU, puede citarse el hundimiento de una cimentación superficial o profunda.
- UPL. *Fallos debidos al exceso de presión de agua.* Son aquellos fallos provocados por excesos de presión hidrostática o hidrodinámica en los que la resistencia mecánica del terreno y de la estructura juegan un papel secundario. Un ejemplo de modo de fallo adscrito a este tipo de ELU sería la flotación de la base de un dique seco de solera drenada por fallo del sistema de achique.
- HYD. *Fallos ocasionados por la filtración de agua en el terreno.* La filtración de agua puede provocar arrastres (erosiones internas) que provocan la ruina de la obra marítima. Un ejemplo de modo de fallo adscrito a este tipo de ELU sería la pérdida de finos del núcleo de un dique en talud durante un temporal.

La clasificación de cada modo de fallo correspondiente a un Estado Límite Último que pueda darse en una obra o en un tramo de la misma dentro de alguno de estos cinco grupos es relevante, pues para cada uno de ellos se recomendarán en esta ROM procedimientos de cálculo específicos.

Dichos grupos constituyen un mayor desarrollo de los incluidos con carácter general en la ROM 0.0 con el objeto de resaltar en mayor medida los modos de fallo geotécnicos. De esta forma, los grupos EQU y UPL se corresponderían con un Estado Límite Último de pérdida de equilibrio estático, STR y GEO con un Estado Límite Último de agotamiento resistente y HYD con un Estado Límite Último de deformación.

### 3.3.2 Estados Límite de Servicio (ELS)

Los estados límite de servicio (ELS) son aquellos estados que producen la pérdida de funcionalidad de la obra o de una parte de ella, de forma reversible o irreversible, debido a un fallo estructural, estético, ambiental o por condicionante legal. En los Estados Límite de Servicio se consideran todos aquellos modos de fallo que reducen o condicionan el uso y explotación de la obra o que pueden significar una reducción de su vida útil.

Los fallos funcionales que pueden provocar que una obra deje de cumplir los requisitos de servicio exigidos en las premisas de proyecto, aún no implicando la ruina inmediata, han de ser establecidos en cada caso concreto.

A efectos de ordenar los cálculos geotécnicos, los posibles modos de fallo funcionales adscritos a los Estados Límite de Servicio pueden clasificarse en alguno de los siguientes grupos:

- DEX. *Deformaciones excesivas del terreno.* Son aquellos fallos funcionales producidos por deformaciones o movimientos excesivos del terreno que, bien directamente o bien de forma inducida en las instalaciones o elementos estructurales que se apoyan o están ubicados en su entorno, impiden el correcto funcionamiento de la obra o de un tramo de la misma. Como ejemplo de este modo de fallo puede citarse el asiento del camino de rodadura de una grúa.
- AGS. *Alteraciones geométricas significativas.* Se recogen las situaciones alcanzadas por la obra o alguno de sus elementos en las que alteraciones, acumulaciones o erosiones producidas en el terreno inducen la generación de una acumulación de cambios geométricos que impiden satisfacer los requisitos de servicio. Un ejemplo de este modo de fallo puede ser la pérdida progresiva de calado en un canal de navegación por inestabilidad de sus taludes laterales o deformaciones excesivas en un muelle por causa de la erosión o socavación del terreno.
- EST. *Estéticos.* Son aquellos fallos provocados por la acción del terreno que afectan al aspecto estético de la obra. Como ejemplo de este modo de fallo puede citarse la pérdida de alineación del cantil o la pérdida de la verticalidad de un muelle.

- FIL. Fallos ocasionados por la filtración de agua en el terreno. La filtración de agua o el efecto de las oscilaciones del mar en el terreno pueden producir efectos que afecten la funcionalidad de la obra. Son ejemplos de este modo de fallo funcional los asentamientos inducidos en explanadas por lavado de rellenos y los caudales de filtración excesivos en achiques.

Dichos grupos constituyen un mayor desarrollo de los incluidos con carácter general en la ROM 0.0 con el objeto de resaltar en mayor medida los modos de fallo geotécnicos. De esta forma los grupos DEX y FIL se corresponderían con un Estado Límite de Servicio de deformaciones excesivas, AGS con un Estado Límite de Servicio de alteraciones geométricas acumulativas y EST con un Estado Límite de Servicio de aspectos estéticos, ambientales y legales

### 3.3.3 Estados Límite de Parada Operativa (ELO)

Los estados límite de parada operativa (ELO) son aquellos estados en los que se reduce o suspende temporalmente la explotación por causas externas a la obra o a sus instalaciones, sin que haya daño estructural en ella o en alguno de sus elementos. Una vez cesada la causa, la obra y sus instalaciones recuperan totalmente los requisitos de explotación establecidos en el proyecto.

La posible contribución del terreno en la ocurrencia de algún modo de fallo operativo puede considerarse despreciable al no comportarse normalmente el terreno como agente causante de una parada operativa transitoria y autosubsanable.

### 3.3.4 Métodos de cálculo

El objetivo de los métodos de cálculo de los estados límite es verificar que una obra o un tramo de la misma en cada una de las Fases de proyecto satisface los requisitos mínimos de seguridad, de servicio y de uso y explotación exigidos en esta ROM, en la ROM 0.0 y en otras normas que le sean de aplicación. Para ello deberá verificarse el proyecto para todos los modos de fallo que puedan presentarse en cada Estado Límite, evaluar la probabilidad de ocurrencia de cada uno de ellos en la Fase analizada y la probabilidad conjunta de presentación de todos los modos principales, de forma que no se superen los valores recomendados.

Identificado un determinado estado límite y modo de fallo, existen varios tipos o clases de procedimientos de cálculo que se pueden seguir para cuantificar la fiabilidad y funcionalidad de la obra frente a tal suceso. En la Parte 3 de esta ROM se describen algunos de los procedimientos más usuales, cuya aplicación se recomienda, basados en el establecimiento de una ecuación de verificación, así como los criterios de aceptación de la verificación. Son los procedimientos de cálculo más comunes.

Debe recordarse que existen modos de fallo que no son susceptibles de análisis cuantitativo (cálculos) y para estas situaciones únicamente el buen juicio del ingeniero, ayudado por la experiencia, indicará si las disposiciones adoptadas para evitarlo son suficientes. Existirán también modos de fallo que no necesitan ser analizados cuantitativamente, ya que se pueden evitar adoptando soluciones ampliamente sancionadas en la práctica. En estos casos puede considerarse que la probabilidad de ocurrencia de este modo de fallo es muy baja, clasificándolo como modo de fallo no principal y, por tanto, no tomando en consideración su participación en el cálculo de la probabilidad conjunta de fallo.

El método basado en la observación de la obra durante la construcción (Método Observacional) puede ser de interés en aquellas circunstancias en las que los métodos antes citados (cálculos o prescripciones) no ofrecen suficientes garantías.

Finalmente cabe apuntar métodos basados en ensayos a escala similar a la real o en estudio de modelos físicos de la obra. En estos casos, a efectos de aceptación de la verificación y de evaluación de la probabilidad de presentación de uno o todos los modos de fallo, deberán analizarse los resultados experimentales mediante modelos de probabilidad.



Hay una filosofía común a todos los cálculos justificativos de la seguridad, funcionalidad y operatividad de una obra o de un tramo de la misma. Estas ideas se describen a continuación de manera que los distintos estudios relativos a una misma obra se realicen con un fundamento uniforme.

Para aquellos modos de fallo que sean verificables de acuerdo con un determinado método de cálculo, existirá en esta ROM un procedimiento de cálculo que permita establecer la condición de fallo que corresponde a cada caso.

Para cada modo de fallo adscrito a un Estado Límite, Último o de Servicio, se establece una ecuación de verificación. La ecuación de verificación es una ecuación de estado; por tanto los factores de proyecto que intervienen en ella podrán tomar valores nominales o serán variables estadísticas en función del nivel del método de verificación que se utilice.

La ecuación de verificación,  $g(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) = 0$ , es una función que define la condición de fallo teniendo como variables todos los factores de proyecto que intervienen en el cálculo, principalmente en el caso de modos de fallos geotécnicos: la geometría de la obra y del terreno, los parámetros del terreno y los agentes y acciones.

*Comentario: Las ecuaciones de verificación de los problemas más comunes de la geotecnia suelen expresarse en el formato de “coeficiente de seguridad”,  $F$ , como sigue:*

$$F = \frac{T_f(x_1, x_2, \dots, x_n)}{T_d(x_1, x_2, \dots, x_n)}$$

*donde  $T_f$  y  $T_d$  son expresiones que agrupan las resistencias (o términos favorables) y las solicitaciones (o términos desfavorables) respectivamente. En algunas ocasiones (problemas de estabilidad global, por ejemplo) los factores  $x_i$  son función de  $F$  y la ecuación de verificación no resulta explícita. Su resolución requiere un proceso iterativo para el cálculo de  $F$ .*

*En algunas ocasiones, puede resultar conveniente expresar la ecuación de verificación en el formato de “margen de seguridad”,  $MS$ , como sigue:*

$$MS = T_f(x_1, x_2, \dots, x_n) - T_d(x_1, x_2, \dots, x_n)$$

Esta ecuación de verificación de la condición de fallo puede usarse en el contexto de cálculos de tres tipos o niveles.

#### Nivel I. Método del coeficiente de seguridad global o Método de los coeficientes parciales.

La seguridad o funcionalidad se introduce afectando a los valores representativos concretos de los factores de proyecto que intervienen en la ecuación de verificación por coeficientes adecuados a la fiabilidad o funcionalidad establecidas como objetivo de proyecto, que ponderan su simultaneidad y compatibilidad, así como el sentido (favorable o desfavorable) en la ocurrencia del modo, así como a través del coeficiente de seguridad o margen de seguridad mínimo exigido.

El cálculo justificativo queda concluido cuando el coeficiente de seguridad o el margen de seguridad obtenido es igual o mayor que el mínimo exigido, que en el método de los coeficientes parciales suele ser generalmente 1 y cero respectivamente.

#### Nivel II. Método del índice de confianza ( $\beta$ ).

La fiabilidad y funcionalidad que se fijen como objetivo de proyecto, directamente relacionada con la probabilidad de fallo, debe traducirse a un índice de confianza equivalente. El índice de confianza o de fiabilidad suele denominarse con la letra griega  $\beta$ .



Los valores de los factores de proyecto,  $x_i$ , que intervienen en la ecuación de verificación, se representan, no mediante valores concretos sino como variables aleatorias, a través de sus funciones de distribución y de covarianza.

Transformando las funciones de distribución y de covarianza en términos de variables gaussianas normalizadas e independientes, el índice de confianza  $\beta$  es igual, de manera aproximada, a la distancia mínima del origen de coordenadas a la hipersuperficie de fallo  $G(x_i) = 0$ .

El cálculo justificativo queda concluido cuando el índice de confianza obtenido es mayor o igual que el fijado como objetivo de proyecto.

### Nivel III. Cálculo de la probabilidad de fallo.

Los factores de proyecto que intervienen en la ecuación de verificación se representan como variables aleatorias a través de funciones de distribución conjuntas.

En la mayor parte de los casos, alcanzar una solución analítica que permita calcular la probabilidad de fallo es una tarea muy compleja. Normalmente el cálculo exige la realización de numerosas simulaciones, en cada una de las cuales se generan valores aleatorios de los factores de proyecto  $x_i$  que obedezca a sus respectivas leyes probabilísticas. Como resultado de todas las simulaciones se obtendrán algunas situaciones de fallo que supondrán una cierta fracción del total de simulaciones realizadas. Esta fracción es la probabilidad de fallo.

El cálculo justificativo queda concluido si la probabilidad de fallo obtenida es menor que la establecida como objetivo de proyecto.

En la ROM 0.0 se consideran con más detalle estos métodos de cálculo.

Al igual que para el resto de modos de fallo, el método de verificación recomendado para los modos de fallo geotécnicos es función del carácter general de la obra establecido de acuerdo con la ROM 0.0 en función de los índices IRE e ISA. Por tanto, para verificar la seguridad y funcionalidad de las obras incluidas en el ámbito de aplicación del Programa ROM, deberán utilizarse siempre métodos de Nivel I. Los métodos de Nivel II o Nivel III habrán de utilizarse adicionalmente en las obras con IRE o ISA alto o muy alto, que se corresponden con las definidas como de categoría A en la Tabla 2.12.1 de esta ROM 0.5 a efectos de los reconocimientos geotécnicos.

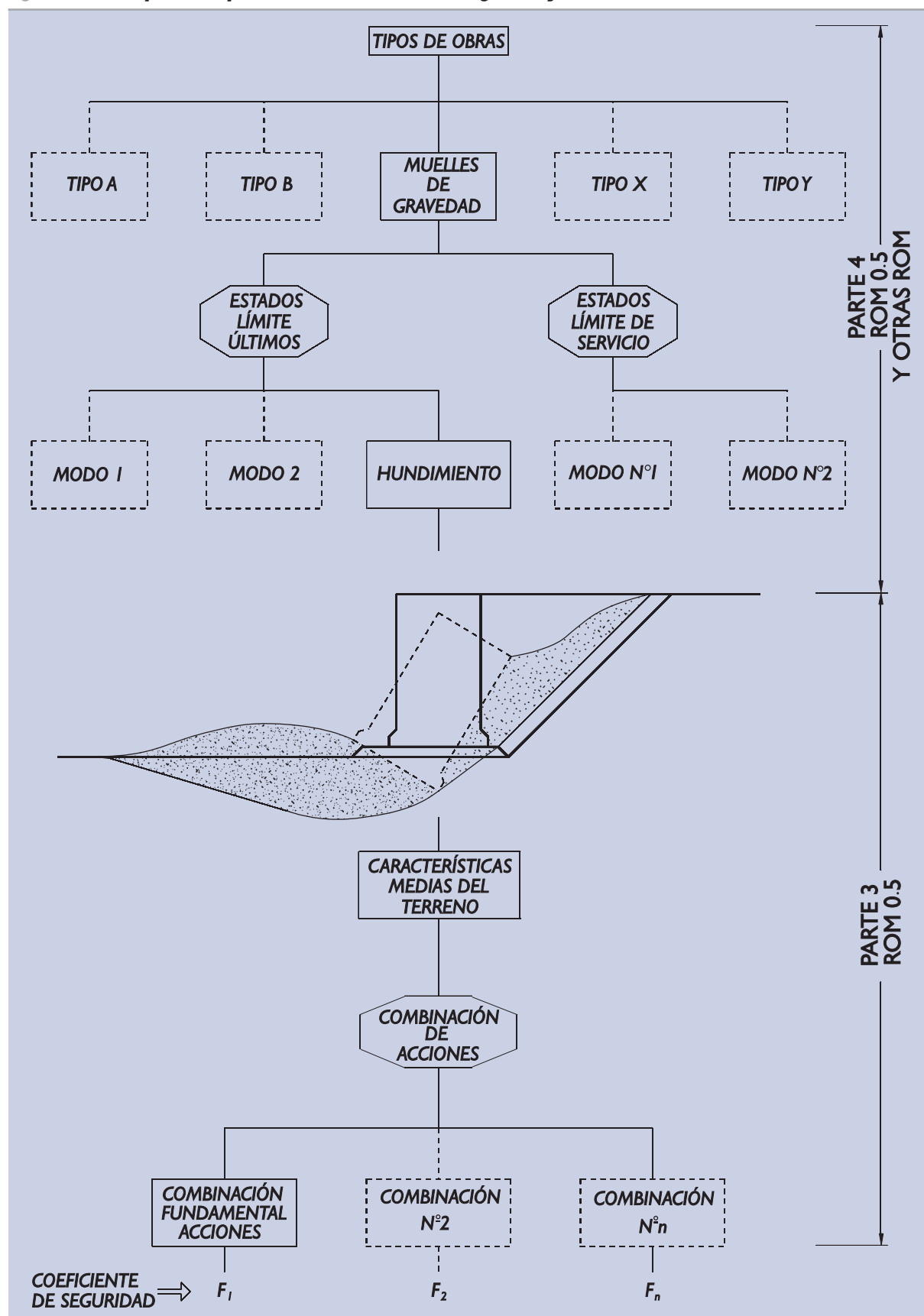
En los proyectos de obras de categoría A, en los que debe realizarse una verificación múltiple (al menos doble) de la seguridad y del servicio (el método de Nivel I y algún o algunos otros métodos de niveles superiores), el cálculo se dará por satisfecho cuando al menos dos de los procedimientos de verificación utilizados indiquen que la fiabilidad o funcionalidad es suficiente. En todo caso será el ingeniero quien decida sobre este extremo, siempre de manera razonada.

Se reitera que la ecuación de verificación es independiente del método de cálculo que después se utilice. Una determinada ley de rotura puede usarse con los tres niveles de cálculo indicados. Las únicas diferencias estriban en la forma de establecer los parámetros, agentes y acciones que entran en la ecuación de verificación y en el criterio de aceptación del resultado que se obtiene. Por este motivo y siendo normalmente la aplicación más sencilla, se recomienda que el cálculo que siempre debe hacerse en Nivel I actúe como referencia. Esto, evidentemente, no excluye que, además, se hagan los cálculos adicionales correspondientes y los que la ROM correspondiente a cada tipo de obra (o la Parte 4 de esta ROM) recomienden correspondiendo a los Niveles II y III.

En la Parte 3 de esta ROM se incluyen detalles de un método de verificación correspondiente a cálculos de Nivel I. En el apartado 3.3.10 se indica un procedimiento de estimación de las probabilidades de fallo a partir de los resultados de esos cálculos.

El proceso general de verificación de la seguridad y el servicio de acuerdo con el método de cálculo de Nivel I se recoge esquemáticamente en la Fig. 3.3.1.

Figura 3.3.1. Esquema del proceso de evaluación de la seguridad y la funcionalidad



### 3.3.5 Definición de los Estados o situaciones de proyecto

Para analizar un determinado estado límite es preciso plantear para la obra o tramo de obra en estudio una geometría de la misma y del terreno, unas propiedades de los materiales, el medio físico y el terreno, y unos agentes y acciones que, en general, serán una simplificación de la realidad válida durante un cierto intervalo de tiempo durante el cual los factores de proyecto y la respuesta estructural y funcional de la obra pueden suponerse estacionarios estadísticamente; es decir, la variabilidad de los factores de proyecto puede describirse estadísticamente por funciones de probabilidad y sus correspondientes descriptores estadísticos. Estas simplificaciones se denominan estados o situaciones de proyecto.

La simplificación será tanto más grosera cuando más complejo sea el problema en estudio y menos potentes las herramientas de análisis. Los coeficientes de seguridad o el margen de seguridad que se debe adoptar serán tanto más elevados cuanto mayores sean la incertidumbre del fenómeno analizado y de los datos, así como las simplificaciones realizadas para modelar el problema.

De esta forma, la determinación de los estados o situaciones de proyecto a considerar en los cálculos se realizará analizando todas las posibles condiciones en las que se encontrará la obra durante cada una de las Fases de proyecto (Construcción, Servicio, Conservación, Reparación y Mantenimiento), considerando, cuando puedan adoptarse, valores estacionarios en sentido estadístico de los diferentes factores de proyecto: geometría, propiedades y agentes y acciones. Los estados o situaciones de proyecto se agrupan en condiciones de trabajo en función de la simultaneidad y compatibilidad de los agentes predominantes.

La duración de un estado o situación de proyecto depende de la variabilidad temporal de los factores de proyecto, incluyendo la respuesta de la obra. Atendiendo a la duración, los estados o situaciones de proyecto se clasifican en:

- ◆ Persistentes: son aquéllos que corresponden a las condiciones de uso normal de la obra y que se pueden producir durante periodos de larga duración similares a la vida útil de la obra.
- ◆ Transitorios: son aquéllos que tienen corta duración respecto a la vida útil de la obra ya sea, entre otras causas, por la geometría de la obra (Fase de Construcción), por las características del terreno (consolidación o comportamiento del mismo) o por las acciones actuantes (cargas de uso y explotación diferentes en las Fases de Reparación o Mantenimiento).
- ◆ Excepcionales: son aquéllos en los cuales algún factor de proyecto se manifiesta de una forma inesperada, accidental o extraordinaria y con una duración de actuación muy corta en relación con la Fase de proyecto considerada (Por ejemplo, el efecto de un sismo).

En cálculos de Nivel I, se recomienda que, para el análisis de los distintos modos de fallo geotécnicos asociados a cada estado o situación de proyecto en un emplazamiento determinado, se parta de una misma configuración geométrica del proyecto y de la obra, así como de unas características permanentes de los materiales, del medio físico y del terreno. De esta manera, los distintos cálculos de proyecto guardarán cierta compatibilidad y permitirán que el ingeniero tenga una visión de conjunto.

Los criterios básicos que se recomiendan para definir los estados y situaciones de proyecto y los factores que en ella actúan para verificación de los modos de fallo geotécnicos con métodos de cálculo de Nivel I se especifican en los apartados que siguen.

#### 3.3.5.1 Definición de los parámetros geométricos

En los cálculos de Nivel I, en cada uno de los estados o situaciones de proyecto, los parámetros geométricos se considerarán de carácter permanente.

La configuración geométrica del subsuelo será la deducida de los reconocimientos geológico-geotécnicos, donde deben haber quedado claramente establecidos los distintos tipos de terreno y sus contactos. Es de espe-

cial importancia la delimitación precisa de los espesores de suelos blandos que puedan causar asentos y la representación de zonas débiles que puedan causar roturas o fallos del terreno.

Buena parte de la seguridad de la obra se decide a la hora de configurar el terreno para futuros cálculos. No es posible automatizar, con coeficientes de seguridad parciales (aumentos equivalentes de espesor de estratos blandos, aumentos ficticios de la profundidad de la roca, etc ...), el proceso de modelización del terreno. Únicamente el buen juicio y la experiencia del ingeniero podrán conducir a una representación simplificada del terreno suficientemente precisa y segura para distintos cálculos posteriores.

En aquellos casos en los que resulte desfavorable, las dimensiones geométricas de la obra se representarán por su valor nominal aumentado o disminuido en la tolerancia de construcción que se indique en el proyecto.

**Tabla 3.3.1. Niveles representativos a adoptar para las aguas exteriores en función del tipo de combinación considerado**

		Tipo de combinación de acciones			
		Cuasi-permanente y sísmica	Fundamental y Poco Frecuente, cuando el nivel de las aguas tenga un carácter no predominante	Fundamental y Poco Frecuente, cuando el nivel de las aguas tenga un carácter predominante	Frecuente y accidental
Nivel representativo de las aguas exteriores	Nivel Alto	Nivel global asociado a una probabilidad de no excedencia del 50% tomada del régimen medio de niveles máximos <sup>(1)</sup>	Nivel global máximo con un periodo de retorno de 20 años <sup>(3)</sup>	Nivel global máximo con un periodo de retorno de 50 años <sup>(5)</sup>	Nivel global asociado a una probabilidad de no excedencia del 85% tomada del régimen medio de niveles máximos <sup>(7)</sup>
	Nivel Bajo	Nivel global asociado a una probabilidad de no excedencia del 50% tomada del régimen medio de niveles mínimos <sup>(2)</sup>	Nivel global mínimo con un periodo de retorno de 20 años <sup>(4)</sup>	Nivel global mínimo con un periodo de retorno de 50 años <sup>(6)</sup>	Nivel global asociado a una probabilidad de no excedencia del 85% tomada del régimen medio de niveles mínimos <sup>(8)</sup>

- (1) En ausencia de datos estadísticos relevantes, simplifícadamente podrán adoptarse los siguientes niveles:
- Pleamar media (se corresponde aproximadamente a una marea con coeficiente 70) en mares con marea astronómica significativa (U.A. > 0,5 m).
  - Nivel medio del nivel del mar en mares sin marea astronómica significativa.
  - Pleamar media y nivel medio de avenida (máximos anuales) en zonas con marea astronómica significativa, sometidas a corrientes fluviales.
  - Nivel medio de avenida (máximos anuales) en corrientes fluviales no afectadas por mareas.
- (2) En ausencia de datos estadísticos relevantes, simplifícadamente podrán adoptarse los siguientes niveles:
- Bajamar media (se corresponde aproximadamente con una mareas con coeficiente 70) en mares con marea astronómica significativa.
  - Nivel medio del nivel del mar en mares sin marea astronómica significativa.
  - Bajamar media y nivel medio de estiaje en zonas con marea astronómica significativa, sometidas a corrientes fluviales.
  - Nivel medio de estiaje en corrientes fluviales no afectadas por mareas.
- (3) En ausencia de datos estadísticos relevantes, simplifícadamente podrán adoptarse los siguientes niveles:
- Máxima marea astronómica +0,5 m en mares con marea astronómica significativa.
  - Nivel medio del nivel del mar + 0,8 m en mares sin marea astronómica significativa.
- (4) En ausencia de datos estadísticos relevantes, simplifícadamente podrán adoptarse los siguientes niveles:
- Mínima marea astronómica - 0,3 m en mares con marea astronómica significativa.
  - Nivel medio del nivel del mar - 0,6 m en mares sin marea astronómica significativa.
- (5) En ausencia de datos estadísticos relevantes, simplifícadamente podrán adoptarse los siguientes niveles:
- Máxima marea astronómica + 0,6 m en mares con marea astronómica significativa.
  - Nivel medio del nivel del mar + 1,00 m en mares sin marea astronómica significativa.
  - Nivel más alto de las aguas observado localmente en corrientes fluviales afectadas o no por mareas.
- (6) En ausencia de datos estadísticos relevantes, simplifícadamente podrán adoptarse los siguientes niveles:
- Mínima marea astronómica - 0,4 m en mares con marea astronómica significativa.
  - Nivel medio del nivel del mar - 0,8 m en mares sin marea astronómica significativa.
  - Nivel más bajo de las aguas observado localmente en corrientes fluviales afectadas o no por mareas.
- (7) En ausencia de datos estadísticos relevantes, simplifícadamente podrán adoptarse los siguientes niveles:
- Pleamar viva media (se corresponde aproximadamente con una marea con coeficiente 90) en mares con marea astronómica significativa.
  - Nivel medio del nivel del mar en mares sin marea astronómica significativa.
- (8) En ausencia de datos estadísticos relevantes, simplifícadamente podrán adoptarse los siguientes niveles:
- Bajamar viva media (se corresponde aproximadamente con una marea con coeficiente 90) en mares con marea astronómica significativa.
  - Nivel medio del nivel del mar en mares sin marea astronómica significativa.

La definición de los niveles de agua libre y en el terreno, el estado de agua en el terreno, la observación de los niveles piezométricos y su representación en los distintos análisis es de especial importancia en las obras marítimas y portuarias. A los efectos de la configuración geométrica de la obra y del terreno, los niveles de las aguas libres exteriores y de los niveles de saturación en terrenos naturales y rellenos que se adoptarán serán aquéllos que puedan asimilarse a los efectos de respuesta de la obra y del terreno con un carácter estacionario; es decir sin tener en cuenta las variaciones rápidas que pueden ser causadas, entre otros, por el efecto del oleaje. En este sentido podrán tomarse los niveles correspondientes asociados a periodos de medición de aproximadamente 5 minutos.

Los valores representativos de los niveles de agua serán definidos en cada estado o situación de proyecto. Para cada estado de proyecto se considerarán, normalmente, un par de niveles representativos correspondientes a nivel alto (marea alta y, en su caso, nivel de avenida) y nivel bajo (marea baja y, en su caso, nivel de estiaje) de las aguas libres exteriores, de las líneas de saturación en los terrenos y de los niveles en el interior de estructuras fijas o flotantes y sus valores compatibles y simultáneos respectivamente en los terrenos, aguas libres exteriores o estructuras, adoptando los valores de combinación que le correspondan en función del tipo de combinación y simultaneidad de factores de proyecto que se considere en la ecuación de verificación (Ver apartado 3.3.5.3). En aquellos casos en los que no se considere el nivel de agua conjuntamente con otras acciones climáticas (oleaje, corrientes, viento), formando un grupo de acciones variables dependientes, ni se considere el nivel de las aguas como acción accidental, se tomarán para los niveles de agua los valores representativos de la Tabla 3.3.I en función del tipo de combinación considerada. El tratamiento de dichas excepciones se indicará específicamente en la ROM 0.3, así como en otras Recomendaciones correspondientes a los distintos tipos estructurales.

Los valores representativos de los niveles de las aguas libres exteriores en las distintas áreas del portuarias españolas y de las líneas de saturación compatibles con las mismas en terrenos naturales y rellenos se incluyen de igual forma en la ROM 0.3, así como en el apartado 4.2 de esta ROM.

### **3.3.5.2 Definición de las propiedades del terreno**

Las propiedades del terreno deberán quedar representadas en cada estado o situación de proyecto por una serie de parámetros que normalmente se habrán deducido de los ensayos de campo o de laboratorio realizados durante la investigación geotécnica. En general, esos parámetros serán los mismos en cada uno de los problemas que se analicen o, al menos, guardarán entre sí la compatibilidad debida.

En los cálculos de Nivel I, en cada uno de los estados o situaciones de proyecto, las propiedades del terreno se considerarán de carácter permanente.

Se supondrá, con carácter general, que el valor representativo de las propiedades del terreno es una estimación prudente del valor medio de los resultados obtenidos en la investigación geotécnica correspondiente a la zona de afección del modo de fallo considerado, salvo que, por algún motivo debidamente justificado, el ingeniero decida optar por un valor nominal más conservador. Tales excepciones pueden darse en aquellos casos en los que la información disponible no se considere suficiente para su tratamiento estadístico o se observe una gran dispersión de resultados. Otras excepciones que puedan ser recomendables se indicarán expresamente en esta ROM, o en otras Recomendaciones de esta misma Serie.

Rara vez se obtienen todos los datos de una propiedad o parámetro geotécnico por un mismo procedimiento. Es práctica habitual recomendable determinar los parámetros geotécnicos más importantes por dos o más vías independientes y complementarias. El concluir, con toda la información disponible, sobre el valor de cálculo de un determinado parámetro tendrá, por tanto, cierta subjetividad. La experiencia y buen criterio del ingeniero son en este caso indispensables. En este proceso está involucrada parte de la seguridad final frente al problema en estudio.

Cuando exista una base estadística que permita la determinación de la función de distribución de un determinado parámetro geotécnico en un dominio espacial acotado, el valor representativo de dicho parámetro será el correspondiente al cuantil de la probabilidad de no excedencia del 5% o del 95% según resulte más desfavorable para los cálculos.

### 3.3.5.3 Definición de las acciones

Las acciones que hayan de considerarse en el proyecto de una determinada obra marítima y portuaria quedarán fijadas en otros documentos ROM, en otros códigos o normas específicas que le sean de aplicación, o por condiciones impuestas por la explotación. Únicamente cuando no haya información específica relativa a las acciones a considerar en un caso concreto y cuando, además, se trate de verificar un modo de fallo geotécnico, se tendrá en cuenta lo que se incluye en este apartado.

Las acciones se pueden clasificar de acuerdo con su variación temporal en el estado o situación de proyecto considerado en:

- ◆ Acciones permanentes (G).
- ◆ Acciones no permanentes o variables (Q).
- ◆ Acciones extraordinarias (A).

Las acciones directas causadas por el terreno, tales como acciones gravitatorias, presiones, empujes, acciones debidas a movimientos del terreno y demás esfuerzos tendrán la consideración de cargas permanentes <sup>(1)</sup>. De igual forma, las acciones cuasi-estáticas causadas por los niveles del agua, como la acción gravitatoria del agua, los empujes y subpresiones hidrostáticos ... también tendrán la consideración de cargas permanentes, independientemente del valor representativo de los niveles de agua adoptado en la combinación de acciones considerada en la ecuación de verificación. Las acciones transmitidas por el suelo por la actuación de cargas exteriores tendrán la consideración de cargas variables.

Para los cálculos de Nivel I, la definición de los agentes causantes de las acciones y, en su caso directamente las acciones, se realiza por medio de un valor nominal o, cuando exista base estadística suficiente que permita la determinación de la función de distribución, a través de un valor representativo asociado a un determinado cuantil de dicha función de distribución.

Los agentes gravitatorios, algunos agentes de uso y explotación, los debidos a la construcción y algunos agentes accidentales, en general, se cuantifican por medio de un valor nominal.

En el caso de los agentes y acciones permanentes, cuando se disponga de base estadística, el valor característico será el correspondiente al cuantil del 5% o del 95%, según resulte más desfavorable para los cálculos.

En el caso de agentes y acciones variables, en los que se disponga de base estadística suficiente, el valor característico será el correspondiente al cuantil del 2% o del 98%, según resulte más desfavorable para los cálculos, de la función de distribución, considerando un período de referencia representativo del estado o situación de proyecto. Ese periodo será generalmente igual a un año.

En el caso de acciones variables desfavorables en situaciones persistentes, considerando el año como período de referencia, equivale al valor correspondiente a un período de retorno de 50 años. En muchos casos, el valor representativo de acciones variables favorables puede simplificarmente tomarse igual a cero (no ocurrencia).

En el caso de agentes o acciones extraordinarios, entre los que se encuentra el sismo, cuando se disponga de base estadística, se adoptará como valor característico el correspondiente a una probabilidad anual de no excedencia muy alta, del orden del 99,8%, lo que equivale a periodos de retorno de 500 años.

Los coeficientes de seguridad de tipo general que se recomiendan en esta ROM para cálculos de Nivel I están definidos tomando en consideración los valores representativos de las acciones que se señalan en este apartado.

(1) Para la verificación de modos de fallo estructurales mediante cálculos de Nivel I, las acciones causadas por el terreno pueden tener otro tipo de consideraciones.

do. Si en alguna aplicación concreta resultara que los valores nominales o característicos de las acciones hubieran sido determinados con criterios claramente diferentes, deberán introducirse las modificaciones necesarias para obtener valores que obedezcan a criterios similares a los indicados o bien recurrir a un estudio de los coeficientes de ponderación de las acciones y del coeficiente de seguridad adecuado a cada caso.

*Comentario: El caso mencionado al final del párrafo precedente puede darse en aquellas obras en que por criterios de optimización económica, teniendo en cuenta el ISA correspondiente, no pueden admitirse probabilidades de ocurrencia de los modos de fallo geotécnicos similares a las recogidas con carácter general en esta ROM. En estos casos, los modos de fallo geotécnicos se considerarán como modos de fallo principales. Algunos de ellos serán estadísticamente dependientes entre sí, al ser debidos a la misma causa y ser formas diferentes de aproximarse a un único fallo (rotura del terreno). La probabilidad de fallo admisible de la obra y de cada uno de los modos de fallo geotécnicos deben definirse de forma adecuada a cada caso y no de la forma general que se hace para otro tipo de obras. Como consecuencia, el valor representativo de la acción y los coeficientes parciales correspondientes deben ser específicos de cada proyecto. En esta ROM se destacan las tipologías de obras marítimas y portuarias en las que esta definición de la acción debe ser específica, así como los coeficientes de seguridad mínimos asociados.*

### 3.3.5.4 Definición de las combinaciones de acciones y demás factores de proyecto

La participación en la ecuación de verificación de los diferentes factores de proyecto y sus respectivos valores se establecerá para ciertas combinaciones que se concretan para tener en cuenta tanto su simultaneidad como su compatibilidad. Los criterios o procedimientos de combinación quedan reflejados en la ROM 0.0. Con estos criterios se deben definir los detalles de cálculo que corresponden a cada obra marítima y portuaria.

Los documentos ROM definirán, para cada tipo de obra concreta, cuáles son las combinaciones de acciones que deben utilizarse para la verificación de la fiabilidad, funcionalidad y operatividad de las obras marítimas y portuarias. Lo que se señala a continuación es únicamente aplicable al estudio de los modos de fallo geotécnicos y siempre que en algún otro documento ROM más específico no se haya establecido el criterio de combinación correspondiente.

En las últimas décadas se ha venido produciendo una aproximación en los métodos de Nivel I entre el campo geotécnico y el estructural, de manera que hoy se considera conveniente modificar lo que se decía por la ROM 0.5-94 en lo que respecta a la forma de obtener los efectos de las acciones en la ecuación de verificación para calcular el coeficiente de seguridad (o el margen de seguridad) correspondiente.

### FRENTE A ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)

Para verificar la seguridad frente a Estados Límite Últimos, en el campo estructural basta con considerar los siguientes tres tipos de combinaciones de acciones:

- ◆ Combinaciones fundamentales o características para estados o situaciones de proyecto persistentes o transitorias.
- ◆ Combinaciones accidentales para estados o situaciones de proyecto excepcionales.
- ◆ Combinaciones sísmicas para estados o situaciones de proyecto excepcionales con sismo.

En el campo geotécnico y debido al peso de la práctica pasada del cálculo con tensiones admisibles, se utiliza también la siguiente combinación de acciones:

- ◆ Combinación cuasi-permanente.

En esta nueva versión de la ROM 0.5 se recomienda mantener estas ideas, aunque después se maten algunos detalles. Como consecuencia, para la verificación de los modos de fallo geotécnicos adscritos a estados lími-



te últimos se considera conveniente considerar, además de los tipos de combinación correspondientes a los cálculos estructurales, una combinación adicional, denominada cuasi-permanente y que en el dominio estructural únicamente se utiliza para comprobar Estados Límite de Servicio.

El motivo de mantener esta combinación estriba fundamentalmente en conservar un rasgo del anterior cálculo geotécnico en el que se obligaba, con un coeficiente de seguridad amplio, a que la situación de rotura estuviese “suficientemente lejos” de la situación media de mayor duración (combinación cuasi-permanente).

Por tanto, en los cálculos de Nivel I, la comprobación de los modos de fallo geotécnicos adscritos a un Estado Límite Último debe realizarse para las siguientes combinaciones de acciones, sin perjuicio que la ROM correspondiente a cada tipo de obra indique un criterio diferente:

### 1. Combinación cuasi-permanente

Esta combinación esta formada por todas las acciones permanentes que actúan sobre la obra y el terreno, y los valores cuasi-permanentes de las cargas variables simultáneas y compatibles, que se obtienen multiplicando los valores nominales o característicos de las mismas por un factor de compatibilidad  $\Psi_2$ . Simbólicamente, esta combinación se puede representar por la fórmula siguiente:

$$G + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_i \quad \text{para } i \text{ entre } 1 \text{ y } n$$

donde:

- $G$  = acciones permanentes.
- $Q_i$  = acciones variables de actuación simultánea.
- $\Psi_{2,i}$  = coeficiente de compatibilidad cuasi-permanente.

En términos generales, esta combinación intenta representar el valor medio de las acciones durante el intervalo de tiempo asociado al estado o situación de proyecto considerado.

### 2. Combinaciones fundamentales o características

Esta combinación toma en consideración la actuación simultánea de varias acciones variables con valores compatibles en la ocurrencia del modo de fallo. De esa forma, la acción variable principal o predominante en la ocurrencia del modo de fallo y sus acciones directamente dependientes de la misma intervienen con su valor característico; y el resto de acciones variables simultáneas y compatibles con sus valores de combinación fundamentales, que se obtienen multiplicando los valores nominales o característicos de las mismas por un factor de compatibilidad  $\Psi_0$ . Simbólicamente, esta combinación se puede representar por la fórmula siguiente:

$$\gamma_g \cdot G + \gamma_{q,1} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{0,i} \cdot \gamma_{q,i} \cdot Q_i \quad \text{para } i \text{ entre } 2 \text{ y } n$$

donde:

- $G$  = acciones permanentes.
- $Q_1$  = acción variable principal o predominante en la ocurrencia del modo de fallo y acciones variables de actuación simultánea directamente dependientes de la predominante.
- $Q_i$  = otras acciones variables de actuación simultánea compatibles con la predominante e independientes estadísticamente de la misma.
- $\Psi_{0,i}$  = coeficiente de compatibilidad fundamental o característico.
- $\gamma_g, \gamma_q$  = coeficientes de ponderación parciales.

De todas las combinaciones fundamentales o características, es decir, para cada acción variable que puede tomar el carácter de predominante, el ingeniero podrá eliminar aquellas que, justificadamente, provoquen en el terreno sollicitaciones menos peligrosas que otras combinaciones incluidas en su consideración.



### 3. Combinaciones accidentales

Cuando en la verificación del modo de fallo se considere la actuación de una acción extraordinaria, sea o no accidental, con una probabilidad de presentación muy baja durante el intervalo considerado y, a la vez, con un periodo de actuación corto, el valor de compatibilidad de las acciones variables que actúan de forma simultánea debe ser claramente menor.

Para cada acción excepcional que pueda presentarse, existirá una combinación accidental que puede formularse en los términos siguientes:

$$G + A + \psi_1 \cdot Q_1 + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_i \quad \text{para } i \text{ entre } 2 \text{ y } n$$

donde:

- G = acciones permanentes.
- A = acción extraordinaria.
- $Q_1$  = acción variable principal o predominante en la ocurrencia del modo de fallo y acciones variables de actuación simultánea directamente dependientes de la predominante.
- $Q_i$  = otras acciones variables de actuación simultánea compatibles con la predominante e independientes estadísticamente de la misma.
- $\psi_1$  = coeficiente de compatibilidad frecuente.
- $\psi_{2,i}$  = coeficientes de compatibilidad cuasi-permanente.

No se considerará la actuación de acciones excepcionales y, por tanto, las combinaciones accidentales en estados o situaciones de corta duración, así como en obras provisionales, siempre que su vida útil sea inferior a un año.

### 4. Combinaciones sísmicas

Cuando en la verificación de un modo de fallo se considere la actuación de la acción sísmica, con una probabilidad de presentación muy baja y con un periodo de actuación muy corto respecto a la duración del estado o situación de proyecto considerada, el valor de compatibilidad de las acciones variables que actúan de forma simultánea debe ser claramente menor; no debiéndose diferenciar el valor de compatibilidad de la acción variable principal predominante del resto de acciones variables. Simbólicamente esta combinación se puede representar por la fórmula siguiente:

$$G + S + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_i \quad \text{para } i \text{ entre } 1 \text{ y } n$$

donde:

- G = acciones permanentes.
- S = acción sísmica.
- $Q_i$  = acciones variables de actuación simultánea.
- $\psi_{2,i}$  = coeficiente de compatibilidad cuasi-permanente.

En términos generales, esta combinación intenta tomar en consideración que el valor de compatibilidad de las acciones variables a considerar cuando actúa el sismo es aproximadamente el valor medio de las acciones durante el intervalo de tiempo asociado al estado o situación de proyecto considerado.

Los coeficientes de compatibilidad tienen el siguiente significado:

- ◆  $\psi_0 Q$ : Valor de combinación fundamental de la acción o valor de compatibilidad de una acción variable cuando actúa de forma simultánea con otra acción variable predominante en la ocurrencia del modo de fallo e independiente estadísticamente de la misma. Se determina de tal forma que la probabilidad de que

los valores del efecto de la acción combinada con la predominante sean excedidos es aproximadamente similar a la probabilidad de que el efecto de la acción predominante sea excedido. En el caso de dos acciones incompatibles el valor de  $\psi_0$  es igual a 0,00. En el caso de dos acciones completamente dependientes el valor de  $\psi_0$  es 1,00.

- ◆  $\psi_1 Q$ : Valor de combinación frecuente de la acción. Este valor no es excedido durante un periodo de tiempo grande respecto a la duración del estado o situación de proyecto considerado.

*Comentario: Cuando se disponga de base estadística suficiente, puede adoptarse como valor de combinación frecuente de una acción variable de origen climático el asociado a una probabilidad de no excedencia del 85%, tomada del régimen medio que le corresponda.*

- ◆  $\psi_2 Q$ : Valor de combinación cuasi-permanente de la acción. Este valor es excedido durante un periodo de tiempo grande respecto a la duración del estado o situación de proyecto considerado. Cuando se disponga de base estadística suficiente, puede adoptarse como valor de combinación cuasi-permanente de una acción variable el asociado a una probabilidad de no excedencia del 50% tomada del régimen medio que le corresponda. Este valor representa el valor medio de la acción durante el intervalo de tiempo asociado al estado o situación de proyecto considerado.

Por tanto, con esa definición, los valores de los coeficientes  $\psi$  dependen del agente que causa la acción variable considerada y deben buscarse en los correspondientes códigos de acciones o en las ROM de la Serie 0. A falta de otros datos, simplídicamente pueden tomarse los definidos en la ROM 0.0.

## FRENTE A ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

En los cálculos de Nivel I, para verificar los modos de fallo adscritos a Estados Límite de Servicio se utilizarán las siguientes combinaciones de acciones:

- ◆ *Combinación poco frecuente:*

$$G + Q_1 + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_i \quad \text{para } i \text{ entre } 2 \text{ y } n$$

- ◆ *Combinación frecuente:*

$$G + \psi_1 \cdot Q_1 + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_i \quad \text{para } i \text{ entre } 2 \text{ y } n$$

- ◆ *Combinación cuasi-permanente:*

$$G + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_i \quad \text{para } i \text{ entre } 1 \text{ y } n$$

donde:

- G = acciones permanentes.
- $Q_1$  = acción principal o predominante en la ocurrencia del modo de fallo y acciones variables de actuación simultánea directamente dependientes.
- $Q_i$  = otras acciones variables de actuación simultánea compatibles con la predominante e independientes estadísticamente de la misma.
- $\psi_{0,i}$  = coeficientes de compatibilidad fundamentales.
- $\psi_1$  = coeficiente de compatibilidad frecuente.
- $\psi_{2,i}$  = coeficientes de compatibilidad cuasi-permanentes.

Los diferentes documentos ROM, así como las normas, instrucciones y recomendaciones específicas que sean de aplicación, fijarán las condiciones de verificación de cada modo de fallo adscrito a un Estado Límite de Servicio, indicando el tipo de combinación de acciones aplicable.

En general, en los cálculos de Nivel I, la combinación de acciones cuasi-permanentes será la utilizada para la verificación de asentos a largo plazo y para la comprobación de otros modos de fallo geotécnicos adscritos a Estados Límite de Servicio.

### 3.3.5.5 Consideración de Estados o situaciones de corta duración

Tal como se ha mencionado en los apartados precedentes, los valores de cálculo de las acciones variables y accidentales son formalmente dependientes de la duración de la situación de proyecto considerada. En el caso del proyecto geotécnico existe una situación específica relativa a la consolidación del terreno que conviene considerar de forma explícita.

La aplicación de cargas y, en general, cualquier solicitación que actúe sobre un terreno saturado produce ciertas variaciones en la presión intersticial. En algunas ocasiones, que se detallarán a lo largo de esta ROM, es recomendable suponer que el terreno no drena y que, durante un cierto plazo, se mantiene constante la presión intersticial generada por los diversos agentes considerados.

El plazo correspondiente a estas situaciones “sin drenaje” debe ser estimado por el ingeniero y, además si fuese preciso, también los valores representativos de las acciones correspondientes a la duración estimada del plazo en el que no se produce consolidación apreciable.

Normalmente la duración de esta situación es corta cuando se compara con la vida útil de la obra y, en consecuencia, a efectos de definir el estado o situación de proyecto en el que verificar los distintos modos de fallo, puede considerarse como una situación transitoria.

Pueden existir también situaciones de corto plazo reales que se producen durante el proceso de construcción, de manera temporal, y que requieren también la adecuación correspondiente de los valores de cálculo de las acciones.

Los valores nominales o característicos de las acciones variables que puedan considerarse compatibles y simultáneas en este tipo de situaciones habrán de ser decididas por el ingeniero. Como norma general, cuando no se quiera reducir la fiabilidad, deberán utilizarse valores de las acciones variables que tengan una probabilidad de excedencia, durante el periodo que dura la situación transitoria, del mismo porte que el valor de la probabilidad de excedencia correspondiente a los valores adoptados en la vida útil.

*Comentario: La relación entre la probabilidad de excedencia de una acción variable,  $n$ , durante una Fase de proyecto de duración  $L$  y su periodo de retorno,  $T_R$ , viene dada por la expresión:*

$$p_{n,L} = 1 - \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right)^L$$

*Como se ha adoptado como valor característico de las acciones variables para Fase de Servicio el correspondiente a un periodo de retorno de 50 años, la probabilidad de excedencia de la acción oscila entre 0.63, para duraciones de la Fase de Servicio (vida útil,  $V$ ) de 50 años y 0.26 para las de 15 años. Por lo tanto, el valor característico de las acciones en situaciones transitorias de duración  $L$  puede calcularse a partir de la anterior formulación, asociándolo al periodo de retorno que, para el tiempo que duren tales situaciones, de lugar a una probabilidad de excedencia similar a las antes citadas para la Fase de Servicio. En consecuencia, a efectos prácticos podrá adoptarse como valor característico de una acción variable en fase transitoria el correspondiente a un periodo de retorno de un mismo orden de magnitud que el de la duración de dicha fase, comprendido entre un máximo asintótico de  $T_R = 50L/V$  (para las situaciones transitorias más prolongadas posibles en relación con la Fase de Servicio) y el doble de dicho ratio (para los casos de transitoriedad menos prolongada) con un valor mínimo de 2 años.*

Por otro lado, el carácter de la obra, en alguna de estas Fases transitorias, puede ser diferente del carácter general y, en consecuencia, puede ser conveniente un estudio específico de la fiabilidad exigible en esas circunstancias.

Para verificar la seguridad frente a Estados Límite Últimos se adoptará la combinación fundamental de acciones. En general, no se considera necesario suponer la actuación de acciones excepcionales o accidentales durante estados o situaciones de corto plazo.

### 3.3.6 Coeficientes de ponderación parciales de las acciones

Para verificar modos de fallo correspondientes a Estados Límite Últimos mediante los cálculos de Nivel I establecidos en esta ROM, se introducen en las acciones, al combinarlas, coeficientes de ponderación parciales en la forma que se indica en 3.3.5.4.

Tal como se señala en ese apartado, los coeficientes de ponderación de las acciones sólo se considerarán en las combinaciones fundamentales o características. En las combinaciones cuasi-permanentes, las accidentales y las sísmicas no se consideran coeficientes de ponderación de las acciones.

La mayoración de acciones para el caso de combinaciones fundamentales se realizará con coeficientes distintos según el tipo de agente causante de la acción, de su clasificación temporal (permanente o variable), de su sentido de participación en la ocurrencia del modo (favorable o desfavorable), así como del tipo de modo de fallo considerado.

En la Tabla 3.3.2. se indican los coeficientes de ponderación parciales de las acciones recomendados en esta ROM para la verificación de modos de fallo adscritos a Estados Límite Últimos.

**Tabla 3.3.2. Coeficientes de ponderación parciales\* de las acciones para la verificación de modos de fallo adscritos a Estados Límite Últimos (ELU). Combinaciones fundamentales.**

Acción	Símbolo	Tipo de modo de fallo				
		EQU	STR	GEO	UPL	HYD
<b>Permanente</b>						
Desfavorable	$\gamma_g$	1,10	1,35	1,00	1,00	1,35
Favorable		0,90	1,00	1,00	0,90	0,90
<b>Variable</b>						
Desfavorable	$\gamma_q$	1,50	1,50	1,30	1,50	1,50
Favorable		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(\*) Estos coeficientes no son de aplicación en aquellas obras en que por criterios de optimización económica no puedan admitirse probabilidades de ocurrencia de los modos de fallo geotécnicos similares a las consideradas con carácter general en esta ROM (p.e. en los diques de abrigo). Ver comentario del apartado 3.3.5.3

### 3.3.7 Coeficientes de minoración parciales de las resistencias del terreno

Aunque las versiones actuales de algunas normativas y de varios trabajos de investigación en el campo de la geotecnia apuntan como procedimiento de futuro el cálculo sistemático con parámetros resistentes del terreno minorados, en esta ROM se adopta el criterio de no minorarlos por una cuestión de prudencia, al considerar que en la actualidad todavía no hay experiencia acumulada suficiente sobre los resultados a los que conduce dicha minoración y su influencia en la definición de los coeficientes o márgenes de seguridad mínimos exigidos para la verificación de los distintos modos de fallos geotécnicos. Por tanto en esta Recomendación no se utilizan coeficientes de minoración parciales en las resistencias del terreno (Ver justificación en el apartado 1.4).

Sin embargo, siempre es posible, con cierto rigor, minorar la resistencia final o, lo que es equivalente, exigir un coeficiente de seguridad mínimo adecuado cuando se compare el efecto de las acciones con la resistencia del terreno.

### 3.3.8 Coeficientes de seguridad

En general, en esta Recomendación la ecuación de verificación de la seguridad de una obra o tramo de la misma ante un modo de fallo geotécnico se formula en términos de coeficiente de seguridad, considerando acciones mayoradas y resistencias no minoradas:

$$F = R/E_d > F_m$$

especificándose en cada circunstancia el coeficiente de seguridad mínimo,  $F_m$ , que debe alcanzarse.

La seguridad queda verificada cuando el coeficiente de seguridad calculado supera el umbral  $F_m$  que se define específicamente para cada modo de fallo analizado. A su vez, para cada modo de fallo analizado este coeficiente de seguridad depende adicionalmente del carácter de la obra, del tipo de estado o situación de proyecto atendiendo a su duración y del tipo de combinación de acciones considerados.

#### 3.3.8.1 Coeficientes de seguridad mínimos

En general, en esta Recomendación para la verificación de cada modo de fallo geotécnico concreto se definirá específicamente la ecuación de verificación correspondiente así como tres coeficientes de seguridad global claramente diferentes asociados a la misma, dependiendo del tipo de estado o situación de proyecto y del tipo de combinación de acciones consideradas, según se indica en la Tabla 3.3.3.

**Tabla 3.3.3. Coeficientes de seguridad mínimos recomendados para la verificación de modos de fallos geotécnicos adscritos a Estados Límite Últimos.  $5 \leq ISA \leq 19$ .**

Situación de Proyecto	Combinación de acciones	Coeficiente de seguridad exigible, F
Persistente	Cuasi-permanente	$F_1$
	Fundamental	$F_2$
Transitoria (incluyendo situaciones geotécnicas de corto plazo)	Cuasi-permanente	$F_1$ o $F_2$
	Fundamental	$F_2$ o $F_3$ (ver texto)
Excepcional	Accidental sin sismo	$F_3$
	Sísmica	$F_3$

En un estado o situación persistente y para la combinación cuasi-permanente, el coeficiente de seguridad debe ser alto para alejar la rotura y procurar que el cimiento de la obra funcione en régimen elástico normalmente.

Para estos mismos estados o situaciones pero para las combinaciones fundamentales, cuando ya actúan acciones variables con valores altos (mayorados), lógicamente el coeficiente de seguridad adoptado debe ser menor ( $F_2 < F_1$ ).

Para situaciones excepcionales es práctica habitual considerar que la obra casi alcanza el fallo cuando actúa el valor nominal o característico de la acción. Normalmente  $F_3$  tendrá un valor próximo a la unidad. El valor recomendado será menor que los dos anteriores,  $F_3 < F_2$ .

Para las situaciones transitorias o de corta duración definidas en 3.3.5.5 pueden utilizarse valores de  $F_1$  y  $F_2$  iguales que para los estados o situaciones persistentes, considerando en la determinación del valor de las acciones la duración de esa situación. No obstante, si se llegaran a utilizar los mismos valores representativos de las acciones que los que corresponden a situaciones persistentes, los coeficientes de seguridad pueden reducirse algo, sustituyéndose el valor  $F_1$  por el  $F_2$ , para las combinaciones cuasi-permanentes, y el valor  $F_2$  por el  $F_3$ , para las combinaciones fundamentales, para tener en cuenta este hecho.

Los valores de estos coeficientes que se incluyen, con carácter general y siempre que no se señale otra cosa, en esta ROM pueden considerarse asociados con probabilidades de ocurrencia del fallo muy bajas (del orden de  $10^{-3}$ ) durante la Fase de proyecto considerada, que son las asignadas en esta ROM a los fallos geotécnicos en obras de ISA bajos (entre 5 y 19). Esto permite que, adoptando en el cálculo estos coeficientes de seguridad, los modos de fallo geotécnico podrán, en muchos casos, no ser considerados como modos de fallo principales y, por tanto, despreciarse su contribución en el cálculo de la probabilidad global de fallo de acuerdo con lo dispuesto en el apartado 3.2.1.

Cuando el coeficiente de seguridad de alguna aplicación específica de esta ROM esté asociado con otra probabilidad de fallo se indicará expresamente el apartado correspondiente, así como los criterios adoptados en ese caso para la definición de los factores de proyecto y, en particular, para la definición de los valores característicos y de cálculo de las acciones que intervienen en la ecuación de verificación.

### 3.3.8.2 Coeficientes de seguridad mínimos asociados con otras probabilidades de fallo

A través de la aplicación de métodos de cálculo de Niveles II y III puede relacionarse el coeficiente de seguridad mínimo exigible para la verificación de un modo de fallo con la probabilidad de ocurrencia del mismo.

Simplificadamente, para ciertos rangos del índice de fiabilidad y a igualdad de la duración de la Fase de proyecto y de otros factores de incertidumbre como la intensidad de la investigación geotécnica, puede aceptarse como hipótesis una distribución normal del logaritmo del coeficiente de seguridad. Esta hipótesis lleva a concluir que el coeficiente de seguridad mínimo que debe exigirse para cualquier tipo de combinación  $F_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ), que aquí se denomina abreviadamente  $F$ , depende exponencialmente del índice de fiabilidad requerido y, en consecuencia, puede escribirse:

$$F = F_0 \cdot \exp [\zeta (\beta - \beta_0)] \geq 1$$

donde:

- $F_0$  = coeficiente de seguridad asociado con un índice de fiabilidad  $\beta_0$ .
- $F$  = coeficiente de seguridad asociado con un índice de fiabilidad  $\beta$ .
- $\zeta$  = desviación típica de  $\ln F$ .

El uso de esta expresión debe limitarse a diferencias  $|\beta - \beta_0| \leq 0,7$  pues su error crece con ese valor.

Sobre el valor de  $\zeta$ , que depende, entre otros factores, del modo de fallo considerado, pueden verse detalles en el apartado 3.3.10.

*Comentario: A título orientativo puede usarse el siguiente valor:*

$$\zeta = 0,15 F_1 - 0,10$$

*donde  $F_1$  es el coeficiente de seguridad mínimo exigible en combinaciones cuasi-permanentes para el modo de fallo en cuestión en obras de carácter ISA bajo (5 a 19) y que puede consultarse en las tablas correspondientes a lo largo del texto.*

Por tanto, si los valores mínimos exigibles de  $F$  quedan establecidos para una determinada fiabilidad pueden calcularse, dentro de cierto margen, los correspondientes a cualquier otra fiabilidad o probabilidad, de fallo.

### 3.3.9 El cálculo con modelos numéricos

En esta ROM se describen soluciones analíticas para la mayoría de los problemas que se plantean en la geotecnia marítima y portuaria. Esto es posible gracias a ciertas simplificaciones.

Para cada solución (o método de cálculo) se define no sólo el procedimiento operativo sino también el valor o los valores de los coeficientes de seguridad asociados al método.

Existe hoy la posibilidad de utilizar modelos matemáticos más complicados que los que aquí se exponen. Está próximo el día en que tales modelos hagan olvidar las fórmulas que con tanto esfuerzo prepararon los geotécnicos que nos precedieron y que forman hoy el cuerpo de esta ROM. Es más, prácticamente todos los proyectos actuales utilizan ya, en mayor o menor medida, modelos numéricos que sustituyen, a veces indebidamente, a las fórmulas y métodos sencillos que aquí se plantean.

Es bueno que se usen modelos numéricos complejos. Aquí, en las páginas de esta ROM, se puede ver escrito que tales modelos se recomiendan para resolver situaciones de cálculo que no pueden abordarse con precisión de otra manera. Es bueno que, además, se utilicen modelos complejos, incluso en problemas sencillos, que podrían abordarse sin su uso. De esta forma se gana en experiencia y se obtiene una mayor información respecto al problema objeto de estudio.

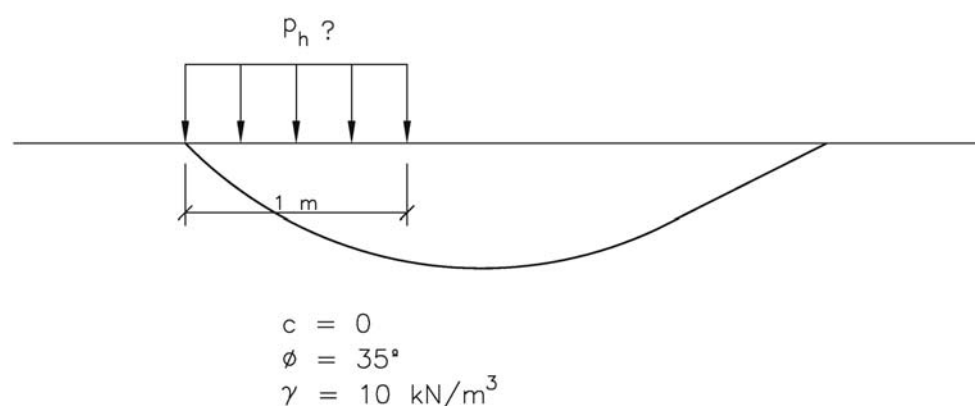
No existía, en la ROM 0.5-94, ninguna recomendación específica relativa a las precauciones necesarias para utilizar modelos numéricos. Hoy, cuando el uso de estos nuevos métodos comienza a extenderse, conviene indicar unas instrucciones mínimas.

#### PROGRAMAS DE CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Estos programas son, de entre los que se utilizan en geotecnia, los mejor desarrollados. Ya quedan lejos aquellas versiones que presentaban fallos de convergencia al resolver la ecuación matemática básica de la estabilidad.

No existen problemas importantes cuando estos programas se usan para resolver problemas de equilibrio global pero sí que se plantean situaciones erróneas cuando se pretende aplicarlos a calcular situaciones de carga de hundimiento. En este aspecto concreto el error de estos modelos numéricos puede ser excesivo. Pequeños cambios en la línea de rotura que ha de tantearse y/o en las direcciones de los empujes entre rebanadas conducen a resultados que pueden quedar del lado de la seguridad o de la inseguridad, sin que esto pueda saberse a priori con algún procedimiento discriminatorio sencillo. Incluso la elección del número de rebanadas, que el usuario ha de elegir, puede modificar el resultado en sentido no predecible fácilmente.

Ante este problema, se recomienda al ingeniero que haya de usar algún programa comercial que, antes de dar crédito a los coeficientes de seguridad que resultan del cálculo, conozca bien el programa y que resuelva con él casos simples de solución bien conocida, como podría ser el que se indica en el croquis adjunto.



Para este problema, cuya solución es  $p_h = 226 \text{ kN/m}^2$  según la fórmula sencilla aproximada de esta ROM, se debería obtener un coeficiente de seguridad  $F = 1$ . El ingeniero debe plantear este tipo de problemas previos para obtener confianza (y transmitirla) en estas aplicaciones.

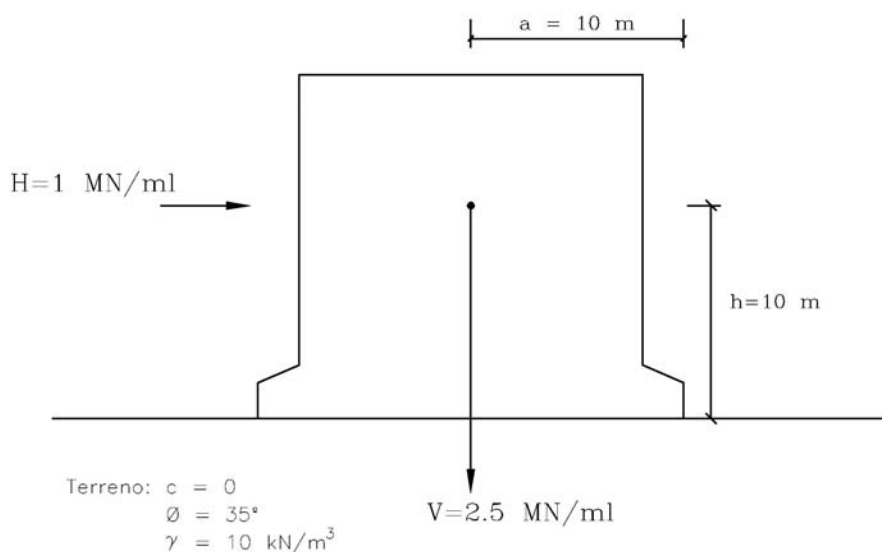
Los programas de cálculo de estabilidad de taludes dan siempre como resultado el coeficiente de seguridad al “deslizamiento del talud” que es el número por el que han de dividirse todos y cada uno de los parámetros  $c$  y  $\tan \phi$  que figuran en los datos de entrada para obtener el equilibrio estricto.

Para problemas de carga de hundimiento conviene, sin embargo, hacer otro tipo de cálculo. Se debe aumentar la carga que provoca el hundimiento de manera que sus dos componentes crezcan de manera homotética hasta que resulte  $F = 1$ .

Cuando esto ha ocurrido (equilibrio estricto), el coeficiente de seguridad frente a hundimiento es el factor por el que hubo que mayorar las cargas para conseguirlo.

El mecanismo del vuelco plástico, de igual forma, puede resolverse mediante el uso de programas de cálculo de estabilidad de taludes. Basta con definir la geometría del problema y sus acciones y calcular el coeficiente de seguridad correspondiente que da, para esa situación, el programa de cálculo. Después se irá aumentando paulatinamente la componente horizontal de la resultante de las acciones y aumentando en consonancia la excentricidad (reducción del ancho efectivo de la cimentación) hasta alcanzar el equilibrio estricto ( $F = 1$ ). El valor por el que haya habido que multiplicar la componente horizontal de la resultante de las acciones es el coeficiente de seguridad al vuelco plástico.

Como contraste, el ingeniero debe plantearse problemas sencillos como el del croquis adjunto para comprobar que su solución coincide o se aproxima a la que se conoce por otros procedimientos.



Solución analítica según esta ROM:  $N_\gamma = 45,2$  para  $\phi = 35^\circ$   
Coeficiente de seguridad al hundimiento

$$F_h = 2 \cdot \gamma \cdot N_\gamma \frac{(V \cdot a - H \cdot h)^2 (V - H)^3}{V^6} = 2,81$$

Coeficiente de seguridad al vuelco plástico

$$F_v = \frac{V}{H} \left[ 1 - 5 \sqrt{\frac{V}{2 \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot a^2}} \right] = 1,28$$

(para  $a = h$ )



**MODELOS NUMÉRICOS EN PRESIONES TOTALES**

Los modelos numéricos de tipo general (problemas tensión-deformación) suelen plantear la mecánica (o la dinámica) del problema mediante ecuaciones escritas en términos de presiones (o tensiones) totales. Esto es un inconveniente grave que limita notablemente la aplicación a problemas marítimos y portuarios en los que la presencia del agua no puede omitirse.

Existe una posibilidad, a pesar de ello, de resolver problemas en los que el agua está en situación hidrostática (quieta, sin movimiento) e incluso aquéllos en los que el agua está en régimen estacionario, con una distribución espacial de presiones constante en el tiempo.

En esas condiciones (flujo estacionario) es posible fijar un plano arbitrario de referencia, normalmente el plano de agua libre (nivel medio del mar) y suponer que el peso del terreno y de la estructura ubicados por debajo de ese nivel es el peso sumergido, mientras que por encima es el peso aparente o el saturado (según corresponda).

Las diferencias de presión de agua sobre ese nivel deben considerarse después, explícitamente, como acciones. Este mismo procedimiento es el que se detalla con bastante extensión en el cálculo de empuje sobre muros que puede verse en el apartado 3.7 de esta ROM.

En la experiencia de la aplicación de la ROM 0.5-94 durante esta última década, los problemas más importantes encontrados en los proyectos afectos a Puertos del Estado han radicado precisamente en la forma de aplicar estos excesos de presión en los modelos numéricos formulados en presiones totales.

Con los modelos numéricos no es necesario recurrir a la metodología de “modos de fallo” para analizar la seguridad, pues es el propio modelo el que puede indicar cuál es el modo de fallo más crítico. El hecho de que esto no sea necesario no quiere decir que no sea conveniente hacerlo.

Siempre que se utilice un método numérico complejo se debe procurar, mediante su uso y como a continuación se dirá, el cálculo de los coeficientes de seguridad frente a los modos de fallo más habituales que se mencionan en esta ROM. Ese cálculo debe ser doble: siguiendo los procedimientos sencillos que se indican en la ROM, por un lado, y utilizando el modelo numérico, por otro lado.

Para calcular con un modelo numérico el coeficiente de seguridad frente a hundimiento de cimentaciones superficiales, es preciso suponer que la cimentación queda reducida a su ancho efectivo  $B^*$ . Esto es conservador, pero es la práctica habitual en la que se basan los coeficientes de seguridad que se recomiendan en esta ROM. El cálculo con elementos junta cimiento-estructura con resistencia limitada también puede realizarse, pero deben tomarse precauciones especiales para confirmar que no se generan tracciones efectivas.

Para calcular con modelos numéricos el coeficiente de seguridad al vuelco plástico, se aumentará la componente horizontal de las acciones y se disminuirá el ancho efectivo de forma compatible hasta que se alcance la rotura.

El cálculo con modelos numéricos del coeficiente de seguridad correspondiente a la estabilidad global es más simple, pues en general bastará con una reducción simultánea de  $c$  y  $\tan \phi$  en todos los materiales hasta que se produzca la rotura. Algunos programas comerciales realizan esta operación de manera automática.

Con los modelos numéricos es posible definir, por lo tanto, en los problemas de cimentaciones superficiales, los cuatro coeficientes de seguridad básicos: el equilibrio global, el hundimiento, el vuelco plástico y, aunque no se haya descrito en estos párrafos porque es obvio, también el deslizamiento según el plano de apoyo.

El ingeniero debe comprobar que su programa es adecuado para este tipo de problemas resolviendo previamente problemas sencillos similares que tengan una solución conocida. Por ejemplo los planteados en el punto anterior.

El modelo de comportamiento del suelo, en cuanto a rotura, puede ser el que el ingeniero vea más conveniente aunque, dada la amplia experiencia que se tiene con el modelo de Mohr-Coulomb, no conviene omitir esta opción en los cálculos que se puedan realizar.

En las obras portuarias existen suelos blandos que dan lugar a asientos (movimientos) importantes. Cuando el modelo considera los cambios geométricos para actualizar las coordenadas de los puntos que definen la malla suelen producirse problemas locales de convergencia; los métodos actuales de segundo orden (grandes deformaciones) no están aún suficientemente bien desarrollados y, en consecuencia, se recomienda no usarlos para simular Estados Límite Últimos salvo que se tenga una buena experiencia en ello.

La formulación de la plasticidad con el modelo de Mohr-Coulomb exige la definición de un ángulo de dilatación  $\Psi$ , que suele ser claramente menor que el ángulo  $\phi$  de rozamiento interno.

Para aquellos casos en los que no se tenga información se recomienda suponer  $\Psi = 0$ .

La respuesta de varios programas comerciales a un aumento del ángulo de dilatación es diferente y por eso el ingeniero debe contrastar este aspecto, pues la hipótesis anterior ( $\Psi = 0$ ) puede conducir a resultados innecesariamente situados del lado de la seguridad.

Los modelos numéricos complejos no resuelven aún bien las situaciones de rotura. Desde que en los años 60 se formulara el primer método de elementos finitos aplicado a la ingeniería civil (precisamente para resolver un problema geotécnico) no se ha encontrado una formulación adecuada para simular bien la rotura. Los métodos de equilibrio límite (programas de estabilidad de taludes) parecen dar aún hoy soluciones más fiables que los modelos complejos tensión-deformación.

#### **MODELOS NUMÉRICOS EN PRESIONES EFECTIVAS**

No cabe duda respecto al futuro del cálculo geotécnico; los modelos numéricos habrán de resolver el problema acoplado flujo-deformación. Esto requerirá formular los problemas geomecánicos en términos de presiones efectivas. La presión del agua intersticial aparecerá como variable dominante en muchos problemas marítimos y portuarios, particularmente en aquéllos en que el oleaje y otras oscilaciones del mar sean el agente predominante en el modo de fallo.

El proceso de flujo es complejo pues en él conviven dos mecanismos principales: la generación de presiones de agua debida a los cambios volumétricos del suelo y de la propia agua, y la disipación de presiones (o atenuación) debida al movimiento del agua dentro del suelo desde las zonas de mayor potencial a las zonas de menor potencial.

Los modelos numéricos en presiones efectivas quedan hoy lejos de estar contrastados con la realidad, al menos de forma amplia y general. Por eso su utilización debe realizarse con un apoyo razonable en cálculos desacoplados (tensiones totales).

#### **PROBLEMAS DINÁMICOS**

Al añadir la inercia y el amortiguamiento en los problemas estáticos, el problema se complica notablemente. La información necesaria para resolver estos problemas numéricos es, en general, de manipulación matemática difícil. Ver apartado 3.10.

En estos casos es conveniente utilizar modelos en presiones totales para centrar el problema, resolver de forma aproximada el efecto del agua en los parámetros de resistencia y deformación y repetirlos, de manera iterativa, hasta encontrar una solución compatible con la información disponible.

Aunque los modelos numéricos complejos puedan ser el futuro del cálculo geotécnico en obras marítimas y portuarias, hoy aún es recomendable utilizar, dentro de las opciones posibles, los menos complejos y operarlos

con parámetros convenientes, que deben decidirse en función del propio resultado, lo que requerirá cálculos iterativos, adecuadamente dirigidos.

Si un problema geotécnico no tiene solución precisa con alguno de los procedimientos indicados en esta ROM, que pueden abordarse con hojas de cálculo o con programas de ordenador sencillos, es que no existe posibilidad de precisar mucho más la solución. El ingeniero no debe buscarla utilizando métodos más complicados, sino mejorando los datos de partida y el entendimiento necesario del problema para poder simplificarlo.

### 3.3.10 La fiabilidad en geotecnia

El coeficiente de seguridad,  $F$ , frente a un modo de fallo geotécnico calculado tal como se indica en esta ROM es un buen índice de la seguridad de la obra. Ha sido dicho por geotécnicos de gran prestigio algo que podría considerarse contrario a lo anterior, que un coeficiente de seguridad, por sí mismo, no es representativo de la seguridad si no lleva asociada una cierta medida de la incertidumbre de los factores de proyecto que han intervenido en su determinación. Ambas afirmaciones son ciertas, pues el coeficiente de seguridad que se calcula de acuerdo con lo establecido en la ROM 0.5 lleva implícito un cierto control del posible desconocimiento del terreno y de las acciones. La ROM 0.5 intenta que la incertidumbre en los parámetros geotécnicos, en la geometría de cálculo (incluida la representación del propio terreno) y en las acciones quede acotada y sea adecuada a cada caso. Allá donde el terreno sea más difícil de conocer habrá que hacer reconocimientos más intensos, cuando las acciones variables (siempre más imprecisas) estén presentes, su valor de cálculo sea más alto, etc. Además, no todos los problemas geotécnicos abordados por la ROM 0.5 serán analizados con métodos igualmente precisos y por eso los coeficientes de seguridad exigibles correspondientes tienen, en cierta medida, una consideración, aunque sea parcial o indirecta, de este hecho. Los valores umbrales mínimos recomendados para los coeficientes de seguridad son más altos cuando el método de cálculo es más impreciso. Los coeficientes de seguridad calculados con los métodos de Nivel I descritos en esta ROM son, en suma, una información relevante relacionada con la seguridad de la obra.

A pesar de lo dicho, sigue siendo cierto que la incertidumbre que existe en el valor del coeficiente de seguridad no queda reflejada de forma expresa en los resultados de los cálculos que se realizan con los procedimientos de Nivel I y, por eso, es conveniente que, en obras importantes con índices IRE o ISA altos o muy altos, se deban aplicar además métodos de Niveles II y III, de acuerdo con lo dispuesto en la ROM 0.0, lo que permite precisar en mayor medida la fiabilidad de la obra y, por tanto, su probabilidad de fallo.

Sin perjuicio de lo anterior, en este apartado se introduce un método simplificado que permite al ingeniero valorar la incertidumbre del coeficiente de seguridad obtenido con los procedimientos de Nivel I en cada caso concreto y, consecuentemente, determinar de una forma más precisa la probabilidad de fallo asociada al mismo. Este procedimiento, que en el fondo responde a un análisis de sensibilidad, se basa en la obtención del coeficiente de variación de  $F$  y se detalla a continuación.

#### 3.3.10.1 Fuentes de incertidumbre y su medida

No se pretende entrar en este texto de Recomendaciones geotécnicas a indagar en las causas de limitación del conocimiento. Esa parcela de la gnoseología debe quedar reservada a otros escritos. Haciéndolo únicamente de manera muy breve y sólo en lo que atañe a los problemas geotécnicos, las incertidumbres podrían proceder de los datos geométricos, de las acciones y de los parámetros geotécnicos. También existe cierta incertidumbre asociada al método de cálculo (o ecuación de verificación, como a veces se denomina a esta herramienta matemática).

La forma más sencilla de medir la incertidumbre de una cantidad  $x$  es su desviación típica  $\sigma$ . Cuando existe una posibilidad de medir  $x$ , si los valores que se obtienen en  $N$  determinaciones son  $x_1, x_2, \dots, x_n$ , se dice que la desviación típica de  $x$  es:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x_m - x_i)^2}{N - 1}}$$

donde  $x_m$  es el valor medio de todas las determinaciones.

Matemáticamente, cada factor de proyecto que intervenga en el cálculo del coeficiente de seguridad  $F$  podría representarse por dos valores. En los cálculos clásicos (métodos de Nivel I) sólo se representan los datos por un valor. Ahora, para calcular la fiabilidad se requiere, para cada factor, otro dato que sería la desviación típica correspondiente.

Cuando se requiera calificar aún mejor la incertidumbre, será preciso aportar más información. No bastará con indicar un valor representativo y la confianza que se tiene en él, dando una medida de su desviación típica, sino también otros valores. Incluso podría ser necesario definir matemáticamente una función de densidad de probabilidad del dato en cuestión. Pero este no es el caso que se quiere considerar en este apartado. En lo que sigue y para cada dato relevante del problema se supone que, además de la definición convencional que ha venido haciéndose siempre y que debe seguir haciéndose, existe, como medida de su dispersión o incertidumbre, un valor estimado de su desviación típica.

A veces el ingeniero no sabe como abordar el problema que implica la estimación de la desviación típica. Si no se indicase nada relativo a la forma de hacerlo, sería muy probable que diferentes ingenieros concluyeran con valores de la desviación típica muy diferentes. Por eso conviene indicar unas ideas generales que sirvan para orientar en ese proceso.

El valor de la desviación típica de un parámetro geotécnico puede estimarse de tres formas complementarias: en base a la experiencia, a partir de resultados de ensayos y mediante la regla de las dos desviaciones típicas.

#### VALORES USUALES DE $\sigma$ , SEGÚN LA EXPERIENCIA

Ingenieros geotécnicos de prestigio reconocido, conocedores no sólo de la geotecnia sino también de los temas relacionados con los cálculos de fiabilidad, han realizado ya muchas veces el ejercicio de estimar las desviaciones típicas de los parámetros geotécnicos más comunes en diferentes lugares y han tenido a bien publicarlo <sup>(2)</sup>. En la Tabla 2.14.1 de esta ROM se indican unos valores medios aproximados que, a juicio de la comisión de redacción de esta ROM, son razonables después de conocer los datos publicados por varios autores. Pero se insta al ingeniero para que, en su caso, consulte fuentes bibliográficas adecuadas y actualizadas para obtener una impresión más completa del coeficiente de variación correspondiente. En la tabla mencionada, así como suele hacerse en las publicaciones técnicas sobre este tema, se indica el “coeficiente de variación”,  $v$ , que es el valor de la desviación típica dividido por el valor medio.

$$v = \frac{\sigma}{x_m}$$

#### OBTENCIÓN DE LA DESVIACIÓN TÍPICA A PARTIR DE ENSAYOS

No cabe duda de que, desde el punto de vista teórico, la mejor forma de obtener la desviación típica es disponer de un buen banco de datos estadísticos que permita determinarla directamente. Pero existen algunos argumentos prácticos que restan valor a este procedimiento.

(2) Véase por ejemplo J. M. Duncan (2000). “Factors of safety and reliability in geotechnical engineering”, ASCE. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 4.

Los ensayos que se analizan deben corresponder a un mismo tipo de terreno. No deben mezclarse datos de ensayos correspondientes a terrenos diferentes. En este sentido, esta ROM indica ciertos criterios para identificar dos zonas o dos estratos como terrenos diferentes. Esa separación no es fácil y desgraciadamente no es posible dar recomendaciones precisas sobre el procedimiento con el que deben hacerse estas distinciones.

Los ensayos indican la respuesta del terreno a una situación similar a la que importa, pero ésta difiere de ella en muchos aspectos, entre otros el tamaño de la zona ensayada. No es posible saber de manera fácil si las variaciones de resultados que se obtienen en los ensayos se deben a aspectos relacionados con el terreno (variabilidad espacial) o con el propio ensayo.

Sin entrar en más detalles, puede concluirse que no es recomendable utilizar como única fuente de información para obtener la desviación típica de un factor de proyecto los resultados de los estudios estadísticos de los bancos de datos. Conviene además introducir, como siempre, cierto criterio adicional para determinar un valor adecuado de  $\sigma$ .

### LA REGLA DE LAS DOS DESVIACIONES

Normalmente los ingenieros representan de forma gráfica la información geotécnica. Suelen realizar diagramas de resistencia, esquemas de variación con la profundidad de los datos más relevantes, etc. El objetivo de esos gráficos es tener una apreciación visual de los resultados para juzgar respecto a su homogeneidad o su posible dispersión.

Es frecuente, incluso, dibujar bandas de confianza o líneas límite que engloban los posibles resultados. Este proceso, aunque no está normalizado, es practicado de forma casi universal y esta ROM recomienda que se siga haciendo y que se complete el proceso para elegir no sólo el valor de cálculo, como antes se hacía, sino también para obtener una medida de la desviación típica.

La regla de las dos desviaciones, considerada y discutida por los investigadores del tema, indica que los datos de una población suelen fijarse entre unos límites que los geotécnicos, sin intentarlo, suelen situar a dos desviaciones típicas del valor medio. Si esto fuese cierto, se tendría:

$$\sigma = \frac{x_{\max} - x_{\min}}{4}$$

siendo  $x_{\max}$  y  $x_{\min}$  los valores máximo y mínimo que el ingeniero espera como rango de variación del dato  $x$ .

Existe una débil pero significativa justificación de la afirmación precedente. Estadísticamente se puede demostrar que, en ciertas condiciones (distribución normal de la variable en cuestión), el rango de variación esperable en los resultados obtenidos con unas treinta determinaciones de una variable aleatoria tiene una amplitud igual a las dos desviaciones típicas que se han indicado. Cuando el número de determinaciones es menor, unas diez, ese rango es algo más estrecho, del orden de vez y media la desviación típica o cada lado de la media. De esta manera, puede decirse que lo que los ingenieros geotécnicos suelen hacer para fijar los valores extremos de sus datos parece que coincide aproximadamente con lo indicado en la regla precedente.

Es siempre recomendable que el ingeniero tante los tres procedimientos indicados para obtener el valor de  $\sigma$  que debe utilizar para cada factor que juegue un papel relevante en la determinación del coeficiente de seguridad. Después de esos tanteos deberá decidir con su criterio cuál es el que a su juicio mide mejor la incertidumbre del factor en cuestión.

Por otro lado, el ingeniero geotécnico debe conocer también cuál es la incertidumbre de las acciones. No existe problema conceptual con las acciones del propio peso del terreno, pues los pesos específicos suelen ser parámetros sobre los que los ingenieros geotécnicos pueden establecer criterios adecuados. El problema se presenta cuando se trata de establecer una desviación típica asociada al valor nominal o característico de una acción

variable, ya sea procedente de la explotación de la obra o de un agente climático. En esos casos el ingeniero geotécnico requerirá cierta ayuda específica, pues el problema es complicado y la aproximación del valor de  $\sigma$  que él pueda obtener puede estar muy desviada de la realidad. Más adelante se indican, no obstante, algunos valores de  $\sigma$  que podrían utilizarse si no se hubiese podido encontrar mejor información.

### 3.3.10.2 El cálculo de referencia

La estimación de la probabilidad de fallo según el procedimiento sencillo que se comenta aquí exige, como paso previo, el cálculo de los coeficientes de seguridad correspondientes con el método de Nivel I según se recomienda en esta ROM. Esos resultados serán la base del cálculo posterior. El cálculo de Nivel I se realizará siempre y será la referencia básica para cualquier estudio de sensibilidad posterior.

### 3.3.10.3 Estudios de sensibilidad individuales

Los ingenieros geotécnicos están acostumbrados a realizar estudios de sensibilidad (a veces se denominan estudios paramétricos) que consisten en repetir los cálculos para obtener nuevos valores del coeficiente de seguridad, cambiando de uno en uno los datos del problema y manteniendo el resto de los datos fijos.

El procedimiento de estimación de la fiabilidad que se recomienda hacer en obras de gran importancia y que se viene describiendo en este apartado, no es otra cosa que un estudio de sensibilidad ordenado.

Para medir la sensibilidad a un determinado factor de proyecto, conviene cambiar su valor de cálculo, manteniendo los valores del resto de los factores fijos, y obtener otra vez el valor correspondiente de  $F$ . Es conveniente que la amplitud del cambio coincida con la desviación típica y se haga en el sentido desfavorable.

El valor del coeficiente de seguridad que se obtendrá de ese nuevo cálculo será  $F^*$ . Con estos dos datos, el valor que ya existía de  $F$  y el nuevo valor, se define como índice de sensibilidad,  $v$ , al valor:

$$v = \frac{F - F^*}{F^*}$$

donde  $F^*$  es una estimación centrada de  $F$ .

*Comentario:* Realmente el índice de sensibilidad de  $F$  al valor de cálculo  $x$  de un determinado factor de proyecto sería el definido por la siguiente expresión matemática:

$$v = \frac{\sigma}{F_m} \cdot \frac{\partial F}{\partial x}$$

donde:  $\sigma$  = desviación típica de  $x$ ;  $F_m$  = valor medio de  $F$

La expresión antes propuesta para evaluar  $v$  es una simplificación que puede usarse por comodidad de cálculo.

Alternativamente, si se requiriese mayor precisión, la sensibilidad podría determinarse con incrementos y disminuciones más pequeños del valor del factor de proyecto ( $\pm \alpha \sigma$  con  $\alpha < 1$ ) y después amplificar el efecto adecuadamente (dividiendo la diferencia de valores de  $F$  por el factor  $\alpha$ ).

También sería posible e incluso recomendable, pues no se requiere gran esfuerzo adicional en estos cálculos, realizar, en lugar de uno, dos cálculos de sensibilidad, cambiando el factor de proyecto en ambos sentidos, el favorable y el desfavorable, para obtener  $F^+$  y  $F^-$  y calcular:

$$v = \frac{F^+ - F^-}{2F_m}$$

*Debe ser el ingeniero quien, en cada caso, resuelva sobre la precisión adecuada, consonante con la precisión de los datos y la importancia que debe dar a estos cálculos de sensibilidad.*

### 3.3.10.4 Composición de las sensibilidades individuales

Realizados los cálculos precedentes, el ingeniero debe combinar conjuntamente los resultados obtenidos.

Las sensibilidades individuales que habrán de combinarse se indican más adelante, pues dependen del tipo de combinación de acciones correspondientes. En cualquier caso, una vez definidos los resultados parciales que han de combinarse, la forma más simple de hacerlo, para obtener el valor conjunto representativo de todas ellas y cuyo uso se recomienda, es la dada por la expresión:

$$v_F = (\sum v_i^2)^{1/2}$$

*Comentario: La expresión precedente no presupone ninguna estructura probabilística en los datos correspondientes y puede usarse en general. Cuando se supone que los términos en los que intervienen los factores de proyecto para definir F tienen una distribución lognormal, como sugieren algunos autores, puede ser más conveniente componer las sensibilidades mediante la regla siguiente:*

$$\ln(1 + v_F^2) = \sum \ln(1 + v_i^2)$$

### 3.3.10.5 Valor centrado del coeficiente de seguridad

El valor del coeficiente de seguridad que se calculaba en la práctica de la geotecnia convencional, cuando no se mayoraban las acciones y cuando no se minoraban las resistencias, es el que se suele denominar como valor más probable,  $F^*$ , en los textos que tratan el tema de la geotecnia probabilística. Pero no debe pensarse que esta asignación es rigurosa, pues no existe aún rigor en estos temas.

Puede que, cuando el tema geotécnico probabilista alcance mayor desarrollo y más consenso, se llegue a depurar este aspecto y se pueda definir con más precisión cuál es el valor central de referencia que debe usarse.

A falta de mejor criterio, los estudios de sensibilidad usarán un valor centrado,  $F^*$ , previamente estimado a partir del cálculo con el método de Nivel I.

El valor centrado,  $F^*$ , del coeficiente de seguridad depende de la combinación de acciones y se define más adelante en cada uno de los apartados que siguen.

### 3.3.10.6 Cálculo para la combinación cuasi-permanente

El cálculo de Nivel I de una situación cuasi-permanente para un determinado modo de fallo conduce al coeficiente de seguridad  $F$ , que se debe obtener de la manera indicada en esta ROM 0.5. Ese valor se considera además como valor centrado  $F = F^*$ .

En obras importantes, cuando sea recomendable realizar los estudios de sensibilidad ordenados que se indican en esta apartado, se deben cambiar, uno a uno, los factores de proyecto más relevantes. Normalmente serán los parámetros geotécnicos que definan la resistencia y algunos otros relacionados con posibles subpresiones o con algunas acciones.

Una vez calculadas las distintas sensibilidades,  $v_i$ , y compuestas todas según se indica en el apartado 3.3.10.4, se obtendrá el coeficiente de variación de  $F$  y, con él, el índice de fiabilidad y la probabilidad de fallo correspondiente, según se indica en 3.3.10.9.



### 3.3.10.7 Cálculo para cada una de las combinaciones fundamentales

El cálculo de Nivel I, que se habrá realizado previamente, antes de comenzar los estudios de sensibilidad, servirá como referencia básica para el estudio de la probabilidad de fallo correspondiente a cada una de las combinaciones de este tipo.

Por cada acción variable que se haya considerado como principal o dominante existirá un valor calculado para  $F$ . Para realizar los estudios de sensibilidad, se debe repetir el proceso aumentando en una desviación típica el valor de la acción variable principal que define la combinación en estudio. Cuando no se conozca la desviación típica del valor de la acción se podrá proceder como se indica a continuación.

Para modos de fallo geotécnico, denominados tipo GEO, normalmente el coeficiente de mayoración utilizado para realizar el cálculo de Nivel I será 1,3. Ahora, para repetir el cálculo se aumentará el coeficiente de mayoración al valor 1,5 y se obtendrá un coeficiente de seguridad menor. La diferencia con el valor anterior será  $\Delta F_a$ .

*Comentario: En las obras de ingeniería civil comunes, entre ellas las que caen dentro del ámbito de aplicación de la EHE, se suele utilizar el coeficiente de mayoración de acciones variables  $\gamma_q = 1,5$ . Ese coeficiente de mayoración depende de la fiabilidad que se pretende alcanzar, que normalmente es  $\beta = 3,8$ , durante la vida útil. La fiabilidad parcial que se suele introducir, en las acciones,  $\beta_A$ , es del orden del 70% de la total que se pretende, esto es  $\beta_A = 2,7$ . Para introducir esa seguridad, el valor de la acción debe multiplicarse por el coeficiente parcial:*

$$\gamma_q = 1 + \beta_A \cdot v$$

*siendo  $v$  el coeficiente de variación del valor de la acción. Al igualar este valor de  $\gamma_q$  con el antes indicado ( $\gamma_q = 1,5$ ) se obtiene una estimación aproximada del coeficiente de variación de la acción, implícito en este proceso. Ese coeficiente es del orden de  $v = 0,5 / 2,7 \cong 0,2$ .*

*Como lo que se pretende, según el método simplificado que se viene describiendo, es aumentar el valor de la acción en una desviación típica, ese aumento quedaría conseguido cuando el coeficiente de mayoración se aumenta en dos décimas; del valor 1,3 que sirvió como referencia básica para el cálculo de  $F$  se pasaría al valor 1,5 que se sugiere para calcular el coeficiente de sensibilidad buscado.*

El valor  $F$ , calculado con el procedimiento de Nivel I descrito en esta ROM, no es el valor centrado o más probable cuando se trata de combinaciones fundamentales, pues en su cálculo se han considerado ya acciones mayoradas. Para tener esto en cuenta se debe aumentar su valor hasta el valor  $F^*$ , que sería un valor centrado más conveniente, siendo:

$$F^* = F + 1,5 |\Delta F_a|$$

donde  $|\Delta F_a|$  es el valor absoluto del cambio de  $F$  al aumentar la acción fundamental en una desviación típica, antes calculado.

*Comentario: El coeficiente 1,5 que se utiliza en esta expresión sería la fiabilidad parcial que se introduce en las acciones, al mayorarlas como se dice en esta ROM, y corresponde a la incertidumbre normal antes indicada en el comentario precedente. En otros casos ha de utilizarse un coeficiente adecuado.*

Con este primer paso se obtendría el coeficiente de sensibilidad de  $F$  al valor de cálculo de la acción, que sería el primero de los coeficientes de sensibilidad de los que hay que calcular. A ese coeficiente fundamental se le denomina:

$$v_a = \frac{|\Delta F_a|}{F^*}$$



Después se calcularía la sensibilidad de  $F$  respecto a la variabilidad de los parámetros geotécnicos de interés que normalmente serán los correspondientes a la definición de la resistencia y al peso. En estos cálculos de sensibilidad se variarían, de uno en uno, cada parámetro de interés. En cada uno de ellos se seguirán manteniendo las acciones variables mayoradas con el coeficiente de mayoración nominal (1,3 en los casos normales considerados en esta ROM). Por cada factor,  $i$ , que se cambie se obtendrá un cambio del coeficiente de seguridad,  $\Delta F_i$ . Al dividir el valor de ese cambio de coeficiente por el valor  $F^*$  del coeficiente de seguridad, ya conocido antes de hacer el cambio, se obtendrá el valor de la sensibilidad correspondiente,  $v_i = \Delta F_i / F^*$ .

La sensibilidad a la acción y a los otros parámetros debe combinarse de manera cuadrática (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) para obtener la sensibilidad buscada,  $v_F$ , que es el coeficiente de variación de  $F$  cuando actúa la acción predominante considerada.

En Fig 3.3.2 se indica un diagrama esquemático de este proceso.

Todo el proceso debe repetirse para cada combinación fundamental de acciones, cada una dominada por un agente principal. Normalmente habrá pocos agentes dominantes que puedan resultar críticos y deban considerarse en los cálculos. Una selección previa de aquéllos que puedan serlo, ahorrará tiempo de análisis.

### 3.3.10.8 Cálculo en combinaciones accidentales o sísmicas

Las combinaciones excepcionales, sean accidentales, sísmicas o de otro tipo, habrán sido analizadas y su seguridad evaluada a través del coeficiente de seguridad  $F$  correspondiente.

Para estimar la probabilidad de fallo de la obra por causa de una de estas combinaciones de acciones se debe proceder a un cálculo de sensibilidad respecto al valor de la propia acción que caracteriza la situación. Para ello se hará crecer la acción correspondiente en un valor igual a la desviación típica. El ingeniero debe investigar este valor. Cuando no exista información específica, se puede suponer que el valor de la desviación típica es igual al 13% del valor nominal de la acción extraordinaria.

*Comentario: El valor nominal,  $A_N$ , de una acción excepcional suele estar asociado a una probabilidad de ocurrencia baja durante la vida útil de la obra. En su definición existe ya cierta fiabilidad implícita de manera que podría escribirse:*

$$A_N = A (1 + \beta_A \cdot v_A)$$

siendo  $\beta_A$  la fiabilidad parcial mencionada,  $v_A$  el coeficiente de variación correspondiente y  $A$  un cierto valor centrado de la acción.

*Esa fiabilidad parcial equivale, aproximadamente, a la que se introduce al mayorar las acciones variables en los códigos estructurales ( $\gamma_q = 1,5$ ). De esa manera se obtendría:*

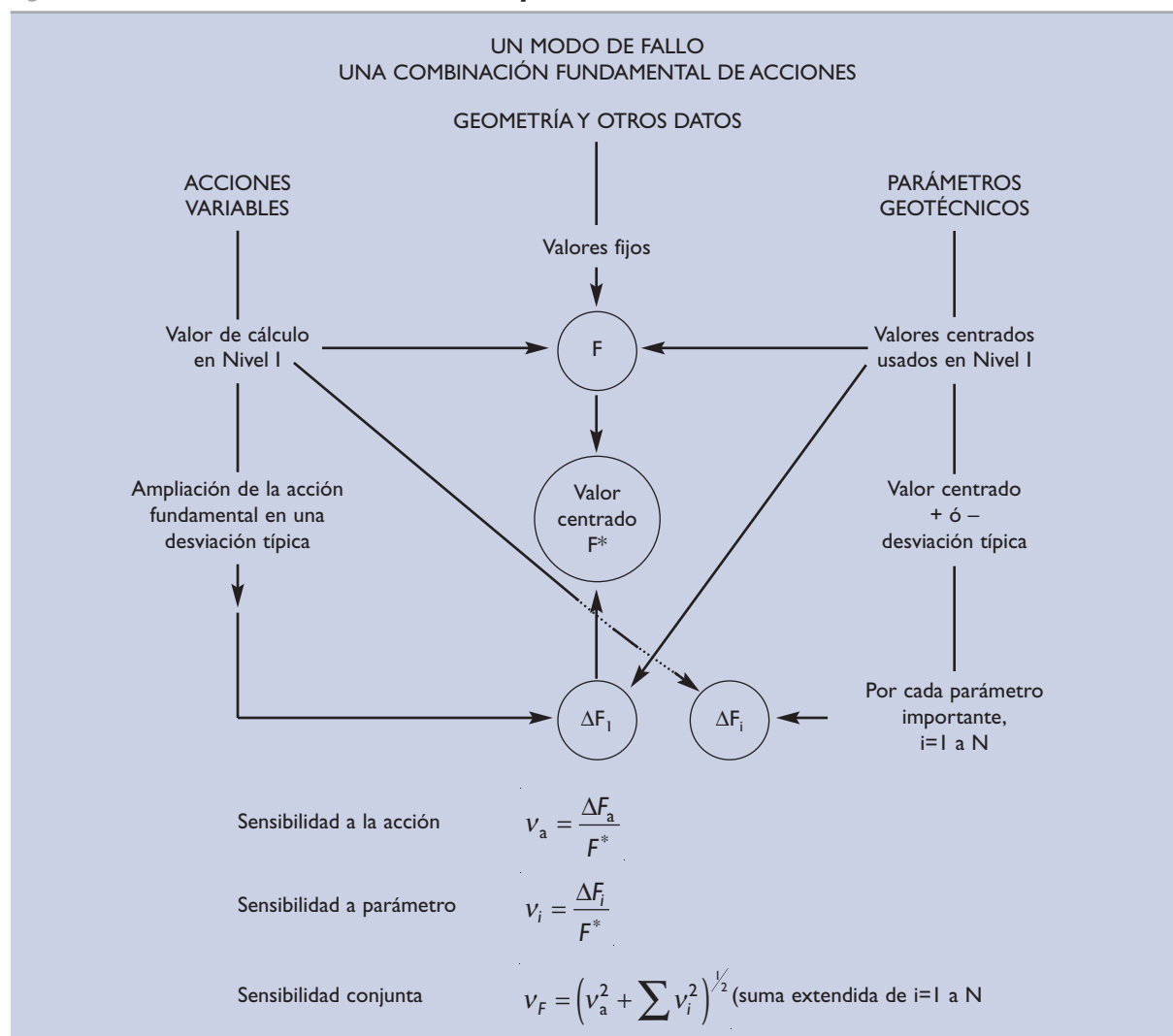
$$1 + \beta_A \cdot v_A = 1,5$$

*La incertidumbre en el valor de la acción excepcional se supone aquí, a falta de otros criterios,  $v_A = 0,20$  como en un caso típico de incertidumbre en las acciones variables. Con estos supuestos, la desviación típica de la acción excepcional resultaría ser:*

$$\sigma_A = v_A \cdot A = \frac{v_A}{1 + \beta_A \cdot v_A} \cdot A_N = \frac{0,2}{1,5} \cdot A_N = 0,13 A_N$$

*que es el valor recomendado en este cálculo de sensibilidad.*

Figura 3.3.2. Posible ordenación de los estudios paramétricos (Cálculos de sensibilidad)



Aumentando en una desviación típica el valor de la acción extrema se calculará el valor absoluto del cambio de coeficiente  $\Delta F_a$  y, con él, el coeficiente de sensibilidad correspondiente a la acción:

$$v_a = \frac{\Delta F_a}{F^*}$$

El valor centrado,  $F^*$ , del coeficiente de seguridad para este tipo de combinación será el siguiente:

$$F^* = F + 2,7 |\Delta F_a|$$

donde  $|\Delta F_a|$  es el valor absoluto del cambio del coeficiente de seguridad que se obtiene al cambiar el valor de la acción y  $F$  el valor del coeficiente de seguridad que se obtuvo antes de cambiarla.

El coeficiente 2,7 de la expresión anterior se basa en ciertos supuestos. Ver comentarios precedentes donde  $\beta_A = 2,7$ . En otros supuestos, el ingeniero debe adecuar este coeficiente.

Después, modificando en una desviación estándar, hacia el lado desfavorable (y también hacia el lado favorable si se busca más precisión), cada uno de los parámetros del terreno (principalmente las resistencias) y otros

posibles factores de interés, se obtendrán valores de las respectivas modificaciones del coeficiente de seguridad,  $\Delta F_i$ , que permitirán calcular los correspondientes coeficientes de sensibilidad individuales  $v_i$ .

La composición de sensibilidades se realizará como ya se ha indicado (apartado 3.3.10.7).

### 3.3.10.9 Índice de confianza y probabilidad de fallo

Una vez calculado el valor aproximado de  $v_F$  y conocido el valor centrado,  $F^*$ , del coeficiente de seguridad, se obtendrá el índice de confianza  $\beta$  y la probabilidad de fallo correspondiente para la combinación en consideración.

Se denomina con el nombre de índice de fiabilidad,  $\beta$ , frente a un modo de fallo y para un determinado tipo de combinación de acciones, al número de desviaciones estándar que es preciso mover el valor centrado,  $F^*$ , para que ocurra el fallo teórico ( $F = 1$ ).

Para calcular el índice de fiabilidad es preciso suponer una cierta estructura para la distribución probabilística de  $F^*$ . Aquí se recomienda hacer la hipótesis de distribución lognormal. Con esto resulta que el índice de fiabilidad,  $\beta$ , está dado por la expresión siguiente:

$$\beta = \frac{\ln F^*}{\zeta} - \frac{1}{2} \zeta$$

siendo  $\zeta$  la desviación típica de  $\ln F$ , que viene dada por la expresión:

$$\zeta = \sqrt{\ln(1 + v_F^2)}$$

y donde  $v_F$  es el valor definido en los apartados precedentes.

Después de realizar el estudio de sensibilidad indicado para cada combinación de acciones se debe elegir como índice de confianza correspondiente al modo de fallo en cuestión el menor de los encontrados, ya sea en la combinación cuasi-permanente o en algunas de las combinaciones fundamentales o accidentales o sísmicas.

La relación que existe entre la probabilidad de fallo,  $p$ , y el índice de fiabilidad,  $\beta$ , es biunívoca, puede expresarse matemáticamente por la expresión siguiente:

$$p = \phi(-\beta) = 1 - \phi(\beta)$$

siendo  $\phi$  la función de probabilidad acumulada estándar normalizada.

La función  $\phi$  puede encontrarse en muchos textos y rutinas de cálculo (el programa EXCEL la incluye). A continuación se indican algunos valores típicos de esa función.

**Tabla 3.3.4. Algunos valores de  $\beta$  y  $p$**

$\beta$	$p$	$\beta$	$p$	$\beta$	$p$	$\beta$	$p$
0,0	0,5	2,0	$2,3 \times 10^{-2}$	3,0	$1,3 \times 10^{-3}$	0	0,5
0,5	0,31	2,1	$1,8 \times 10^{-2}$	3,1	$0,97 \times 10^{-3}$	1,30	0,10
1,0	0,16	2,1	$1,4 \times 10^{-2}$	3,2	$0,67 \times 10^{-3}$	1,64	0,05
1,2	0,13	2,3	$1,1 \times 10^{-2}$	3,3	$0,48 \times 10^{-3}$	2,32	$10^{-2}$
1,4	0,081	2,4	$0,82 \times 10^{-2}$	3,4	$0,33 \times 10^{-3}$	3,09	$10^{-3}$
1,5	0,067	2,5	$0,62 \times 10^{-2}$	3,5	$0,23 \times 10^{-3}$	3,72	$10^{-4}$
1,6	0,055	2,6	$0,47 \times 10^{-2}$	3,6	$0,16 \times 10^{-3}$	4,27	$10^{-5}$
1,7	0,045	2,7	$0,35 \times 10^{-2}$	3,7	$0,11 \times 10^{-3}$	4,75	$10^{-6}$
1,8	0,036	2,8	$0,26 \times 10^{-2}$	3,8	$0,072 \times 10^{-3}$	5,20	$10^{-7}$
1,9	0,029	2,9	$0,19 \times 10^{-2}$	3,9	$0,048 \times 10^{-3}$	5,61	$10^{-8}$

### 3.3.10.10 Verificación de la seguridad

Después de completar los cálculos de la manera que se ha descrito se obtendrán, además de los coeficientes de seguridad  $F_1$ ,  $F_2$  y  $F_3$ , los datos añadidos de las probabilidades de fallo correspondientes. A todos y cada uno de los coeficientes de seguridad calculados mediante el método de Nivel I se le habrá asociado ahora, al concluir estos cálculos simplificados de fiabilidad, un valor de la probabilidad de fallo.

En los casos más generales y para obras de ISA bajos (entre 5 y 19) en las que los aumentos de fiabilidad asociadas a modos de fallo geotécnico no sean muy difíciles de conseguir o no estén alejados de los que resulten adecuados desde el punto de vista económico, se puede dar por verificada la seguridad frente a dichos modos de fallo cuando los coeficientes  $F_1$ ,  $F_2$  y  $F_3$ , obtenidos de acuerdo con los criterios fijados en esta ROM, sean mayores que los umbrales mínimos recomendados en la misma. Si las circunstancias son normales se cumplirá, además, que las probabilidades de fallo asociadas a dichos coeficientes de seguridad quedarán por debajo del valor de  $10^{-3}$ , pudiendo considerarse dichos fallos como fallos no principales y, por tanto, pudiendo despreciarse su contribución para el cálculo de la probabilidad global de fallo de la obra, simplificándose enormemente los diagramas de fallo.

En caso de que alguna de las probabilidades de fallo fuese superior al máximo recomendable, el ingeniero analizará la situación y, bien aumentará la seguridad de la obra, o bien valorará los efectos que tiene en el cálculo de la probabilidad global de fallo de la obra.

No se ve recomendable lo contrario: disminuir la seguridad de una obra sin cumplir los requisitos mínimos en  $F_1$ ,  $F_2$  y  $F_3$  basándose en un cálculo simplificado de la probabilidad de fallo como el que aquí se ha descrito. El cálculo probabilístico necesario para incumplir los umbrales de seguridad fijados en términos del cálculo con procedimientos de Nivel I debería ser más riguroso y más detallado que el cálculo simplificado que se describe en este apartado.

Lo señalado en este apartado también será válido para obras de ISA no significativo ( $<5$ ) o altos ( $\geq 20$ ), considerando en estos casos los coeficientes de seguridad mínimos asociados con probabilidades de fallos ELU de  $10^{-2}$  y  $10^{-4}$  respectivamente, obtenidos a partir de los coeficientes  $F_1$ ,  $F_2$  y  $F_3$  definidos en esta ROM de acuerdo con los criterios del apartado 3.3.8.2. Esos valores de las probabilidades de fallo se han considerado aquí con cierto valor sólo como una referencia para ordenar los cálculos. No debe pensarse que impliquen ninguna posibilidad real de rotura de la obra.

Se advierte, en todo caso, que la tecnología actual de los cálculos probabilísticos de los temas tratados en esta ROM no está aún plenamente desarrolladas para los casos de baja probabilidad de fallo que se vienen considerando, pues los resultados son excesivamente sensibles a las formas de las colas de las distribuciones estadísticas que se asignen a los factores de proyecto. Y esas formas no son hoy bien conocidas. El ingeniero deberá tener esto en cuenta cuando verifique los distintos aspectos de la seguridad.

## 3.4 FILTRACIONES Y CONSOLIDACIÓN

### 3.4.1 Problemas geotécnicos más comunes

Los problemas geotécnicos más comunes asociados con el movimiento del agua dentro del terreno (filtración) son:

- ◆ Estudio de caudales de filtración.
- ◆ Empuje del agua sobre estructuras.
- ◆ Estudio de rebajamiento del nivel freático.
- ◆ Estudio de la seguridad frente al levantamiento de fondo.
- ◆ Estudio de la posible erosión interna.

Dentro de estos temas se incluyen, también,

- ◆ Estudio de consolidación de masas de suelo.
- ◆ Generación y disipación de presiones intersticiales.

ya que, aunque sean problemas mixtos flujo-deformación, están controlados, fundamentalmente por la permeabilidad del terreno, aspecto éste primordial en los problemas que se consideran en este apartado.

Son de especial interés estos temas en el proyecto de diques secos, donde han de mantenerse achiques permanentes, y lo son también en el caso de los rellenos hidráulicos que se suelen realizar como trasdós de muelles de gravedad.

Los problemas de levantamiento de fondo y arrastre son típicos en las obras de achique que se suelen realizar, con carácter transitorio, para la construcción en seco, bajo el nivel freático.

Los principios básicos que deben guiar el estudio de este tipo de situaciones son los que se exponen en los apartados siguientes.

### 3.4.2 Dibujo de redes de filtración

#### 3.4.2.1 Terrenos homogéneos e isotrópos. Problemas bidimensionales

Los problemas de filtración en medios porosos e indeformables por el movimiento del agua (suelos o rellenos en condiciones drenadas), considerando régimen laminar, suelen resolverse admitiendo la ley de Darcy definida en el apartado 2.2.6 (permeabilidad). Un determinado problema queda resuelto teóricamente cuando se conoce el potencial  $\phi$ , en cualquier punto del dominio de la filtración. Se entiende por tal el valor dado por la expresión:

$$\phi = \frac{u}{\gamma_w} + z$$

donde:

- $u$  = presión intersticial.
- $\gamma_w$  = peso específico del agua.
- $z$  = elevación sobre un plano de referencia.

En los casos en que el terreno es homogéneo e isotrópico y tanto el fluido como el terreno son incompresibles, el planteamiento teórico del problema conduce a la ecuación de Laplace:

$$\Delta \phi = 0$$

Las líneas que unen puntos de igual potencial son denominadas líneas equipotenciales y, en los medios isotrópos, cualquier línea que, en todo su trayecto, las corte ortogonalmente será una línea de corriente. El conjunto de ambas familias, que se suele dibujar de manera que determinen entre ellas elementos de dimensión similar en ambas direcciones, se conoce como red o malla de filtración.

Existe un buen número de soluciones analíticas o semianalíticas de problemas de filtración en medios homogéneos e isotrópos, que pueden ayudar a la solución de casos reales de geometría sencilla, en los que no sería necesario dibujar redes de filtración.

El dibujo exacto de redes de filtración puede ser difícil y en problemas complejos es necesaria la ayuda de ordenador para dibujar una red precisa. Sin embargo, son muchos los problemas de filtración que pueden y deben resol-

verse con aproximaciones sencillas. Únicamente cuando el problema que se investiga sea realmente importante estarán justificados, además, otros procedimientos más detallados que los métodos simples aquí recomendados.

### 3.4.2.2 Terrenos anisótropos

En situaciones que impliquen una clara anisotropía de la permeabilidad el problema se puede resolver aplicando la transformación de Samisøe que puede verse en los libros dedicados al tema. Consiste, fundamentalmente, en dibujar la red en otra geometría en la que las dimensiones horizontales (suponiendo que en esa dirección ocurra la mayor permeabilidad, como suele suceder) se reducen en una proporción igual a la raíz cuadrada del cociente de permeabilidades  $(k_h/k_v)^{1/2}$ . Una vez dibujada la red de filtración cuadrada en esa figura más esbelta, donde las alturas están más acusadas (o las anchuras más reducidas), se debe deshacer el cambio de escala para obtener las líneas de flujo reales y las líneas equipotenciales, que formarán un sistema de cuadriláteros curvilíneos no ortogonales y de distinta medida a lo largo de equipotenciales que a lo largo de líneas de corriente.

### 3.4.2.3 Terrenos heterogéneos

El caso más frecuente es el de filtraciones en terrenos heterogéneos formados por estratos o zonas de distinta permeabilidad. En esos casos es posible realizar un dibujo aproximado de la red de filtración. Es particularmente fácil cuando la frontera que separa dos medios de distinta permeabilidad coincide con una línea de corriente o con una línea equipotencial, ya que entonces se producen dos flujos paralelos independientes (primer caso) o un flujo en serie cuya solución es inmediata, tal como se indica en la Fig. 3.4.1.

Los casos reales, particularmente aquéllos en los que existen materiales de permeabilidad muy diferente, pueden aproximarse mediante composición de flujos a través de cada uno de los materiales de distinta permeabilidad, bien sea mediante flujos independientes en paralelo, bien mediante flujos en serie.

Siempre es posible y recomendable intentar una solución simple por este procedimiento procurando que las simplificaciones realizadas conduzcan a una solución conservadora. La Fig. 3.4.2 indica esquemáticamente una solución simplificada para el caso típico del estudio de la filtración a través de la banqueta permeable de un muelle de gravedad.

### 3.4.2.4 Problemas tridimensionales

Cuando el carácter tridimensional sea muy marcado y la solución bidimensional aplicada a distintas secciones planas de la obra sea, a juicio del ingeniero, poco adecuada, habrá de recurrirse al estudio tridimensional de la red de filtración que, en general, requerirá la utilización de un ordenador y de un programa de flujo adecuado.

Dado que el esfuerzo necesario para dibujar redes de filtración plana es relativamente pequeño, cuando se compara con los cálculos tridimensionales, la realización de éstos no debe excluir que, al menos con carácter orientativo, se estudien algunas secciones planas que pueden servir para acotar la solución del problema.

## 3.4.3 Caudales de filtración

### 3.4.3.1 Problemas bidimensionales, isótropos y homogéneos

En los problemas de filtración bidimensionales en suelos homogéneos e isótropos y cuando el agua se mueve entre dos equipotenciales extremas (nivel freático en el trasdós y nivel freático en el intradós de un muro, por ejemplo), el caudal de filtración por unidad de longitud en el sentido perpendicular al plano de estudio se puede expresar mediante:

$$Q = \Delta\phi \cdot k \cdot n$$

Figura 3.4.1. Filtración simple en medios heterogéneos

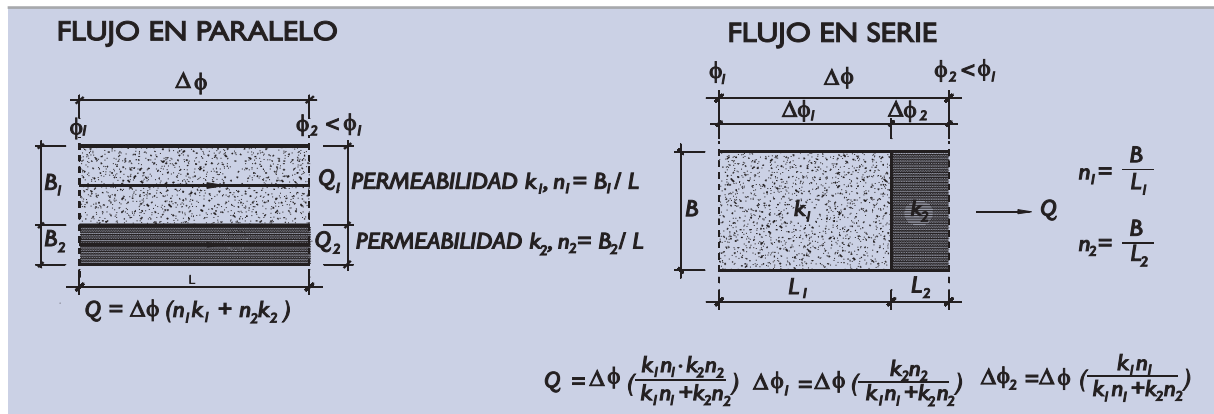
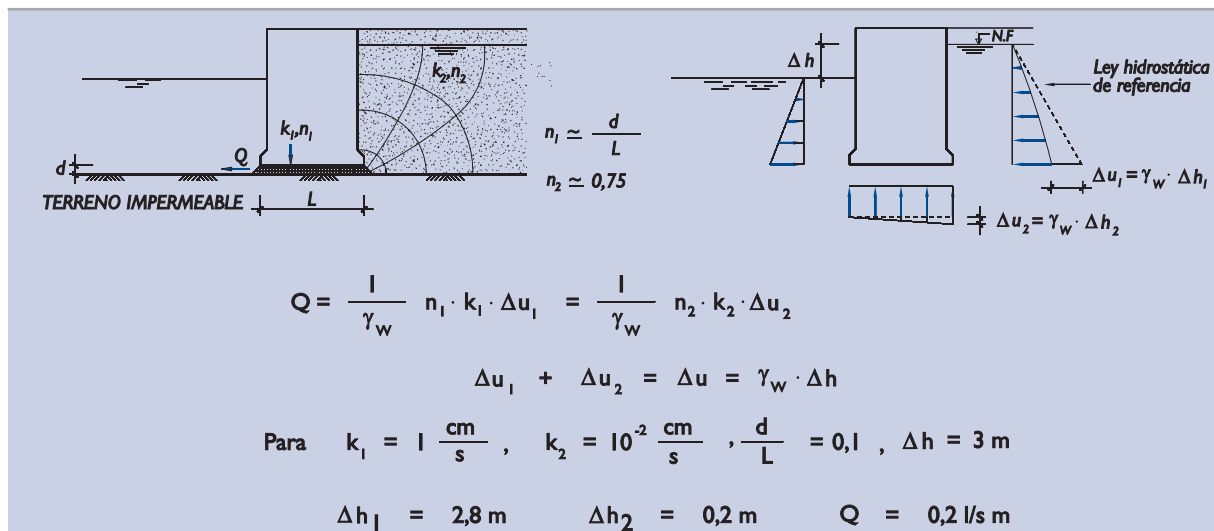


Figura 3.4.2. Solución simple. Filtración bajo un muelle



donde:

$\Delta\phi$  = diferencia de potencial entre la entrada y la salida.

$k$  = permeabilidad.

$n$  = número adimensional que depende de la geometría del medio.

Habida cuenta de que la precisión con la que se conoce la permeabilidad suele ser escasa, es raro que el cálculo de un caudal, u otras variables asociadas a la filtración, requiera grandes esfuerzos para determinar “n”.

El número adimensional “n” es el cociente entre el número total de “tubos de flujo”,  $N_f$ , y el número total de saltos de potencial  $N_p$ , en redes de filtración cuadradas, esto es:

$$n = \frac{N_f}{N_p}$$

Como ejemplo de cálculo del número adimensional “n” pueden verse los casos incluidos en las figuras de este apartado nº 3.

### 3.4.3.2 Terrenos anisótropos

En los problemas anisótropos el caudal de filtración viene dado por la expresión:

$$Q = \Delta\phi (k_h \cdot k_v)^{1/2} \cdot n$$

Donde “n” es, como en los casos isótropos, el cociente entre el número de canales de flujo y el número de saltos de potencial, en redes de filtración dibujadas como se indica en 3.4.2.2, y donde:

$\Delta\phi$  = diferencia de potencial entre la entrada y la salida.  
 $k_h$  y  $k_v$  = permeabilidad en las dos direcciones principales de la anisotropía.

### 3.4.3.3 Terrenos heterogéneos

En caso de terrenos heterogéneos pero que tengan zonas homogéneas amplias se puede estimar el caudal que atraviesa cada una de esas zonas aplicando las expresiones antes indicadas (3.4.3.1 ó 3.4.3.2, según se trata de un medio isótropo o no). En esos casos la diferencia de potencial entre la entrada y la salida se entenderá que se refiere al principio y al final de la zona homogénea considerada, así como los “tubos de flujo” y los saltos de potencial serán los que queden dentro de esa zona homogénea.

Un ejemplo de cálculos de caudales en algunas situaciones heterogéneas pueden verse en las Figs. 3.4.1 y 3.4.2.

### 3.4.3.4 Problemas tridimensionales

En problemas tridimensionales el cálculo es más complejo, aunque la tipología de la expresión que relaciona al caudal total con la permeabilidad y el salto de potencial sigue siendo la misma.

En estos casos el número “n” tiene dimensiones de longitud y, en general, su determinación requerirá el uso de ordenador o de soluciones analíticas publicadas.

En el Apéndice de la Parte 2 de esta ROM se incluyen las soluciones de algunos casos tridimensionales utilizados en la interpretación de ensayos de permeabilidad “in situ” que también pueden ser útiles en el estudio de otros problemas de filtración tridimensionales.

## 3.4.4 Empujes del agua intersticial sobre estructuras

Las estructuras que estén afectadas por la filtración del agua están sometidas, en sus paredes, a empujes de valor diferente al hidrostático (agua en reposo).

La determinación de estos empujes requerirá, en general, un dibujo previo de la red de filtración. Normalmente los materiales estructurales son mucho menos permeables que el terreno y, por eso, en general, las redes de filtración correspondientes pueden dibujarse suponiendo que el contacto de la estructura y el terreno es un borde impermeable del problema y que, por lo tanto, coincide con una línea de filtración.

En aquellas ocasiones en que la estructura tenga una permeabilidad similar a la del terreno, la red de filtración habría de dibujarse considerando el problema de carácter heterogéneo e introduciendo la estructura como un material más.

Una vez dibujada la red de filtración, las presiones de agua en el contacto terreno-estructura (o empujes del agua) son fáciles de estimar, ya que:

$$u = (\phi - z) \gamma_w$$

siendo “z” la elevación del punto sobre el plano de referencia utilizado para definir al potencial  $\phi$ .



Un ejemplo de estimación de las leyes de empuje del agua sobre un cajón de un muelle de gravedad es el ilustrado en la Fig. 3.4.2. El de la Fig. 3.4.3 corresponde al empuje sobre las tablestacas de la entibación de una excavación con achique.

La presión del agua que se indica en esas figuras actuaría directamente sobre el paramento de contacto tierras-estructura de contención. En ocasiones es necesario calcular las presiones de agua en otros puntos. Ése es el caso cuando se trata de calcular el empuje del agua en el contexto de los métodos descritos en los apartados 3.7.5 y 3.7.7 para calcular empujes activos y pasivos, respectivamente, sobre estructuras de contención. En esos casos es preciso conocer el estado de presiones intersticiales a lo largo de planos de referencia próximos a los de deslizamiento de las cuñas activas o pasivas.

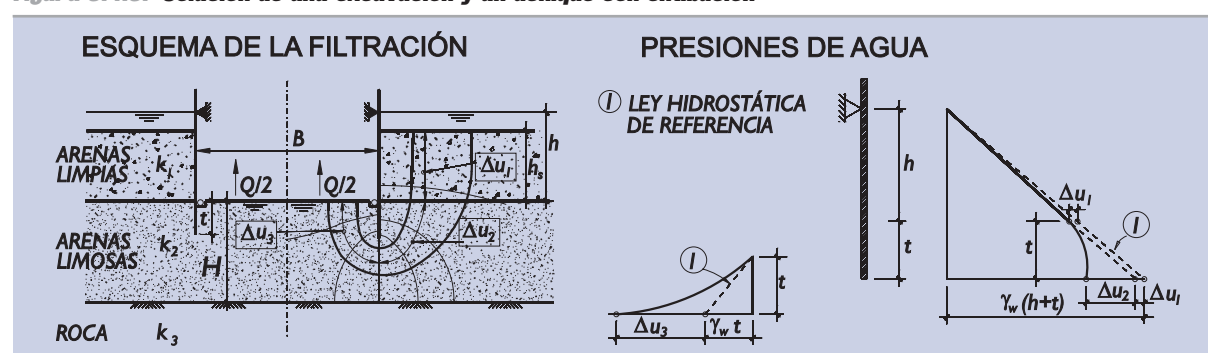
Esas presiones de agua, que en general serán algo mayores que las del paramento del muro, se pueden calcular fácilmente una vez se conoce la red de filtración.

### 3.4.4.1 Niveles de las aguas exteriores y de las líneas de saturación en terrenos naturales y rellenos

Los niveles de agua a considerar para la obtención de los empujes de agua sobre las estructuras, que se pueden asimilar a efectos de respuesta de la obra y del terreno con un carácter estacionario, vendrán determinados por las oscilaciones de largo periodo de las aguas libres, la existencia de aportaciones subterráneas a través del terreno, la tipología estructural de la obra, la permeabilidad de cimientos, terrenos naturales, rellenos y obras y, en su caso, por el tipo y capacidad de los 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 los Pliegos de Prescripciones Técnicas Particulares.

El ingeniero deberá fijar los niveles de agua representativos, en cada situación o estado de proyecto y para cada tipo de combinación de acciones considerado, siempre que sea posible, sobre base estadística o experimentalmente sobre todo cuando existan importantes flujos de corrientes subterráneas terrestres, presión artésiana o exposición continuada a la acción del oleaje.

**Figura 3.4.3. Solución de una excavación y un achique con entibación**



### NIVEL DE LAS AGUAS LIBRES EXTERIORES

Los niveles altos y bajos de las aguas exteriores en las áreas litorales, que se pueden considerar a efectos de la respuesta de la obra que tienen un carácter estacionario, son debidos fundamentalmente a la combinación de mareas astronómicas, mareas meteorológicas, seiches (ondas largas), resacas costeras (wave-setup) y régimen hidráulico de las corrientes fluviales en rías, estuarios, desembocaduras y puertos fluviales.

En aquellos casos en los que no se considere el nivel de agua conjuntamente con otras acciones climáticas (oleaje, corrientes, viento,...) formando un grupo de acciones variables dependientes, ni se considere el nivel de las aguas como acción accidental, se tomarán como niveles de las aguas exteriores los valores representativos de la Tabla 3.3.1 en función del tipo de combinación de acciones considerado. La concreción de esos niveles representativos en las distintas áreas portuarias españolas se incluye en la ROM 0.3.

Adicionalmente, en recintos confinados naturales (bahías o estuarios) o artificiales (dársenas) el ingeniero tendrá especial cuidado en comprobar la posibilidad y frecuencia de fenómenos de resonancia debido a la penetración de ondas largas. En estos casos pueden presentarse alteraciones de niveles de hasta 3 metros que deberán compatibilizarse con los niveles representativos definidos con carácter general para las aguas exteriores.

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

Con carácter general, en mares con marea astronómica significativa, el nivel de la línea de saturación en rellenos y terrenos naturales se puede suponer que se mantiene constante en el nivel medio del mar + 0,3 metros a partir de una distancia aproximada de 20 metros 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 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
- ◆ Suelos o rocas de baja permeabilidad en el trasdós de estructuras de contención o en el terreno de cimentación
- ◆ Rellenos realizados por métodos hidráulicos
- ◆ Acción continuada del oleaje sobre la estructura resistente, el relleno o el terreno natural
- ◆ La existencia de sistemas artificiales de aportación o drenaje

En ausencia de datos estadísticos o experimentales relevantes, los niveles de agua del relleno o terreno natural en el contacto terreno-estructura compatibles con los niveles representativos para las aguas exteriores, adoptados en función del tipo de combinación de acciones considerada (ver Tabla 3.3.1), se consignan simplificada-mente para los casos más usuales en la Tabla 3.4.1, en función de las oscilaciones de largo periodo de las aguas libres 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 será obligada la determinación de niveles sobre base estadística o experimental.

En el caso particular de un relleno realizado por métodos hidráulicos, en previsión de posibles excedencias en la capacidad de drenaje durante el vertido, podrá tomarse en los casos desfavorables para Fase de Construcción un nivel de saturación permanente razonablemente superior al menor a partir del cual el agua puede fluir libremente.

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 adicionales en los niveles freáticos de rellenos y terrenos naturales. A falta de otros datos, únicamente se considerarán relevantes para los cálculos aumentos de nivel debidos a pluviometría directa sobre rellenos de alta permeabilidad ubicados en el trasdós de estructuras no permeables cimentadas en terrenos de baja permeabilidad o con estratos intermedios de baja permeabilidad. Esta situación únicamente se tendrá en consideración para combinación de acciones fundamentales o poco frecuente, adoptando un aumento de nivel igual al necesario para alojar a la máxima intensidad de precipitación en 24 horas, correspondiente a un periodo de retorno de 5 años.

**Tabla 3.4.1. Desniveles límite a adoptar entre los niveles representativos de las aguas libres exteriores y las líneas de saturación en terrenos naturales o rellenos**

				Tipo de combinación de acciones			
				Quasi-permanente y sísmica (S)	Fundamental y Poco Frecuente, cuando el nivel de las aguas tenga un carácter no predominante	Fundamental y Poco Frecuente, cuando el nivel de las aguas tenga un carácter predominante	Frecuente y accidental (A)
Desniveles entre los niveles representativos de las aguas exteriores y las líneas de saturación en terrenos o rellenos	Mar con marea astronómica significativa	Permeabilidad de la obra	Baja	NAE – NM			
			Media	0,3 (PM – BM)	0,3 (PMVE – BMVE)		0,3 (PVM – BVM)
			Alta	0,15 (PM – BM)	0,15 (PMVE – BMVE)		0,15 (PVM – BVM)
	Mar sin marea astronómica significativa	Permeabilidad de la obra	Baja	0	NAE – NM		0
			Media	0	0,30 m		0
			Alta	0	0,15 m		0
Desniveles entre los niveles representativos de las aguas exteriores y las líneas de saturación en terrenos naturales o rellenos	Zonas con marea astronómica significativa sometidas a corrientes fluviales	Permeabilidad de la obra	Baja	NAE – (NME ó NMI)			
			Media	0,3 (carrera de marea media con nivel medio de estiaje o carrera de marea media con nivel medio de avenida, respectivamente)	0,3 (crecida o decrecida en 24 horas correspondiente a un periodo de retorno de 20 años + carrera de marea media de las mareas vivas en situación de estiaje o avenida respectivamente)	0,3 (crecida o decrecida en 24 horas correspondiente a un periodo de retorno de 50 años + carrera de marea media de las mareas vivas equinocciales en situación de estiaje o avenida respectivamente)	0,3 (crecida o decrecida en 24 horas asociada a una probabilidad de no excedencia del 50 % + carrera de marea media en situación de estiaje o avenida respectivamente)
			Alta	0,15 (carrera de marea media con nivel medio de estiaje o carrera de marea media con nivel medio de avenida)	0,15 (crecida o decrecida en 24 horas correspondiente a un periodo de retorno de 20 años + carrera de marea media de las mareas vivas en situación de estiaje o avenida respectivamente)	0,15 (crecida o decrecida en 24 horas correspondiente a un periodo de retorno de 50 años + carrera de marea media de las mareas vivas equinocciales en situación de estiaje o avenida respectivamente)	0,15 (crecida o decrecida en 24 horas asociada a una probabilidad de no excedencia del 50 % + carrera de marea media en situación de estiaje o avenida respectivamente)
	Corrientes fluviales no afectadas por mareas	Permeabilidad de la obra	Baja	NAE – (NME ó NMI)			
			Media	0	0,3 (crecida o decrecida en 24 horas correspondiente a un periodo de retorno de 20 años en situación de estiaje o avenida respectivamente)	0,3 (crecida o decrecida en 24 horas correspondiente a un periodo de retorno de 50 años en situación de estiaje o avenida respectivamente)	0,3 (crecida o decrecida en 24 horas asociada a una probabilidad de no excedencia del 50 % en situación de estiaje o avenida respectivamente)
			Alta	0	0,15 (crecida o decrecida en 24 horas correspondiente a un periodo de retorno de 20 años en situación de estiaje o avenida respectivamente)	0,15 (crecida o decrecida en 24 horas correspondiente a un periodo de retorno de 50 años en situación de estiaje o avenida respectivamente)	0,15 (crecida o decrecida en 24 horas asociada a una probabilidad de no excedencia del 50 % en situación de estiaje o avenida respectivamente)

**LEYENDA:** NAE: Nivel representativo de las aguas exteriores; NM: Nivel medio del mar; PM: Pleamar media; BM: Bajamar media; PMVE: Pleamar máxima viva equinoccial o máxima marea astronómica; BMVE: Bajamar mínima viva equinoccial o mínima marea astronómica; PVM: Pleamar viva media; BVM: Bajamar viva media; NME: Nivel medio en situación de estiaje en corrientes fluviales; NMI: Nivel medio en situación de avenida en corrientes fluviales.

**NOTAS:**

A los efectos de esta tabla la permeabilidad de la obra se debe calificar del modo siguiente:

Baja – Cuando la estructura es de baja permeabilidad y lo son también el relleno y/o la obra.

Alta – Cuando el relleno, la estructura y el cimiento son de alta permeabilidad.

Media – En los otros casos.

Además se utilizan las siguientes ideas relativas a la calificación de la permeabilidad:

Rellenos o terrenos naturales de alta permeabilidad: aquéllos con coeficiente de permeabilidad  $k > 10^{-3}$  cm/s

Rellenos o terrenos naturales de baja permeabilidad: aquéllos con coeficiente de permeabilidad  $k < 10^{-5}$  cm/s

Estructuras permeables: aquéllas cuya permeabilidad no presenta interrupciones físicas que corten el flujo de agua al alcanzarse ciertas cotas (p.e. en estructuras de contención con mechinales)

### VARIACIONES ARTIFICIALES DE LOS NIVELES DE LAS AGUAS EXTERIORES Y DE LAS LÍNEAS DE SATURACIÓN EN RELLENOS O TERRENOS NATURALES

En el caso de dársenas esclusadas u otras zonas sometidas a variaciones artificiales del nivel de las aguas exteriores, los niveles nominales máximos y mínimos del agua quedarán fijados atendiendo a los criterios de explotación establecidos en el proyecto. Asimismo, el proyecto fijará los aumentos y descensos máximos previstos en 24 horas.

En el supuesto de que existan aportaciones artificiales al terreno natural o al relleno, 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 en cada caso.

Si la causa originaria de las oscilaciones exteriores es artificial y éstas son las únicas que alimentan a un relleno o terreno natural, a falta de otros datos, se podrá considerar 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 límites función de la permeabilidad de la obra.

#### ◆ Permeabilidad alta

Retraso igual a 0,15 veces la variación máxima previsible del nivel exterior en 24 horas.

#### ◆ Permeabilidad media

Retraso igual a 0,30 veces la variación máxima previsible del nivel exterior en 24 horas.

#### ◆ Permeabilidad baja

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

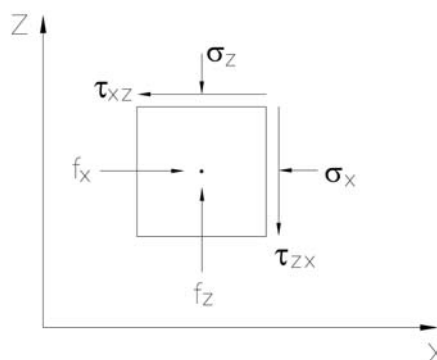
La posible reducción de niveles debida al establecimiento de sistemas de drenaje en rellenos o terrenos naturales sólo podrá ser tomada en consideración si el sistema de drenaje adoptado permite comprobar su funcionamiento y adoptar las medidas de limpieza y corrección del mismo en cualquier momento. 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 se considerarán como mínimo desniveles de 1,00 m entre aguas exteriores y nivel freático del relleno o terreno natural.

### 3.4.5. Fuerzas de arrastre

El equilibrio tensional en el interior del terreno, expresado en términos de mecánica del continuo bidimensional y suponiendo aceleraciones nulas, conduce a las dos expresiones básicas siguientes:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = f_x$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = f_z$$



donde  $\tau_{xz}$  es el esfuerzo de corte en caras horizontales y verticales y  $\sigma_x, \sigma_z$  las tensiones, positivas en compresión, según los ejes. Se supone que existen unas fuerzas  $f_x, f_z$  por unidad de volumen. Normalmente  $f_x = 0; f_z = \gamma$  = peso específico del terreno.

Cuando el terreno está saturado y se quieren analizar por separado las presiones efectivas y las del agua, se puede aplicar el principio de Terzaghi ( $\sigma' = \sigma - u$ ) que, sustituido en las ecuaciones precedentes, conduce a:

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = f_x - \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = f_z - \frac{\partial u}{\partial z}$$

En problemas de filtración de agua en medios porosos suele utilizarse como variable básica el potencial  $\phi$  (en muchos textos también se denomina  $h$ ) definido mediante la expresión:

$$\phi = \frac{u}{\gamma_w} + z$$

Con esta definición resulta:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial \phi}{\partial x} \gamma_w \quad \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial \phi}{\partial z} \gamma_w - \gamma_w$$

La presencia del agua hace que el terreno experimente un empuje ascensional de intensidad  $\gamma_w$  y su movimiento, cuando la aceleración es despreciable, induce además una fuerza de masa.

$$\bar{f} = (f_x, f_z) = -\gamma_w \cdot \overline{\text{grad } \phi}$$

Normalmente, al producto del peso específico del agua por el gradiente de potencial cambiado de signo, que a veces se denomina  $I$ , se le conoce como fuerza de arrastre ( $\gamma_w \cdot I$ ) y va dirigida en dirección normal a las equipotenciales y en el sentido de potenciales decrecientes.

El concepto de las fuerzas de arrastre tiene su aplicación práctica en el análisis tensional de las masas de suelo sumergidas, tal como la que se indica en la Fig. 3.4.4 a modo de ejemplo.

El efecto de las presiones de agua (libre e intersticial) en el contorno es una fuerza  $F$  cuyo valor puede calcularse mediante la integral:

$$\bar{F} = \int_c u \cdot \overline{dl}$$

lógicamente es un vector normal al contorno que delimita la masa en cuestión y cuyo módulo es el diferencial de su longitud. Esto es lo que se entiende por la integral de la circulación de  $u$  en el contorno.

Cuando se supone que la solución de  $u$  es armónica, como viene suponiéndose en estos apartados, la integral de su circulación en el contorno es igual a la integral de su divergencia

$$\left( \frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial u}{\partial z} \right)$$

dentro de la superficie encerrada por el contorno:

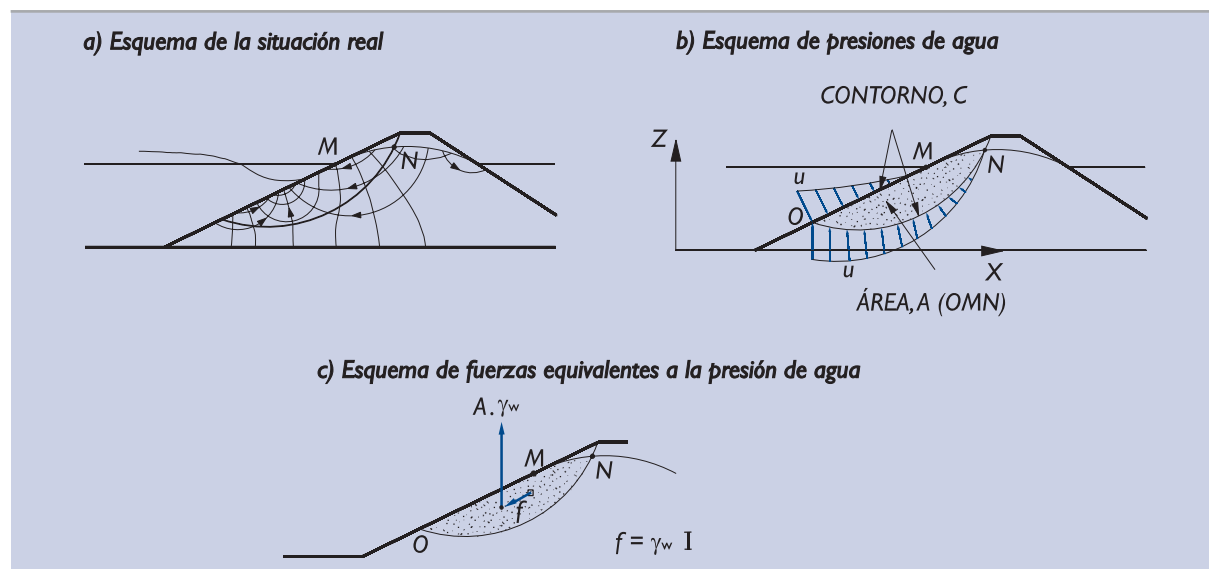
$$\bar{F} = \iint_A \left( \frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial u}{\partial z} \right) \cdot dx \, dz$$

lo que lleva, habida cuenta de las expresiones anteriores, a:

$$\bar{F} = -\gamma_w \iint_A \overline{\text{grad } \phi} \, dx \, dz + A\gamma_w \cdot \bar{k}$$

donde es el vector de módulo unidad dirigido según el eje z.

**Figura 3.4.4. Esquema de una red de filtración y de las fuerzas de arrastre correspondientes (Régimen laminar)**



Nota: La imposición de la fuerza vertical ascendente  $A \gamma_w$  puede hacerse calculando los pesos del área A usando el valor  $\gamma'$  (peso específico sumergido).

Las presiones de agua en todo el contorno tanto externo como interno, por lo tanto, son equivalentes a la suma de dos fuerzas:

- Un empuje ascensional igual al peso del fluido desalojado por la masa. Este efecto puede representarse restando del peso total  $A\gamma_{\text{sat}}$  el valor  $A\gamma_w$ . Esto es, calcular los pesos usando el peso específico sumergido  $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ .
- Unas fuerzas de arrastre por unidad de área (de volumen, en caso de problemas tridimensionales) iguales a  $I \cdot \gamma_w$ , como antes se ha indicado.

En ocasiones puede ser conveniente eliminar del problema las presiones del contorno y, en su lugar, utilizar pesos específicos sumergidos (en la zona sumergida) y las fuerzas de arrastre indicadas. Esto puede simplificar ciertos análisis, como más adelante se verá en los distintos casos de aplicación en esta ROM.

### 3.4.6 El problema del levantamiento de fondo

Los cálculos asociados a las excavaciones con agotamiento o a los sistemas de achique permanentes o transitorios suelen estar encaminados a estudiar el posible caudal de achique o las presiones de agua en las estructuras, como ya se ha indicado, o a estudiar el posible levantamiento del fondo, como Estado Límite Último más frecuente.

*Comentario: La rotura del terreno en el fondo de excavaciones sometidas a gradientes verticales fuertes es llamada a veces "sifonamiento". En esta ROM ese término se reserva para otro problema causado por el arrastre de partículas o erosión interna.*

La solución del problema debe obtenerse consultando la bibliografía existente sobre casos resueltos con geometría similar o bien, si la geometría del problema no es fácil de encontrar, dibujando expresamente la red de flujo correspondiente. En la Fig. 3.4.3 se incluye una solución simplificada de un caso típico de excavación con achique dentro de un recinto, al amparo de paredes tablestacadas. Las fórmulas analíticas correspondientes se indican en la Fig. 3.4.5.

El cálculo de la seguridad frente al levantamiento del fondo, en este tipo de excavaciones entibadas, se recomienda realizarlo mediante la comparación de la densidad sumergida y la componente vertical del gradiente de salida.

$$F = \frac{\gamma'}{l_v \cdot \gamma_w}$$

Ese gradiente de salida,  $l_v$ , conviene calcularlo como la pérdida unitaria de carga media en la zona próxima a la tablestaca en el fondo de la excavación. Es suficientemente conservador suponer, cuando el suelo es homogéneo:

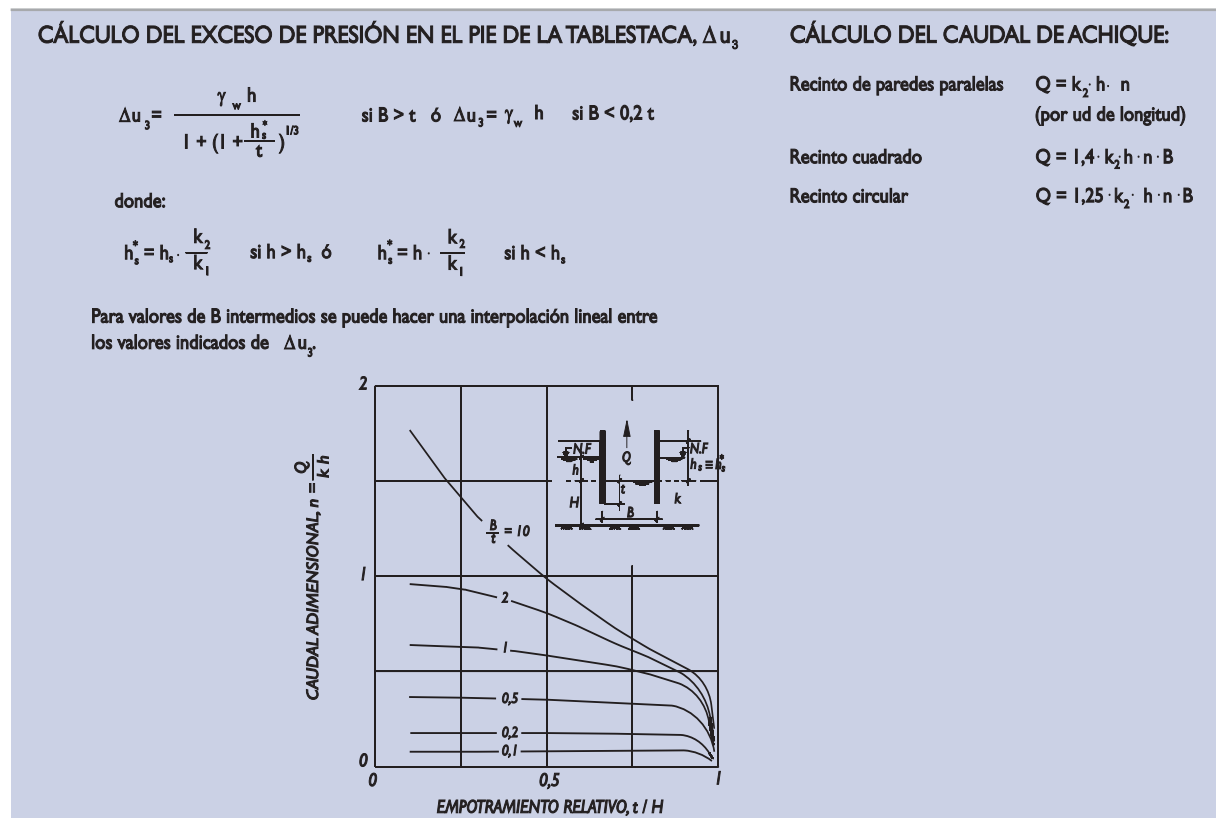
$$l_v = \frac{\Delta u_3}{\gamma_w \cdot t}$$

donde:

$\Delta u_3$  = exceso de presión intersticial en la punta de la tablestaca.

$t$  = profundidad de empotramiento de las tablestacas.

**Figura 3.4.5. Solución de la filtración al interior de un recinto tablestacado**



Nota: Los datos del gráfico corresponden al caso  $h_s = 0$ . Para  $h_s > 0$  los caudales son ligeramente menores.

Se advierte de la peligrosidad de aquellos casos en los que exista una zona menos permeable bajo el fondo de la excavación. En el contacto inferior del estrato impermeable pueden generarse presiones de agua mucho mayores que las correspondientes al caso homogéneo. En esos casos el mencionado gradiente puede llegar a ser:

$$I_v = \frac{h}{d}$$

donde:

h = pérdida de carga total.

d = distancia en vertical del fondo de la excavación al fondo del estrato menos permeable atravesado por las tablestacas.

El problema del levantamiento del fondo de las excavaciones entibadas debe tratarse, a efectos de evaluación de la seguridad, como un estado límite último, ELU, de tipo geotécnico, GEO, pues la configuración del terreno y sus características son determinantes en el problema.

Como consecuencia, las posibles “acciones” deben utilizarse sin mayorar cuando sean de carácter permanente y mayoradas adecuadamente ( $\gamma_q = 1,3$  en combinaciones fundamentales) cuando sean variables. Un factor de proyecto fundamental en estos casos es el tirante de agua “h” o desnivel entre el nivel freático en el exterior y el interior del recinto. Tal como se señala en el apartado 3.3.5, tanto a los efectos de la definición de los factores geométricos como de las acciones, los niveles de agua tendrán la consideración de factores de proyecto permanentes y, en consecuencia, no serán objeto de mayoración, independientemente del valor representativo de los mismos que se adopte en función del tipo de combinación considerada (Ver Tabla 3.3.1).

Los coeficientes de seguridad mínimos que conviene exigir frente al problema del levantamiento de fondo son los indicados en la Tabla 3.4.2.

**Tabla 3.4.2. Coeficientes de seguridad mínimos frente al levantamiento de fondo. ISA bajo (5 a 19)**

Tipo de combinación de acciones	Coefficiente F
Cuasi-permanentes, F1	1,5
Fundamentales, F2	1,3
Accidentales o Sísmicas, F3	1,1

Para obras con ISA no significativo o alto, o para otras probabilidades de fallo admisibles, los valores de F pueden adecuarse según se indica en el apartado 3.3.8.2.

Estos coeficientes de seguridad mínimos serán considerados siempre que sean obtenidos con este esquema de cálculo simplificado u otros similares que puedan deducirse para otras configuraciones o sistemas de excavación con achique.

### 3.4.7 Rebajamiento del nivel freático con pozos

Para proyectar rebajamientos del nivel freático mediante pozos es relativamente frecuente utilizar expresiones analíticas que permiten estimar el descenso del nivel freático original causado por un bombeo permanente; son:

$$\Delta = \frac{Q}{2\pi kh} \ln\left(\frac{R}{D}\right) \quad (\text{Flujo confinado})$$

ó

$$\Delta = \frac{Q}{2\pi kH^*} \ln\left(\frac{R}{D}\right) \quad (\text{Flujo libre})$$



donde:

- $\Delta$  = descenso del nivel freático en un punto exterior al pozo.
- $Q$  = caudal de achique.
- $k$  = permeabilidad del terreno.
- $h$  = espesor de la zona permeable (casos de flujo confinado).
- $H^* = H - 1/2 \Delta$ .
- $H$  = altura del nivel freático original sobre el fondo impermeable (caso de acuífero libre).
- $D$  = distancia del punto en cuestión al eje del pozo.
- $R$  = radio de influencia o distancia del eje del pozo hasta el contorno vertical donde no se produce descenso del nivel freático.

Como quiera que  $R$  es difícil de estimar, se suele recurrir a la expresión empírica:

$$R = 300 \Delta_m \sqrt{k}$$

donde:

- $\Delta_m$  = máximo rebajamiento del nivel freático.
- $k$  = coeficiente de permeabilidad en cm/s.

El descenso que produce un grupo de varios pozos en un determinado punto se puede estimar con la expresión:

$$\begin{aligned} \Delta &= \Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_n && (\text{flujo confinado}) \\ \text{ó} & & & \\ \Delta^2 &= (\Delta_1)^2 + (\Delta_2)^2 + \dots + (\Delta_n)^2 && (\text{acuífero libre}) \end{aligned}$$

donde:

- $\Delta$  = rebajamiento del nivel freático creado por un grupo de  $n$  pozos cuando de cada uno de ellos se extrae, en régimen permanente, un caudal  $Q$ .
- $\Delta_i$  = rebajamiento del nivel freático en ese punto originado por el pozo “ $i$ ” cuando únicamente de él se bombea con un caudal permanente igual a  $Q$ .

Se advierte de las posibles inexactitudes de esta expresión y de la necesidad de hacer determinaciones más precisas, con los ensayos de campo que sean necesarios, cuando se requiera una estimación segura de alguno de los aspectos del achique.

### 3.4.8 Arrastres de partículas y erosiones internas

El flujo de agua a través del terreno natural o de los rellenos de tierras artificiales puede provocar arrastre de partículas. Como consecuencia, el terreno (o el relleno) sufre una erosión interna, cambia su estructura y puede llegar a colapsar, ocasionando la ruina de la parte de obra correspondiente. Este problema se denomina también como “sifonamiento” pues, en muchas ocasiones, la erosión se localiza a lo largo de ciertas vías de filtración preferente (tubos) que pueden incluso actuar como sifones.

El problema debe tratarse como un modo de fallo particular que conduce a un estado límite último, ELU, de tipo hidráulico, HYD (ver apartado 3.3.1).

En esta ROM no se indica ningún procedimiento de cálculo del proceso de erosión interna. Únicamente se indican una serie de medidas preventivas para evitarlo.

El problema puede ocurrir en cualquier terreno, pero es especialmente importante en los materiales de relleno artificial que haya de soportar circulación de agua a través de los poros intergranulares de su esqueleto sólido.

Para prevenir arrastres de finos y las consiguientes erosiones internas se deben colocar los debidos filtros protectores, bien de productos artificiales (geotextiles), bien de suelos granulares.

La primera cualidad de los suelos para poder ser utilizados como filtros es su uniformidad. Los suelos poco uniformes sometidos a un flujo de agua pueden segregarse de manera que las partículas finas sean arrastradas por el agua a través de los huecos de las partículas de mayor tamaño <sup>(3)</sup>. Salvo que se disponga de ensayos de laboratorio específicos se consideran segregables aquellos suelos cuyo coeficiente de uniformidad sea superior a veinte.

$$C_u > 20$$

Los suelos granulares (exentos de cohesión) cuyo coeficiente de uniformidad sea menor que el indicado pueden usarse como filtros de otros suelos granulares siempre que se cumpla:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$$

donde:

$D_{15}$  = tamaño correspondiente del filtro.

$d_{85}$  = tamaño correspondiente del suelo que se protege.

Si el contenido en finos del suelo a proteger es superior al 10% el tamaño del filtro correspondiente será:

$$0,3 \text{ mm} \leq D_{15} \leq 0,5 \text{ mm}$$

Sólo en casos singulares de protección contra el arrastre de suelos especialmente dispersivos (que se dispersan en partículas muy finas) será justificado disponer filtros más finos. En cualquier caso no se recomienda utilizar filtros cuyo

$$D_{15} < 0,20 \text{ mm}$$

ya que son difíciles de obtener sin que presenten cohesión.

Para evitar el arrastre puede ser necesario colocar más de un filtro en serie hasta que el tamaño medio del grano del último filtro sea estable con la velocidad estimada de agua. Esa estabilidad, ya en la cara externa del material más grueso, se puede aumentar disponiendo un elemento soporte adecuado (rejillas metálicas, obras de fábrica, etc.).

(3) La condición de segregabilidad citada puede expresarse de manera matemática mediante la ecuación siguiente:

$$p_{\text{critico}} = \frac{15}{\log_{10} n} \approx 20$$

donde:

$p_{\text{critico}}$  = valor crítico de la pendiente en la curva granulométrica.

$n$  = valor crítico del cociente  $D_{15}/d_{85}$  para el que se cumple estrictamente la condición de filtro. Normalmente se supone  $n = 5$ .

La pendiente de la curva granulométrica en una zona entre dos tamices puede calcularse con la expresión:

$$p = \frac{p_2 - p_1}{\log \frac{D_2}{D_1}}$$

donde  $p_1$ ,  $p_2$  son los porcentajes, en tanto por ciento, que pasan por los tamices de tamaño de malla  $D_1$  y  $D_2$  correspondientes.

Cuando la pendiente de la curva granulométrica en alguna parte es menor que la indicada como crítica, el suelo debe considerarse especialmente proclive a la erosión interna. La fracción fina correspondiente podría moverse a través de la fracción gruesa. Serían suelos cuya estructura podría ser segregada por el paso del agua.

### 3.4.9 Arrastres, socavaciones y otras erosiones externas

El problema de la erosión externa del terreno natural o de los rellenos por el movimiento del agua en su superficie es uno de los problemas más investigados en el contexto de la ingeniería marítima y portuaria, al ser muy crítico para la estabilidad en tales clases de obras. Las socavaciones que pueden producirse en el cimiento de las obras de atraque o abrigo, así como los arrastres en los mantos de los diques en talud y en las banquetas de los diques verticales son ejemplos relevantes.

La erosión se produce cuando la velocidad del movimiento del agua, cerca de la superficie del suelo, supera cierto umbral que está fijado por la resistencia del suelo a la erosión externa.

El problema debe tratarse como un modo de fallo particular que conduce a un estado límite último, ELU, de tipo geotécnico, GEO (ver apartado 3.3.1).

El cálculo del perfil de velocidades del agua en cada caso es un problema hidrodinámico cuya consideración se sale del alcance de esta ROM.

La resistencia de los suelos a la erosión puede estudiarse de varias formas. En buen número de situaciones esa resistencia se expresa en términos de velocidad crítica. Esa velocidad representaría el valor a partir del cual se iniciaría el proceso erosivo.

La determinación de las velocidades que provocan erosión en distintos tipos de suelos ha sido investigada por muchos autores, principalmente mediante ensayos en modelos de laboratorio.

Las rocas pueden soportar velocidades altas ( $> 6$  m/s) sin que se inicie el proceso de rotura. Los hormigones de calidad adecuada pueden soportar sin problemas velocidades de ese mismo porte. Pero los suelos cohesivos apenas si admiten velocidades del orden de 1 a 3 m/s si son firmes.

Los suelos granulares y las escolleras basan su capacidad resistente a la erosión en el peso propio, y por eso suele usarse como parámetro resistente representativo de la erosión el tamaño medio o el peso específico. Las fórmulas más usuales que permiten conocer la velocidad crítica son del siguiente tipo:

$$v_{crit} = [A \cdot g (G-1) D_{50}]^{1/2}$$

donde:

$v_{crit}$  = velocidad crítica que indica el proceso erosivo.

$A$  = parámetro adimensional que depende del tipo de movimiento del agua y de la forma de los granos.

$g$  = aceleración de la gravedad.

$G$  = peso específico relativo de las partículas del suelo ( $\gamma_s/\gamma_w$ ).

$D_{50}$  = diámetro del tamiz que deja pasar el 50% del peso del suelo.

Para conocer valores del parámetro  $A$  conviene consultar la bibliografía técnica. Aquí sólo se adelanta, a título orientativo, que su valor suele estar comprendido entre 0,5 y 1.

Cuando se desencadena el proceso erosivo, el suelo es transportado por el agua como carga de fondo. Las partículas ruedan o deslizan permaneciendo en contacto permanente junto con otras partículas que pueden desligarse de la masa móvil.

Cuando la erosión se produce en el entorno de un obstáculo que provoca una ampliación local de la velocidad del movimiento, se puede producir una socavación puntual de profundidad importante, hasta producirse la situación en la que el propio cambio geométrico provocado por la erosión reduzca las velocidades y atenúe el proceso erosivo.

El cálculo de las profundidades de erosión es posible pero los resultados no son fiables. Generalmente cuando el problema puede ser crítico se recurre a disponer una protección que evite que el proceso se inicie. En

todo caso, el problema de la definición de la profundidad de erosión depende claramente del tipo de obra y será en los documentos ROM específicos o en la parte 4 de esta ROM donde puedan verse más referencias a este problema.

### 3.4.10 Consolidación de masas de suelo

#### 3.4.10.1 Formulación básica

Los suelos con un contenido apreciable de finos suelen tener una permeabilidad suficientemente pequeña como para que el movimiento del agua causado por cualquier desequilibrio tarde un tiempo considerable en alcanzar un régimen estacionario de filtración o el régimen hidrostático correspondiente. Esta demora puede ser causa de problemas geotécnicos ya que retrasa el crecimiento de la resistencia al corte, que puede ser necesaria para otros fines, y produce asentamientos diferidos a largo plazo.

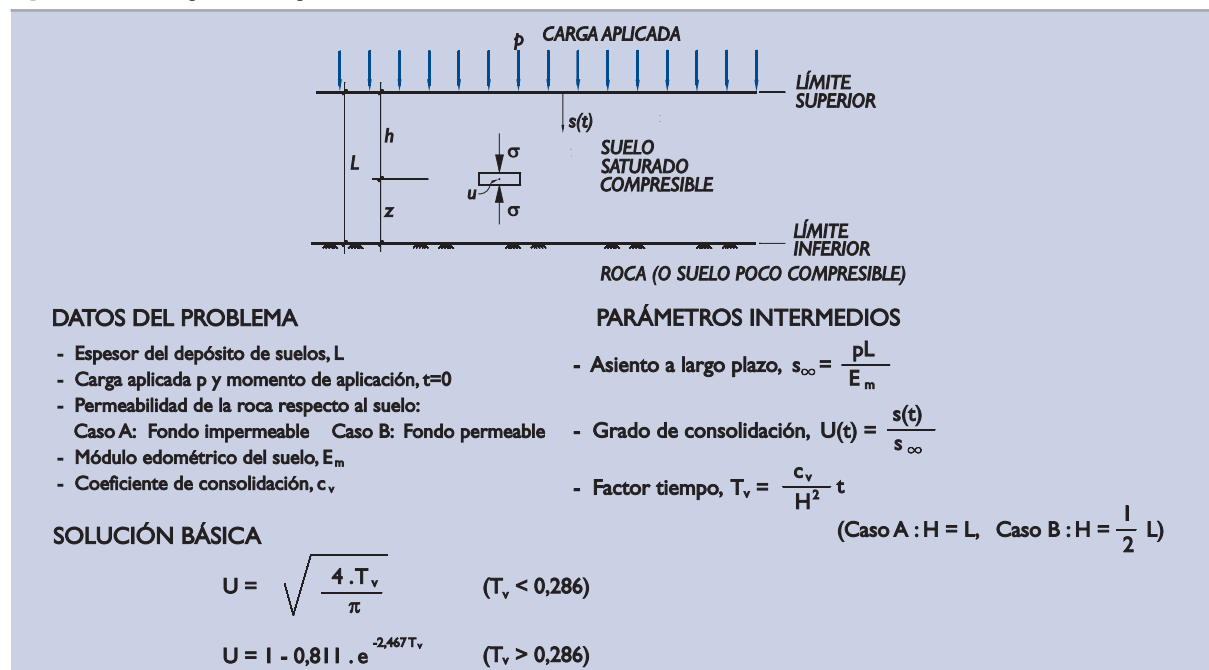
De naturaleza similar es el problema que pueden causar los achiques o rebajamientos del nivel freático, ya que la modificación del estado del agua en el terreno puede ser causa de asentamientos que a su vez pueden afectar a estructuras de su entorno.

Estos problemas suelen analizarse mediante un modelo de comportamiento simplificado que implica la validez de la ley de Darcy (definida en el apartado 2.2.6), el principio de la presión efectiva de Terzaghi (definido en el apartado 2.2.8), así como la validez de una relación lineal entre tensiones y deformaciones.

Con esas hipótesis es posible resolver una serie de situaciones con expresiones semianalíticas publicadas en la literatura técnica y de las que aquí se apuntan sólo las ideas principales.

El problema genérico estriba en conocer, en un tiempo “t” cualquiera, el estado de presiones intersticiales dentro del terreno, así como el asiento de la superficie. Serían conocidas la geometría del depósito de suelos y sus características geotécnicas, así como la acción externa causante del proceso de consolidación. En la Fig. 3.4.6 se indica una solución analítica aproximada de la teoría de la consolidación unidimensional. También puede usarse la solución semianalítica que suele figurar en los textos elementales de mecánica del suelo, con ayuda de tablas y gráficos.

**Figura 3.4.6. Esquema del problema de consolidación unidimensional**



### 3.4.10.2 Los excesos de presión intersticial

Al comienzo de la consolidación el hecho de haber provocado una perturbación, equivalente a una carga “p” sobre el límite superior del suelo blando en estudio, hace que la presión intersticial aumente en todos los puntos una misma cantidad.

$$(\Delta u)_{t=0} = p$$

A medida que pasa el tiempo ese incremento de presión va desapareciendo, más rápido cerca de los bordes que sean drenantes y más lentamente en el centro del estrato (si está drenado por ambas caras) o en el borde inferior (si éste resulta impermeable).

La máxima presión intersticial, dentro del estrato blando, pasado cierto tiempo se puede aproximar mediante la expresión:

$$\Delta u_{\max} = 1,5 p (1 - U) \quad U > 0,4$$

donde:

- p = carga aplicada en el borde superior.
- U = grado de consolidación en tanto por uno.

Con esa expresión aproximada puede verse que, cuando ya se lleva el 50% de la consolidación ( $U = 0,5$ ), el exceso de presión puede ser tan alto como el 75% del exceso inicial. Esta forma de disiparse las presiones hace que la resistencia de un estrato (controlado por su zona más débil) crezca a menos ritmo que el indicado por el grado de consolidación U.

El tiempo necesario para alcanzar el 50% de la consolidación (esto es, para que el asiento sea ya la mitad del esperado a largo plazo) es:

$$t = 0,196 \frac{H^2}{c_v}$$

donde:

- H = distancia más larga hasta el drenaje.
- $c_v$  = coeficiente de consolidación del suelo.

De esa expresión se deduce que la distancia hasta el drenaje es el elemento geométrico clave que controla la velocidad del proceso de consolidación. La introducción artificial de drenes de arena, que permiten el flujo horizontal, o la existencia natural o artificial de lechos de arena más permeables, reduce considerablemente el valor de “H” (la solución en esos casos es distinta pero similar a la indicada, ya que viene controlada por el mismo factor tiempo) y, por lo tanto, acelera notablemente la consolidación.

La solución de la teoría de la consolidación con geometrías más complejas (incluyendo flujo horizontal o problemas tridimensionales o leyes de tensión-deformación no lineales, etc.) ha de buscarse en textos especializados y puede requerir el uso de programas de ordenador adecuados.

En el apartado 3.9.2.4 se considera el caso particular de consolidación con ayuda de drenes artificiales verticales.

### 3.4.10.3 Subsistencia creada por los achiques

El rebajamiento del nivel freático hace que las capas de suelo situadas por debajo del nivel freático original aumenten su presión efectiva en la cantidad:

$$p = \Delta \cdot [\gamma_w - (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_{\text{ap}})]$$

donde:

$\Delta$  = descenso del nivel freático.

$\gamma_{\text{sat}}$  = peso específico saturado del terreno en la zona de oscilación del nivel freático.

$\gamma_{\text{ap}}$  = peso específico aparente del terreno en la zona de oscilación del nivel freático después del descenso.

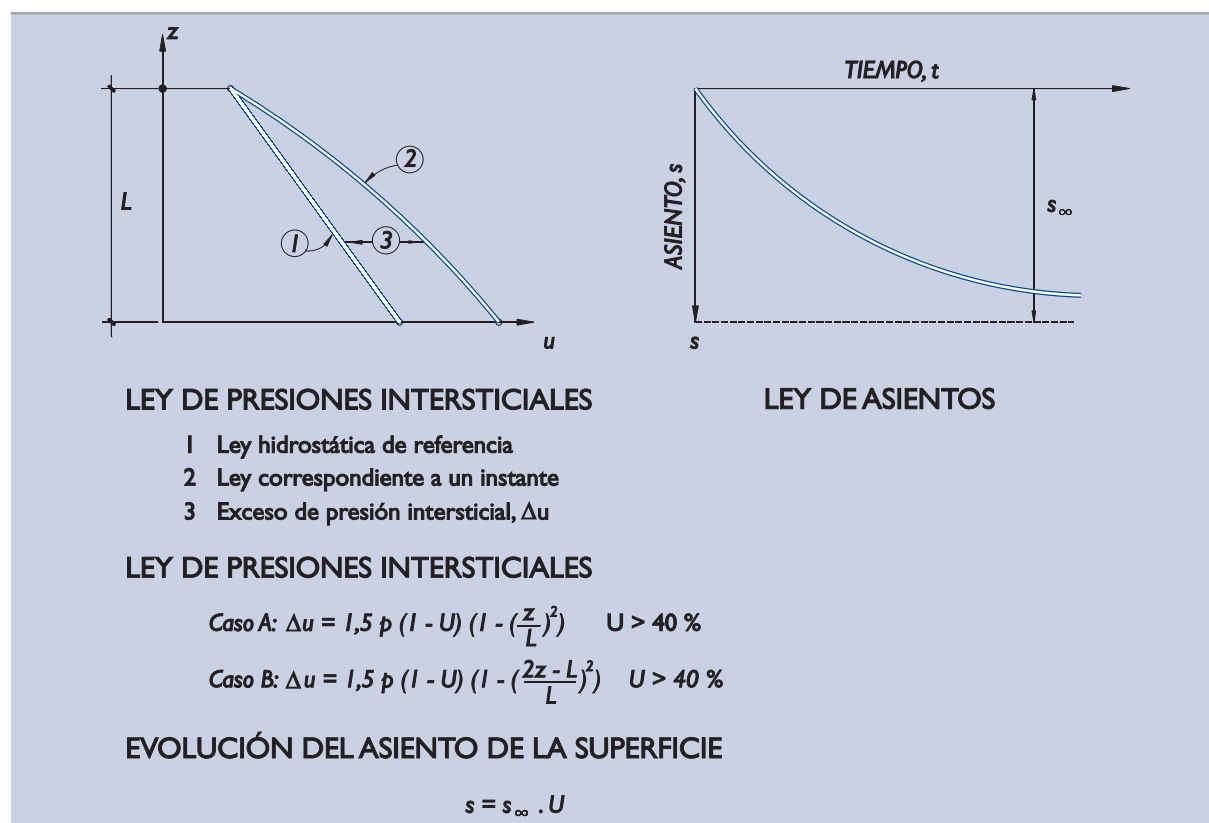
$\gamma_w$  = peso específico del agua.

Esa carga “p” hace que los suelos situados por debajo del nivel freático se compriman y, si la permeabilidad es pequeña y el módulo de deformación también pequeño, pueden resultar plazos de asiento largos.

Independientemente de que la causa de asiento sea el rebajamiento del nivel freático o la colocación de una carga, el proceso de consolidación del estrato inferior afectado queda controlado por las mismas condiciones y por lo tanto puede aplicarse las mismas soluciones.

Se hace la advertencia de que en este caso de rebajamiento del nivel freático, si se aplica la solución descrita en las Figs. 3.4.6 y 3.4.7, ha de considerarse que la ley hidrostática de referencia debe ser la correspondiente al nivel freático ya rebajado.

**Figura 3.4.7. Esquema del problema de consolidación unidimensional (Continuación)**



Nota: En estas expresiones  $U$  es el grado de consolidación medio, que depende del tiempo según se indica en la Fig. 3.4.6.

Los asientos provocados por los achiques se pueden estimar con las mismas expresiones que los correspondientes a la consolidación bajo una carga “p”. Sobre estos asientos se hacen, a continuación, algunas observaciones.

### 3.4.10.4 Los asientos de consolidación

El acortamiento que se produce en un estrato de espesor “L” a largo plazo y debido al aumento de la presión «p» sobre su superficie superior es:

$$s_{\infty} = \frac{p \cdot L}{E_m}$$

Para que esta expresión sea suficientemente precisa es necesario que la carga sea suficientemente extensa, de manera que el problema pueda considerarse unidimensional.

El módulo edométrico,  $E_m$ , debe obtenerse de ensayos de campo o de laboratorio (ensayos edométricos) para el mismo rango de presiones que existan en la realidad, esto es, entre:

$$P_{inicial} \text{ y } (P_{inicial} + p)$$

donde:

$P_{inicial}$  = tensión vertical efectiva antes de colocar la carga “p”.

Como quiera que la tensión vertical efectiva es variable con la profundidad, se puede optar por tomar como valor medio representativo el correspondiente al punto central del estrato o dividir éste en varios tramos y aplicar ese criterio, después, en cada tramo.

La solución sencilla antes apuntada es válida para suelos homogéneos en los que el coeficiente de consolidación,  $c_v$ , es único.

$$c_v = \frac{k \cdot E_m}{\gamma_w}$$

La presión vertical inicial será distinta en cada profundidad y, por lo tanto, el módulo edométrico también variará con la profundidad. A pesar de ello, es aceptable suponer que  $c_v$  es constante. La variación de  $E_m$  puede estar compensada con otra análoga y de sentido contrario de la permeabilidad,  $k$ , y seguir manteniendo la hipótesis de constancia del coeficiente de consolidación (de hecho, es esperable también que los suelos aumenten su módulo y disminuyan su permeabilidad a medida que avanza el proceso de consolidación).

Con estas teorías sencillas o simplificadas y con buenos datos de laboratorio, es difícil reducir a menos del 30% el rango del posible error en los cálculos de asientos. La estimación de tiempos de consolidación es menos precisa. Aún con buenos ensayos de laboratorio, si no existen experiencias previas similares, no será fácil estimar tiempos. Los tiempos de consolidación reales pueden ser, en situaciones bien analizadas, entre la mitad y el doble del estimado. Las predicciones de los cálculos de consolidación deben ser contrastadas, siempre que este aspecto resulte de trascendencia en la obra, con la observación posterior o incluso con pruebas de carga específicas.

La observación de la evolución de los asientos en superficie no permite conocer con certeza el grado de consolidación alcanzado ni, por lo tanto, el asiento total que puede producirse, salvo que se espere mucho tiempo y se pueda observar una tendencia clara hacia la estabilización del proceso. Esto ocurre con grados de consolidación altos, del orden del 80%.

Con objeto de interpretar antes y mejor los procesos de consolidación, será preciso obtener más información. La auscultación y el seguimiento de la evolución de las presiones intersticiales a distintas profundidades es una práctica recomendable a estos efectos.

En los apartados 3.9.2.5 y 4.9.7 se indican recomendaciones adicionales sobre la observación e interpretación de los datos obtenidos en procesos de consolidación instrumentados.

### 3.4.11 Presiones intersticiales generadas por el oleaje y otras oscilaciones del nivel del mar

La acción del oleaje y de otras oscilaciones del nivel del mar, bien directamente o bien transmitida al terreno de cimentación a través de la estructura resistente, genera en el suelo o en los rellenos modificaciones en las presiones totales y en las presiones intersticiales y, en consecuencia, también movimientos de parte del agua que lo satura.

El conocimiento de estas modificaciones es de particular importancia para la verificación de la estabilidad de muchas estructuras portuarias (diques en talud, banquetas de cimentación, etc.). A su vez, estudios teóricos y experimentales realizados indican que el oleaje durante un temporal puede producir, en algunos suelos especialmente susceptibles (p.e. arenas finas en situación no drenada), aumentos importantes de las presiones intersticiales que lleven a la licuefacción, al sifonamiento o al deslizamiento del terreno. Es conveniente que, en estos casos, el ingeniero tome especial cuidado en evitar que estos efectos se puedan producir.

La solución de este tipo de problemas es complicada, dependiendo de la naturaleza y el comportamiento del suelo frente a la acción dinámica del oleaje y demás oscilaciones del mar, y generalmente requerirá el uso de modelos analíticos o numéricos complejos, cuya consideración se sale del alcance de esta ROM (ver ROM 1.1). No obstante, para algunos casos concretos (problemas desacoplados), son admisibles soluciones aproximadas, algunas de las cuales se describen en esta ROM.

#### 3.4.11.1 Distribución de presiones intersticiales en fondos marinos

##### SOLUCIÓN ANALÍTICA SIMPLIFICADA. FLUJO Y DEFORMACIÓN DESACOPLADOS

Existen soluciones sencillas, analíticas, al problema de flujo en el medio poroso cuando éste se puede desacoplar de la deformación del suelo y también cuando el caudal de agua que entra y sale del suelo es pequeño. En esas situaciones sencillas se puede suponer que la condición de contorno en la superficie del fondo marino es la correspondiente a terreno rígido e impermeable.

Esta aproximación puede considerarse suficientemente válida para los dos supuestos alternativos siguientes:

- El terreno se comporta como impermeable, el agua es incompresible y, como consecuencia, no se producen cambios de volumen en el interior del terreno. Este supuesto es el que normalmente se describe en geotecnia como “situación sin drenaje”.
- El terreno es permeable pero indeformable, de manera que tampoco se producen cambios de volumen al moverse el agua, aunque cambien las presiones efectivas. Este supuesto se ha hecho también en los apartados precedentes para obtener redes de filtración partiendo de soluciones armónicas del campo de presiones intersticiales.

En cualquiera de estas dos hipótesis extremas puede considerarse que la presión que ejerce el agua sobre el fondo marino es la que se indica en la Fig. 3.4.8. Es decir, considerando la teoría lineal de ondas y oleaje progresivo, el incremento de la presión sobre el fondo en un emplazamiento determinado puede tomarse como:

$$\Delta u = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \cos(Kx - \omega t)$$

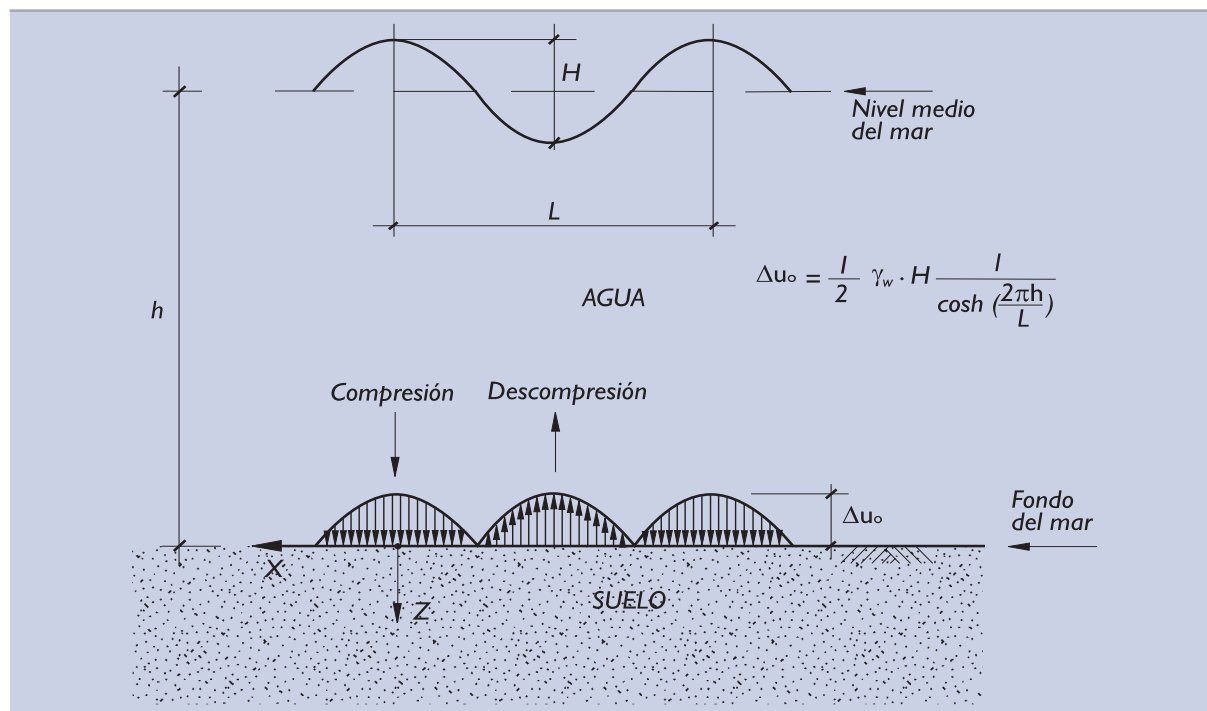
siendo:

- H = altura de ola.
- L = longitud de onda (fondo impermeable).
- T = periodo de la ola.
- h = profundidad en el emplazamiento.



- $K$  = número de onda ( $2\pi/L$ ).  
 $\omega$  = frecuencia angular ( $2\pi/T$ ).  
 $\gamma_w$  = peso específico del agua.  
 $x$  = abscisa del punto en cuestión, medido desde la vertical de una cresta de la ola.  
 $t$  = tiempo.

**Figura 3.4.8. Incremento de la presión sobre el fondo debido al oleaje por un tren de ondas progresivo en profundidades indefinidas (Terreno rígido e impermeable)**



Con esta consideración la solución aproximada, en tensiones totales, neutras y, en consecuencia, también en efectivas, es independiente de las características mecánicas del suelo y del agua. Esa solución es la que se describe a continuación.

Si se desprecian las aceleraciones, la solución del problema mecánico tiene expresión analítica en presiones totales. Esa solución, para un fondo marino de profundidad indefinida, es la siguiente:

$$\begin{aligned}
 \Delta \sigma_x &= \Delta u_0 (1 - Kz) e^{-Kz} \cdot \cos(Kx + \omega t) \\
 \Delta \sigma_z &= \Delta u_0 (1 + Kz) e^{-Kz} \cdot \cos(Kx + \omega t) \\
 \Delta \tau_{xz} &= \Delta u_0 \cdot Kz \cdot e^{-Kz} \cdot \sin(Kx + \omega t)
 \end{aligned}$$

El círculo de Mohr correspondiente al incremento de presiones totales inducidas por este oleaje tiene como centro y radio (presión media  $p$  y desviador  $q$ ) los valores siguientes:

$$\begin{aligned}
 p &= \Delta u_0 \cdot e^{-Kz} \cdot \cos(Kx + \omega t) \\
 q &= \Delta u_0 \cdot Kz \cdot e^{-Kz}
 \end{aligned}$$

Como puede verse, el tamaño del círculo de Mohr es independiente del tiempo y de la abscisa del centro del círculo, sólo depende de la profundidad. Además, alcanza un máximo para  $Kz = 1$  cuyo valor es  $q_{\max} = \Delta u_0/e$ , siendo  $e$  la base de los logaritmos naturales ( $e = 2,718$ ).

**PRESIONES INTERSTICIALES EN PROFUNDIDAD CONSIDERANDO LECHOS HOMOGÉNEOS DE GRAN ESPESOR**

La solución precedente en presiones totales es independiente de las características del terreno, basta con que sea homogéneo, e isótropo, que se cumpla una de las dos condiciones a) o b) antes indicadas y que las aceleraciones sean despreciables para que las fórmulas indicadas sean válidas.

En la solución de interés que corresponde a la condición de no drenaje (volumen del esqueleto del suelo constante) se cumple:

$$\Delta u = p = \Delta u_0 \cdot e^{-Kz} \cdot \cos (Kx + \omega t)$$

Los cambios de tensiones efectivas inducidas por el oleaje serían:

$$\Delta \sigma'_x = -\Delta u_0 Kz \cdot e^{-Kz} \cdot \cos (Kx + \omega t)$$

$$\Delta \sigma'_z = \Delta u_0 Kz \cdot e^{-Kz} \cdot \cos (Kx + \omega t)$$

$$\Delta \tau_{xz} = \Delta u_0 Kz \cdot e^{-Kz} \cdot \sin (Kx + \omega t)$$

Como puede verse, el círculo de Mohr correspondiente a esta variación de presiones efectivas está siempre centrado en el origen y su radio cambia exclusivamente con la profundidad, como antes se dijo.

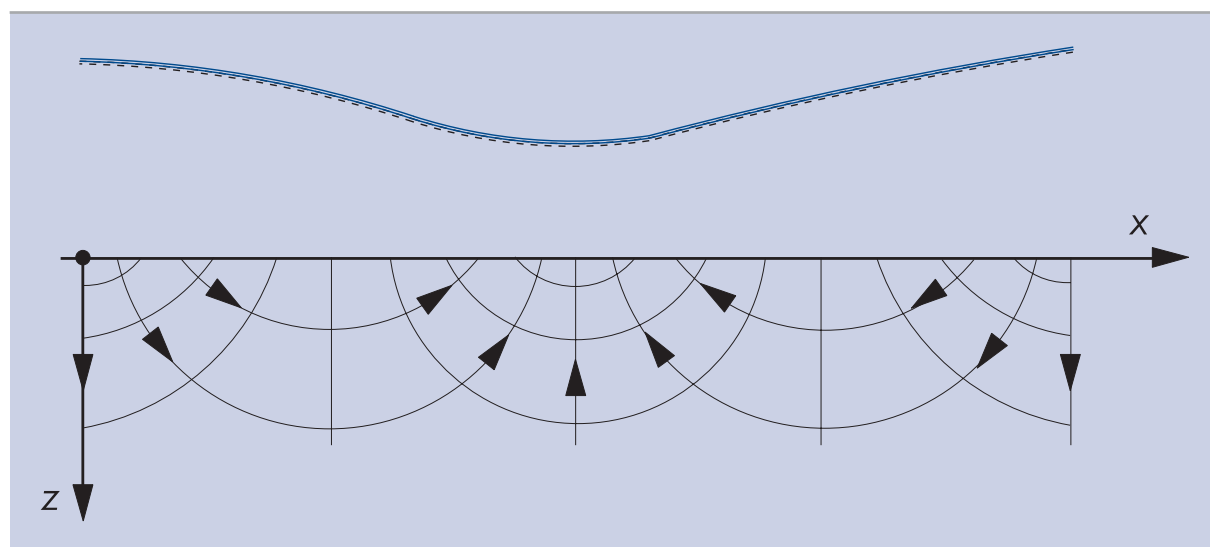
En la superficie del terreno ( $z = 0$ ) la presión efectiva vertical y la tensión de corte son nulas. Los gradientes de sus crecimientos en profundidad son  $(\partial q / \partial z) = K \cdot \Delta u_0$ , para la tensión de corte inducida bajo el seno de la ola, y  $\gamma'$  para la presión vertical efectiva. De aquí se deduce que el valor  $\tau / \sigma'_v$  máximo que puede inducir el oleaje es:

$$\frac{\tau}{\sigma'_v} \leq \frac{K \Delta u_0}{\gamma'} = \frac{2\pi \Delta u_0}{L \cdot \gamma'}$$

Esta solución analítica tiene aplicación cuando se analiza la rotura de fondos arenosos sometidos a cargas cíclicas (apartado 3.10) cuyo criterio de rotura se establece en términos de  $\tau / \sigma'_v$ .

La red de filtración que se establece en el terreno tiene la forma que se indica en la Fig. 3.4.9.

**Figura 3.4.9. Red de filtración instantánea correspondiente a la acción del oleaje sobre un fondo marino homogéneo e isótropo**



Las ecuaciones de las isobaras de igual exceso de presión intersticial y las líneas de corriente ortogonales son:

$$e^{-Kz} \cos Kx = \frac{\Delta u}{\Delta u_0} \quad (\text{isopiezas})$$

$$e^{-Kz} \sin Kx = \frac{\Delta Q}{k \Delta u_0 \gamma_w} \quad (\text{líneas de corriente})$$

donde  $\Delta u$  es el incremento de presión de la isobara correspondiente y  $\Delta Q$  el valor del incremento de caudal correspondiente a las líneas de corriente.

El caudal que se mueve en un tramo de longitud igual a la longitud de ola es:

$$Q = \frac{2k \Delta u_0}{\gamma_w}$$

siendo  $k$  el coeficiente de permeabilidad.

El gradiente de la filtración tiene un módulo constante en cada profundidad.

$$I = \frac{2\pi \Delta u_0}{\gamma_w \cdot L} e^{-Kz}$$

y su dirección da una vuelta completa cada vez que cambia el tiempo una cantidad  $T$ .

El gradiente hidráulico de salida del agua que podría provocar el levantamiento de fondo es  $I = \gamma'/\gamma_w$  siendo  $\gamma'$  el peso específico sumergido del suelo. Comparado este gradiente crítico con el máximo gradiente que se obtiene de la expresión anterior (que ocurre para  $z = 0$  bajo el seno de la ola), conduce a la condición crítica de levantamiento de fondo.

$$\Delta u_0 = \frac{\gamma' L}{2\pi}$$

usando la relación que existe entre  $\Delta u_0$  y los datos de la ola se obtiene:

$$\frac{\pi H}{L} \leq \cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \cdot \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

como condición necesaria para evitarlo.

#### EFFECTO DE LA COMPRESIBILIDAD Y PERMEABILIDAD DEL SUELO

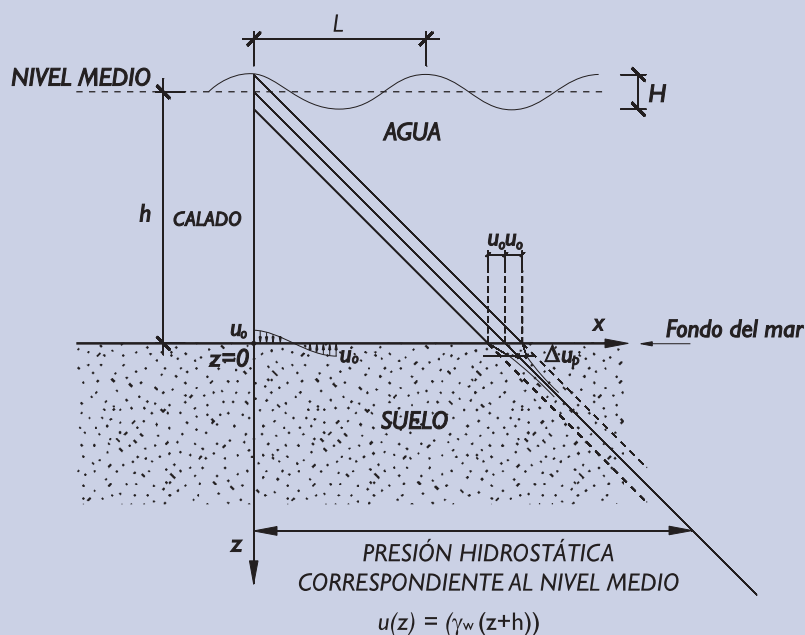
La situación real de los fondos marinos no obedece generalmente a las hipótesis simplificadoras que se han mencionado y entonces entran en juego la deformabilidad y la permeabilidad del terreno, así como la capacidad de drenaje del mismo en relación con el periodo de la acción oscilatoria actuante. En estas condiciones más generales, el parámetro adimensional que controla el proceso es:

$$C = \frac{c_v T}{D^2}$$

donde

- $c_v$  = coeficiente de consolidación.
- $D$  = dimensión característica.
- $T$  = periodo de la oscilación del mar.

**Figura 3.4.10. Estimación de la variación en la Ley de Presiones Intersticiales del fondo marino para situación drenada bajo la acción del oleaje u otras oscilaciones del mar (de Rouck, 1991)\***



$$u(z) = \gamma_w(z+h) + \Delta u_p$$

$$\Delta u_p(z) = u_0 e^{-Az} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} + \frac{2\pi t}{T} - Az\right)$$

donde:

$\Delta u_p$  = desviación de la presión intersticial respecto a la presión hidrostática correspondiente al nivel medio.

$u_0$  = amplitud de la variación de la presión intersticial en el fondo marino.

$$u_0 = \pm \gamma_w \frac{H}{2}, \text{ para mareas}$$

$$u_0 = \pm \frac{\gamma_w \cdot H}{2 \cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)}, \text{ para oleaje admitiendo la teoría lineal de ondas}$$

$\gamma_w$  = peso específico del agua.

$h$  = profundidad del fondo respecto al nivel medio del agua.

$L$  = longitud de onda de la oscilación del mar.

$T$  = periodo de la oscilación del mar.

$$A = \left( \frac{\gamma_w \cdot \pi}{k \cdot E_m \cdot T} \right)^{0.5}$$

$k$  = coeficiente de permeabilidad.

$E_m$  = módulo edométrico del suelo.

$x$  = coordenada horizontal.

$z$  = coordenada vertical.

$t$  = tiempo.

\*: de Rouck, J. 1991. "De Stabiliteit Van Stortsteengolfbrekers. Algemeen Glijdingsevenwicht - Een Nieuw Deklaagelement", Hydraulic Laboratory, University of Leuven, Belgium.

La dimensión característica,  $D$ , necesaria para obtener el parámetro adimensional,  $C$ , es teóricamente la distancia hasta el drenaje del punto en cuestión. Esa distancia podría ser alguna de las siguientes:

- ◆ Profundidad del punto en cuestión bajo el fondo del mar.
- ◆ Espesor del estrato de suelos si es que éste tiene un límite inferior (roca por ejemplo) y ese límite es impermeable.
- ◆ Mitad del espesor de suelos del ítem precedente si el estrato en cuestión está drenado por ambas caras.

Cuando el valor de  $C$  resulte claramente mayor que la unidad, puede suponerse que la evolución de presiones intersticiales en el fondo se reproduce enteramente y sin desfase dentro del terreno. Esto ocurrirá generalmente con oscilaciones de periodo largo o muy largo en terrenos muy permeables y muy rígidos. En este caso las presiones intersticiales generadas podrán obtenerse estableciendo la correspondiente red de filtración en condiciones de flujo estacionario.

Cuando el valor de  $C$  resulte del orden de 0,01 o inferior puede suponerse, a efectos prácticos, que el suelo no drena y que las presiones intersticiales generadas son las indicadas en el apartado precedente correspondiente a terreno de permeabilidad nula (situación sin drenaje).

Para situaciones intermedias el problema acoplado de flujo-deformación en el medio poroso habrá de analizarse con algún modelo analítico o numérico, o mediante su observación en prototipo mediante técnicas de auscultación (Ver ROM 1.1). No obstante, dada la complejidad de estos cálculos, puede ser recomendable realizar en estos casos los cálculos geotécnicos en tensiones totales. Esto permite no tener que entrar en la estimación de las leyes de presiones intersticiales.

Una solución simplificada a este problema es la dada por de Rouck (1991), la cual goza de cierta difusión. Se resume en la Fig. 3.4.10. Con esta formulación puede observarse que las presiones intersticiales dependen de la profundidad relativa ( $h/L$ ), estabilizándose en el valor de la presión hidrostática correspondiente al nivel medio a partir de una cierta profundidad, función creciente de la permeabilidad, de la compacidad del suelo y del periodo de la oscilación del mar. Por tanto, las variaciones en las presiones intersticiales debidas a las mareas se atenúan muy lentamente con la profundidad en terrenos permeables; atenuándose, por el contrario, más rápidamente en terrenos menos permeables. Por el contrario, las debidas al oleaje se atenúan mucho más rápidamente en todo tipo de terreno, teniendo, por tanto, incidencia en un espesor más limitado del suelo.

De acuerdo con lo señalado en este apartado, el comportamiento del suelo frente a la acción del oleaje progresivo (periodo en el rango entre 5 y 20 s) será por lo general, en condiciones no drenadas para suelos saturados granulares finos. Las arenas medias podrán considerarse en condiciones parcialmente drenadas y las arenas gruesas, gravas y escolleras en condiciones totalmente drenadas. Para oscilaciones del mar de mayor periodo (p.e. mareas) el comportamiento del suelo será por lo general, en condiciones drenadas para suelos granulares y escolleras y en condiciones no drenadas para suelos cohesivos.

## 3.5 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

### 3.5.1 Tipos de cimentación

Las cimentaciones superficiales son aquéllas en las que el plano de contacto entre la estructura y el terreno está situado bajo el terreno que la rodea a una profundidad que resulta pequeña cuando se compara con el ancho de la cimentación. De hecho, cuando esa profundidad y el ancho de la cimentación son del mismo orden, entonces las fórmulas y procedimientos que aquí se indican pueden ser ya muy conservadores.

Normalmente el terreno que rodea la cimentación estará a un nivel semejante en ambos lados. Las cimentaciones de estructuras de contención, con un gran desnivel de tierras a uno y otro lado de la cimentación son también analizables por los procedimientos descritos aquí. En cualquier caso, para los cálculos que aquí se especifican, se tomará como nivel de tierras alrededor del cimientto el más bajo que se considere posible junto a alguno de los lados del cimientto.

Existen varias tipologías básicas de cimentación superficial, entre ellas:

**a. Mediante zapatas aisladas o arriostradas.**

Son típicas en cimentaciones de edificios o estructuras sustentadas por pilares. Las riostras que unen las distintas unidades no suelen reducir notablemente las cargas verticales que actúan en cada zapata y, por lo tanto, a efectos de hundimiento y de asentos, éstas pueden considerarse individualmente.

**b. Mediante zapatas corridas rígidas.**

Son típicas en la cimentación de muros o estructuras de contención de gravedad (muelles de bloques, o cajones, por ejemplo).

La rigidez de la propia estructura hace que, para el cálculo de asentos, se pueda despreciar su deformación.

**c. Mediante zapatas corridas flexibles**

Son típicas en las cimentaciones de estructuras soportadas mediante pilares en terrenos de capacidad portante reducida que no permiten las cimentaciones aisladas. También pueden resultar interesantes por razones constructivas o incluso por razones económicas. Serían equivalentes a las cimentaciones descritas en a) con riostras y zapatas integradas en un mismo elemento, que sería una viga o zapata corrida. Las vigas corridas pueden ir en una sola dirección, arriostradas o no, o en dos o más direcciones, cruzándose y arriostrándose entre sí.

Es de esperar, en general, que el efecto de interacción suelo-estructura tenga un papel importante en los esfuerzos en la cimentación y, por eso, en este tipo de cimientos se debe tener presente ese efecto.

**d. Mediante losa**

Este tipo de solución es habitual en suelos que presentan escasa capacidad portante para cimentaciones aisladas o mediante vigas corridas. También pueden adoptarse soluciones en losa por otras razones muy diversas.

Las losas pueden ser planas o de canto variable o incluso nervadas. Los espesores de hormigón que se utilizan normalmente hacen necesario considerar el efecto de interacción suelo-estructura para evaluar los esfuerzos en la cimentación.

La Fig. 3.5.I indica esquemáticamente estos tipos de cimentación.

Las cimentaciones semiprofundas, cuya profundidad mínima de cimentación es varias veces mayor que su anchura, pueden estudiarse con los procedimientos que aquí se indican despreciando parte del empotramiento en el terreno. En la literatura técnica existen procedimientos especiales para evaluar la mejora que la profundidad adicional introduce y su consulta puede ser de interés en algunos casos. El límite de esa mejora se puede estimar asimilando la cimentación semiprofunda a una cimentación profunda y siguiendo los procedimientos explicados en el apartado 3.6.

### 3.5.2. Modos de fallo

#### 3.5.2.1 Estados Límite Últimos

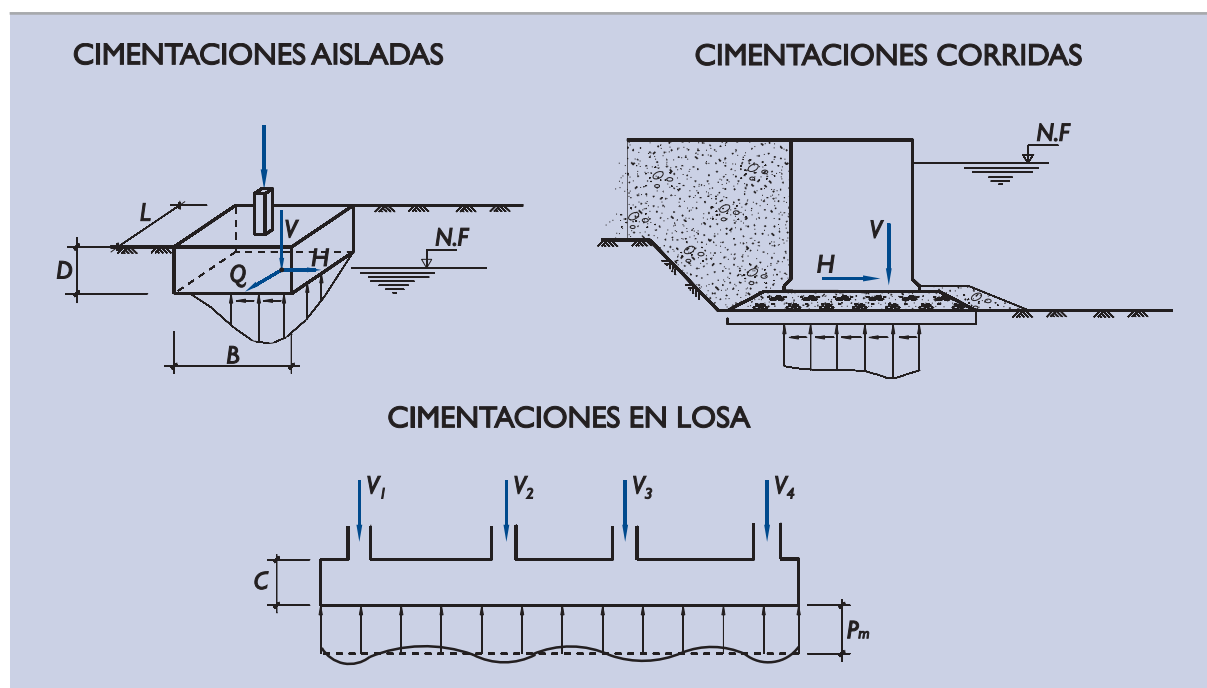
Los Estados Límite Últimos que se consideran en esta parte, aún general de la ROM 0.5, son aquéllos de tipo geotécnico (GEO) que quedan controlados esencialmente por la resistencia del terreno.

Los modos de fallo que, en todo caso, deben plantearse para analizar la fiabilidad de una cimentación superficial son los siguientes:

### a. Estabilidad global

La estructura y su cimiento pueden fallar globalmente sin que se produzcan, antes, otros fallos locales. Este tipo de rotura es típico de cimentaciones en taludes de diques o en banquetas. Este problema de la estabilidad global se analizará con los procedimientos que se indican en 3.8.

**Figura 3.5.1. Algunas formas típicas de cimentación**



### b. Hundimiento

Este fallo del terreno puede ocurrir cuando la carga actuante sobre el terreno, bajo algún elemento del cimiento, supera la carga de hundimiento, sobre cuya estimación se hacen recomendaciones más adelante.

### c. Deslizamiento

El contacto de la cimentación con el terreno puede estar sometido a tensiones de corte. Si éstas superan la resistencia de ese contacto, se puede producir el deslizamiento entre ambos elementos, cimentación y terreno.

### d. Vuelco plástico

El vuelco es típico de estructuras cimentadas sobre terrenos cuya capacidad portante es mucho mayor que la necesaria para sostener la cimentación; de otra forma, antes de producirse el vuelco se provocaría el hundimiento del cimiento. Este último mecanismo (plastificación local del cimiento cerca de una arista) es el denominado vuelco plástico.

Además de estos modos de fallo, geotécnicos, en esta ROM se hará alguna consideración de otros modos de fallo afines correspondientes a otros Estados Límite Últimos de carácter no estrictamente geotécnico. Entre ellos se considerará la capacidad estructural del cimiento. Los esfuerzos en los elementos estructurales que componen el cimiento, igual que cualquier otro elemento estructural, pueden sobrepasar su capacidad resistente. Los Estados Límite Últimos que, en ese sentido, deben considerarse son los mismos que en el resto de los elementos estructurales.

### 3.5.2.2 Estados Límite de Servicio

Los Estados Límite de Servicio que requieren análisis de tipo geotécnico son los asociados con la deformabilidad del terreno o con su vibración excesiva. Las limitaciones de movimiento o los movimientos máximos admisibles deben estipularse en cada caso. En esta parte de la ROM sólo se indican algunos criterios generales dentro del apartado 3.5.7.4.

### 3.5.2.3 Otros problemas de las cimentaciones superficiales

En esta parte de la ROM 0.5 se dan criterios sobre los procedimientos de análisis correspondientes a los modos de fallo más comunes (estabilidad global, hundimiento, deslizamiento, vuelco plástico, resistencia estructural de la propia cimentación, movimientos que induzcan daños en la estructura) pero se quiere hacer constar que tal lista de posibles problemas no es completa.

Pueden existir problemas de estabilidad de excavaciones durante ejecución, problemas de achiques o de filtraciones e incluso de erosiones o de ataques químicos a los hormigones.

Pueden existir problemas de asentos por mala calidad en la construcción (falta de limpieza del fondo de las excavaciones, por ejemplo) problemas de mal comportamiento dinámico (cimentación de maquinaria vibrante, o de estructuras sometidas a acciones de viento y oleaje o a acciones sísmicas), problemas de impermeabilización de losas de cimentaciones de sótanos, o de crecimiento de vegetación o arbustos que muevan la cimentación, etc.

Pueden existir problemas de agrietamientos y levantamientos asociados a arcillas expansivas, problemas de disolución cárstica, problemas de erosión de rellenos de arcillas en juntas de la roca de cimentación, posibles excavaciones futuras que descalcen los cimientos en estudio o incluso los efectos sísmicos sobre el propio terreno de cimentación.

Todos estos y otros efectos que puedan pensarse, propios de la geotecnia o de su frontera con otras disciplinas, deben preverse antes de proyectar y construir una cimentación superficial, aunque de cada uno de esos temas no se establezca aquí un apartado específico guiando el correspondiente método de análisis.

## 3.5.3 Características de la cimentación

### 3.5.3.1 Configuración geométrica

Para definir la configuración geométrica del subsuelo en el estudio de cimentaciones superficiales se tendrán en cuenta los principios generales indicados en 3.3.5.1.

La cimentación se definirá por sus dimensiones nominales <sup>(4)</sup>, tales como anchuras “B”, longitudes “L”, etc.

Las cimentaciones que no tengan formas rectangulares podrán asimilarse a rectángulos equivalentes para aplicar las fórmulas que aquí se indican para cimentaciones rectangulares. Esa equivalencia deberá hacerse conservando las características de más interés según los casos tal como se indicará en cada método de análisis, ya sean el área, la relación de momentos de inercia según ejes ortogonales, etc.

La profundidad de cimentación, D, será una estimación del valor mínimo que razonablemente cabe esperar en cada situación de proyecto en alguno de los lados de la cimentación.

(4) Cuando el efecto pueda ser importante, se restará o añadirá (según sea más desfavorable) al valor de la dimensión geométrica la tolerancia de construcción que figure en los planos de proyecto.



### 3.5.3.2 Acciones

En la evaluación de las acciones de cálculo a utilizar en el estudio de los distintos Estados Límite Últimos, se tendrán en cuenta las recomendaciones indicadas en 3.3.5.3.

En general los Estados Límite Últimos se deberán analizar en situaciones persistentes y transitorias considerando al menos tres combinaciones fundamentales (o características).

- La que produce mayor carga vertical.
- La que produce mayor inclinación de la carga.
- La que produce mayor excentricidad de la carga.

En situaciones excepcionales deben estudiarse todas aquellas combinaciones que el ingeniero piense que, en su proyecto particular, puedan ser más desfavorables. La situación sísmica debe ser contemplada cuando proceda, según indique la normativa vigente.

En las cargas verticales, y para el estudio de Estados Límite Últimos de hundimiento, deslizamiento y vuelco plástico, se incluirán el peso del cimiento y las subpresiones como acciones. Los posibles excesos de presión intersticial provocados por la aplicación de las cargas dentro de suelos arcillosos impermeables, en general, no se considerarán como parte integrante de esa subpresión de diseño.

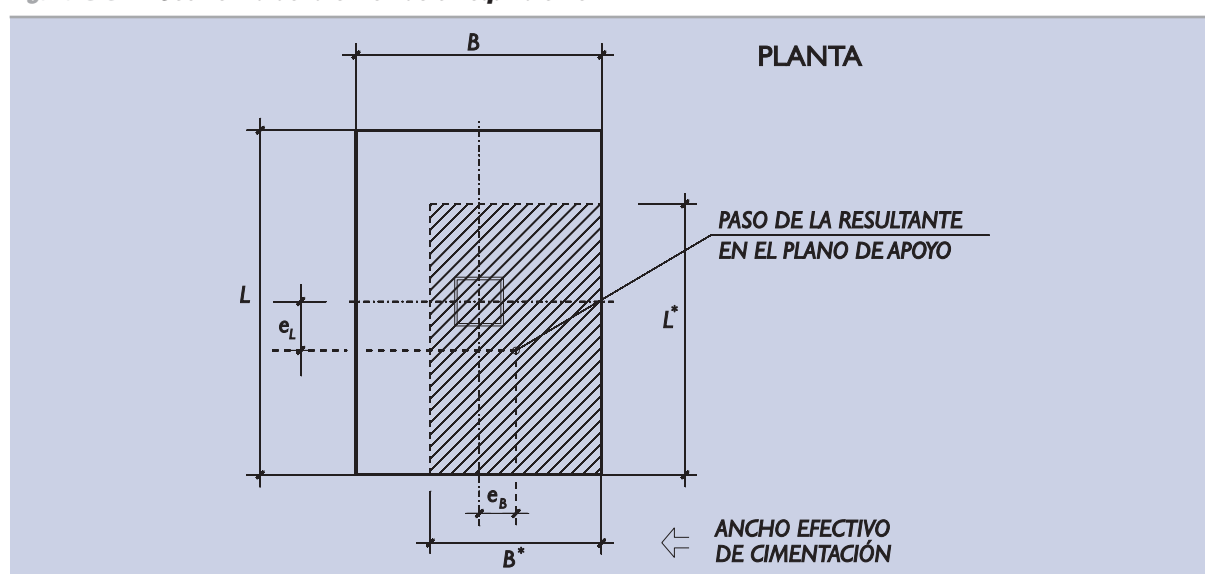
En el análisis de estados límite de hundimiento, y para aquellos casos en que exista excentricidad de la resultante de las acciones respecto al cimiento, se deberán calcular, para cada combinación de acciones, los siguientes parámetros geométricos:

Ancho equivalente,  $B^* = B - 2e_B$

Largo equivalente,  $L^* = L - 2e_L$

Donde  $e_B$  y  $e_L$  son las excentricidades según las dos direcciones ortogonales que se indican en la Fig. 3.5.2.

**Figura 3.5.2. Geometría de la cimentación equivalente**



En las cimentaciones de otra forma, la asimilación a rectángulos debe hacerse conservando algunas características comunes. En la Fig. 3.5.3, se incluye un procedimiento de conversión círculo-rectángulo que se considera recomendable.

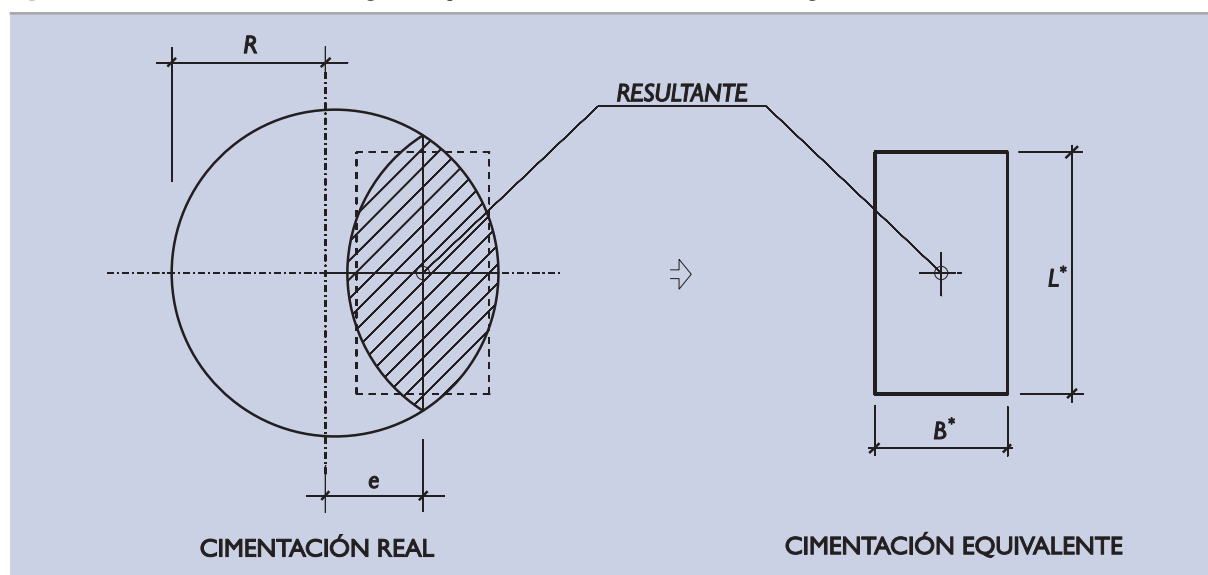
Calculadas esas dimensiones equivalentes se obtendrá, también para cada combinación de acciones, el valor de la presión vertical efectiva media, definida por:

$$p_v = \frac{V}{B^* \cdot L^*}$$

donde

$V$  = fuerza vertical efectiva.

**Figura 3.5.3. Cimentación rectangular equivalente a otra circular con carga excéntrica**



Excentricidad $e/R$	Ancho equivalente $B^*/R$	Longitud equivalente $L^*/R$
0	1,73	1,81
0,10	1,55	1,77
0,20	1,37	1,71
0,30	1,19	1,64
0,40	1,02	1,56
0,50	0,84	1,46
0,60	0,67	1,33
0,70	0,50	1,18
0,80	0,33	0,98
0,90	0,17	0,71

Esta ROM admite como procedimiento de comprobación de la seguridad algunos métodos basados en “experiencias contrastadas similares”. A efectos de comparar presiones de cimentación, se define en esta ROM “presión vertical de comparación”  $p_{v,comp}$ , que se define como el mayor de los tres valores siguientes de  $p_v$ :

- El que corresponde a la combinación cuasi permanente.
- El 90% del que correspondería a la combinación fundamental <sup>(5)</sup> que conduzca a mayor valor de  $p_v$ .
- El 80% del máximo valor de  $p_v$  que corresponda a las combinaciones accidentales.

(5) Para este cálculo particular, los valores de las acciones no se mayorarán ( $\gamma_g = \gamma_q = 1$ )

Asociados al valor de  $p_{v,comp}$  que resulte, deben considerarse los valores de las dimensiones geométricas de la cimentación ( $D, B^*, L^*$ ) y de la inclinación de la carga correspondiente.

Normalmente el plano de cimentación será horizontal, así se ha supuesto hasta aquí. Si ese plano tuviese una ligera inclinación, el concepto vertical y horizontal pueden cambiarse por normal y tangencial al plano de cimentación y seguir aplicando las reglas que aquí se indican. Inclinaciones superiores al 10% requieren técnicas de análisis específicas fuera del alcance de esta Recomendación.

### 3.5.3.3 Características del terreno

Para fijar las características del terreno se utilizarán parámetros geotécnicos adecuados según se indica en el apartado 3.3.5.2. Dependiendo del tipo de análisis serán necesarios unos u otros parámetros.

Para el estudio de Estados Límite Últimos en general serán necesarios los parámetros de peso específico y humedad, definidos en 2.2.3 y 2.2.4, así como los de resistencia, definidos en 2.2.8 para los suelos y 2.2.9 para las rocas. Para aquellos problemas que se puedan resolver con métodos basados en la experiencia, que más adelante se indican, la resistencia del terreno puede quedar representada por otros parámetros indirectos tales como:

- ◆ Índice N del ensayo SPT.
- ◆ Resistencia en ensayos penetrométricos continuos (estáticos o dinámicos).
- ◆ Presión límite en ensayos presiométricos.

Incluso en algunos casos claros, donde la experiencia previa es abundante, puede ser suficiente un contraste de las propiedades elementales del terreno para evaluar la seguridad frente a Estados Límite Últimos.

En esos casos los parámetros de peso específico y humedad, así como otras propiedades índice elementales que avalen la similitud con los casos en los que existe experiencia, no podrán omitirse.

Para el estudio de los Estados Límite de Servicio pueden ser necesarios, además, los parámetros de deformación del terreno definidos en 2.2.10, así como otros específicos, según los casos, como se indica en 2.2.11.

En situaciones de poco riesgo y en los casos en que exista experiencia abundante, la comprobación de los Estados Límite de Servicio puede no requerir más información del terreno aparte de las propiedades índice básicas necesarias para asegurar la similitud del caso considerado y los casos sobre los que se tiene experiencia.

## 3.5.4 Verificación de la seguridad frente al hundimiento

### 3.5.4.1 Métodos de verificación

El hundimiento de una cimentación es un modo de fallo principal que siempre ha de considerarse. Las formas de verificar que una cimentación superficial es segura son muy variadas. El ingeniero ha de elegir, de entre ellas, la que resulte más adecuada a su caso. Esa elección debe estar guiada por varios criterios; los más importantes son el tipo de terreno y la importancia de la obra.

A efectos de elegir el procedimiento de verificación más adecuado, se distinguen tres tipos generales de terreno.

- a. Terrenos granulares. Son aquéllos formados esencialmente por arenas y gravas aunque tengan proporciones de suelos finos (arcillas y limos), pero en proporciones siempre inferiores al 15% y cuya permeabilidad, además, sea superior a  $10^{-4}$  cm/s.
- b. Terrenos cohesivos. Son aquéllos cuyo comportamiento mecánico queda principalmente condicionado por la presencia de suelos finos (arcillas y limos). Exhiben una resistencia a compresión simple apreciable pero inferior a 1 MPa y son bastante impermeables; su permeabilidad es inferior a  $10^{-4}$  cm/s.

- c. Terrenos cohesivos firmes y rocas. Son aquéllos cuya resistencia a compresión simple supera normalmente el valor umbral  $q_u = 1$  MPa.

Pueden existir terrenos complejos que no puedan catalogarse bien dentro de alguno de estos tres grupos. En esa situación el ingeniero debe proceder a clasificarlo de acuerdo con más de uno de ellos, seguir los procedimientos indicados según esa clasificación y, finalmente, una vez alcanzado el resultado final elegir, de las dos alternativas utilizadas, la que conduzca a un resultado más conservador.

Los procedimientos de verificación que se indican a continuación y su posible aplicabilidad quedan resumidos en la Tabla 3.5.1.

**Tabla 3.5.1. Métodos de verificación de la seguridad frente al hundimiento**

Nombre del método	Tipo de terreno	Categoría de la obra <sup>(6)</sup>
Experiencia local contrastada	Suelos firmes y rocas	C
Método basado en el SPT	Suelos granulares	B y C
Método basado en ensayos presiométricos	Cualquiera	B y C
Método basado en ensayos de penetración estática	Cualquiera excepto roca	B y C
Método basado en otros ensayos de campo	Cualquiera	C
Carga de hundimiento en suelos firmes y rocas	Suelos firmes y rocas	A, B y C
Cálculo analítico de la carga de hundimiento	Cualquiera	A, B y C

Nota: En casos especiales, el método de verificación puede incluir la realización de ensayos de carga «in situ» debidamente instrumentados.

### 3.5.4.2 Verificación según la experiencia local contrastada

La experiencia local, obtenida mediante la observación del comportamiento adecuado de cimentaciones semejantes a la del caso en estudio y sobre terrenos similares, puede ser suficiente para justificar las dimensiones de una cimentación.

En estos casos debe procederse a definir, como resumen de la experiencia previa, la profundidad de cimentación adecuada y las presiones de servicio que se consideran válidas para distintos anchos de cimentación.

Por otro lado, se calculará la presión vertical representativa (o presión de comparación) que transmite el elemento de cimentación al terreno considerando las combinaciones de acciones mencionadas en 3.5.3.2.

Finalmente, será necesario reconocer el terreno para conocer, como mínimo, la estructura del terreno, la ubicación del nivel freático y los parámetros de estado (peso específico seco y humedad).

Una cimentación superficial queda verificada frente al hundimiento cuando su presión de servicio no supera la avalada por la experiencia, para condiciones de cimentación y dimensiones similares a las del caso en estudio.

### 3.5.4.3 Verificación en función de los ensayos SPT

De entre las varias correlaciones existentes entre el índice N del ensayo estándar de penetración SPT y la presión vertical de comparación se describe, a continuación, una cuyo formato se asemeja con la inicialmente propuesta por Meyerhof <sup>(7)</sup> (1956).

(6) La categoría de la obra se define en 2.12.

(7) «Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils». Journal of Soil Mechanics and Foundation. Eng. ASCE.

La presión vertical admisible en arenas, de manera que se tenga una seguridad adecuada frente al hundimiento y de manera que, además, el asiento máximo sea inferior a una pulgada (2,54 cm), es:

$$p_{v_{adm}} = 6N \left( 1 + \frac{D}{3B^*} \right) \text{ kPa} \quad \text{para } B \leq 1,3 \text{ m}$$

ó

$$p_{v_{adm}} = 4N \left( 1 + \frac{D}{3B^*} \right) \left( 1 + \frac{0,3\text{m}}{B^*} \right)^2 \text{ kPa} \quad \text{para } B \geq 1,3 \text{ m}$$

donde

D = profundidad de cimentación definida en 3.5.3.1.

B\* = ancho equivalente de la cimentación definido en 3.5.3.2.

El valor de N que debe usarse es el correspondiente a una eficacia de hincas del orden del 60%, que es la más frecuente en los ensayos bien realizados en el pasado. Si se tiene control sobre este aspecto pueden realizarse las correcciones correspondientes.

El índice N del SPT a utilizar en esta expresión debe ser el valor medio obtenido en la zona comprendida entre el plano de cimentación y una profundidad  $1,5B^*$  bajo dicho plano.

Como quiera que los valores del índice N del SPT dependen de la sobrecarga efectiva de tierras al nivel del ensayo, tales valores deben referirse a una presión normalizada de 100 kPa. Los factores de corrección a utilizar se indican en la Tabla 3.5.2.

**Tabla 3.5.2. Factor de corrección del índice «N» del SPT por la sobrecarga efectiva de las tierras.  $N(\text{corregido}) = f \cdot N$**

Presión vertical efectiva al nivel del ensayo (kPa)	Factor de corrección, f
0	2
25	1,5
50	1,2
100	1
200	0,8
$\geq 400$	0,5

Para valores intermedios se puede interpolar linealmente entre los datos indicados.

En cualquier caso, el valor del índice N del SPT que se utilice en las expresiones anteriores, después de corregido, no debe ser nunca superior a 50.

La profundidad de cimentación “D” a utilizar en los cálculos no debe nunca ser mayor que el ancho equivalente de cimentación B\*.

Las fórmulas anteriores se consideran aplicables para cimentaciones superficiales de hasta unos 5 m de anchura, como máximo.

Las expresiones anteriores son válidas para acciones fundamentalmente verticales; si existen cargas horizontales que inclinen la resultante más del 10%, este procedimiento no debe utilizarse.

Las expresiones anteriores están pensadas para situaciones en las que el nivel freático está próximo o por encima del plano de cimentación y en reposo o con gradientes pequeños.

Si, por algún motivo, existiera un flujo de agua ascendente en el entorno de las cimentaciones superficiales con gradiente  $l_v$ , los valores de la presión vertical admisible se multiplicarán por el factor de reducción:

$$p_{vadm} \text{ (corregida por el flujo ascendente)} = \beta \cdot p_{vadm}$$

$$\beta = 1 - l_v \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma'}$$

donde

$\gamma'$  = peso específico sumergido del suelo.

$\gamma_w$  = peso específico del agua.

Si, al contrario, se prevé, en la situación de proyecto correspondiente, que el nivel freático estará siempre más profundo que el plano de cimentación, entonces la presión admisible podrá corregirse de acuerdo con la expresión siguiente:

$$p_{vadm} \text{ (corregida por la prof. N.F.)} = \lambda \cdot p_{vadm}$$

$$\lambda = 1 + 0,6 \left( \frac{h}{B^*} \right) \leq 2$$

donde

$h$  = profundidad del nivel freático bajo el plano de cimentación.

La comprobación de que no se producen asientos excesivos debidos a la presencia de suelos menos firmes situados a mayor profundidad es, en todo caso, necesaria.

Una cimentación superficial puede darse por comprobada cuando la presión de comparación que se define en 3.5.3.2 es menor o igual que el valor de  $p_{vadm}$  que se indica en este apartado.

### 3.5.4.4 Verificación mediante ensayos presiométricos

Los ensayos presiométricos realizados en el terreno próximo a la cimentación en estudio permiten conocer un parámetro esencial con el que se puede estimar la carga de hundimiento  $p_{vh}$  de las cimentaciones superficiales: es la presión límite  $p_l$  resultante de la correcta interpretación del ensayo.

Para poder aplicar este método es necesario conocer, además de la presión límite, la ubicación del nivel freático, la naturaleza del terreno de apoyo y su peso específico. También es necesario conocer la profundidad a la que piensa establecerse la cimentación y sus dimensiones. La carga de hundimiento puede estimarse mediante la expresión siguiente:

$$p_{vh} = p_o + K \cdot \Delta p \cdot f_\delta \cdot f_D$$

donde:

$p_{vh}$  = presión vertical efectiva que produce el hundimiento.

$p_o$  = presión efectiva al nivel del plano de apoyo.

$K$  = coeficiente adimensional.

$K = 0,8$  para suelos cohesivos <sup>(8)</sup>.

$K = 1,0$  para terrenos granulares y rocas blandas <sup>(8)</sup>.

$\Delta p$  = presión límite neta, una vez descontado, al valor de la presión límite bruta, la posible presión intersticial y la presión efectiva horizontal que existieran al nivel del ensayo. Se utilizará el valor medio correspondiente al tramo de profundidad  $B^*$  bajo el plano de apoyo.

(8) La definición de tipos de terreno puede verse en 3.5.4.1.

$f_{\delta}$  = factor de corrección por el efecto de la inclinación de la carga. Debe tomarse el valor siguiente:

$$f_{\delta} = (1,1 - \tan \delta)^3 \leq 1$$

$f_D$  = factor de corrección por efecto del empotramiento de la cimentación. Su determinación debe realizarse de acuerdo con lo indicado a continuación.

$$f_D = 1 + \left( a + \frac{\Delta p}{b} \right) \cdot \eta \frac{D}{B^*} \left( 0,6 + 0,4 \frac{B^*}{L^*} \right)$$

donde

$a$  = parámetro adimensional, que debe tomarse:

$a = 0,2$  suelos cohesivos

$a = 0,3$  suelos granulares

$a = 0,25$  rocas blandas

$\Delta p$  = presión límite neta, definida anteriormente en este mismo apartado.

$b$  = presión de referencia. Debe tomarse:

$b = 10 \text{ MPa}$  suelos cohesivos y rocas blandas

$b = 5 \text{ MPa}$  suelos granulares

$\eta$  = factor adimensional que mide la relación que existe entre los valores de la presión límite neta en la zona situada por encima del plano de apoyo, espesor  $D$ , y el valor de  $\Delta p$ , que se utiliza para representar la resistencia del terreno bajo el plano de apoyo.

Las dimensiones  $D$ ,  $B^*$  y  $L^*$  se definen en 3.5.3.1 y 3.5.3.2. En todo caso se mantendrá como profundidad de cálculo un valor inferior al ancho;  $D \leq B^*$ .

Para verificar la seguridad de una cimentación superficial frente al hundimiento por medio de este método, se exigirán los coeficientes de seguridad establecidos en el apartado 3.5.4.9.

### 3.5.4.5 Método basado en ensayos de penetración estática

Los ensayos de penetración estática suelen realizarse en suelos blandos donde no es frecuente realizar cimentaciones superficiales. A pesar de ello, en algunas circunstancias (pequeñas cargas, estructuras poco sensibles a los asentos, etc.) puede ser necesario estimar la carga de hundimiento de cimentaciones superficiales utilizando los resultados de este ensayo <sup>(9)</sup>. La relación que permite evaluar la presión vertical efectiva de hundimiento es la siguiente:

$$p_{vh} = p_o + q_c \left\{ K_1 + K_2 \frac{D}{B^*} \eta \left( 0,6 + 0,4 \frac{B^*}{L^*} \right) \right\} f_{\delta}$$

donde

$p_{vh}$  = presión vertical efectiva de hundimiento.

$p_o$  = presión vertical efectiva en el entorno de la cimentación y al nivel del plano de apoyo.

$q_c$  = valor medio de la resistencia a la penetración en la zona de espesor  $B^*$  bajo el plano de apoyo.

$K_1$  = coeficiente adimensional, que debe tomarse:

$K_1 = 0,32$  para suelos cohesivos

$K_1 = 0,17$  para rocas blandas

$K_1 = \left( 7 + \frac{q_c (\text{MPa})}{3 \text{ MPa}} \right)^{-1}$  para arenas

(9) También, en algunas circunstancias, este ensayo puede realizarse en suelos de consistencia firme aunque su penetración sea limitada.

- $K_2$  = parámetro adimensional. Deben utilizarse los valores siguientes:  
 $K_2 = 0,10$  para suelos cohesivos ;  $K_2 = 0,05$  para suelos granulares y rocas
- $\eta$  = relación que existe entre el valor medio de la resistencia a la penetración estática en la zona de terreno situada por encima del plano de apoyo y el valor de  $q_c$  que se utiliza para representar la resistencia a la penetración bajo el plano de cimentación.

Los significados de  $f_\delta$  y de las dimensiones  $D, B^*$  y  $L^*$  se indican en 3.5.4.4. La profundidad  $D$  que se utilice en los cálculos quedará limitada al ancho  $B^*$ ;  $D \leq B^*$ .

Para verificar la seguridad de una cimentación superficial frente a hundimiento por medio de este método se exigirán los coeficientes de seguridad establecidos en el apartado 3.5.4.9.

### 3.5.4.6 Métodos basados en otros ensayos de campo

Entre los ensayos de campo más habituales que pueden permitir la verificación de la seguridad frente al hundimiento deben citarse los ensayos penetrométricos dinámicos. En la Parte 2 de esta ROM se describen estos ensayos.

No existen procedimientos directos que correlacionen la presión de hundimiento de una cimentación superficial y el resultado de este tipo de reconocimiento. La obtención de la carga de hundimiento partiendo de estos ensayos ha de hacerse de manera indirecta, traduciendo los resultados de este tipo de ensayo a otro (presión límite, resistencia a la penetración estática, índice  $N$  del ensayo SPT, etc.).

Las correlaciones locales que existen entre los ensayos de penetración dinámica y los ensayos hasta aquí mencionados pueden permitir la estimación de la carga de hundimiento en algunas circunstancias. Se advierte, sin embargo, que, al acumularse las imprecisiones de los datos de campo con los de las posibles correlaciones, se debe ser muy conservador al utilizarlas; los coeficientes de seguridad que se adopten deben ser acordes con las imprecisiones de los procedimientos de análisis.

Aunque el procedimiento de ensayo directo en campo de la carga de hundimiento es poco frecuente, debe mencionarse aquí, pues resulta ser el más preciso, particularmente cuando las dimensiones del modelo de campo se aproximan a las de la cimentación real en estudio. En ocasiones puede ser de interés realizarlos.

### 3.5.4.7 Carga de hundimiento en suelos cohesivos firmes y rocas

Las cargas de hundimiento de una cimentación superficial apoyada en suelos cohesivos firmes o rocas puede estimarse según el procedimiento simplificado que se describe en este apartado.

Los datos necesarios para evaluar la carga de hundimiento son los siguientes:

- ◆ Datos geométricos de la cimentación. Son las longitudes  $D, B, L, B^*, L^*$  definidas en 3.5.3.1 y 3.5.3.2, e inclinación de la carga sobre la cimentación (ángulo  $\delta$ ).
- ◆ Estructura general de la formación rocosa. Interesa conocer especialmente la roca ubicada en el entorno próximo a la cimentación, dentro de una zona de amplitud  $4B \times 4L$  en planta y de amplitud  $2B$  en profundidad bajo el plano de apoyo.
- ◆ Las características de la roca que deben utilizarse en los cálculos serán las de la roca de peores condiciones que aparezca en ese entorno. Para hacer alguna otra hipótesis simplificativa en este sentido, es necesario realizar una justificación específica.
- ◆ Resistencia a compresión simple de la roca. Este dato puede determinarse mediante ensayos específicos (ensayos de compresión simple en probetas de roca debidamente talladas a partir de testigos de roca sana) o mediante técnicas indirectas (ensayo de puntas) debidamente interpretados.



- ◆ Grado de alteración de la roca, según se define en 2.2.9.7. Se debe tomar el que corresponda a la superficie de apoyo siempre que, como es usual, la alteración no sea mayor a mayor profundidad.
- ◆ Distancia entre litoclasas. Se tomará el valor correspondiente a la familia de litoclasas que aparezca con menor espaciamiento en la zona próxima al apoyo.
- ◆ El valor medio del RQD en la zona de profundidad B, bajo el plano de apoyo, y de dimensiones B × L en planta.

Cuando el grado de alteración sea igual o superior a IV o cuando el espaciamiento entre litoclasas sea menor que 10 cm o cuando el RQD sea inferior al 10%, este procedimiento no debe utilizarse; el terreno habrá que considerarlo como un suelo y utilizar otro procedimiento de cálculo.

La presión vertical efectiva de hundimiento de cimentaciones sobre formaciones rocosas puede estimarse como sigue:

$$p_{vh} = 3 (p_r \cdot q_u)^{1/2} \cdot f_D \cdot f_A \cdot f_\delta < 15 \text{ MPa}$$

donde:

$p_{vh}$  = presión vertical efectiva que produce el hundimiento.

$p_r$  = 1 MPa, presión de referencia.

$q_u$  = resistencia a compresión simple de la roca sana.

$f_D$  = factor de reducción debido al diaclasamiento. Será el mínimo de los dos siguientes:

$$f_D = 2 \cdot \left( \frac{s}{B^*} \right)^{1/2} \leq 1 \quad ; \quad f_D = 0,2 \cdot \left( \frac{B_o \times RQD(\%)}{B^*} \right)^{1/2} < 1$$

$s$  = espaciamiento entre litoclasas. Ver texto. No se utilizará este procedimiento cuando  $s < 0,10$  m.

$B^*$  = ancho equivalente de la cimentación.

$B_o$  = ancho de referencia, se tomará  $B_o = 1$  m.

RQD = índice de fragmentación de la roca. Ver 2.7.1.

$f_A$  = factor de reducción debido al grado de alteración de la roca. Se tomará el valor siguiente:

Grado de meteorización (ver 2.2.9.7)	Factor $f_A$
I	I
II	0,7
III	0,5

$f_\delta$  = factor que tiene en cuenta la inclinación de la carga. Se tomará:

$$f_\delta = (1,1 - \text{tg } \delta)^3 < 1$$

Este procedimiento de cálculo no es adecuado cuando se dan alguna de las circunstancias indicadas anteriormente en este apartado o alguna otra de las siguientes:

- ◆ La cimentación está en terreno inclinado más del 10% en la zona del entorno del apoyo.
- ◆ La cimentación se establece cerca de un talud. En ese caso la comprobación de las condiciones de estabilidad global habrá de realizarse por otro procedimiento.
- ◆ Para grandes áreas de apoyos ( $> 100 \text{ m}^2$ ) el problema de hundimiento puede quedar controlado por accidentes singulares (fallas, diaclasas excepcionales, etc.) cuyo efecto debe investigarse.

La carga de hundimiento de una cimentación apoyada en roca depende teóricamente de la naturaleza de la roca. A igualdad de resistencia a compresión simple y del resto de parámetros (diaclasamiento, alteración y tamaño del área de apoyo), existen tipos de roca que podrían soportar mayores cargas que otros. El efecto del tipo de roca no está aún bien establecido en la práctica habitual y por ese motivo no se indica, en esta ROM, un procedimiento explícito para considerarlo.

La verificación de otros estados límite distintos del hundimiento (estabilidad global, deslizamiento, vuelco, etc.) no queda garantizada con esta verificación de la presión de hundimiento, por lo que serán necesarias otras comprobaciones complementarias.

Para verificar la seguridad de una cimentación superficial frente al hundimiento por medio de este método se exigirán los coeficientes de seguridad establecidos en el apartado 3.5.4.9.

### 3.5.4.8 Cálculo analítico de la carga de hundimiento

#### 3.5.4.8.1 FÓRMULA POLINÓMICA

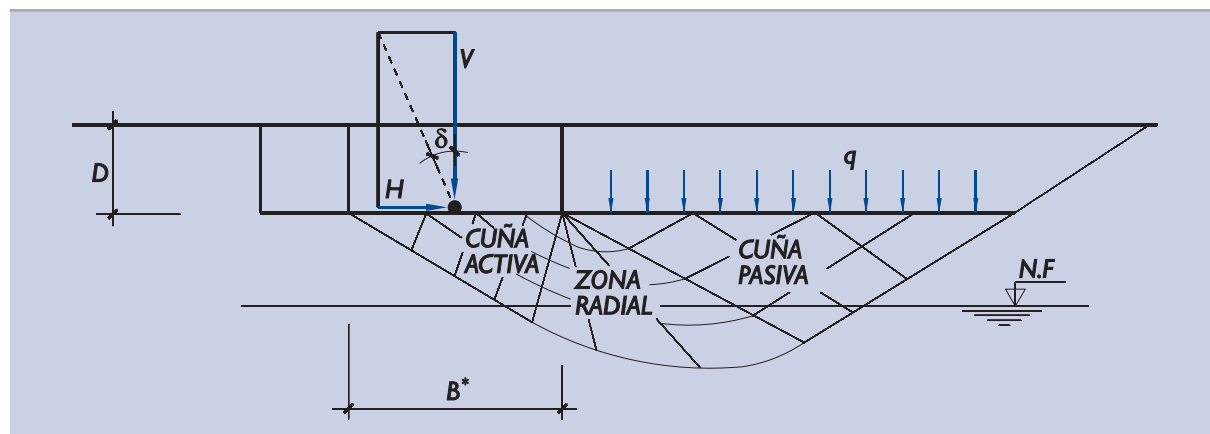
La fórmula más frecuente para verificar la seguridad frente al hundimiento de las cimentaciones superficiales, y cuya aplicación se recomienda, es la conocida bajo el nombre de Brinch Hansen, aunque de ella existen distintas versiones que difieren en algunos detalles sobre el procedimiento de obtención de algunos parámetros. En la Fig. 3.5.4 se muestra un esquema del problema estudiado indicando la superficie de rotura adoptada. Según la versión que se recomienda en esta ROM la componente vertical de la presión que produce el hundimiento es:

$$p_{vh} = q \cdot N_q \cdot f_q + c \cdot N_c \cdot f_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot f_\gamma$$

donde:

- $q$  = sobrecarga debida al peso de tierras a la profundidad de la cimentación, en el entorno del cimiento.
- $c$  = cohesión.
- $\gamma$  = peso específico del suelo. El valor de cálculo se indica más adelante.
- $N_q, N_c, N_\gamma$  = coeficientes de capacidad de carga.
- $f_q, f_c, f_\gamma$  = factores de corrección.

**Figura 3.5.4. Geometría del posible hundimiento**



Los factores de corrección son función, entre otras variables, del ángulo de rozamiento. Su obtención se realizará tal como se indica en 3.5.4.8.2.

Los coeficientes de capacidad de carga son función exclusiva del ángulo de rozamiento del terreno y pueden obtenerse mediante las expresiones analíticas siguientes:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad (\text{para } \phi = 0 \text{ resulta } N_c = \pi + 2)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \tan \phi \quad (\text{Base rugosa})$$

Para facilitar el cálculo, en la Tabla 3.5.3 se incluyen los valores de los coeficientes de capacidad de carga que se obtienen para valores de varios ángulos de rozamiento indicados.

Para valores de  $\phi > 45^\circ$  el coeficiente de capacidad de carga  $N_\gamma$  puede resultar excesivamente optimista. Para tener esto, en cuenta puede utilizarse como valor de cálculo un ángulo de rozamiento que excede en  $45^\circ$  únicamente la mitad del exceso real. Esto es:

$$\phi_{\text{cálculo}} = \frac{1}{2}(\phi_{\text{real}} + 45^\circ), \quad \text{cuando } \phi_{\text{real}} > 45^\circ$$

El valor de  $N_\gamma$  que se indica es adecuado para el estudio de cimentaciones estructurales con base rugosa. En los casos excepcionales de apoyos con “base lisa” (interposición de láminas o superficies de poco rozamiento), el valor de  $N_\gamma$  que debe utilizarse debe ser la mitad del indicado.

En suelos arcillosos blandos y siempre que se tema que en el cimiento puedan generarse presiones intersticiales fuertes y que no se atenúen durante el proceso de carga, será necesario considerar la condición “sin drenaje”.

**Tabla 3.5.3. Coeficientes de capacidad de carga de la fórmula de Brinch Hansen**

$\phi$ (grados)	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
20	6,4	14,8	3,9
21	7,1	15,8	4,7
22	7,8	16,9	5,5
23	8,7	18,1	6,5
24	9,6	19,3	7,7
25	10,7	20,7	9,0
26	11,8	22,3	10,6
27	13,2	23,9	12,4
28	14,7	25,8	14,6
29	16,4	27,9	17,1
30	18,4	30,1	20,1
31	20,6	32,7	23,6
32	23,2	35,5	27,7
33	26,1	38,6	32,6
34	29,4	42,2	38,4
35	33,3	46,1	45,2
36	37,8	50,6	53,4
37	42,9	55,6	63,2
38	48,9	61,4	74,9
39	56,0	67,9	89,0
40	64,2	75,3	106,1
41	73,9	83,9	126,7
42	85,4	93,7	152,0
43	99,0	105,1	182,8
44	115,3	118,4	220,8
45	134,9	133,9	267,8

A continuación se hacen ciertas indicaciones sobre la forma de caracterizar el peso y la resistencia del terreno en ambos tipos de cálculo.

**a. Hundimiento sin drenaje**

Los cálculos de la presión vertical que produce el hundimiento de una cimentación sobre un terreno poco permeable deben realizarse en la hipótesis de que no se produzca ninguna consolidación del terreno.

El concepto “poco permeable” se refiere a la capacidad de disipación de las presiones intersticiales generadas por la aplicación de la carga precisamente mientras se va aplicando. El caso teórico de rotura sin drenaje será tanto más próximo al real cuanto más impermeable sea el suelo y cuanto más rápida sea la aplicación de la carga.

En términos generales, el caso de no drenaje teórico, que es ciertamente un caso extremo, se supone como posible cuando se den las condiciones que se indican en el apartado 2.2.7, salvo que en proyecto se tomen precauciones específicas para permitir y comprobar cierta consolidación (o disipación de presiones intersticiales) durante la construcción.

En la situación extrema “sin drenaje”, la resistencia del terreno puede simularse con un ángulo de rozamiento nulo y una cohesión igual a la resistencia al corte obtenida mediante ensayos de corte sin drenaje, ya sea de campo (vane test, por ejemplo), bien sean de laboratorio (ensayos triaxiales UU, por ejemplo), bien sean mediante estimación indirecta a través de correlaciones (penetrómetro estático, por ejemplo) u otros ensayos indicados en la Parte 2 de esta ROM.

Los parámetros resistentes a utilizar en la fórmula polinómica serán, por lo tanto:

$$\begin{aligned}\phi &= 0 \\ c &= s_u\end{aligned}$$

donde:

$s_u$  = resistencia al corte sin drenaje media de la zona de profundidad  $B^*$  bajo el plano de cimentación.

El parámetro “q” de la fórmula polinómica se calculará con la expresión:

$$q = \gamma_{ap} D$$

donde:

$\gamma_{ap}$  = peso específico aparente del terreno en la zona comprendida entre la superficie del terreno y el plano de cimentación.

$D$  = profundidad de cimentación, definida en 3.5.3.1

Cuando el terreno de cimentación esté totalmente sumergido se utilizará el peso específico sumergido, en lugar del valor aparente, para evaluar la sobrecarga “q”.

**b. Hundimiento con drenaje**

La verificación de la seguridad frente al hundimiento con drenaje debe hacerse siempre, ya que esta situación trata de representar el comportamiento de cimentaciones superficiales en suelos arenosos secos o saturados y cimentaciones en cualquier otro tipo de terreno una vez sobrepasado el proceso de adaptación del cimientado a las cargas impuestas.

Los datos que interesan deben representar el comportamiento medio esperado del terreno a lo largo de la línea de rotura. Los datos de resistencia serán el ángulo de rozamiento y la cohesión efectivas, que pueden proceder de ensayos de laboratorio realizados con muestras inalteradas:

- ◆ Ensayos triaxiales realizados con consolidación previa y rotura sin drenaje (CU), midiendo y descontando las presiones intersticiales.
- ◆ Ensayos triaxiales realizados con consolidación previa y rotura con drenaje (CD).

También pueden proceder de otros ensayos de laboratorio (corte directo, corte simple) o de correlaciones previamente establecidas con ensayos de campo (ensayos de penetración, ensayos de placa de carga, etc.).

La sobrecarga “q” a utilizar en el primer término de la fórmula polinómica debe ser igual a la presión efectiva al nivel del plano de cimentación alrededor de la cimentación. Si ese valor resultase variable se utilizará el valor medio a lo largo del lado que menor sobrecarga tuviera.

El peso específico de cálculo del tercer término de la fórmula polinómica debe ser:

- ◆ El peso específico aparente,  $\gamma_{ap}$ , si el nivel freático está a una profundidad mayor que 1,5B\* bajo el plano de cimentación.
- ◆ El peso específico sumergido,  $\gamma'$ , si el nivel freático está situado en o por encima del plano de cimentación.
- ◆ Un peso específico intermedio, interpolable linealmente, si el nivel freático está comprendido entre los dos casos anteriores.

Si existiera un flujo de agua ascendente, de gradiente  $I_v$ , que afectara al plano de cimentación, el peso específico de cálculo del tercer término que se viene considerando sería:

$$\gamma_{\text{cálculo}} = \gamma' - I_v \cdot \gamma_w$$

donde:

$\gamma'$  = peso específico sumergido del terreno.

$\gamma_w$  = peso específico del agua.

$I_v$  = gradiente vertical medio en la zona de espesor 1,5B\* bajo el plano de cimentación.

La fórmula polinómica aplicada en condiciones drenadas es especialmente inadecuada en casos en que el terreno no es horizontal. Las cimentaciones superficiales en las proximidades de taludes pueden sufrir hundimiento con cargas mucho menores. En esos casos la verificación de la seguridad frente al hundimiento debe hacerse con los métodos de cálculo indicados en 3.8.

### 3.5.4.8.2 FACTORES DE CORRECCIÓN

Cada uno de los tres términos de la forma polinómica debe ser afectado por un coeficiente de corrección, f, cuyo subíndice indicará el término al que corresponde.

A su vez, cada uno de los tres coeficientes de corrección se debe obtener como producto de diversos coeficientes que tienen en cuenta cada uno de los efectos parciales que intervienen en el problema.

A continuación se consideran los efectos siguientes:

Efecto	Coeficiente
Forma de la cimentación	s
Inclinación de la carga	i
Resistencia del terreno ubicado sobre el plano de apoyo	d
Inclinación del plano de apoyo	r
Pendiente del terreno en el entorno de la cimentación	t

De esta manera cualquiera de los tres coeficientes de corrección será, a su vez, el producto de 5 coeficientes:

$$f = s \cdot i \cdot d \cdot r \cdot t$$

La manera de obtener cada uno de ellos se indica en lo que sigue:

**a. Coeficientes de forma**

Los coeficientes de forma tienen en cuenta las proporciones de las dimensiones en planta de la cimentación equivalente. Esas dimensiones son las longitudes  $B^*$  y  $L^*$  que se definen, para cada combinación de acciones, en el apartado 3.5.3.2. Las fórmulas que deben utilizarse para obtener estos coeficientes son las siguientes:

$$s_q = 1 + \frac{B^*}{L^*} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_c = s_q$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B^*}{L^*}$$

**b. Coeficientes de inclinación**

Los coeficientes de inclinación tienen en cuenta la desviación de la dirección de la acción resultante sobre el plano de apoyo respecto a la dirección vertical. Esa inclinación se representa por el valor absoluto del ángulo que forman entre si ambas direcciones (Ver Fig. 3.5.4).

Para problemas bidimensionales (cimentaciones superficiales en longitud infinita) los valores de los coeficientes de inclinación se calcularán mediante las expresiones siguientes:

$$i_q = (1 - 0,7 \operatorname{tg} \delta)^3$$

$$i_u = \frac{i_q N_q - 1}{N_q - 1} \geq 0 ; \text{ para } \phi = 0, i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B^* \cdot L^* \cdot c}} \right)$$

$$i_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \delta)^3$$

$\delta$  = ángulo de desviación de la carga respecto a la vertical.

Cuando se pueda asegurar cierta cohesión “c” en el contacto de la cimentación con el terreno se podrá tomar un ángulo “ $\delta^*$ ” menor, dado por la expresión:

$$\operatorname{tg} \delta^* = \frac{\operatorname{tg} \delta}{1 + \frac{B^* \cdot L^* \cdot c}{V \operatorname{tg} \phi}}$$

En estas expresiones:

V = resultante vertical de las acciones sobre el cimientto.

H = resultante horizontal de las acciones sobre el cimientto.

Cuando el problema sea tridimensional (dimensiones finitas de la cimentación) el hundimiento se debe analizar como problema plano en la dirección más desfavorable. La inclinación de la acción en la otra dirección ( $\delta_T$ ) puede tenerse en cuenta reduciendo cada uno de los tres coeficientes de la forma siguiente:

$$i \text{ (tridimensional)} = (1 - \operatorname{tg} \delta_T) \times i \text{ (bidimensional)}$$

c. Efecto de la resistencia del terreno sobre el plano de cimentación

En las fórmulas anteriores se ha supuesto que el terreno situado por encima del plano de cimentación actúa exclusivamente como una sobrecarga.

En aquellas ocasiones en las que se pueda garantizar que ese terreno estará permanentemente íntegro en una zona amplia del entorno de la cimentación, sin grietas naturales o artificiales (zanjas, dragados locales, etc.), se puede aumentar la carga de hundimiento multiplicando cada uno de los tres términos de la fórmula polinómica por los siguientes coeficientes:

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \operatorname{sen} \phi)^2 \operatorname{arctg} \frac{D}{B^*}$$

$$d_c = 1 + 2 \frac{N_q}{N_c} (1 - \operatorname{sen} \phi)^2 \operatorname{arctg} \frac{D}{B^*}$$

$$d_\gamma = 1$$

El arco que se menciona en estas fórmulas se expresará en radianes.

d. Efecto de la inclinación del plano de cimentación

Las fórmulas anteriores suponen que el plano de cimentación es horizontal. Si el plano de cimentación está ligeramente inclinado, la carga de hundimiento será algo menor y puede considerarse su efecto haciendo dos modificaciones a la fórmula polinómica.

Por un lado, cada término de la fórmula polinómica debe multiplicarse por los siguientes factores reductores:

$$r_q = e^{-2\eta \tan \phi}$$

$$r_c = 1 - 0,4 \eta$$

$$r_\gamma = r_q$$

donde “ $\eta$ ” es el ángulo de desviación del plano de cimentación respecto a la horizontal, medido en radianes.

Por otro lado, el ángulo “ $\delta$ ”, definido en las fórmulas polinómicas como desviación respecto a la vertical de la acción sobre el cimient, debe interpretarse en este caso como desviación respecto a la normal al plano de cimentación. Para tener esto en cuenta será suficiente sumar al ángulo “ $\delta$ ” el ángulo “ $\eta$ ” antes de calcular los coeficientes de inclinación.

Esta forma aproximada de considerar el efecto de la inclinación no debe utilizarse para inclinaciones del cimient superiores al 10%, los errores podrían ser importantes.

e. Cimentaciones en zonas de pendiente

Las fórmulas anteriores están pensadas para situaciones de terreno plano horizontal en la zona pasiva (ver Fig. 3.5.4).

Si en esa zona el terreno está en pendiente descendente la sobrecarga “ $q$ ” que ha de considerarse en los cálculos es de difícil estimación. A efectos del cálculo simplificado que se describe aquí, se puede suponer como plano de referencia donde actuaría la sobrecarga de cálculo el MN que se indica en la Fig. 3.5.5.

Este plano pasa por el pie delantero de la cimentación, punto N, y corta a la superficie libre del terreno en el punto M, que dista del anterior la longitud “ $L$ ” indicada en la figura.

La sobrecarga equivalente “q” que actúa sobre ese plano se calcula de manera que, actuando normalmente (en la dirección de la normal) sobre MN, resulte una fuerza normal igual al 60% de la resultante de los pesos efectivos del terreno situados sobre esa línea. Ver Fig. 3.5.5.

Se advierte que en algunas cimentaciones de banquetas estrechas el valor de “q” puede resultar negativo.

Después de estimar la sobrecarga de cálculo adecuada, se puede utilizar la fórmula polinómica afectando a sus distintos términos con los siguientes coeficientes reductores:

$$\begin{aligned} t_q &= t_\gamma = (1 - 0,5 \operatorname{tg} \Psi)^5 \\ t_c &= 1 - 0,4 \Psi \end{aligned}$$

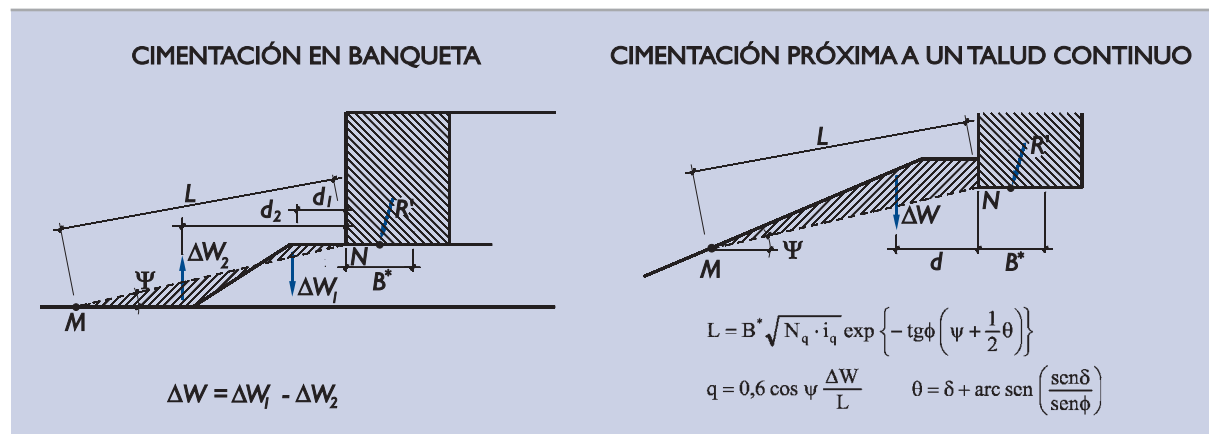
donde  $\Psi$  es el ángulo de inclinación del plano MN respecto a la horizontal, expresado en radianes.

Este método aproximado puede resultar tanto más erróneo cuanto mayor sea el ángulo  $\Psi$ . En los casos en que este efecto sea decisivo en el proyecto, deben utilizarse procedimientos más complejos, consultando la literatura técnica.

### 3.5.4.8.3 CIMENTACIONES SUPERFICIALES SOBRE TERRENO HETEROGÉNEO

En las cimentaciones superficiales de las obras marítimas y portuarias se presenta con relativa frecuencia una situación similar a la indicada en la Fig. 3.5.6. La cimentación apoya directamente sobre un material competente que, a su vez, apoya sobre un suelo de menor resistencia.

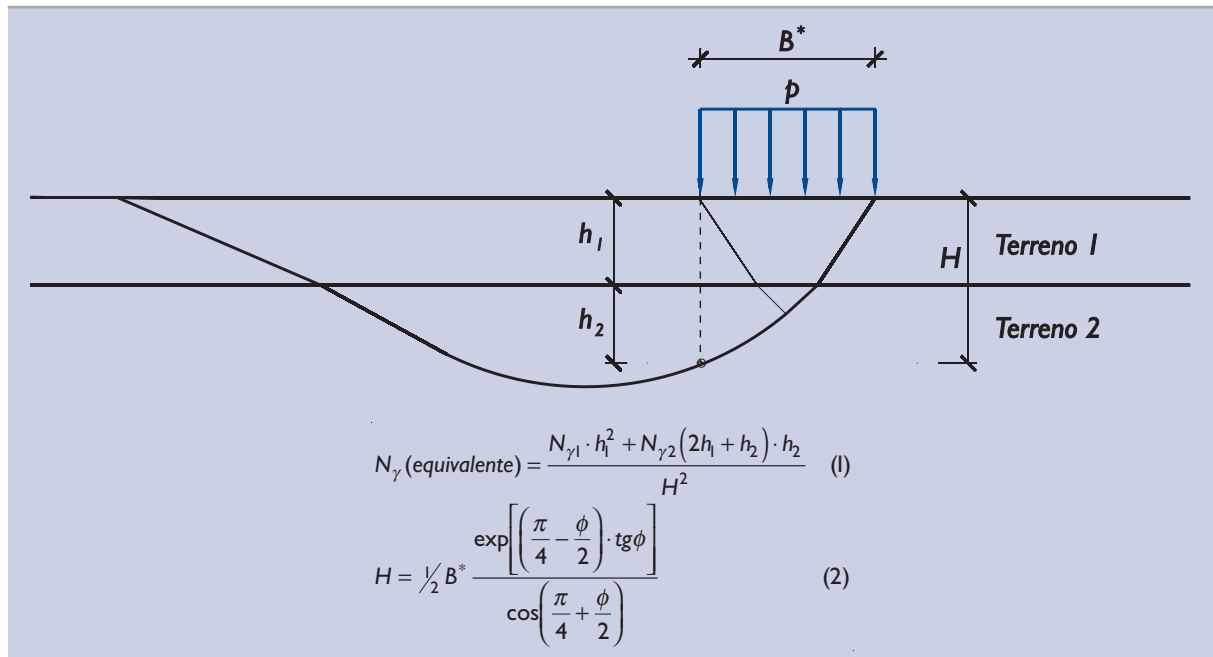
**Figura 3.5.5. Cimentaciones en zonas de pendiente**



El cálculo de la carga de hundimiento en estos casos es complicado y, por ese motivo, si el tema resultase crítico, debe recurrirse a un cálculo numérico específico, pues no existen soluciones analíticas que resuelvan este problema de un modo general.

En cualquier caso, nunca debe simplificarse el problema “descendiendo” la carga “p” al contacto entre los dos terrenos y después de suponer que el terreno I sólo colabora con su peso. En ese descenso, el ancho de la cimentación equivalente ( $B^*$ ) puede disminuir de forma notable y no es fácil conocer el valor del cálculo adecuado. Suponer  $B^*$  constante en esa operación de descenso virtual de cargas, puede conducir a sobreestimar la carga de hundimiento. Suponer que  $B^*$  aumenta en el descenso de carga es una hipótesis poco adecuada, que conduce a resultados excesivamente peligrosos (la carga de hundimiento puede resultar hasta decenas de veces superior a la real).



**Figura 3.5.6. Solución aproximada en terrenos heterogéneos**

Nota: El ángulo  $\phi$  a utilizar en la expresión (2) es el correspondiente al valor de  $N_{\gamma}$  obtenido en la expresión (1). Su determinación requerirá un cálculo iterativo.

Para aquellos casos en los que no se requiera gran precisión, se puede asimilar el terreno heterogéneo a otro homogéneo cuyo valor del factor de capacidad de carga  $N_{\gamma}$  sea el indicado de la figura mencionada.

Esa forma de interpolación es adecuada siempre que el ángulo de rozamiento del terreno superior sea mayor que el del terreno inferior.

Para promediar la cohesión y la densidad que pudieran existir y, siempre que estos parámetros no sean de gran influencia en el resultado, se pueden utilizar las expresiones aproximadas siguientes:

$$c_{\text{equivalente}} = \frac{c_1 h_1 + c_2 h_2}{H}$$

$$\gamma_{\text{equivalente}} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{H}$$

Para cálculos de banquetas granulares sobre suelos blandos se puede utilizar lo antedicho en este apartado al evaluar la capacidad portante en condiciones drenadas. Para analizar la capacidad portante sin drenaje, se tendrá en cuenta lo indicado en el subapartado que sigue.

#### 3.5.4.8.4 CIMENTACIONES EN BANQUETA SOBRE SUELOS COHESIVOS

En las obras portuarias ocurre con alguna frecuencia la situación que se considera en este epígrafe. Un suelo blando es recubierto por un relleno granular (banqueta) en cuya superficie se aplica la carga de cimentación. Normalmente es necesario calcular la carga de hundimiento sin drenaje, suponiendo que la carga aplicada no produce consolidación alguna. La componente vertical de la carga de hundimiento, en esas circunstancias, puede estimarse mediante la expresión siguiente:

$$p_{vh} = p_s + i_s K \frac{H}{B^*} (\gamma \cdot H + 2q)$$

donde:

$p_{vh}$  = presión efectiva vertical que, aplicada sobre la banqueta, produciría el hundimiento.

$i_s$  = coeficiente de inclinación que puede estimarse mediante la expresión:

$$i_s = (1 - 0,5 \operatorname{tg} \delta)^3$$

$K$  = coeficiente que depende del ángulo de rozamiento correspondiente a grandes deformaciones del material de la banqueta.

$$K = 6 \operatorname{tg}^3 \phi$$

$\gamma$  = peso específico de la banqueta (sumergido, en su caso).

$q$  = sobrecarga sobre la banqueta de extensión indefinida.

$p_s$  = presión que depende de la resistencia al corte del suelo cohesivo y que puede estimarse mediante la expresión siguiente:

$$p_s = (\pi + 2) s_u i_c + q i_q - \gamma H (1 - i_q)$$

$i_q$  = coeficiente de inclinación para sobrecargas que puede tomarse:

$$i_q = (1 - \alpha \operatorname{tg} \delta)^3$$

siendo:

$$\alpha = 0,7 - \frac{\gamma \cdot H}{10 \cdot s_u} > 0,5$$

$i_c$  = coeficiente de inclinación para la resistencia al corte.

Se tomará el que da la expresión siguiente:

$$i_c = \frac{1}{2} (1 + \sqrt{1 - x})$$

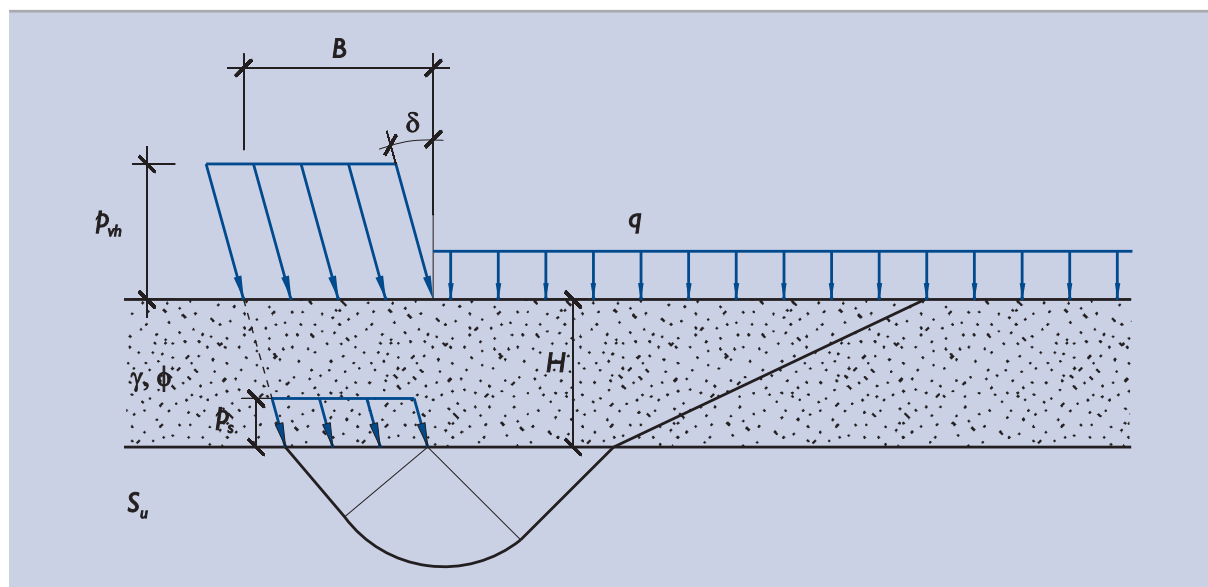
siendo:  $x = 10 \operatorname{tg} \delta < 1$

Las variables geométricas  $B^*$ ,  $H$  y  $\delta$  son las indicadas en la Fig. 3.5.7. El valor de " $s_u$ " representa la resistencia al corte sin drenaje del suelo cohesivo. En muchas ocasiones ese dato,  $s_u$ , es variable con la presión efectiva vertical,  $\sigma'_{vo}$ , que existe antes de aplicar la carga mediante una relación lineal:

$$s_u = \eta \cdot \sigma'_{vo}$$

donde " $\eta$ " es un número adimensional que depende de la naturaleza del suelo y de sus parámetros de estado (Ver 2.2.8.3).

**Figura 3.5.7. Esquema de la rotura de una banqueta granular apoyada sobre un suelo blando sin drenaje**



Para representar este tipo de variación con la profundidad en el problema considerado en este apartado, puede tomarse como valor representativo de  $s_u$  el siguiente:

$$s_u (\text{equivalente}) = 3s_{uo} \cdot \frac{2s_{uo} + \gamma B^* \eta}{6s_{uo} + \gamma B^* \eta}$$

siendo:

- $s_{uo}$  = resistencia al corte sin drenaje en el plano de contacto de la banqueta con el suelo cohesivo.  
 $\gamma$  = peso específico (sumergido en su caso) del suelo cohesivo.

### 3.5.4.9 Seguridad exigible frente al hundimiento

El ingeniero, tras reconocer el terreno, analizar el proyecto y definir la cimentación, habrá utilizado alguno de los procedimientos de verificación de la seguridad frente al hundimiento descritos en 3.5 que resulte adecuado a su situación particular en cuanto a tipo de terreno e importancia de la obra.

Únicamente los métodos que se describen en los apartados 3.5.4.2 y 3.5.4.3 bajo los títulos de “experiencia local” y “ensayos SPT” permiten que una vez comprobado que se cumple la desigualdad:

$$P_{v,comp} \leq P_{v,adm}$$

se dé por verificada la seguridad frente al hundimiento. Además, y sujeto a las limitaciones que allí se indican, se puede dar también por verificada la seguridad frente al Estado Límite de Servicio relativo a asentamientos de la cimentación.

En cada uno de los procedimientos descritos en 3.5.4.4 hasta 3.5.4.8, es posible calcular, para cada combinación de acciones, una presión vertical actuante y una presión vertical de hundimiento.

El coeficiente de seguridad frente al hundimiento,  $F$ , queda definido por:

$$F = \frac{p_{vh}}{p_v}$$

donde:

- $p_{v,h}$  = presión vertical de hundimiento obtenida al aplicar el método de cálculo correspondiente.  
 $p_v$  = presión vertical actuante en la hipótesis de carga correspondiente, calculada según se indica en el apartado 3.5.3.2.

Para valores del índice ISA bajos (5 a 19), los valores mínimos recomendados del coeficiente de seguridad son los que se indican a continuación en la Tabla 3.5.4.

Para obras con ISA no significativo o alto, o para otras probabilidades de fallo admisibles, los valores de  $F$  pueden adecuarse según se indica en los apartados 3.3.8.2 y 3.3.10.

No obstante lo anterior, para aquellas obras que tengan un impacto socio-ambiental no significativo ( $ISA < 5$ ), así como cuando se consideren admisibles probabilidades de fallo frente a hundimiento mayores de  $10^{-3}$ , podrán utilizarse menores coeficientes de seguridad que los señalados en la Tabla 3.5.4. En esos casos el ingeniero juzgará si el ahorro consiguiente tiene interés económico comparado con el aumento de las posibilidades de mal comportamiento que conlleva la reducción de la seguridad frente a este modo de fallo. En todo caso, se recomienda que los coeficientes de seguridad frente al hundimiento sean siempre superiores al 80 % del valor consignado en la Tabla 3.5.4.

**Tabla 3.5.4. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento de cimentaciones superficiales. Valores mínimos recomendados para obras de carácter ISA bajo (5 a 19)**

Método de cálculo	Tipo de combinación y Coeficiente, F		
	Cuasi-Permanente, F <sub>1</sub>	Fundamental, F <sub>2</sub>	Accidental o sísmica, F <sub>3</sub>
Ensayos presiométricos	2,6	2,2	2,0
Ensayos de penetración estática	2,6	2,2	2,0
Otros ensayos de campo	3,0	2,5	2,2
Método “suelos firmes y rocas”	2,8	2,3	2,1
Cálculo analítico	2,5	2,0	1,8

Aunque se considera que, en la mayor parte de los casos, los coeficientes de seguridad de la Tabla 3.5.4 están asociados a probabilidades de fallo del orden de  $10^{-3}$ , siempre es conveniente conocer con una mayor precisión la fiabilidad de la cimentación frente al problema de su hundimiento. Por dichas razones, se recomienda que para obras de cierta importancia (categoría A definida en la parte 2 de esta ROM correspondiente a obras índices IRE o ISA alto o muy alto) siempre se calcule específicamente el índice de confianza (o fiabilidad)  $\beta$ . Para realizar este cálculo es conveniente considerar las recomendaciones que se incluyen en el apartado 3.3.10.

Para cada tipo de obra, la fiabilidad mínima exigible ante un modo de fallo, para no considerarlo como fallo principal y, por tanto, para poder despreciarse su contribución en el cálculo de la probabilidad de fallo global de la obra, es la asociada con las probabilidades de fallo que se señalan en 3.2.1.

Si como resultado de estos cálculos se obtuviese un índice de fiabilidad menor que el exigible en dicha tabla, se procederá a aumentarla (mayor número de datos, dimensiones o profundidad de la cimentación más amplia, etc.) hasta superar aquellos mínimos, o bien se valorarán los efectos que tiene en el cálculo de la probabilidad global de fallo de la obra.

### 3.5.5 Verificación de la seguridad frente al deslizamiento

#### 3.5.5.1 Consideraciones previas

Este modo de fallo tiene más importancia en las cimentaciones de las estructuras de contención de tierras u oleaje y, por eso, al hablar de ellas en el apartado 3.7, así como en la Parte 4 de esta ROM, se hacen algunas consideraciones complementarias.

Las zapatas aisladas y las zapatas corridas de cimentación suelen ser estables frente al deslizamiento, ya que cuando soportan cargas con inclinación o excentricidad apreciable, se suelen arriostrar entre sí para redistribuir, entre varias unidades de cimentación, las cargas de la estructura.

En cualquier caso, toda cimentación superficial, si no está arriostrada, o el conjunto de cimentaciones arriostradas entre sí deben cumplir los siguientes criterios de estabilidad al deslizamiento.

#### 3.5.5.2 Procedimiento de cálculo

En este apartado se considera, únicamente, el caso más común de cimentaciones establecidas sobre planos horizontales.

En estos casos, la fuerza horizontal que es capaz de hacer deslizar el cimient sobre su plano de contacto con el terreno se puede estimar mediante la expresión:

$$H_{(\text{rotura})} = V \cdot \tan \phi_c + a \cdot S + (E_p - E_a) + R_c$$

donde:

- V = carga vertical efectiva.
- $\phi_c$  = ángulo de rozamiento del contacto del elemento de cimentación con el terreno.
- a = adhesión cimiento-terreno.
- S = superficie de apoyo.
- $E_p$  = empuje pasivo en la profundidad D (cara frontal que se opone al deslizamiento).
- $E_a$  = empuje activo en la profundidad D (cara trasera).
- $R_c$  = otras posibles resistencias del contorno de los alzados laterales del cimiento.

Es frecuente y recomendable hacer una hipótesis conservadora a la hora de estimar esta fuerza resistente, suprimiendo las componentes de la resistencia debida al terreno situado por encima del nivel de cimentación ( $E_p - E_a$ ) y  $R_c$ , ya que:

- a. Su movilización requiere movimientos apreciables que pueden implicar daños en la estructura.
- b. La garantía de continuidad de esos contactos laterales no está siempre garantizada (posibles retracciones del terreno junto a la cimentación).

Únicamente cuando, por las razones particulares del caso en cuestión, se puedan tomar las precauciones constructivas necesarias para garantizar la permanencia de estos contactos y cuando la estructura no sea sensible a los desplazamientos necesarios para movilizar estas resistencias, se podrá justificar la colaboración de la resistencia de los alzados laterales del cimiento.

En la zona próxima al contacto del cimiento con el terreno es difícil evitar cierto remoldeo del terreno, particularmente cuando el agua está próxima a la excavación, y por ese motivo es también frecuente y recomendable suponer que el contacto de la cimentación con el terreno tiene un comportamiento similar al de un terreno remoldeado.

En suelos arcillosos saturados el término de rozamiento tarda cierto tiempo en desarrollarse y es recomendable hacer una comprobación en la hipótesis de  $\phi_c = 0$ . Ver 2.2.7, cálculo sin drenaje. En ese caso el único término de resistencia sería el correspondiente a la adhesión.

Los valores de la adhesión del cimiento y el terreno, en el caso de suelos arcillosos, pueden suponerse iguales a los indicados en 3.6.4.7.2 para el caso de la adhesión en el fuste de los pilotes ( $a = c'$ ).

Como área de contacto S debe considerarse el área efectiva  $B^* \times L^*$ . Estas dimensiones se definen en el apartado 3.5.3.2.

En los casos en que la seguridad al deslizamiento sin drenaje resulte crítica, es posible drenar el contacto terreno cimiento (hormigón poroso de contacto, por ejemplo) de manera que se eviten las presiones intersticiales altas justo en el plano de contacto. La mejora que se puede conseguir en esos casos requiere un estudio específico.

Finalmente, en las situaciones a largo plazo, es recomendable suponer que toda la resistencia al deslizamiento es debida a la componente de fricción. El ángulo de rozamiento a utilizar en el cálculo de la fuerza horizontal que produce el deslizamiento dependerá de las condiciones de cada caso y del ángulo de rozamiento del terreno. Los valores recomendados son:

- ◆ Cimentaciones sobre arcillas saturadas sin medidas de drenaje del contacto.

$$\phi_c = 0$$

- ◆ Cimentaciones sobre arcillas saturadas con medidas de drenaje del contacto.

$$\operatorname{tg} \phi_c \leq \frac{1}{2} \operatorname{tg} \phi$$

(El valor de  $\phi_c$  será tanto mayor cuanto más efectivo se postule el drenaje).

- ◆ Cimentaciones prefabricadas, a largo plazo.

$$\phi_c = \frac{2}{3} \phi$$

- ◆ Cimentaciones hormigonadas contra el terreno y cálculos a largo plazo.

$$\phi_c = \phi$$

En los muelles de gravedad formados por bloques de hormigón es necesario comprobar el posible deslizamiento a lo largo de planos de contacto hormigón-hormigón. Si el ángulo de rozamiento en cuestión resultase crítico, será necesario hacer ensayos especiales para determinarlo o consultar la bibliografía técnica para situaciones parecidas. De otra forma, los contactos entre hormigones prefabricados se supondrán con un ángulo de rozamiento  $\phi_c = 35^\circ$  ( $\mu = \tan \phi_c = 0,7$ ).

En las cimentaciones de hormigón prefabricado sobre escolleras, cabe el mismo comentario anterior; el conocimiento de este dato específico del rozamiento del hormigón con las banquetas de enrase en cada obra es un aspecto esencial del proyecto. Para obras de poca importancia y cuando el problema de deslizamiento no resulte crítico, se podrá suponer que el ángulo de rozamiento para el cálculo de la seguridad al deslizamiento, a falta de información específica, será  $\phi_c = 32^\circ$  ( $\mu = \tan \phi_c = 0,625$ ).

En las cimentaciones de hormigón in situ sobre escollera, también sujetas al mismo comentario sobre el interés y la conveniencia de estudios específicos, se puede suponer, a falta de información,  $\phi_c = 40^\circ$  ( $\mu = \tan \phi_c = 0,84$ ).

En los tres casos comentados en los párrafos precedentes, el término de adhesión o cohesión se considerará nulo.

Son excepción a este procedimiento de cálculo aquellos cimientos en los que la seguridad al deslizamiento resulta crítica y en los que se hagan disposiciones de proyecto especiales para aumentar la seguridad. En esos casos el procedimiento de cálculo para verificarla habrá de establecerse específicamente, teniendo en cuenta los principios y filosofía que se indican en este apartado.

### 3.5.5.3 Seguridad frente al deslizamiento

La seguridad frente al deslizamiento se considera suficiente cuando se verifica:

$$F \leq \frac{H_{(rotura)}}{H}$$

donde:

- H = carga horizontal actuante
- $H_{(rotura)}$  = carga horizontal que produce la rotura
- F = coeficiente de seguridad que se indica en la Tabla 3.5.5.

**Tabla 3.5.5. Coeficientes de seguridad mínimos frente al deslizamiento horizontal. Obras de carácter ISA bajo (5 a 19)**

Tipo de combinación	Coeficiente de seguridad al deslizamiento, F
Cuasi-Permanente, $F_1$	1,5
Fundamental, $F_2$	1,3
Accidental o Sísmica, $F_3$	1,1

En cimentaciones inclinadas los conceptos vertical y horizontal deben entenderse como normal y tangencial respecto al plano de cimentación.

En aquellos casos en los que se haya contado con la colaboración del terreno existente por encima del plano de cimentación (rozamiento en alzados laterales o empuje pasivo), se deben verificar, además, que estos términos de resistencia no suponen más del 15% de la resistencia total al deslizamiento.

Para obras con ISA no significativo o alto, o para otras probabilidades de fallo admisibles, los valores mínimos de  $F$  establecidos en la Tabla 3.5.5 pueden adecuarse según se indica en los apartados 3.3.8.2 y 3.3.10. Asimismo, podrán adecuarse para situaciones transitorias (incluyendo situaciones geotécnicas de corto plazo) de acuerdo con lo previsto en 3.3.8.1.

### 3.5.6 Verificación de la seguridad frente al vuelco

Las cimentaciones superficiales mediante zapatas arriostradas o mediante losas no suelen volcar, ya que las excentricidades de las acciones suelen compensarse con el sistema de arriostramiento. El vuelco es más típico de cimentaciones corridas, especialmente el de las estructuras de contención (muros, muelles de gravedad, etc.).

Aparte de las consideraciones específicas que se indican más adelante en otros apartados de esta ROM, la verificación de la seguridad al vuelco debe realizarse en todos aquellos casos en los que la tipología de la cimentación (zapatas corridas sin arriostramiento, por ejemplo) o por la naturaleza del terreno (cimentaciones muy excéntricas sobre roca, por ejemplo) el vuelco sea más probable.

Para verificar la seguridad frente al vuelco han de considerarse dos modos de fallo diferentes. El primer modo de fallo, que en lo sucesivo se denominará “vuelco rígido”, corresponde a un estado límite último, ELU, de pérdida de equilibrio y es clasificado en esta ROM como tipo EQU de los definidos en el apartado 3.3.1. El segundo modo de fallo se define en esta ROM como “vuelco plástico” y está condicionado de manera esencial por las características del terreno. Por ese motivo, se trata de un Estado Límite Último de tipo geotécnico (Tipo GEO en la definición dada en 3.3.1). Los procedimientos de análisis de ambos modos de fallo se describen en los apartados que siguen.

#### 3.5.6.1 Vuelco rígido

El vuelco rígido, como cualquier modo de fallo, es una concepción teórica simplificada que trata de representar un posible mecanismo de rotura. En este caso, para simplificar el problema, se supone que el terreno es infinitamente resistente y la estructura de la cimentación también, de manera que se pudiera producir un giro de la cimentación como sólido rígido respecto a una arista del área de apoyo (cimentaciones rectangulares).

El estudio debe iniciarse con la definición de las acciones de cálculo y de sus combinaciones. Para ello se seguirán, a falta de otras instrucciones específicas que pudieran indicarse en la normativa obligatoria o en otros documentos del Programa ROM, las recomendaciones que se indican en el apartado 3.3.6. Se recuerda que allí se indican, como coeficientes de ponderación de las acciones, los valores siguientes:

##### ◆ Acciones permanentes

Desfavorable	$\gamma_g = 1,0$
Favorable	$\gamma_g = 0,9$

##### ◆ Acciones variables

Desfavorable	$\gamma_q = 1,5$
Favorable	$\gamma_q = 0,0$

Para estudiar el vuelco rígido sólo será necesario considerar las combinaciones fundamentales y las extraordinarias (accidentales o sísmicas). No es necesario considerar la combinación cuasi-permanente, que sólo se

recomienda en esta ROM para analizar Estados Límite Últimos cuando estos son de tipo GEO. Y el vuelco rígido no es el caso geotécnico.

La clasificación de las acciones (o del efecto de las acciones) como favorables o desfavorables requiere cierto criterio del proyectista. En este apartado y en el apartado 3.7.1.3 se dan algunos criterios que pueden orientar en este tema.

Conocidas las acciones y combinadas adecuadamente, se debe calcular la ubicación del punto de paso de su resultante en el plano de contacto de la zapata con el terreno. La comprobación se dará por concluida cuando ese punto quede dentro del área de apoyo.

En cualquier caso se recomienda que, salvo una justificación especial, en todas las solicitudes permanentes o cuasi-permanentes, la resultante efectiva de las acciones esté situada dentro del núcleo central de la cimentación; de otra forma existiría una zona del cimientto frecuentemente (o permanentemente) despegada que puede ser problemática en el comportamiento a largo plazo.

Los coeficientes de ponderación indicados son los que se recomiendan en la mayoría de los tratados sobre el tema y se interpreta que corresponden a las obras de ISA alto que se definen dentro del Programa ROM. En consecuencia se recomienda que dichos coeficientes sean modificados cuando se trata de verificar el vuelco en obras de otro carácter. A falta de mejor información, se sugiere llevar a cabo esa modificación del mismo modo que se sugiere para el coeficiente de seguridad en geotecnia indicado en 3.3.8.2.

En todo caso, no siendo este modo de fallo de tipo geotécnico, el método de análisis del vuelco rígido de cada estructura particular debe buscarse en la ROM específica correspondiente.

### 3.5.6.2 Vuelco plástico

Las estructuras portuarias pueden experimentar un tipo de rotura similar al vuelco rígido. Cuando la resultante de las acciones sobre el terreno se acerca al borde del área de apoyo se puede producir una concentración de tensiones tal que provoque la rotura local (plastificación) en esa zona. El terreno cedería, la estructura se inclinaría e, incluso, si no hubiera otros elementos de sustentación que pudieran contener el movimiento, llegaría a producirse el vuelco con la consiguiente ruina de la obra.

El vuelco plástico recibe su adjetivo precisamente de la plastificación local que tiene lugar en el borde de la zona de apoyo cuando se produce este mecanismo de fallo. Como se verá, en el procedimiento de análisis que aquí se indica, la resistencia del terreno juega un papel que puede ser importante y por ese motivo se ha clasificado en esta ROM como modo de fallo tipo GEO, de los definidos en 3.3.1.

Se define como coeficiente de seguridad frente al vuelco plástico el número por el que habría que multiplicar  $H$  (componente horizontal de la resultante de las acciones) para provocar la plastificación local del terreno. De acuerdo con la notación indicada en la Fig. 3.5.8, se tendría para  $F$  varias definiciones equivalentes:

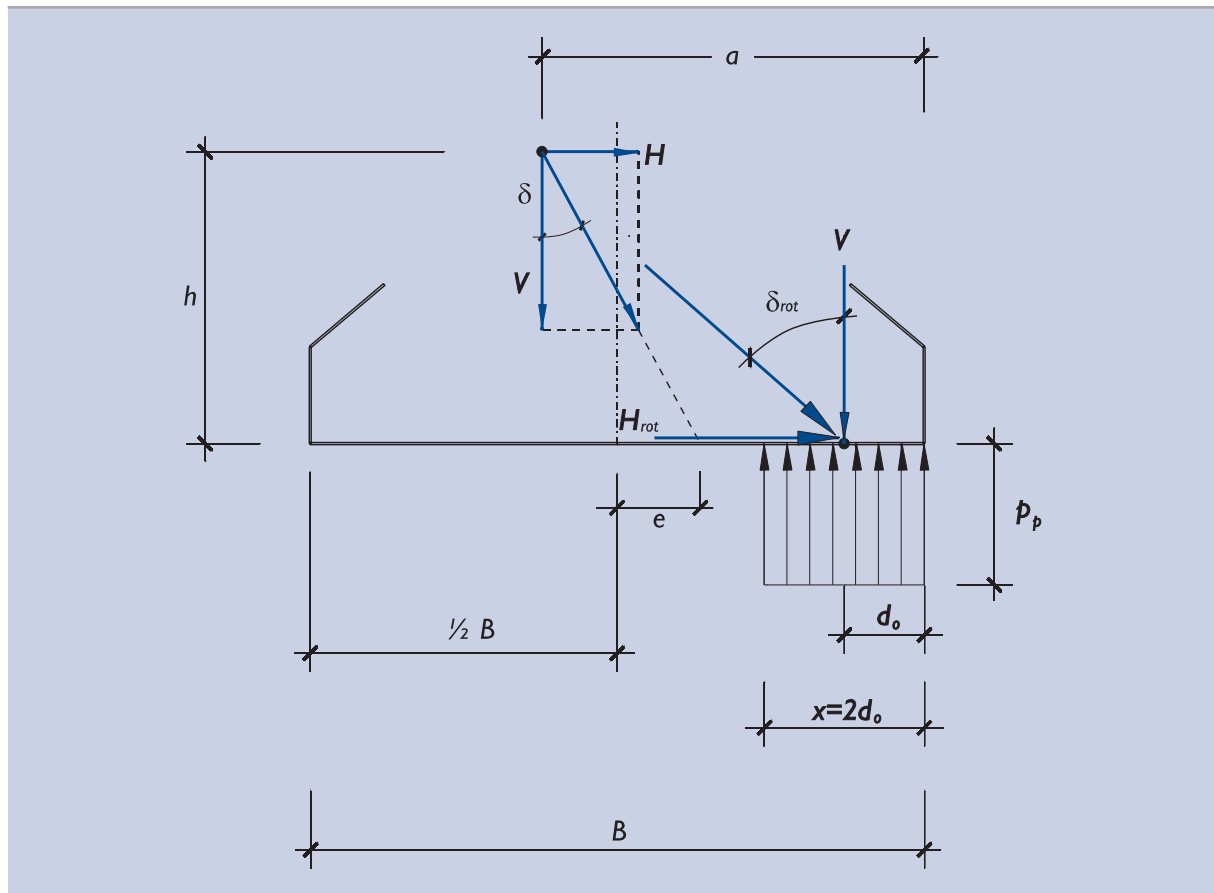
$$F = \frac{H_{rot}}{H} = \frac{tg\delta_{rot}}{tg\delta} = tg\delta_{rot} \cdot \frac{V}{H}$$

Al aumentar paulatinamente  $H$  para alcanzar la plastificación local del terreno, el resto de factores que definen la situación de proyecto quedarían constantes. Esos factores son, aparte de los parámetros geotécnicos, la resultante vertical de las acciones y las distancias  $a$  y  $h$  que definen los brazos de  $H$  y  $V$ .

*Comentario: La misma definición del coeficiente de seguridad se obtiene si se utiliza la expresión:*

$$F = \frac{M_{res}}{M_{vol}}$$



**Figura 3.5.8. Comprobación del vuelco plástico**

siendo:

$M_{res}$  = momento de la fuerza horizontal que provocaría la rotura  $= H_{rot} \cdot h$ . Es el máximo momento resistente.

$M_{vol}$  = momento volcador de la fuerza horizontal  $= H \cdot h$ .

La condición de rotura se alcanza cuando el valor medio de la componente vertical de la presión que actúa en la zona comprimida iguala a la presión que produce la plastificación local del terreno. En general se puede suponer que esta presión es igual a la presión vertical de hundimiento,  $p_{vh}$ , definida en el apartado 3.5.4.

La forma general de cálculo de F incluye un proceso iterativo, haciendo crecer H, conservando como se ha dicho el resto de factores constantes, hasta que se obtenga la condición de rotura y obtener así el valor  $H_{rot}$ .

En cada una de las iteraciones de cálculo, se obtendrán diferentes anchos de cimentación equivalente,  $B^*$ , y una inclinación de las acciones distinta,  $\delta$ , y esto requerirá un cálculo específico de  $p_{vh}$  en cada iteración, pues su valor depende, entre otros, de esos dos parámetros.

Si se dispone de una rutina de cálculo de la carga de hundimiento por algún procedimiento de los descritos en 3.5.4, bastaría con cambiar la componente horizontal de la acción, H, conservando constante su brazo, h, hasta conseguir que ocurra el hundimiento (coeficiente de seguridad frente al hundimiento igual a la unidad).

En esta ROM se definen varios métodos de estudio del hundimiento. Alguno de ellos, dependiendo del tipo de terreno y del tipo de información disponible, habrá sido usado en la verificación del hundimiento de la cimentación. Ese mismo método puede y debe usarse ahora nuevamente para analizar el vuelco plástico.

Para ello y dada la casuística específica del vuelco, conviene tener en cuenta las observaciones que se indican a continuación.

**a. Cálculo del coeficiente de seguridad con métodos empíricos**

Aunque todos los procedimientos de cálculo de la carga de hundimiento tienen cierta componente empírica, se entiende aquí como procedimientos empíricos de la carga de hundimiento de cimentaciones superficiales a todos los citados y descritos en 3.5.4 a excepción del conocido como método analítico de Brinch Hansen que se describe en el apartado 3.5.4.8.

Para el método descrito en 3.5.4.2 (experiencia local contrastada), se usará como valor de la presión de plastificación local,  $p_p$ , un valor igual al triple de la presión que la experiencia indique como admisible en cimentaciones de pequeña anchura, multiplicado por el factor  $f_\delta$ . Esto es:

$$p_p = 3 \cdot p_{vadm} \cdot f_\delta$$

donde:

$$f_\delta = (1,1 - \operatorname{tg} \delta)^3$$

En todo este apartado, el ángulo  $\delta$  se refiere a la inclinación de la carga respecto a la vertical.

Para el método descrito en 3.5.4.3 (cimentaciones en arena en función del ensayo SPT), se utilizará como valor de presión de plastificación,  $p_p$ , un valor igual a tres veces el valor de  $p_{vadm}$  que se define en ese apartado, calculado para el caso de un ancho de cimentación pequeño y multiplicado por  $f_\delta$ , que se acaba de definir. Adviértase que para cimentaciones algo enterradas, se obtendría como máximo:

$$p_p = 48 \cdot N \cdot f_d \text{ kPa} \quad (N = \text{índice SPT correspondiente a la zona de apoyo}),$$

cuando el terreno está seco, y como máximo la mitad del indicado, cuando esté sumergido. Véanse allí los detalles para un cálculo más preciso.

Para el método de cálculo basado en los ensayos presiométricos (apartado 3.5.4.4) y el basado en ensayos presiométricos estáticos (apartados 3.5.4.5) se adoptará:

$$p_p = p_{vh}$$

calculando  $p_{vh}$  como allí se define para valores pequeños del ancho de cimentación  $B^*$  (cuando  $B^*$  es pequeña el factor  $D/B^*$  se puede suponer igual a la unidad, siempre que la cimentación esté algo enterrada).

El método basado en otros ensayos de campo (apartado 3.4.5.6) requiere la traducción de resultados, por correlación, con los métodos precedentes. Una vez realizada la equivalencia correspondiente, podrá ser también usado para calcular  $p_p$ .

Si se utiliza el método descrito en el apartado 3.5.4.7 dedicado a suelos cohesivos firmes y rocas se podrá suponer:

$$p_p = p_{vh}$$

calculando  $p_{vh}$  para el caso de  $B^*$  (ancho equivalente de la cimentación) pequeño. En general se considera que el valor de  $f_D$ , que allí se define, tiene el valor unidad,  $f_D = 1$ .

En cualquiera de estos métodos resulta que  $p_p$  es función del ángulo  $\delta$ , de desviación de las acciones respecto a la vertical. Esto es,  $p_p$  se podrá expresar de la manera siguiente:

$$p_p = p (1,1 - \operatorname{tg} \delta)^3$$

Conocido el valor de  $p$ , con alguno de los procedimientos indicados, se puede plantear la condición de vuelco plástico de la siguiente manera:

$$(a - h \operatorname{tg} \delta_{rot})(1,1 - \operatorname{tg} \delta_{rot})^3 = \frac{V}{2p}$$

Los valores de  $a$ ,  $h$  y  $V$  se indican en la Fig. 3.5.8 y la forma de obtenerlos se ha descrito en el apartado precedente. En este apartado se recomiendan procedimientos para obtener el valor de  $p$ . Con ello se puede calcular el valor  $\delta_{rot}$  y, con él, el coeficiente de seguridad buscado:

$$F = \operatorname{tg} \delta_{rot} \cdot \frac{V}{H}$$

**b. Cálculo del coeficiente de seguridad con la fórmula polinómica de Brinch Hansen**

Cuando se utilice este método de cálculo debe procederse a una serie de tanteos suponiendo, en cada uno de ellos, un resultado predeterminado para el coeficiente de seguridad al vuelco que se busca.

Para un tanteo determinado se supondrá que el coeficiente de seguridad al vuelco es  $F_i$ . Con esta hipótesis se obtendrán las dos componentes de la resultante de las acciones:

componente vertical =  $V$ ,

componente horizontal =  $F_i \cdot H$ ,

y se calculará el momento correspondiente respecto al borde de la cimentación:

$$M = V \cdot a - F_i \cdot H \cdot h$$

Este momento debe resultar positivo; de otra forma, sería necesario reducir  $F_i$ . El coeficiente de seguridad al vuelco plástico es siempre inferior al valor límite  $F_{m\acute{a}x} \leq (V \cdot a) / (H \cdot h)$ .

Después debe calcularse la distancia del punto de paso de la resultante al borde de la cimentación (ver Fig. 3.5.8):

$$d_0 = \frac{M}{V}$$

Con esto se obtienen los parámetros de cálculo necesarios para entrar en la fórmula polinómica, que son:

$$\operatorname{tg} \delta = F_i \cdot \frac{H}{V} \quad \text{y} \quad B^* = 2 \cdot d_0$$

Y además se tiene el resto de factores (resistencia del terreno, sobrecarga de tierras, etc.), que son los mismos en cada iteración.

La utilización de la fórmula polinómica conducirá a un valor de  $p_{vh}$ , que habrá de compararse con el valor de la presión vertical correspondiente al valor de  $F_i$  supuesto, que es:

$$p_p = \frac{V}{B^*}$$

El cálculo se dará por concluido si  $p_p = p_{vh}$ ; de otra forma habrá que repetir el proceso hasta lograr una convergencia suficientemente precisa.

### 3.5.6.3 Seguridad frente al vuelco plástico

En general y salvo una indicación específica en contra que pueda darse en la Parte 4 de esta ROM o en alguna normativa de obligado cumplimiento o en algún documento de edición posterior a éste, dentro del Programa ROM, la seguridad frente al vuelco plástico de las obras de ISA bajo (5 a 19) se considera aceptable siempre que el coeficiente de seguridad que se acaba de definir supere los umbrales mínimos siguientes.

**Tabla 3.5.6. Coeficientes de seguridad mínimos frente al vuelco plástico. Obras de carácter ISA bajo (5 a 19)**

Tipo de combinación	Valor mínimo, F
Cuasi-Permanente, $F_1$	1,5
Fundamental, $F_2$	1,3
Accidental o Sísmica, $F_3$	1,1

Para obras con ISA no significativo o alto, o para otras probabilidades de fallo admisibles, los valores mínimos de F establecidos en la Tabla 3.5.5 pueden adecuarse según se indica en los apartados 3.3.8.2 y 3.3.10. Asimismo, podrán adecuarse para situaciones transitorias (incluyendo situaciones geotécnicas de corto plazo) de acuerdo con lo previsto en 3.3.8.1.

## 3.5.7 Asientos y otros movimientos de las cimentaciones

### 3.5.7.1 Zapatas aisladas

En aquellos casos en los que las cimentaciones mediante zapatas aisladas se hayan proyectado de acuerdo con la experiencia previa (apartado 3.5.4.2) o en función de resultados de ensayos SPT en terrenos granulares (apartado 3.5.4.3) no son de esperar asientos superiores a 2,5 cm (una pulgada).

En cimentaciones sobre terrenos granulares, cuya compacidad se haya determinado mediante ensayos SPT, puede seguirse el procedimiento de cálculo de asientos indicado por J.B. Burland y M.C. Burbridge <sup>(10)</sup> (1985).

El cálculo del asiento de una cimentación aislada se puede realizar aplicando las soluciones de la teoría de la elasticidad que figuran en los textos dedicados a cimentaciones. En la Fig. 3.5.9 se recogen algunas de las fórmulas deducidas con esa teoría que pueden resultar de más interés.

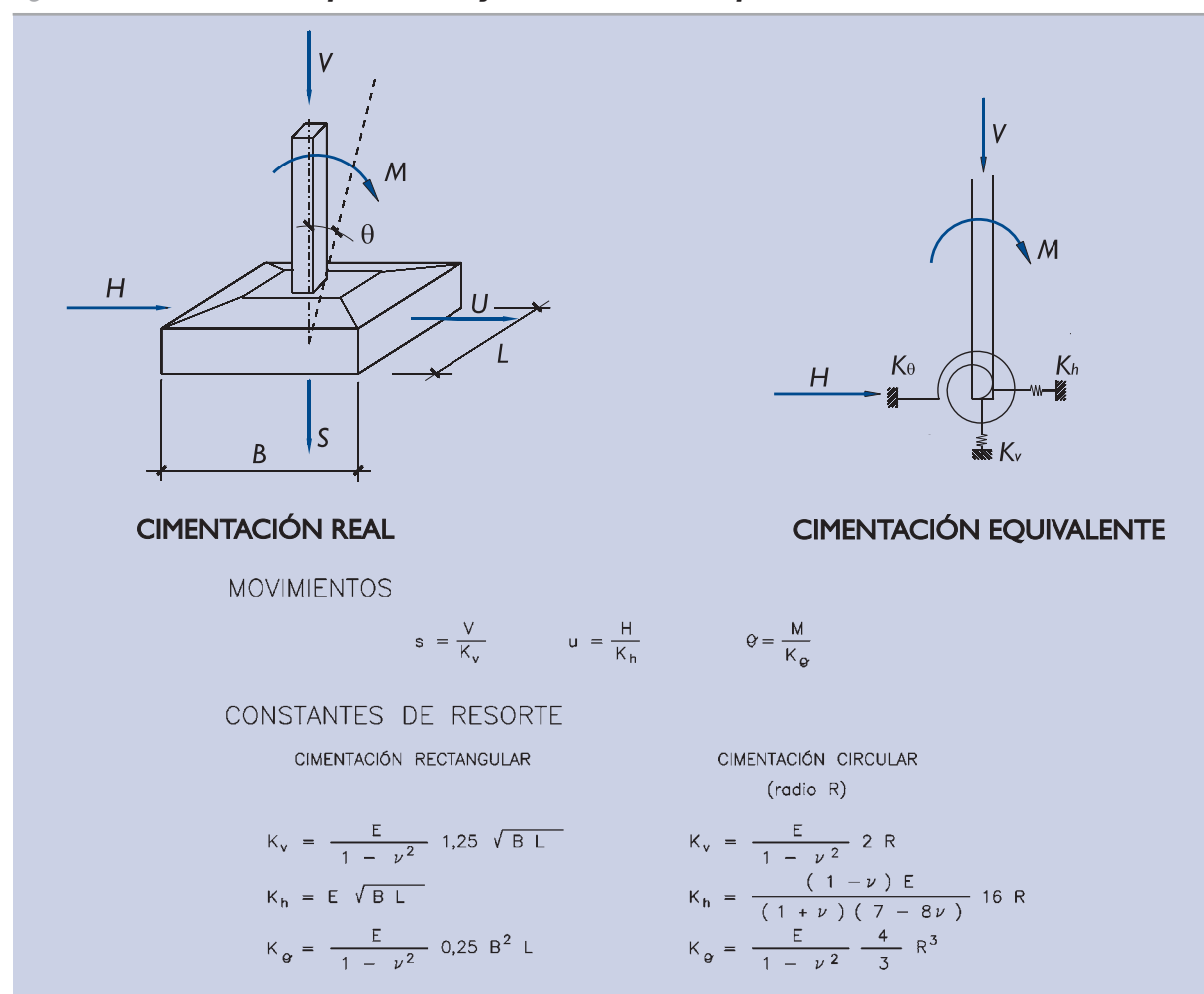
Los movimientos horizontales y los giros pueden ser de interés en algunos casos; y por eso, en la Fig. 3.5.9, se incluyen también algunas soluciones típicas que pueden permitir la estimación de esos movimientos.

Para las cimentaciones superficiales mediante zapatas aisladas en arcillas saturadas, el movimiento instantáneo puede calcularse con unos parámetros elásticos aparentes que están relacionados con los correspondientes del esqueleto del suelo, mediante las expresiones siguientes:

$$v_{aparente} = 0,5$$

$$E_{aparente} = \frac{1,5}{1 + \nu} \cdot E$$

(10) "Settlements of foundations on sand and gravel". Proc. Inst. of C.E. London.

**Figura 3.5.9. Movimiento de zapatas aisladas y Constantes de Resorte para cálculos de interacción suelo-estructura**

A largo plazo, en arcillas saturadas, se produciría el asiento correspondiente a los parámetros elásticos del terreno  $E$  y  $\nu$ .

Además, tanto en arenas como en arcillas, existe un asiento de fluencia secundaria que puede durar incluso años y que puede suponer un porcentaje considerable del asiento elástico calculado con los parámetros efectivos de deformación. La magnitud de ese asiento es difícil de estimar y únicamente la experiencia y la observación permiten precisarlas.

Por este motivo habrá de suponerse, salvo que haya información específica contrastada, que las acciones correspondientes a la combinación de acciones cuasipermanente puede producir, a largo plazo, un asiento adicional de hasta el 20% del asiento elástico correspondiente.

La flexibilidad de las cimentaciones aisladas influye en los esfuerzos de la estructura; y por eso las mismas soluciones de la teoría de la elasticidad, que relacionan cargas y movimientos, se deben utilizar para representar, mediante unos resortes, la deformabilidad del cimient en los cálculos estructurales en los que convenga introducir el efecto de interacción suelo-estructura.

En las fórmulas indicadas en la Fig. 3.5.9 no se cuenta con la colaboración del empotramiento o profundidad de cimentación, que puede reducir los movimientos a valores mucho menores. Para contar con ése y otros posibles efectos favorables ha de consultarse la bibliografía técnica especializada o realizar cálculos numéricos que se salen del alcance de esta ROM.

### 3.5.7.2 Cimentaciones corridas

#### b. Cimentaciones corridas rígidas

Los movimientos de las cimentaciones rígidas con formas alargadas se pueden estimar mediante las fórmulas indicadas en la Fig. 3.5.9.

Para longitudes grandes, tanto el asiento como el desplazamiento horizontal calculados así crecen indefinidamente; no lo hace sin embargo el giro de la cimentación. Este defecto de la teoría de la elasticidad utilizada, que supone un módulo de elasticidad uniforme con la profundidad, es difícil de paliar salvo en aquellas situaciones en las que exista un fondo rocoso que se pueda suponer indeformable. En esos casos, para el cálculo del asiento se pueden aplicar el método de Steinbrenner descrito en 3.5.7.3.

Dado que la relación

$$K_h = 0,8 (1 - \nu^2) K_v$$

existe, independientemente de la longitud, para las cimentaciones alargadas, esta expresión puede utilizarse para estimar movimientos horizontales una vez calculados los asientos.

#### b. Cimentaciones corridas flexibles

Los asientos de las cimentaciones flexibles son, como media, los mismos que los de las cimentaciones rígidas de iguales dimensiones en planta. El movimiento del terreno no será uniforme y, por lo tanto, para los posibles cálculos de interacción suelo-estructura no se deben concentrar en un sólo punto los resortes equivalentes a representar la deformación del terreno.

En el apartado que sigue se indican algunas ideas para el caso de losas. Esas ideas serían aplicables también a estas cimentaciones flexibles corridas.

### 3.5.7.3 Asientos de losas y cargas extensas

Los movimientos principales de las losas de cimentación y de otras cargas extensas de superficie son los asientos.

El procedimiento más adecuado para calcular los asientos de cargas extensas es el conocido como método de Steinbrenner, cuyas fórmulas se indican en la Fig. 3.5.10.

Para calcular el acortamiento de un cierto estrato de terreno “i” ha de suponerse que todo el subsuelo es homogéneo y formado por ese terreno. Las fórmulas permitirán calcular los asientos a las dos profundidades que delimitan el estrato y su diferencia será, por lo tanto, el acortamiento buscado.

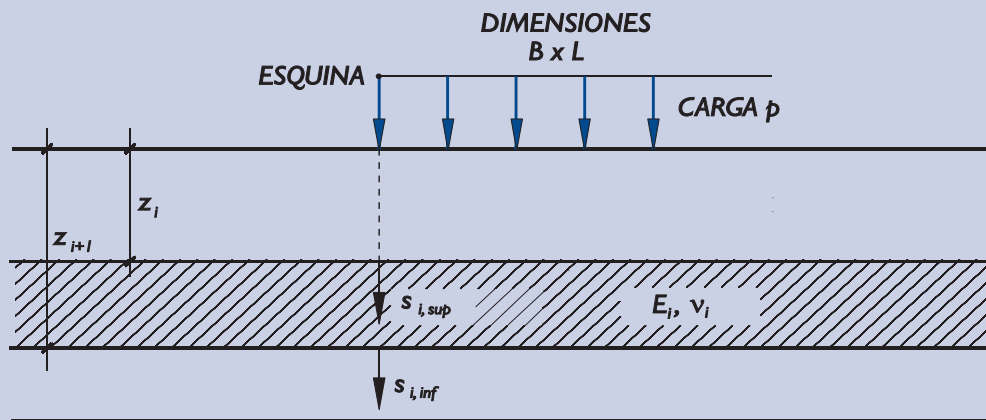
La suma de acortamientos de cada uno de los estratos permite evaluar el asiento de la superficie.

Las fórmulas indicadas corresponden al asiento bajo la esquina de un área rectangular cargada. La superposición de varias cargas de este tipo puede permitir la representación del caso en estudio.

Calculados los asientos en distintos puntos, se pueden preparar constantes de resorte que, distribuidas por los nudos de cálculo de la estructura de la losa de cimentación, produzcan una situación de asientos similar a la obtenida con estos cálculos, cuando se empleen después en un análisis suelo-estructura con distintas combinaciones de carga.

Algo más simples, aunque menos recomendables, son los cálculos de interacción realizados con la aplicación de los coeficientes de balasto. Las constantes de resorte, en esos casos, son de tipo uniforme en toda la extensión de la losa y directamente proporcionales al área asignada a cada nudo. La curvatura inducida por la deformación del terreno bajo cargas uniformes no quedaría representada.

Figura 3.5.10. Fórmulas del método de Steinbrenner



$$\text{ACORTAMIENTO DEL ESTRATO} \quad i = s_i(z_i) - s_i(z_{i+1})$$

FÓRMULA DEL ASIENTO EN PROFUNDIDAD

$$s(z) = \frac{p B}{2 E} (A \phi_1 - B \phi_2)$$

donde:

$$A = 1 - v^2$$

$$B = 1 - v - 2 v^2$$

$$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left( \ln \frac{t+n}{t-n} + n \cdot \ln \frac{t+1}{t-1} \right)$$

$$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \arctg \frac{n}{t m}$$

$$m = \frac{z}{B}$$

$$n = \frac{L}{B}$$

$$t = (1 + n^2 + m^2)^{\frac{1}{2}}$$

### 3.5.7.4 Asientos admisibles

Los movimientos que experimenta un cimiento comienzan a producirse tan pronto como se inicia la construcción. A medida que se van colocando las cargas, se van produciendo los movimientos y por eso son sólo parte de los movimientos totales los que pueden tener efectos negativos en la estructura.

Por otro lado, con la estructura construida, se pueden producir movimientos no sólo por las oscilaciones de las cargas de utilización y por la fluencia indicada en 3.5.7.1, sino también por otras causas externas tales como variaciones del nivel freático, actividad de construcción próxima (excavaciones, rellenos, acopios) o incluso vibraciones, ya sean debidas a la actividad de la construcción, de la explotación o incluso debidas a efectos sísmicos. El juicio del ingeniero es, en este caso particular, importante para estimar los movimientos que pueden afectar a la estructura.

Las fórmulas elásticas mencionadas en los apartados anteriores son aplicables al estudio de los movimientos que provocan en ciertas geometrías de cimentación la aplicación de ciertas cargas. El ingeniero debe investigar qué cargas son las que provocan los movimientos que pueden afectar a la estructura o, en términos más generales, a la solución cuyo proyecto se analiza y cuál es la amplitud de los movimientos que se pueden admitir.

En este apartado se pretende dar cierta ayuda en la evaluación de los movimientos límites o movimientos máximos admisibles.

Los movimientos admisibles dependen del tipo de estructura y pueden ser desde muy pequeños, del orden de milímetros (cimentaciones de equipos sensibles), hasta muy grandes, de varios centímetros e incluso decímetros, cuando se habla de asientos de muelles de bloques, por ejemplo.

El movimiento diferencial entre dos partes de una estructura es el que puede introducir esfuerzos que la dañen y ese movimiento diferencial será una fracción del movimiento total. Se denomina distorsión angular al cociente entre el movimiento diferencial y la distancia entre los puntos que se produce. Las estructuras normales de hormigón y acero pueden soportar distorsiones del orden de  $1/150$  como máximo; esa tolerancia puede ser hasta sólo la mitad ( $1/300$ ) si soportan cerramientos rígidos que puedan agrietarse.

Está muy extendido, en estructuras de edificación normales, limitar las distorsiones angulares a  $1/500$ .

En cuanto a giros del cimiento, los valores admisibles pueden ser muy variados, aunque se consideran límites los siguientes valores:

- ◆ Muros y estructuras de contención. Inclinación máxima admisible 0,6%.
- ◆ Estructuras isostáticas de hormigón o de acero, tanques de almacenamiento de acero, 0,4%.
- ◆ Estructuras hiperestáticas de hormigón o de acero, edificios normales de estructura de hormigón armado, 0,2%.
- ◆ Estructuras de soporte de maquinaria sensible a los movimientos, 0,1%.

En cuanto a asientos máximos, la limitación más usual, aparte de la relativa a las posibles distorsiones angulares, es de 2,5 cm en cimentaciones aisladas y de hasta 5 cm en cimentaciones mediante losa.

Los movimientos límites correspondientes a cada proyecto deben definirse mediante un procedimiento razonado para cada caso concreto; los valores límites admisibles que se mencionan aquí deben considerarse únicamente a título orientativo.

### 3.5.8 Consideraciones sobre el proyecto estructural

La parte de la estructura en contacto con el terreno (estructura de la cimentación) debe proyectarse como otro elemento estructural más.

En los cálculos de verificación de esa estructura, las reacciones del terreno que se obtienen de los cálculos geotécnicos descritos en los puntos precedentes deben ser consideradas como acciones de las tierras contra la estructura.

Estas acciones del terreno tendrán el mismo carácter que la acción externa que las causa.

Dado que los procedimientos de verificación de la seguridad en los cálculos estructurales exigen otra consideración de las acciones (coeficientes de mayoración de acciones correspondientes a estados límite últimos tipo STR), se recomienda realizar cálculos geotécnicos complementarios para estimar las reacciones del terreno ante las situaciones de proyecto planteadas en los cálculos estructurales, al verificar los Estados Límite Últimos y de Servicio en la cimentación.



## 3.6 CIMENTACIONES PROFUNDAS

### 3.6.1 Aspectos generales

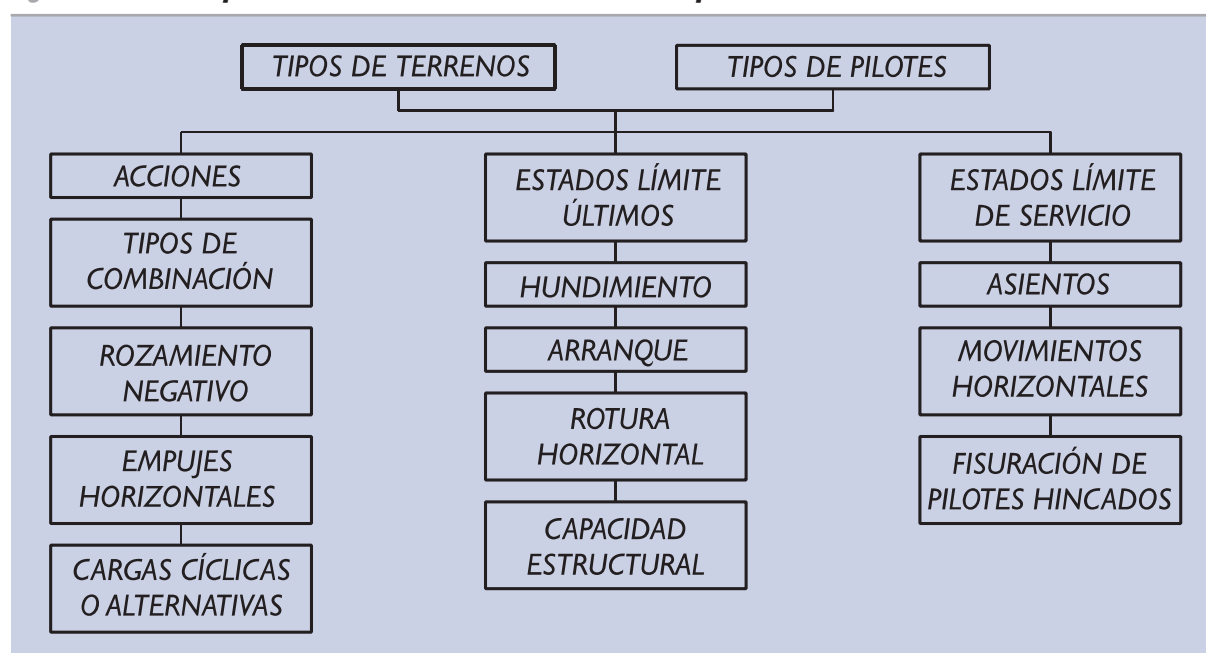
La presencia de suelos poco resistentes cerca de la superficie del terreno es una razón, de entre otras, que puede obligar a transferir las cargas a cierta profundidad. Uno de los procedimientos más habituales para establecer cimentaciones profundas es el pilotaje y de él se tratará en este apartado.

Los temas sobre los que se hacen recomendaciones son los indicados en el esquema de la Fig. 3.6.1. Unos se refieren a la forma de evaluar la seguridad frente a algunos Estados Límite Últimos y otros se refieren a recomendaciones sobre el proceso de evaluación de algunos Estados Límite de Servicio.

Esta Recomendación no cubre todos los aspectos que puedan aparecer y que deben contemplarse en el proyecto de cimentaciones profundas. Tratando de paliar esa falta, se han incluido ciertas consideraciones de índole general al hablar de los Estados Límite Últimos y de los Estados Límite de Servicio.

Como quiera que para el desarrollo de este tema se utilizan ciertas formas particulares de análisis, según sea el tipo de terreno o el tipo de pilote, se comienza con unos apartados dedicados a esos dos aspectos donde se definen los conceptos necesarios para el desarrollo subsiguiente de las Recomendaciones.

**Figura 3.6.1. Principales temas a considerar en cimentaciones profundas**



#### 3.6.1.1 Tipos de terreno

A efectos de las comprobaciones y cálculos a realizar en este tema de las cimentaciones profundas pilotadas, se distinguen tres tipos fundamentales de terreno: las rocas, los suelos granulares y los suelos cohesivos.

El tipo de terreno que pueda aparecer en un determinado emplazamiento será, con frecuencia, heterogéneo y por lo tanto requerirá una clasificación por zonas en una de las tres categorías antes mencionadas.

Será también frecuente la existencia de terrenos de transición difícilmente clasificables en una u otra categoría. En esos casos, el ingeniero debe hacer sus comprobaciones tal como aquí se indica, con varias hipótesis de clasificación y adoptar, como resultados de sus análisis, los correspondientes a la hipótesis que, siendo razonable, resulte más conservadora.

Las definiciones de estas tres categorías de terrenos, así como los datos necesarios para el estudio de un pilotaje son los que se mencionan a continuación:

**a. Rocas**

A los efectos del estudio de los pilotajes, se considerará como rocas a aquellos terrenos que:

- ◆ En sondeos cuidados realizados a rotación permitan recuperar más del 50% del testigo.
- ◆ La resistencia a compresión simple de los testigos sanos supere sistemáticamente la carga de 1 MPa.
- ◆ Los agregados minerales que las forman son estables en el tiempo; sin cambios sustanciales durante la vida útil de la obra.

Como puede verse, dentro de esta categoría podrían quedar incluidas algunas arcillas sobreconsolidadas y podrían quedar excluidas las rocas muy alteradas o muy diaclasadas.

Para el estudio de cimentaciones en roca es necesario conocer la topografía del fondo rocoso, su naturaleza, describir su diaclasamiento, su grado de alteración y la resistencia a compresión simple de los fragmentos más sanos.

Además, si por la índole del proyecto se requieren estudios de deformaciones de la cimentación, sería necesario conocer los módulos de deformación de la roca.

Los reconocimientos adecuados a estos fines se describen en la Parte 2 de estas Recomendaciones.

**b. Suelos granulares**

Se definen como suelos granulares aquéllos que no tienen cohesión. Se supondrá, además, que tienen una permeabilidad apreciable, de manera que los procesos de variación de presiones intersticiales en su interior ocurren en plazos insignificantes comparados con los de aplicación de las cargas de cimentación. La permeabilidad mínima para esta clasificación es de  $10^{-4}$  a  $10^{-5}$  cm/s.

Dentro de este grupo de suelos granulares quedarían comprendidos las arenas y las gravas, aun con contenidos de finos limosos apreciables, del orden del 15% como máximo, así como algunas rocas muy fracturadas o alteradas, siempre que el producto de su alteración no sea arcilloso y dé al conjunto cohesión apreciable e impermeabilidad.

Los datos necesarios para el estudio de Estados Límite Últimos de pilotajes en suelos granulares son, además de la descripción de su naturaleza (ensayos de identificación) y densidad, alguno de los siguientes relativos a su resistencia.

- ◆ Ángulo de rozamiento.
- ◆ Resistencia en el ensayo SPT.
- ◆ Resistencia en ensayos penetrométricos estáticos o dinámicos continuos.
- ◆ Otros ensayos que definan la resistencia al corte.

En proyectos de importancia será conveniente obtener esta información de la resistencia del terreno por más de un procedimiento.

Además, para realizar los estudios de movimientos, normalmente asociados a los Estados Límite de Servicio, es preciso conocer la deformabilidad de los suelos granulares. El módulo de deformación de los suelos granulares suele ser creciente con la profundidad y, por eso, su definición no suele hacerse con un sólo número, sino con un gráfico de variación del módulo con la profundidad.

Es clásico, en el estudio de deformaciones horizontales de pilotes, definir la deformabilidad de los suelos granulares mediante un módulo de reacción, que se suele denominar " $n_h$ ", del que se habla en el apartado 3.6.9.2.

### c. Suelos cohesivos

Se entiende aquí, en el estudio de cimentaciones pilotadas, como suelos cohesivos aquellos terrenos que tienen cohesión, siempre que su resistencia a compresión simple sea inferior a 1 MPa y que sean suficientemente impermeables como para no ser clasificables como granulares.

Para el estudio de cimentaciones pilotadas que interesen suelos cohesivos es preciso conocer, además de su naturaleza (ensayos de identificación) y de su densidad, algún dato de su resistencia, tanto a corto plazo (o resistencia al corte sin drenaje) como a largo plazo (o resistencia al corte con drenaje), así como algún dato de su deformabilidad.

Los procedimientos de reconocimiento y caracterización de estos suelos están descritos en la Parte 2 de estas Recomendaciones.

## 3.6.1.2 Tipos de pilote

Los pilotes pueden clasificarse con diversos criterios según el aspecto que interese. A efectos de las recomendaciones que siguen conviene distinguir los pilotes, según el procedimiento de ejecución, en dos tipos:

- a. Pilotes hincados. También denominados pilotes de desplazamiento. La característica fundamental estriba en la compactación de los suelos del entorno que su ejecución puede inducir, ya que el pilote se introduce sin hacer excavaciones previas que faciliten su alojamiento en el terreno.
- b. Pilotes excavados o perforados hormigonados in situ. Son aquéllos que se construyen en excavaciones previas realizadas en el terreno.

Pueden existir pilotes de carácter intermedio entre los dos anteriores, tales como los hincados en preexcavaciones parciales de menor tamaño que el pilote. Así deben considerarse también los pilotes hincados con ayuda de lanzas de agua (para atravesar ciertas capas más resistentes).

También se distinguirán, en estas Recomendaciones, los pilotes de hormigón de los pilotes metálicos y de los pilotes de madera, ya que el rozamiento de las tierras con estos materiales puede ser diferente.

Las distinciones en cuanto a la estructura interna del pilote, tales como el hormigón armado frente al pretensado o los de estructura mixta hormigón-perfiles de acero o los pilotes metálicos tubulares rellenos de hormigón, aunque tienen una importancia decisiva a la hora de evaluar su resistencia estructural, tienen una importancia secundaria desde el punto de vista geotécnico.

La forma de los pilotes (circulares, anulares, tubulares, cuadrados, perfiles en H, etc.) tiene cierta importancia en cuanto al procedimiento de evaluación de su capacidad portante. En particular, es de importancia la forma de la punta en los pilotes hincados (azuches) cuando la hincada se lleva hasta entrar en roca o en un estrato resistente.

## 3.6.2 Modos de fallo más usuales

### 3.6.2.1 Estados Límite Últimos

#### 3.6.2.1.1 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS DE TIPO GEOTÉCNICO (GEO)

Dentro de los Estados Límite Últimos de tipo geotécnico (GEO) que pueden darse en las cimentaciones profundas, deben considerarse los modos de fallo que se indican a continuación.

**a. Hundimiento**

Es el estado de rotura más clásico. La carga vertical sobre la cabeza del pilote superaría la resistencia del terreno y se producirían asentamientos desproporcionados.

Sobre los procedimientos de verificación de la seguridad frente al hundimiento se hacen recomendaciones en el apartado 3.6.6.

**b. Rotura por arranque**

Los pilotes pueden utilizarse para soportar cargas de tracción en su cabeza. Si esa carga excede la resistencia al arranque, el pilote se desconecta del terreno, rompiendo su unión y produciéndose el consiguiente fallo.

Este tipo de mecanismo y su procedimiento de evaluación se consideran en el apartado 3.6.7.

**c. Rotura del terreno por cargas transversales**

Cuando las cargas horizontales aplicadas en los pilotes producen en el terreno tensiones que éste no puede soportar, se producen deformaciones excesivas o incluso, si el pilote es suficientemente resistente como estructura, el vuelco del mismo.

La carga horizontal límite que pueden soportar pilotes o grupos de pilotes se considera en el apartado 3.6.8.

**d. Estabilidad global**

El conjunto de la estructura y su cimentación pilotada pueden fallar mediante un mecanismo de rotura aún más profundo que la cimentación o que, no siendo tan profundo, pudiera cortar los pilotes por su fuste.

Este tipo de roturas habrá de analizarse mediante los métodos de equilibrio límite descritos para la estabilidad de taludes en el punto 3.8.

#### 3.6.2.1.2 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS DE TIPO ESTRUCTURAL (STR)

Dentro de los Estados Límite Últimos de tipo estructural (STR), esta ROM indica procedimientos adecuados para realizar parte del estudio del siguiente modo de fallo:

**a. Capacidad estructural del pilote**

Las cargas transmitidas al pilotaje en su cabeza inducen esfuerzos en los pilotes que pueden dañar su estructura.

En el apartado 3.6.10 de estas Recomendaciones se indican criterios sobre los procedimientos de cálculo de esfuerzos en los pilotes.

Los criterios de verificación de la capacidad estructural de los pilotes deben ser iguales que los de otros elementos estructurales, teniendo presente los distintos materiales y las distintas formas de ejecución, que se puedan utilizar en cada proyecto particular.

#### **b. Otros modos de fallo estructurales**

Aunque no se mencionan en esta Recomendación, por considerar que el tema se sale ya fuera de su alcance, ha de mencionarse que el análisis estructural del pilote es esencial. Deben considerarse los esfuerzos de manipulación, transporte e hincas en los pilotes prefabricados hincados. Es esencial también el estudio del pandeo. Y son tarea esencial del proyecto estructural los estudios de los encepados y tableros a los que se une el pilote, particularmente el estudio del comportamiento de las uniones pilote-estructura.

### **3.6.2.2 Estados Límite de Servicio**

Los Estados Límite de Servicio en las cimentaciones profundas están normalmente asociados a los movimientos. En ese sentido, son aplicables las ideas indicadas en 3.5.2.2 respecto a las cimentaciones superficiales.

Tanto en el proyecto de pilotes aislados como en el de grupos de pilotes deben realizarse comprobaciones en las que entra en juego no sólo la resistencia del terreno, sino también su deformabilidad.

En los grupos de pilotes se plantea, además, un problema adicional relativo a la distribución de cargas sobre los pilotes individuales. Como quiera que este aspecto está íntimamente ligado a la deformabilidad del suelo y aunque el asunto sea de carácter más general, este problema se considera dentro de este conjunto de temas que se ha agrupado bajo el epígrafe de Estados Límite de Servicio.

Finalmente, en este mismo conjunto de temas se dan recomendaciones para estimar los esfuerzos que actúan en la parte enterrada de los pilotes, en función de los esfuerzos actuantes al nivel del terreno y de la deformabilidad del mismo.

En esta ROM no se considera, por ser ya de marcado carácter estructural y específico de cada tipo de obra, el estudio de la fisuración de hormigones de los pilotes. Tampoco se dan recomendaciones específicas sobre el comportamiento dinámico (interacción dinámica suelo-estructura) de estructuras pilotadas.

#### **3.6.2.2.1 OTRAS FORMAS DE FALLO DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS**

Existen otros modos de fallo, correspondientes a Estados Límite de Servicio, que, aún siendo menos frecuentes, deberán considerarse oportunamente en los proyectos y obras en las que tales problemas sean previsibles. Entre esos modos de fallo y sin pretender hacer una relación exhaustiva, se citan las siguientes:

Fallos geotécnicos o deformaciones excesivas producidos por cambios en la geometría del terreno o de la obra, como erosiones o socavaciones.

Daños en cimientos y estructuras ocasionados por vibraciones excesivas debido a la hincas de pilotes. La hincas de pilotes en suelos arcillosos blandos ha originado y puede originar daños importantes en zonas incluso lejanas (más de cien metros) del lugar de hincas.

Pérdidas de durabilidad por ataques del medio ambiente al material del pilote, con la consiguiente merma de capacidad. Aunque también se deterioran el hormigón y la madera, merece mención especial el efecto de la corrosión del acero en las zonas batidas por el oleaje, la carrera de marea o por las oscilaciones del nivel freático.

### 3.6.3 Definición de los factores de proyecto

#### 3.6.3.1 Configuración geométrica

Los datos geométricos <sup>(11)</sup> de más interés para analizar el comportamiento de un pilote aislado son la longitud dentro del terreno y su diámetro (o sus diámetros si es que éste no fuera constante).

En los grupos de pilotes será necesario conocer su número y su distribución. Se hará mención de la separación entre pilotes “s” como parámetro más indicativo.

La configuración geométrica del subsuelo debe conocerse en toda la profundidad atravesada por los pilotes y también por debajo del nivel de sus puntas. En un pilote individual los efectos de las cargas pueden profundizar bajo la punta poco más allá de cinco veces el diámetro del pilote, pero en el caso de grupos de pilotes esos efectos pueden ser notables hasta profundidades bajo sus puntas de más de vez y media el ancho del grupo medido en planta.

En la descripción de los apartados siguientes se hablará, en general, de diámetro del pilote. En pilotes no circulares debe entenderse esa dimensión como el diámetro del pilote circular de igual perímetro externo o de igual sección transversal, según sea el motivo que obligue a hacer esa equivalencia.

Como caso especial, deben considerarse los pilotes de sección rectangular alargada que suelen realizarse con maquinaria de ejecución de pantallas continuas de hormigón armado, que son de uso relativamente frecuente.

En estos casos y para comprobar la seguridad frente al hundimiento, la punta puede suponerse con un área equivalente para secciones rectas alargadas,  $B \times L$ , dada por la siguiente expresión:

Área de la punta equivalente

$$A_p = 0,6 BL + 0,4 B^2$$

siendo “L” la mayor dimensión de la sección recta.

En forma similar pueden tratarse los elementos portantes formados por tablestacas metálicas. La sección transversal de la punta, a efectos del cálculo de la capacidad resistente frente al hundimiento, puede considerarse rectangular y con un ancho igual a la distancia horizontal que existe entre los planos verticales que inscriben al tablestacado.

El contorno lateral que debe considerarse para formas no circulares es el correspondiente al polígono de menor longitud de contorno capaz de inscribir la sección recta del pilote.

Algunas de las notaciones que se utilizarán más adelante relativas a la configuración geométrica se ilustran en la Fig. 3.6.2.

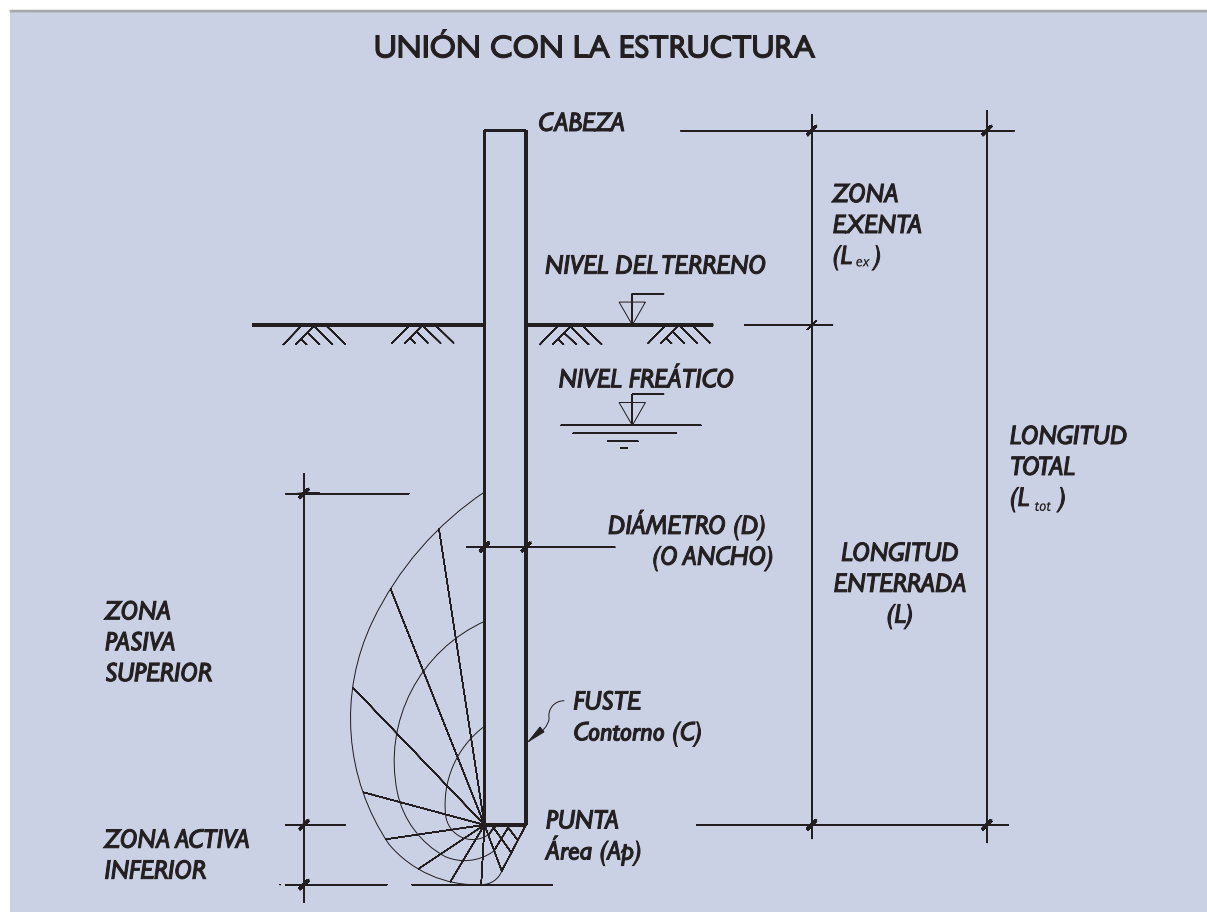
En esta figura se indican dos zonas, denominadas activa y pasiva, cerca de la punta del pilote. En esas zonas es donde se rompe el terreno, donde se alcanza la condición de fluencia plástica, durante el proceso de hundimiento vertical. La amplitud de estas zonas depende principalmente del ángulo de rozamiento del terreno. A efectos de cálculo, cuando sea necesario, se supondrá que:

- ◆ La zona activa inferior afecta hasta una profundidad bajo la punta del pilote igual a:
  - 2D – terrenos cohesivos.
  - 3D – terrenos granulares y rocas.

(11) Dadas las condiciones de ejecución pueden existir desviaciones geométricas importantes que habrán de limitarse (tolerancias) y considerarse en los cálculos de proyecto.

- ◆ La zona pasiva superior afecta hasta una altura sobre la punta del pilote igual a:  
 $4D$  – terrenos cohesivos.  
 $6D$  – terrenos granulares y rocas.

**Figura 3.6.2. Algunas notaciones relativas al pilote aislado**



### 3.6.3.2 Características del terreno

Las características del terreno serán descritas mediante parámetros de cálculo que serán los deducidos de los ensayos correspondientes. Dependiendo del tipo de terreno serán necesarias unas u otras características, tal como se indicará en cada caso.

Los valores de los parámetros resistentes deben ser la mejor estimación del valor medio. Para calcular según el método de Nivel I que se describe en esta ROM, no se deben utilizar coeficientes de seguridad parciales para mayorarlos o minorarlos. En cualquier caso se atenderán las ideas expuestas en 3.3.5.2.

### 3.6.3.3 Acciones

Cada situación de proyecto estará encaminada a verificar la seguridad frente a un modo de fallo no deseado. Esa situación quedará definida por unos datos geométricos, unas características del terreno, comentadas en los apartados anteriores, y unas combinaciones de acciones que se comentan a continuación.

En la evaluación de las acciones se tendrán en cuenta las recomendaciones indicadas en 3.3.5.3.

Para analizar el estado límite de hundimiento se considerarán las combinaciones de carga que producen la mayor componente vertical o axial, en general.

Para analizar el modo de fallo de rotura del terreno por empuje horizontal se considerarán las combinaciones de carga que produzcan la máxima componente horizontal y/o mayor momento.

Si existieran pilotes en tracción, para evaluar la seguridad frente al arranque, se utilizará la combinación de acciones que produzcan las máximas tracciones.

En el estudio de los esfuerzos en los pilotes, así como en los estudios de interacción cimiento-estructura se utilizarán cuantas combinaciones sean necesarias para verificar la capacidad estructural del cimiento y de la estructura.

### **3.6.3.4 Efectos parásitos**

Los pilotes, debido a su interacción con el terreno, pueden quedar sometidos a unas acciones que habrán de sumarse a las que produce la propia estructura a la que sustentan. Estas acciones se denominan aquí efectos parásitos.

Los efectos parásitos que suelen ocurrir con mayor frecuencia son los que se citan en este apartado. El ingeniero debe considerar su posible ocurrencia en la obra en cuestión y, si procede, evaluar su importancia siguiendo las recomendaciones que aquí se indican.

#### **3.6.3.4.1 ROZAMIENTO NEGATIVO**

##### **IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA**

La situación de rozamiento negativo se produce cuando el asiento general de la superficie del terreno es mayor que el asiento de la cabeza del pilote. En esa situación, el pilote soporta, además de la carga que le transmite la estructura, parte del peso del terreno. Como consecuencia, el rozamiento negativo hace que la carga total de compresión que el pilote ha de soportar aumente.

El asiento del terreno puede ser debido a su peso propio (terrenos en fase de consolidación) o, más frecuentemente, por causa de cargas colocadas en superficie (rellenos) después de construir el pilote o colocadas antes, pero estando aún el proceso de consolidación en marcha. Puede ser también debido a rebajamientos del nivel freático. Las vibraciones y los sismos pueden inducir asientos que provoquen rozamiento negativo.

La identificación del problema puede realizarse mediante un cálculo previo de los asientos del terreno y del pilote y comparando ambos. En general, es suficiente una pequeña diferencia de asientos para que se produzca la situación de rozamiento negativo; según la experiencia publicada, basta con asientos diferenciales del orden de 1 cm para que el rozamiento negativo se desarrolle notablemente.

##### **CÁLCULO DEL ROZAMIENTO NEGATIVO**

El rozamiento negativo unitario (fuerza por unidad de superficie) se debe suponer igual a la resistencia por fuste, según se indica en 3.6.4.



Existen soluciones técnicas (tratamiento con betunes del fuste de pilotes hincados) que reducen notablemente el rozamiento negativo. Si se utiliza alguna de esas técnicas, deberá estimarse el valor del rozamiento negativo unitario correspondiente.

El esfuerzo tangencial, que se designará con la variable  $R^-$ , es el resultado de integrar el valor del rozamiento negativo unitario, que se denominará  $\tau^-$ , a lo largo del contorno del pilote y en una profundidad que va, desde la cabeza del pilote, hasta una profundidad “x”, que habrá que estimar. La expresión matemática de esta idea es la siguiente:

$$R^- = \int_0^x \pi D \tau^- dz$$

donde D es el diámetro del pilote equivalente (igual contorno).

Para pilotes que atraviesen suelos blandos y después apoyen sobre roca, se supondrá que “x” es igual que la profundidad del sustrato rocoso medida desde la cabeza del pilote.

Para pilotes flotantes que puedan sufrir asientos de cierta importancia y que sólo en contadas ocasiones se utilizan en terrenos que puedan sufrir rozamiento negativo, se puede estimar un valor de “x” menor que la longitud de pilote mediante el procedimiento simplificado que se describe a continuación.

En primer lugar debe realizarse un cálculo de asientos general de la zona, suponiendo que no existen pilotes. Ese cálculo debe incluir no sólo la determinación del asiento en la superficie sino también a cualquier profundidad. Es bueno obtener varios puntos de la ley de asientos en profundidad. Es la curva 1 que se indica en la Fig. 3.6.3.

En segundo lugar se examinará el asiento del pilote (o del grupo de pilotes, en su caso). Para ello se puede suponer que los pilotes son rígidos y que su asiento viene dado por un valor,  $s_p$ , que depende del valor del rozamiento negativo. Cuanto mayor sea la profundidad hasta la que se suponga que actúa el rozamiento negativo mayor será la carga que se transmite al terreno inferior ( $Q + W + R^-$ ) y menor será la amplitud de la zona de sustentación. Como consecuencia, el asiento del pilote (o del grupo, en su caso) es una función claramente creciente con la profundidad “x” hasta donde se suponga que actúa el rozamiento negativo. Es la curva 2 que se indica en la Fig. 3.6.3.

Realizados estos cálculos, se debe tomar como profundidad “x” aquélla que conduce a asientos del pilote similares a los que sufriría el terreno a esa misma profundidad cuando no existen pilotes. Es la ordenada de la intersección de las curvas 1 y 2 que se indica en la Fig. 3.6.3.

Para realizar los cálculos de asientos deberá elegirse algún procedimiento adecuado de los que se indican en esta ROM o de aquéllos que queden avalados por la experiencia para situaciones similares.

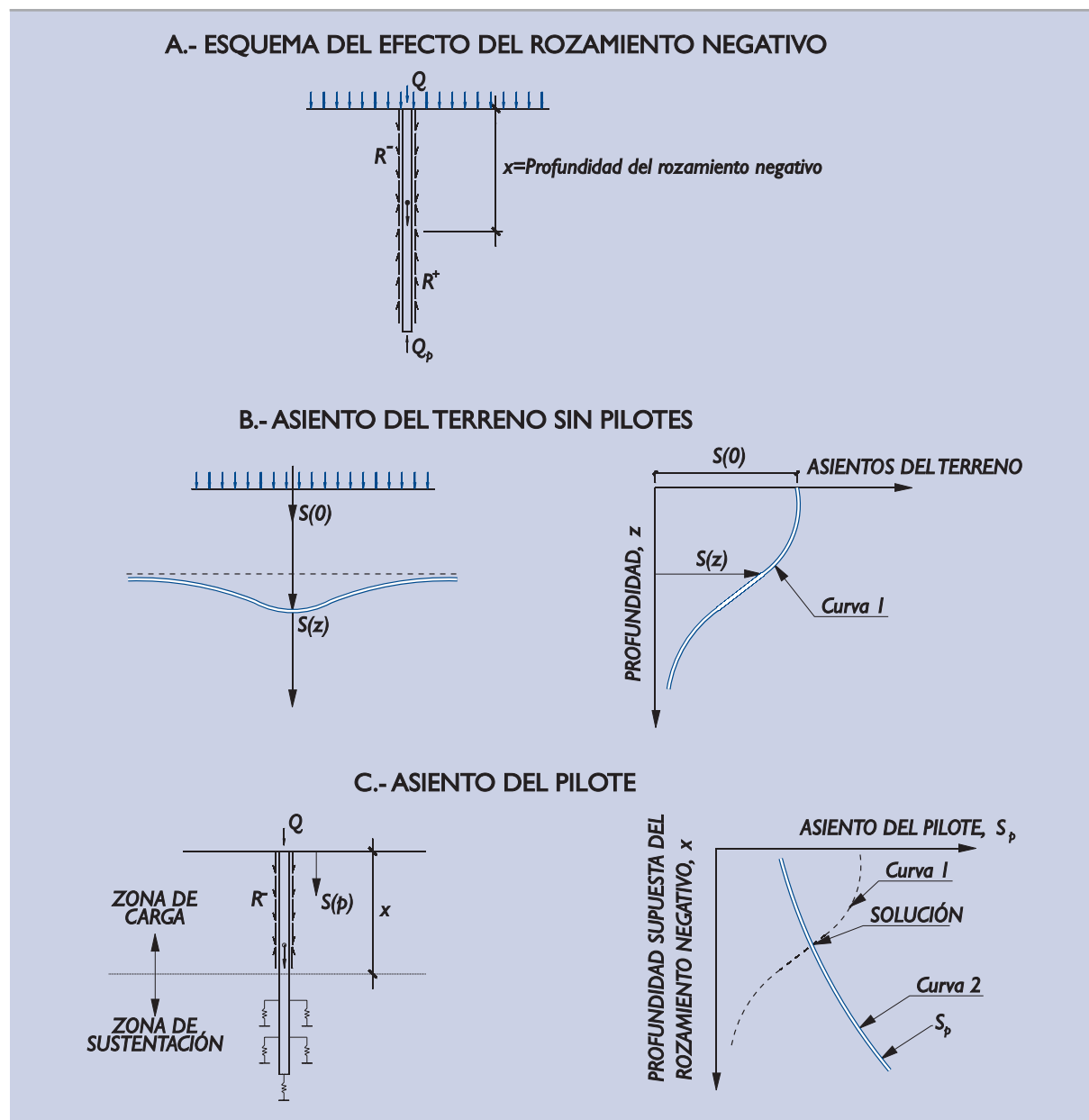
Para cada carga de servicio Q existe un rozamiento negativo. Siempre es conservador estimarlo para una carga de servicio baja y aplicarlo después para cualquier otra situación.

#### **EFFECTO GRUPO EN EL ROZAMIENTO NEGATIVO**

Los pilotes exteriores de los grupos de pilotes deben considerarse sometidos al mismo rozamiento negativo que si estuviesen aislados, especialmente los de las esquinas.

En los pilotes interiores es posible que el rozamiento negativo calculado como pilote individual y siguiendo las recomendaciones antedichas resulte superior al peso de las tierras que los rodean. Por ese motivo, en el caso de grupos de pilotes densos o poco espaciados, se debe comprobar que la suma de rozamientos negativos de los pilotes internos no supera el peso de tierras interior al grupo y situada por encima del nivel de cambio de signo del rozamiento. De otra forma, se tomará, como estimación de rozamiento negativo total, un valor menor: igual al peso de esas tierras.

Figura 3.6.3. Esquema de cálculo del rozamiento negativo

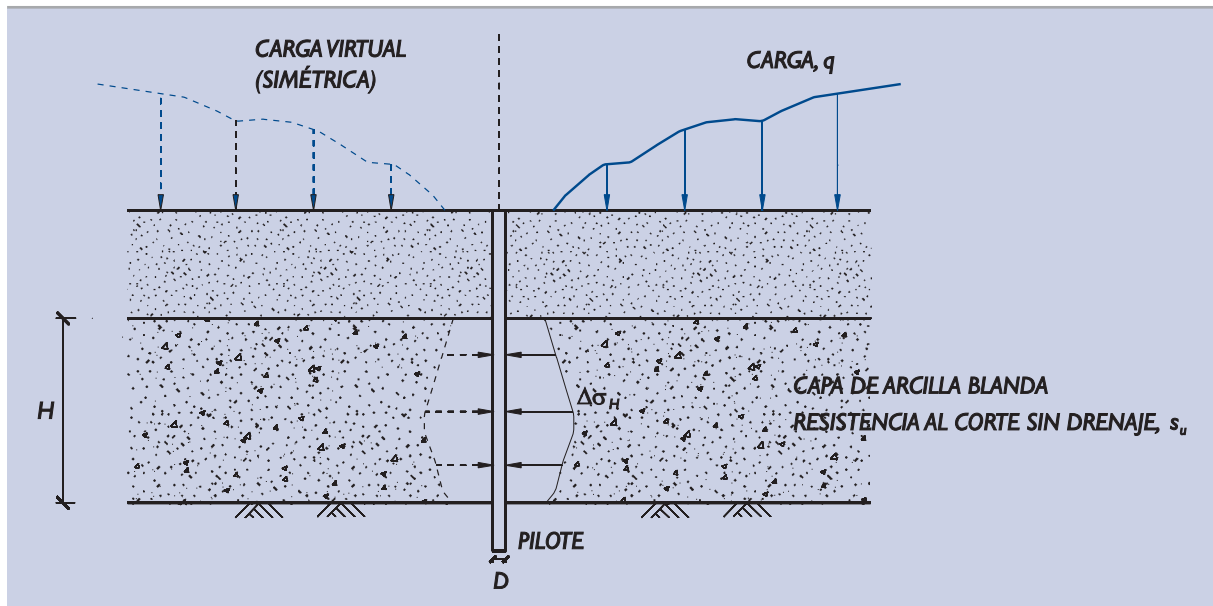


#### 3.6.3.4.2 EMPUJES HORIZONTALES CAUSADOS POR SOBRECARGAS VERTICALES DE SUPERFICIE

Las cargas colocadas en superficie producen desplazamientos horizontales del terreno que pueden afectar negativamente a cimentaciones pilotadas próximas cuando existen suelos blandos en profundidad. En la Fig. 3.6.4 se indica esquemáticamente una situación típica.

Los pilotes ejecutados en taludes pueden estar sometidos también a cargas horizontales importantes. Este segundo problema se considera en el apartado siguiente.

Normalmente, no será necesario considerar este efecto cuando la resistencia al corte sin drenaje del suelo sea superior al valor siguiente:

**Figura 3.6.4. Esfuerzos horizontales. Sobrecargas sobre terrenos blandos**

$$s_u \geq q \cdot \frac{D \cdot H}{a}$$

donde:

- q = presión vertical aplicada en superficie.
- D = diámetro del pilote.
- H = espesor del suelo blando.
- a = 5 m<sup>2</sup> (valor aproximado).

El estudio de estos problemas requiere un análisis de interacción terreno-pilote, que será necesario realizar con tanto más detalle cuanto más crítico resulte el problema. A falta de esos estudios, se podrá seguir el método simplificado que se indica a continuación.

El empuje horizontal máximo que puede provocar una carga de superficie puede estimarse de manera aproximada cuando el subsuelo es muy deformable y los pilotes están próximos entre sí, formando una “barrera” que impediría totalmente el movimiento horizontal del terreno.

Cuando no se requiera una gran precisión en la estimación de esfuerzos en los pilotes, se puede adoptar el método de cálculo que se ilustra en el croquis de la Fig. 3.6.4. El método se basa en las siguientes hipótesis simplificativas que, en general, conducen a una sobre-estimación del empuje horizontal:

- ◆ El pilotaje soporta, a modo de barrera horizontal rígida, todo el empuje horizontal generado por la carga a cada profundidad z y en un ancho “B” igual al menor de los siguientes:
  - a) el ancho de la zona cargada.
  - b) el ancho del grupo de pilotes más tres veces el diámetro de un pilote.
  - c) tres veces el diámetro del pilote multiplicado por el número de pilotes de la primera fila del grupo, la más próxima a la carga.
- ◆ La presión horizontal generada a una profundidad z bajo el terreno se puede calcular con la teoría de la elasticidad suponiendo que el terreno es homogéneo e isótropo.

En esas condiciones, es posible calcular el empuje horizontal descompensado que corresponde a una deformación nula, que ocurriría cuando el pilotaje es mucho menos deformable que el terreno.

Para simular la condición de barrera rígida horizontal, se debe suponer que actúa, además de la carga real, una carga virtual simétrica a la real respecto al eje de la primera fila del pilotaje en estudio. Con esa doble carga, el plano de simetría no sufriría deformación y estaría sometido, a uno y otro lado, al mismo incremento de presión horizontal,  $\Delta\sigma_H$ . El empuje sobre la barrera supuesta sería precisamente el provocado por esa presión horizontal (necesaria para que no exista deformación), ya que el terreno ubicado al otro lado de la barrera, que se supone muy deformable, no colaboraría en la contención del empuje horizontal.

El empuje total se puede obtener integrando las presiones horizontales en toda la altura del estrato blando y en la anchura B.

Existe un límite superior del empuje unitario,  $\Delta\sigma_H$ , que es precisamente el valor de la carga de rotura del terreno, que puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_H = 1/2 \sigma'_V + 2 s_u$$

donde:

$\sigma'_V$  = presión vertical efectiva a largo plazo, después de colocar la sobrecarga.

$s_u$  = resistencia al corte sin drenaje del suelo blando.

*Comentario: El estado tensional inicial, antes de colocar la sobrecarga de tierras a un lado de la cimentación, puede considerarse representado por las tensiones:*

$\sigma'_V$  = presión vertical efectiva.

$\sigma'_H$  = presión horizontal efectiva =  $K_o \sigma'_V$

*Después de aplicada la carga, a un lado de la pantalla de pilotes habrá un incremento de presión horizontal  $\Delta\sigma_H$  mientras que el incremento de presión vertical puede resultar pequeño y suponerse que  $\Delta\sigma_V = 0$ . El desviador de tensiones (diferencia de tensiones principales) termina teniendo el valor siguiente:*

$$\sigma_H - \sigma_V = \Delta\sigma_H - (1 - K_o) \sigma'_V$$

*imponiendo la condición de rotura:*

$$\sigma_H - \sigma_V = 2 s_u$$

*se obtiene:*

$$\Delta\sigma_H = (1 - K_o) \sigma'_V + 2 s_u$$

*Finalmente, suponiendo el valor aproximado de  $K_o = 1/2$ , resulta la expresión, también aproximada, que se indica en el texto.*

### 3.6.3.4.3 EMPUJES SOBRE PILOTES EN TALUD

La construcción de muelles claraboya, en los que un tablero queda sustentado mediante pilotes, es un ejemplo claro de este tipo de problema. El movimiento horizontal del talud de derrame de tierras supone siempre un empuje horizontal parásito que conviene considerar.

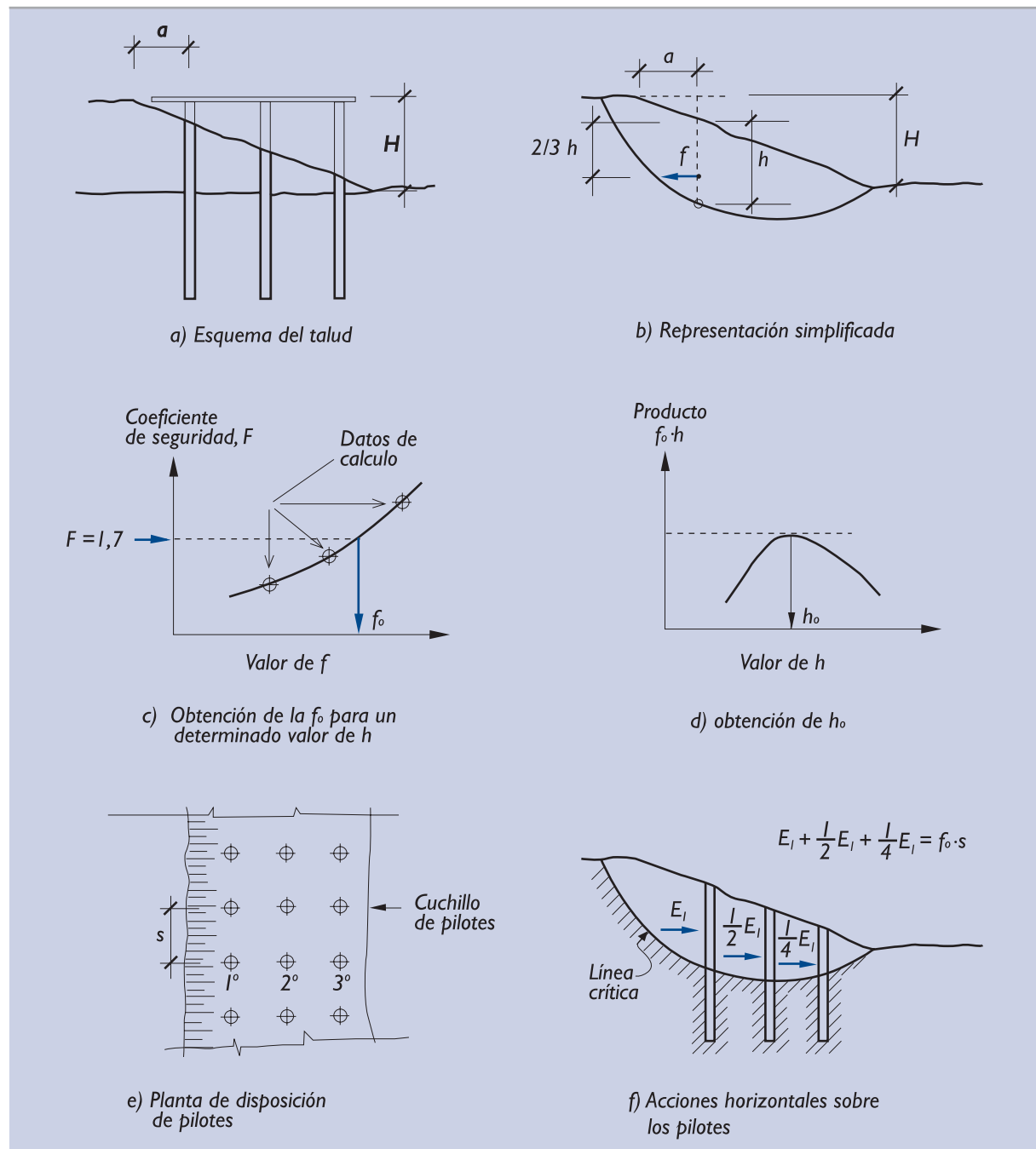
El problema se puede paliar notablemente cuando se ejecutan los pilotes «a posteriori» después de crear el talud de derrame, pero esa técnica puede ser excesivamente costosa.

Cuando se ejecutan pilotes hincados y después se rellena entre ellos para conseguir la configuración final, es siempre aconsejable colocar el relleno por tongadas horizontales.

Generalmente, el problema es de tal interés que conviene analizarlo de forma específica mediante un modelo numérico del caso en cuestión y, además, consultar la bibliografía que pueda describir casos semejantes en los que se haya observado el comportamiento.

En aquellos casos en los que sólo se quiera obtener una primera aproximación del empuje que actúa sobre los pilotes, se puede proceder de acuerdo con el método sencillo que se describe a continuación. Ver Fig. 3.6.5.

**Figura 3.6.5. Procedimientos de estimación de empujes sobre pilotes en talud**



El cálculo simplificado requiere el uso de un programa de ordenador para el análisis de problemas de estabilidad de taludes que permita introducir, como acción, una fuerza horizontal interna, dentro de la masa deslizante.

El efecto del conjunto de todos los pilotes se representará por una sola fuerza horizontal interna,  $f$ , que será aplicada en la vertical del eje de los pilotes más próximos a la cabeza del talud y a una profundidad  $2/3h$  respecto a la cabeza del talud, siendo  $h$  la profundidad de la línea de deslizamiento en esa misma vertical. Esto requerirá especificar en el cálculo que las líneas de deslizamiento pasen por un determinado punto fijo.

El cálculo se repetirá, conservando el valor de  $h$  pero cambiando el valor de  $f$  para obtener el valor que correspondería a un coeficiente de seguridad igual a 1,7. Este valor se definirá como  $f_o$ .

El proceso se repetirá para distintos valores de  $h$ , al objeto de estimar el valor máximo del producto  $f_o \cdot h$ . La línea de rotura correspondiente y los valores asociados de  $f_o$  y  $h_o$  serán utilizados después para determinar el empuje sobre el conjunto de todos los pilotes y su punto de aplicación.

El empuje sobre el conjunto de todos los pilotes de un cuchillo (conjunto de pilotes en una misma sección transversal) será:

$$E_{\text{total}} = s \cdot f_o$$

siendo  $s$  la separación entre cuchillos de pilotes. Si esa separación es mayor que la altura del talud,  $H$ , se tomará este valor como valor de la separación de cálculo.

El empuje total sobre los pilotes de un cuchillo se distribuirá entre ellos de manera ponderada. Al pilote primero, el más próximo a la cabeza del talud, se le asignará doble carga que al segundo y a éste doble que al tercero y así sucesivamente.

El punto de aplicación de la carga se supondrá a  $2/3$  de la profundidad enterrada del pilote dentro de la masa deslizante de la línea de rotura crítica, la que haya conducido a la determinación de  $f_o$  y  $h_o$ .

Existen programas de ordenador comerciales que permiten representar la presencia de pilotes en un talud con otros procedimientos. El procedimiento aproximado que se acaba de describir puede adaptarse al programa. En todo caso, se debe obtener la fuerza que actuaría sobre los pilotes en el supuesto de que los parámetros resistentes del terreno ( $c$  y  $\text{tg } \phi$ ) fuesen 1,7 veces menores que los reales y se quisiera mantener, en esas condiciones, el equilibrio estricto. Las fuerzas que actuarían sobre los pilotes en esas circunstancias son las que aquí se recomienda considerar como estimación de los empujes del talud sobre los pilotes.

A efectos del cálculo estructural, el empuje que actúa sobre cada pilote puede suponerse repartido de manera linealmente creciente con la profundidad, en la altura que va desde su cabeza hasta la intersección con la línea de deslizamiento crítica.

### 3.6.3.5 Efectos de las cargas cíclicas o alternativas

#### DEGRADACIÓN DE LA RESISTENCIA POR FUSTE

La experiencia limitada que existe del comportamiento de pilotes sometidos a una compresión cíclica en su cabeza indica que cuando se llega a producir un cambio de signo de la acción, compresión y tracción alternativas, se puede producir un cambio significativo en la capacidad de carga del pilote, mientras que las cargas cíclicas que mantienen permanentemente el pilote en compresión parecen tener un efecto menos significativo.

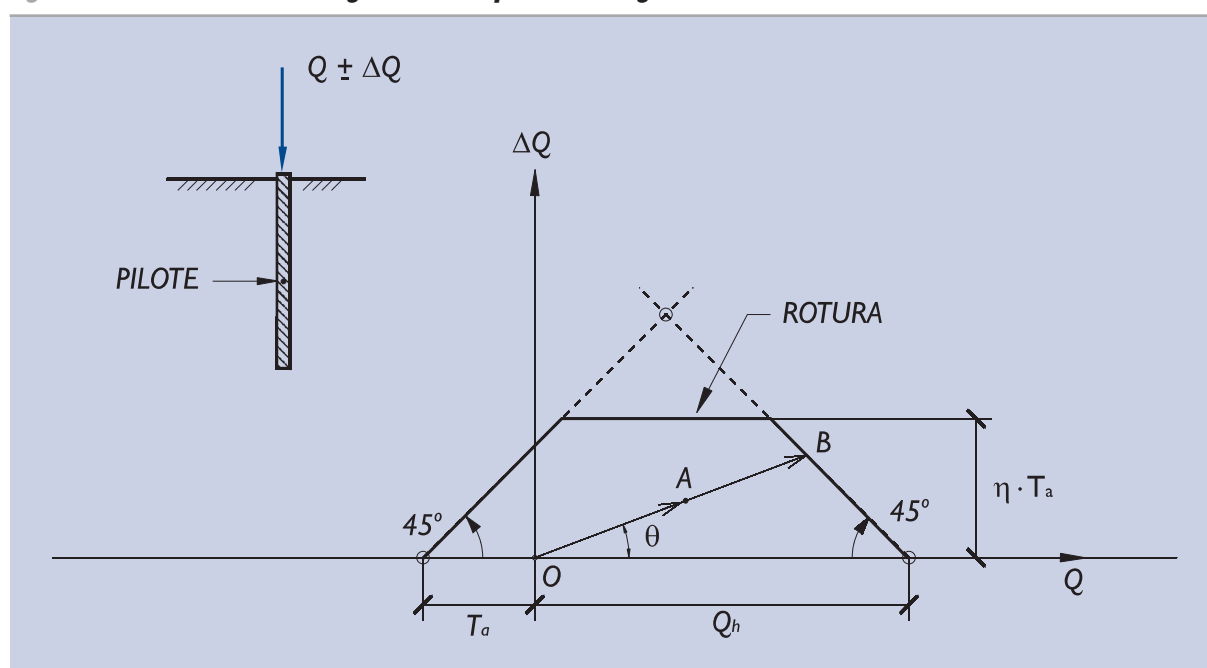
La experiencia indica también que en los pilotes que trabajan permanentemente en tracción la resistencia por fuste máxima movilizable es menor que la correspondiente en compresión. Este hecho ya ha sido tenido en cuenta en el apartado 3.6.7 al hablar de la carga de arranque o extracción de un pilote. En esos casos, la resistencia por fuste que se considera es la mitad de la correspondiente a compresión.

Para tener en cuenta el efecto desfavorable del cambio compresión-tracción se puede suponer que, cuando se produce alguna tracción en la cabeza del pilote, ya es de aplicación la mencionada reducción al valor mitad de la mencionada resistencia por fuste.

En pilotes trabajando permanentemente en tracción parece que el efecto cíclico tampoco merece mayores reducciones, una vez que se ha considerado que el sentido del tiro (arranque) es desfavorable al reducir la correspondiente resistencia por ese efecto.

Con estas ideas <sup>(12)</sup> se ha preparado el gráfico de comprobación que se recoge en la Fig. 3.6.6 que permite calcular el coeficiente de seguridad frente al hundimiento y/o arranque en caso de carga cíclica.

**Figura 3.6.6. Evaluación de la seguridad de un pilote con carga axial cíclica**



A = punto representativo de las acciones sobre el pilote en una sección al nivel del terreno

$$\text{Coeficiente de seguridad, } F = \frac{\overline{OB}}{\overline{OA}}$$

La línea que se indica como «rotura» separa la región segura de la insegura. El cálculo del coeficiente de seguridad correspondiente a una acción determinada, punto A del diagrama, se puede calcular como se indica en dicha figura.

La frontera de la rotura se puede construir con los valores de  $Q_h$  (carga de hundimiento estática, ver apartados 3.6.4 y 3.6.5) y  $T_a$  (resistencia al arranque, también en condiciones estáticas, apartado 3.6.7). El valor de  $\eta$  que conviene utilizar para calcular la ordenada del tramo horizontal de la frontera del fallo vendría dado por:

$$\eta = \frac{1}{2} + \alpha - \beta(1 + \alpha) \geq 1 - \beta$$

(12) Más detalle puede encontrarse en H.G. Poulos "Marine Geotechnics". Chapman and Hall. 1988

donde:

$\alpha$  = relación entre la resistencia por punta y por fuste en el hundimiento en condiciones estáticas;

$$\alpha = \frac{R_p}{R_f}$$

Los valores de  $R_p$  y  $R_f$  se calcularán de acuerdo a lo establecido en 3.6.4.

$\beta$  = relación que existe entre el peso efectivo enterrado del pilote y la resistencia al arranque;

$$\beta = \frac{W'}{T_a}$$

El cálculo de  $T_a$  se hará como se indica en 3.6.7.

Cuando el eje del pilote no sea vertical y esté desviado respecto a la vertical un cierto ángulo, el peso efectivo a utilizar en los cálculos será el valor real multiplicado por el coseno de dicho ángulo.

El valor de  $\eta$  se ha obtenido de forma que, cuando ya se produzca en algún ciclo el cambio de signo de la carga que actúa en cabeza la resistencia por fuste, sea también reducida a la mitad aun en el caso de rotura a compresión. Los diagramas de interacción (líneas que marcan la frontera de rotura) que se han podido obtener con modelos numéricos indican que el “techo” de estas fronteras es curvo, pero existe una amplia zona central donde la condición  $\Delta Q = \text{cte}$  está bastante próxima a los resultados.

Este diagrama indica tres regiones (quiebrós de la frontera de rotura) donde la comprobación de la seguridad puede aproximarse de manera diferente, tal como se indica a continuación:

### 1. Compresión alta

Esta situación ocurre cuando:

$$\Delta Q < \eta \frac{T_a}{Q_h - \eta T_a} \cdot Q$$

En este caso no es necesario considerar el carácter cíclico de la acción. Basta con comprobar que ante la compresión máxima  $Q + \Delta Q$  existe seguridad suficiente frente al hundimiento.

### 2. Compresión baja o tracción

Esta situación ocurre cuando:

$$Q < (\eta - 1) T_a$$

En este caso tampoco es necesario considerar el carácter cíclico o alternativo de la acción. Basta con comprobar que ante la tracción máxima  $Q - \Delta Q$  se cumple la seguridad frente al arranque.

### 3. Situación intermedia

Cuando no se cumple ninguna de las dos condiciones anteriores el carácter alternante de la carga será dominante, y entonces el coeficiente de seguridad será:

$$F = \frac{|\Delta Q|}{\eta \cdot T_a}$$

Normalmente la carga cambiará de forma irregular y  $\Delta Q$  no tendrá un valor constante. Para realizar los cálculos en esos casos, se cree adecuado tomar como valor de  $\Delta Q$  la mayor desviación del valor estático correspondiente y realizar los cálculos como si se tratase de un caso de carga cíclica. No obstante, el ingeniero debe tener en cuenta la posibilidad de utilizar valores menores de  $\Delta Q$ , tal como se indica en los párrafos que siguen al considerar la duración y el posible carácter impulsivo de la carga.



Lo especificado hasta aquí corresponde a un número de ciclos de carga muy grande, cuando ya se alcanza una respuesta estacionaria (algunos cientos de ciclos). Cuando el número de ciclos es claramente menor, la degradación también es menor. Para considerar este efecto, el ingeniero debe disponer de información específica.

### **AUMENTO DE RESISTENCIA CON LA VELOCIDAD DE CARGA**

La velocidad de carga en los ensayos de rotura de laboratorio hace que la resistencia obtenida como resultado sea mayor cuanto mayor sea ésta. Los ensayos normalizados se ejecutan con velocidades de carga mucho menores que las velocidades de carga que suelen ocurrir en la práctica cuando los pilotes soportan cargas cíclicas o alternativas causadas por el oleaje. Para tener en cuenta este efecto podría considerarse una resistencia mayor o, alternativamente, una reducción adecuada de la componente alternante de la carga, en lugar del valor pico antes mencionado.

Los aumentos de resistencia con la velocidad de carga suelen ser de tipo logarítmico. Se produce un aumento de carga similar cada vez que la velocidad se multiplica por el mismo factor. Los pilotes flotantes ejecutados en terrenos no permeables (cohesivos) pueden aumentar su capacidad de carga axial entre un 10% y un 20% cada vez que se multiplica por 10 la velocidad de carga. En suelos granulares ese aumento parece en general más moderado.

El efecto de aumento de resistencia puede compensar el efecto de degradación antes indicado y, como consecuencia, el ingeniero podría obviar la consideración del carácter oscilante o alternante de la carga. Para ello debería disponer información específica relativa a su problema. De otro modo se recomienda cierta prudencia y considerar únicamente el efecto de la degradación de la resistencia por fuste indicado al principio del apartado.

### **AUMENTO DE LA DEFORMABILIDAD**

La relación carga-movimiento en la cabeza de un pilote durante un proceso de carga cíclica o alternativa puede establecerse tal como se indica en el apartado 3.6.9 para el caso de carga estática, pero haciendo ciertas adaptaciones.

Los parámetros del terreno que han de considerarse en este caso son los indicados en el apartado 3.10.2, incluyendo el amortiguamiento correspondiente.

La degradación del terreno en el entorno del fuste del pilote hace que su deformabilidad aumente a medida que es solicitado por nuevos ciclos de carga.

El aumento de deformabilidad no es importante cuando la carga axial se mantiene bajo ciertos umbrales, tal como resulta al aplicar los coeficientes de seguridad que se indican en esta ROM. En consecuencia es recomendable, cuando no se disponga de información específica y cuando la mayor deformabilidad sea desfavorable, reducir algo los parámetros de deformación dinámica (por ejemplo, valor mitad del módulo dinámico  $G$ ) para tener en cuenta la degradación de la rigidez del suelo al estimar los movimientos.

### **ESFUERZOS HORIZONTALES**

Los esfuerzos horizontales en las cabezas de los pilotes verticales y, en general, los empujes transversales al eje del pilote son transmitidos al terreno a través de la propia estructura del pilote generando en él compresiones alternativas que, en alguna zona (parte más próxima al nivel del terreno), pueden llegar a decomprimirlo. Incluso puede perderse el contacto pilote-terreno en esa zona.

Para tener esto en cuenta, ya se especificó en el apartado 3.6.8 que se desprecie la colaboración del terreno en la zona más superficial, hasta una profundidad que en general es igual a vez y media el diámetro del pilote.

La degradación del terreno y la ganancia de resistencia debido al carácter cíclico de la acción transversal son, en el caso de carga horizontal, de menor trascendencia que en el caso de carga vertical y en consecuencia puede no tenerse en consideración en los cálculos.

La deformabilidad del terreno aumenta con la amplitud de la carga horizontal. Ese aumento es difícil de estimar pues depende de varios factores, entre ellos la rigidez relativa del pilote referida a la del propio suelo y la amplitud de las cargas.

Para las cargas usuales de servicio, la deformabilidad puede ser, después de un buen número de ciclos de carga, del orden del 10% al 100% mayor que durante el primer ciclo.

Para tener esto en cuenta, el ingeniero puede suponer dos hipótesis alternativas y complementarias de cálculo: una con la rigidez inicial del suelo y otra con el valor mitad. Utilizaría después la que sea más desfavorable.

Cuando el tema resulte de interés puede y debe recurrirse a la consulta de la bibliografía técnica. En estos casos, además, es altamente recomendable realizar ensayos de tiro horizontal (transversal, en general), que son relativamente sencillos de ejecutar.

### 3.6.4 La carga de hundimiento mediante fórmulas estáticas

#### 3.6.4.1 Formulación básica

La resistencia al hundimiento de un pilote aislado se considerará, por simplificar el tratamiento, dividida en dos partes: la contribución de la punta y la contribución del fuste. De esa manera se podrá escribir:

$$Q_h + W' = Q_p + Q_f$$

$Q_h$  = carga vertical que aplicada en la cabeza del pilote produce su hundimiento. Cuando parte del pilote quede exenta (fuera del terreno) se tomará como “cabeza”, a efectos de cálculo de la carga de hundimiento, la sección horizontal al nivel del terreno.

$W'$  = peso efectivo del pilote. Bajo el nivel freático se considerará el peso sumergido.

$Q_p$  = parte de la carga que se supone soportada por la punta. Resistencia por punta.

$Q_f$  = parte de la carga que se supone soportada por el contacto pilote-terreno en el fuste. Resistencia por fuste.

Las resistencias por punta y por fuste pueden calcularse mediante las siguientes expresiones:

$$Q_p = q_p \cdot A_p$$

$$Q_f = \int_0^L \tau_f \cdot C \cdot dz$$

donde:

$q_p$  = resistencia unitaria por la punta.

$A_p$  = área de la punta.

$\tau_f$  = resistencia unitaria por el fuste.

$L$  = longitud del pilote dentro del terreno.

$C$  = perímetro de la sección transversal del pilote.

$z$  = profundidad contada desde la superficie del terreno.

Como quiera que, en general, la resistencia unitaria por fuste es variable con la profundidad, el cálculo de la resistencia por fuste normalmente requiere la integración indicada en la expresión precedente. En los casos en que la resistencia por fuste sea constante por tramos y también lo sea el contorno del pilote en cualquier sec-

ción horizontal, la resistencia por fuste tiene una expresión más sencilla; sería un sumatorio con un término por cada tramo, esto es:

$$Q_f = \sum \tau_f \cdot A_f$$

donde:

- $A_f$  = área del contacto entre el fuste del pilote y el terreno en cada tramo.
- $\tau_f$  = resistencia unitaria por fuste en cada tramo.

Los valores de las áreas de punta y los valores de los perímetros del fuste dependen de la forma geométrica del pilote. Ver apartado 3.6.3.1.

En los pilotes huecos es posible que el tapón de terreno que se forme en la punta tenga una resistencia unitaria por punta inferior a la deducida de esa expresión. En esos casos deberá investigarse un mecanismo de fallo por movimiento del tapón de la punta contenido, únicamente, por su rozamiento lateral con el interior del pilote. En los pilotes huecos hincados es relativamente fácil comprobar la longitud de ese tapón y su evolución a medida que avanza la hinca.

La carga de hundimiento de un pilote vertical depende, pues, de un parámetro fundamental " $q_p$ " que define la resistencia unitaria por punta y por una ley de variación con la profundidad de otro parámetro clave, " $\tau_f$ " que cuantifica la resistencia por fuste. La evaluación de estos parámetros puede hacerse por métodos muy diversos dependiendo del tipo de terreno y del tipo de pilote. Los de más frecuente uso, y cuya aplicación se recomienda, son los indicados en la Fig. 3.6.7.

La aplicación de uno o varios procedimientos para estudiar una obra concreta es una decisión que corresponde al ingeniero, teniendo en cuenta que algunos métodos son específicos de algunos tipos de suelo y que no pueden aplicarse más que en esas situaciones.

Por otro lado, existen procedimientos basados en fórmulas dinámicas, que se describirán en el apartado 3.6.5, que pueden utilizarse simultáneamente a modo de contraste.

Cualquiera de los procedimientos indicados es aplicable a cualquier obra, independientemente de la importancia de ésta, aunque se recomienda que, en las obras de clase A, según se definió en la Parte 2 de esta ROM, se realicen ensayos de carga "in situ" para confirmar los resultados de la estimación de la carga de hundimiento.

En términos generales puede decirse que el único procedimiento razonable para estimar con precisión la carga de hundimiento es el ensayo de carga; el resto de los métodos resultan imprecisos o poco fiables y, de utilizarlos aisladamente, requerirán coeficientes de seguridad amplios, tales como los que se indican tras considerar cada uno de los métodos.

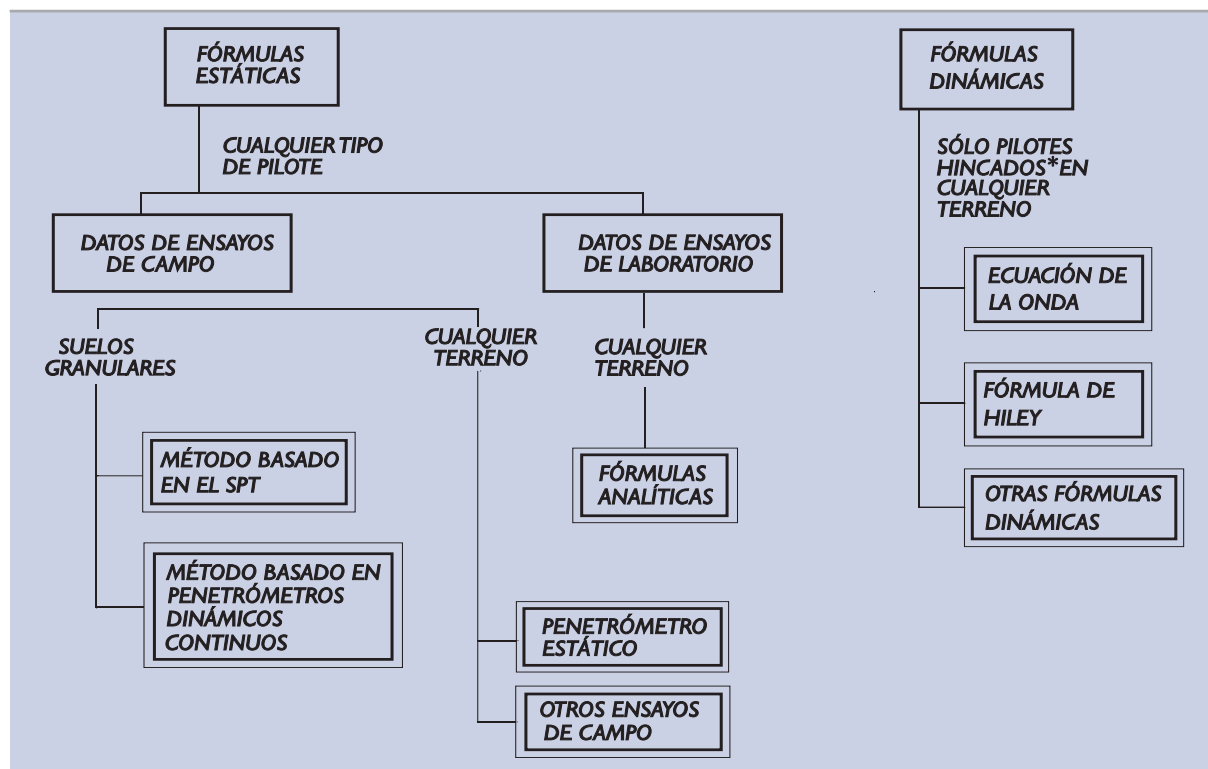
Las fórmulas o procedimientos que se dan a continuación están pensados para terrenos uniformes. Lógicamente existirán situaciones en las que el pilote interese terrenos de distinta naturaleza.

En esos casos de terreno heterogéneo, se supondrá que la carga de hundimiento por la punta está controlada por un terreno con las características medias de la zona comprendida entre dos diámetros bajo la punta (zona activa inferior) y cinco diámetros sobre la punta (zona pasiva superior), aproximadamente.

La amplitud de las zonas activa y pasiva dependen, al menos teóricamente, del ángulo de rozamiento del terreno y son tanto más amplias cuanto mayor es aquél. Ver apartado 3.6.3.1. El ingeniero deberá precisar la amplitud de estas zonas, en cada caso concreto, si ese aspecto resultara de especial importancia.

La resistencia por fuste, cuando éste atraviesa varios tipos de terreno, puede calcularse individualmente en cada terreno y sumarse posteriormente. Se advierte la salvedad de los pilotes columna sobre roca, en los que esa resistencia por fuste no debe contemplarse en los suelos cuya deformabilidad sea claramente mayor que la correspondiente a la zona de la punta.

Figura 3.6.7. Procedimientos de cálculo para la carga de hundimiento



\* Y comprobación dinámica de pilotes hormigonados "in situ".

Tras estas consideraciones generales, aplicables a cualquier método de estimación de la carga de hundimiento de un pilote individual mediante fórmulas estáticas, se pasa a describir los detalles particulares de cada método de cálculo.

### 3.6.4.2 Carga de hundimiento en función del SPT

El método de evaluación de la seguridad frente al hundimiento de pilotes basado en el SPT es adecuado para suelos granulares que no tengan gran proporción de gravas y se puede aplicar tanto a pilotes hincados como a perforados.

Según la experiencia actual, la resistencia por punta se puede evaluar, para *pilotes hincados*, con la expresión:

$$q_p = \alpha \cdot N \quad (\text{MPa})$$

donde:

- N = valor medio del índice N del SPT. A estos efectos se obtendrá la media en la zona activa inferior y la media en la zona pasiva superior. El valor de N a utilizar será la media de las dos anteriores (limitado el valor de N a 50).
- $\alpha$  = número adimensional que depende del tipo de terreno y del tamaño del pilote.

El valor de  $\alpha$  debe obtenerse a partir de datos locales específicos. A falta de experiencias contrastadas podrá suponerse:

$$\alpha = \left( 0,1 + \frac{D_{50}}{D_r} \right) \cdot f_D \leq 0,4$$

donde:

$D_{50}$  = tamaño medio de la curva granulométrica de las arenas (mm).

$D_r$  = tamaño de referencia = 2 mm.

$f_D$  = factor de corrección por tamaño del pilote. Se tomará:

$$f_D = 1 - \frac{D}{D_0} > 0,7$$

$D$  = diámetro del pilote.

$D_0$  = diámetro de referencia, se tomará  $D_0 = 3$  m.

Del mismo modo, la resistencia por fuste en un determinado nivel dentro del terreno para un pilote de madera o de hormigón hincado puede considerarse igual a:

$$\tau_f = 2,5 N \quad (\text{kPa})$$

Para pilotes metálicos hincados el valor de  $\tau_f$  que se obtenga de esta expresión será reducido en un 10%.

En cada caso  $N$  es el valor del índice SPT al nivel considerado. Se debe utilizar, como valor de cálculo para evaluar la resistencia por punta, la semisuma del valor medio obtenido en la zona activa y del valor medio en la zona pasiva. Los valores del índice  $N$  deben ser aquéllos que corresponden a una energía nominal del 60%. Si en el ensayo en cuestión se conoce esa energía, los índices  $N$  podrán adecuarse debidamente.

Se advierte que, en cualquier caso, los índices  $N$  del SPT deben obtenerse para presiones efectivas similares a las del futuro servicio de la cimentación. Excavaciones o rellenos posteriores a la ejecución de los ensayos SPT pueden inducir cambios en el índice correspondiente, ya que el resultado del ensayo depende, entre otros factores, de la presión vertical efectiva al nivel del ensayo. Una forma de estimar el efecto en el valor de  $N$  de la posible diferencia de presiones causada por una excavación o un relleno puede hacerse con ayuda de la correlación indicada en 3.5.4.3.

En cualquier caso, no se utilizarán a efectos de estos cálculos índices  $N$  superiores a 50.

Los pilotes excavados pueden tener una resistencia por punta y por fuste claramente menor. Durante la excavación en terrenos arenosos se produce un entumecimiento del terreno y esto puede disminuir su resistencia. Por otro lado ha de considerarse que la compresión horizontal del terreno contra el fuste de los pilotes es mayor en los pilotes hincados (que desplazan y comprimen el terreno) que en los pilotes excavados «in situ». La calidad de la limpieza del fondo de los pilotes excavados «in situ» con su punta en arenas debe vigilarse, pues se cuenta con su colaboración en la capacidad portante. Para tener en cuenta estos hechos, a efectos de calcular su carga de hundimiento en arenas mediante el SPT, se aplicarán los valores de « $q_p$ » indicados para los pilotes hincados, afectándolos por un coeficiente de reducción igual a 0,5, y se aplicarán los valores de « $\tau_f$ » indicados, afectándolos por un coeficiente reductor de 0,75. Existen procedimientos especiales (inyecciones) que pueden aumentar notablemente la resistencia de los pilotes excavados.

Para pilotes mixtos de *carácter intermedio*, entre los hincados y los perforados (hincas con ayudas de preexcavación, lanzas de agua, etc.), se aplicarán coeficientes de reducción comprendidos entre los anteriores y la unidad, según se estime que la ayuda a la hincia pueda disminuir más o menos el efecto de compactación del suelo granular.

Excepción de este procedimiento basado en el SPT lo constituyen las arenas calizas orgánicas (conchíferas o coralinas), que puedan dar índices SPT altos y cargas de hundimiento de pilotes bajas, debido a la rotura de la cementación que se produce con los pilotes, particularmente con los pilotes tubulares metálicos hincados. En esas situaciones los ensayos de carga son la única vía posible para estimar con alguna confianza la carga de hundimiento. El control dinámico de la hincia también puede orientar en esa estimación.

La utilización del método del SPT en suelos cohesivos sólo puede hacerse con fines orientativos; la utilización de otro método alternativo es altamente recomendable.

En rocas o en gravas, con la definición de roca aquí utilizada, la ejecución del SPT debe conducir a rechazos sistemáticos y por lo tanto a una carga de hundimiento no evaluable por este procedimiento. En estos casos ha de utilizarse un método alternativo.

### 3.6.4.3 Carga de hundimiento a partir de ensayos de penetración dinámica continuos

Si en un suelo granular se dispone de resultados de ensayos penetrométricos dinámicos continuos se pueden traducir los resultados correspondientes a índices SPT, según la correlación que se indica en la Parte 2 de esta ROM (apartado 2.9.5), y utilizar el método SPT.

Dada la débil correlación existente entre unos y otros ensayos de penetración, conviene consultar la experiencia local o disponer, en cada obra concreta, de ensayos de contraste que refuercen esta correlación. En cualquier caso, el ingeniero tendrá una prudencia razonable al traducir los ensayos penetrométricos dinámicos a índices N del SPT correspondiente para calcular la carga de hundimiento.

Debe tenerse especialmente en cuenta que los ensayos penetrométricos continuos pueden conducir a resultados optimistas (golpeos altos) para profundidades grandes. Salvo justificación especial, los resultados de estos ensayos no deben usarse, sin elementos de contraste, para evaluar la capacidad portante de pilotes de más de unos 15 m de longitud enterrada.

### 3.6.4.4 Carga de hundimiento a partir de ensayos penetrométricos estáticos

Con los penetrómetros estáticos se puede medir, de manera continua, la resistencia unitaria en la punta del cono " $q_c$ " y por fuste " $\tau_f$ " en cualquier tipo de suelo, dependiendo de la potencia del equipo de ensayo.

Los valores medidos pueden ser aplicados al cálculo de la carga de hundimiento de pilotes verticales hincados, teniendo en cuenta las consideraciones siguientes:

- ◆ A efectos de estos cálculos no se utilizarán valores de  $q_c$  superiores a 20 MPa.
- ◆ El valor de  $q_c$  a utilizar para evaluar la resistencia por punta será la media del valor medio de  $q_c$  correspondiente a la zona activa inferior y del valor medio de  $q_c$  correspondiente a la zona activa superior.
- ◆ El valor medio se multiplicará por el factor de corrección  $f_D$  indicado en el apartado 3.6.4.2.
- ◆ Si en el ensayo se ha medido la resistencia por fuste, se aplicará directamente el valor medio correspondiente para calcular la resistencia por fuste del pilote.
- ◆ Si en el ensayo penetrométrico no se ha medido la resistencia unitaria por fuste, se podrá suponer que tal valor es igual a 1/100 de la resistencia por punta a ese mismo nivel si el suelo es granular y del orden de 1/50 si el suelo es cohesivo. En cualquier caso, la resistencia por fuste obtenida de esta manera indirecta no será superior a 0,12 MPa.

Para pilotes excavados o hincados con ayudas (perforaciones previas, lanzas de agua) ejecutados en suelos granulares se aplicarán los coeficientes reductores que se indican en 3.6.4.2.

### 3.6.4.5 Carga de hundimiento calculada a partir del presiómetro

El ensayo presiométrico permite obtener la "presión límite" mediante empuje horizontal contra las paredes de un sondeo. La carga de hundimiento por punta de los pilotes está relacionada con ese valor; existe una correlación lineal entre ambas variables. De acuerdo con la experiencia existente y para la estimación de la carga de hundimiento por punta de pilotes hincados, se puede escribir:

$$q_p = K (p_l - K_o \sigma'_{vo}) \cdot f_D$$

donde:

- $K_o$  = coeficiente de empuje al reposo.
- $p_l$  = presión límite efectiva, después de descontar la presión del agua que pudiera existir en el sondeo.
- $\sigma'_{vo}$  = presión vertical efectiva al nivel del ensayo cuando se realizó éste.
- $q_p$  = carga unitaria de hundimiento por punta para pilotes hincados.
- $f_D$  = factor de reducción por efecto del tamaño del pilote que se indica en 3.6.4.2.
- $K$  = factor adimensional de correlación. Si no existen estudios locales que permitan justificar un valor adecuado, puede suponerse el valor siguiente:  
 $K = 1,5$  para suelos cohesivos.  
 $K = 3,2$  para suelos granulares.

Para rocas alteradas es prudente adoptar el valor de  $K$  correspondiente a los suelos cohesivos. Si la alteración de la roca no conduce a la presencia de arcillas el parámetro  $K$  puede ser mayor, aunque nunca superior al correspondiente a los suelos granulares.

El valor de  $p_l$  a utilizar en los cálculos debe ser el valor medio correspondiente a la zona de la punta, tal como queda descrito en 3.6.4.2.

La resistencia por fuste puede suponerse igual al valor siguiente:

$$\tau_f = \frac{1}{30} p_l$$

donde:

- $\tau_f$  = resistencia unitaria por fuste para pilotes hincados.
- $p_l$  = valor medio de la presión límite efectiva al nivel considerado.

El valor máximo de  $\tau_f$  debe quedar limitado a los valores siguientes:

- $\tau_f < 125$  kPa, suelos granulares y rocas.
- $\tau_f < 90$  kPa, suelos arcillosos.

Para pilotes metálicos hincados, el valor de  $\tau_f$  que se obtenga según el procedimiento anterior será reducido en un 10 %.

Para pilotes excavados en suelos granulares se harán las reducciones que se indican en el apartado 3.6.4.2; la resistencia por punta, salvo que se adopten procesos constructivos específicos, se reducirá en un 50% y la resistencia por fuste se reducirá en un 25% respecto a los valores indicados para los pilotes hincados de hormigón.

### 3.6.4.6 Cimentaciones con pilotes sobre roca

Es frecuente, en terrenos rocosos recubiertos por suelos, alcanzar la roca con la punta del pilote hasta empotrarse en ella. En caso de pilotes hincados no es fácil, de forma práctica, conocer el grado de empotramiento; y por lo tanto es preciso utilizar un procedimiento alternativo complementario para estimar la carga de hundimiento.

La resistencia al hundimiento de la punta de un pilote en roca puede estimarse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$q_p = \frac{2}{3} p_{vh} \left( 1 + 0,4 \frac{L_R}{D} \right)$$

donde:

$q_p$  = resistencia unitaria por punta.

$p_{vh}$  = presión vertical de hundimiento en roca determinada según se indica en 3.5.4.7

Al utilizar las expresiones que se indican en 3.5.4.7 se adoptará, como dimensión equivalente de la cimentación (variable allí denominada  $B^*$ ), el valor del diámetro equivalente de la punta del pilote. Además, se adoptará  $f_\delta = 1$ .

$L_R$  = longitud de empotramiento en roca, siempre que en esa longitud la roca sea de la misma calidad que la de la punta. Cuando este empotramiento sea mayor que  $2,5D$  se tomará  $L_R = 2,5D$ .

La resistencia por fuste de pilotes en roca sólo se contabilizará en aquellas zonas donde el grado de alteración sea igual a III o inferior (para definición de grados de alteración ver 2.2.9.7).

El valor que puede utilizarse es:

$$\tau_f = \frac{1}{10} p_{vh} < 2 \text{ MPa}$$

donde  $p_{vh}$  será la presión vertical de hundimiento que corresponde a la roca del fuste obtenida, según se indica en 3.5.4.7, suponiendo  $B^* = D$  y  $f_\delta = 1$ .

### 3.6.4.7 Métodos basados en soluciones analíticas

Este procedimiento, de aplicación general, tiene un fundamento parcial en la teoría de la plasticidad y permite la obtención aproximada de la resistencia por punta y por fuste para las tres clases de terreno consideradas y para los dos tipos de pilotes (hincados y perforados) que se consideran en estas Recomendaciones.

#### 3.6.4.7.1 SUELOS GRANULARES

Por analogía con las fórmulas que se deducen de la teoría de la plasticidad al estudiar problemas de hundimiento, se supondrá que la carga de hundimiento por punta de pilotes hincados en suelos granulares es:

$$q_p = 3 \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \cdot f_D \not\geq 20 \text{ MPa}$$

donde:

$\sigma'_{vp}$  = presión vertical efectiva al nivel de la punta antes de instalar el pilote.

$N_q$  = factor de capacidad de carga definido por la expresión

$$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

donde  $\phi$  es el ángulo de rozamiento interno del suelo. (Este factor está definido para cada valor de  $\phi$ , de grado en grado, en la Tabla 3.5.3).

$f_D$  = factor adimensional definido en 3.6.4.2.

El ángulo de rozamiento  $\phi$  debe obtenerse mediante ensayos de laboratorio realizados con muestras inalteradas o poco alteradas sometidas a las altas presiones que suelen existir en la zona de la punta de los pilotes. A falta de ensayos, el ángulo de rozamiento puede deducirse indirectamente mediante correlaciones a partir de los datos disponibles.

En caso de que la longitud " $L_a$ " del pilote dentro de las arenas supere el valor:



$$L_a = D \cdot \sqrt{N_q}$$

donde:

$D$  = diámetro del pilote.

$N_q$  = factor de capacidad de carga medio en la zona de la punta (definido anteriormente).

hecho que puede ocurrir en pilotes largos, entonces se utilizará el valor de  $\sigma'_{vp}$  al nivel de profundidad  $L_a$  bajo la superficie de las arenas, teniendo así una consideración parcial del efecto de la profundidad crítica a partir de la cual deja de crecer la carga de hundimiento por punta.

Salvo justificación especial, no se utilizarán en los cálculos de carga de hundimiento de pilotes hincados valores de  $q_p$  superiores a 20 MPa.

La resistencia por punta de pilotes excavados será calculada como se indica y al resultado obtenido se le aplicará un coeficiente reductor de 0,5, salvo que el asiento no tenga consecuencias importantes o que se tomen precauciones especiales para mejorar el contacto del pilote con el terreno en su punta.

La resistencia por fuste en suelos granulares se estimará con la expresión:

$$\tau_f = \sigma'_v \cdot K \cdot f \cdot \tan \phi$$

donde:

$\sigma'_v$  = presión vertical efectiva al nivel considerado.

$K$  = coeficiente de empuje empírico.

$f$  = factor de reducción del rozamiento del fuste.

$\phi$  = ángulo de rozamiento interno del suelo granular.

Para pilotes hincados se tomará  $K = 0,75$  y para pilotes perforados se tomará  $K = 0,5$ . Para pilotes híbridos, ejecutados con ayudas que reducen el desplazamiento del terreno, se tomará un valor intermedio en función de la magnitud de esa ayuda.

Para pilotes de hormigón “in situ” o de madera se tomará  $f = 1$ . Para pilotes prefabricados de hormigón se tomará  $f = 1$  y para pilotes de acero en el fuste se tomará  $f = 0,9$ .

El valor de  $\tau_f$ , además, no sobrepasará los límites siguientes:

- ◆ Pilotes hincados  $\tau_f < 125 \text{ kPa}$
- ◆ Pilotes excavados  $\tau_f < 90 \text{ kPa}$

### 3.6.4.7.2 SUELOS COHESIVOS

La carga de hundimiento de pilotes verticales en suelos cohesivos, evaluada mediante fórmulas estáticas, ha de calcularse en dos situaciones que corresponden al hundimiento sin drenaje o a corto plazo y al hundimiento con drenaje o a largo plazo.

#### a. Carga de hundimiento sin drenaje

Si la carga que puede hundir el pilote se aplica rápidamente respecto a la capacidad drenante del terreno, tal como se indica en el apartado 2.2.7, la carga unitaria de hundimiento por punta “ $q_p$ ”, tanto de los pilotes hincados como de los pilotes excavados, será:

$$q_p = (9 - 3 D) s_u > 6 s_u \quad (D \text{ en metros})$$

donde:

- D = diámetro real o virtual (igual área de punta) del pilote, expresado en metros.  
 $s_u$  = resistencia al corte sin drenaje del suelo cohesivo al nivel de la punta (entorno de más menos dos diámetros).

En esas mismas condiciones la carga unitaria de rotura por fuste será:

$$\tau_f = \frac{100s_u}{100 + s_u} \quad (\tau_f \text{ y } s_u \text{ en kPa})$$

La resistencia al corte sin drenaje del suelo, " $s_u$ ", se puede deducir mediante los ensayos de campo y laboratorio indicados en la Parte 2 de esta ROM.

En pilotes con fuste de acero en contacto con el suelo cohesivo el valor de  $\tau_f$  se afectará por un coeficiente reductor de 0,8.

#### b. Carga de hundimiento con drenaje

En los suelos cohesivos se estimará la carga de hundimiento a largo plazo utilizando los valores efectivos del ángulo de rozamiento y de la cohesión deducidos de los ensayos de laboratorio. Para ello se utilizarán las expresiones indicadas en 3.6.4.7.1 correspondientes a los suelos granulares y se añadirán los términos de cohesión correspondientes, tal como se indica a continuación.

##### ◆ Carga por punta

Será la indicada por la expresión siguiente:

$$q_p = (3 \sigma'_{vp} N_q + 3 c' N_c) \cdot f_D \quad (\text{pilotes hincados})$$

donde:

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi}$$

$c'$  = cohesión efectiva

y donde el resto de los parámetros tiene el mismo significado que se indica en 3.6.4.7.1.

Para pilotes excavados se tomará como valor de  $q_p$  la mitad del obtenido según la ecuación precedente, salvo que en su construcción se adopten medidas específicas para aumentar la resistencia por punta.

##### ◆ Carga por fuste

Se evaluarán con la expresión siguiente:

$$\tau_f = \sigma'_v K f \tan \phi + c'$$

donde:

$c'$  = cohesión efectiva del terreno.

y donde el resto de los parámetros tiene el significado que se indica en 3.6.4.7.1.

### 3.6.4.7.3 SUELOS COHESIVOS BAJO LA PUNTA DE LOS PILOTES

En ciertas ocasiones se proyectan y construyen pilotajes que resisten por punta en estratos granulares resistentes que, a su vez, descansan sobre estratos o formaciones de suelos cohesivos más blandos. En estos casos

puede producirse un fenómeno de “punzonamiento” del estrato resistente y el hundimiento del pilote en el suelo blando inferior.

Pueden existir también situaciones en las que bajo la punta existan zonas de menor resistencia que reduzcan la carga de hundimiento por punta “ $q_p$ ”. Si esa zona débil es una arcilla cuya resistencia al corte sin drenaje es “ $s_u$ ”, la carga por punta del pilote quedará limitada por el valor siguiente:

$$q_p \leq 9s_u + \sigma'_v \left( 1 + \frac{4H}{D} \tan^3 \phi \right)$$

donde:

- H = distancia de la punta del pilote al estrato del suelo cohesivo blando inferior.
- D = diámetro real o equivalente (igual área) del pilote.
- $s_u$  = resistencia al corte sin drenaje del suelo cohesivo blando.
- $\phi$  = ángulo de rozamiento interno del material granular en la zona de la punta.
- $\sigma'_v$  = presión vertical efectiva natural (sin la presencia del pilote) a la cota de ubicación de la punta.

Por otra parte, tal como se explica en 3.6.9, esta situación puede conducir a una limitación severa de la carga por razones de asientos del pilotaje.

### 3.6.4.8 Pruebas de carga de hundimiento

Este procedimiento es el que conduce a las estimaciones más precisas de la carga de hundimiento.

Para planificar una prueba de carga conviene considerar los siguientes elementos:

- ◆ La planificación de una prueba de carga debe realizarse después de haber completado el reconocimiento geotécnico general del emplazamiento y haber estudiado, a nivel de anteproyecto, la cimentación profunda que se pretende construir.
- ◆ El lugar que se elija como zona de ensayo debe ser representativo de la zona de interés, donde luego hayan de construirse los pilotes.
- ◆ El reconocimiento geotécnico previo del terreno en la zona de ensayo debe ser especialmente intenso para caracterizar con precisión los diferentes suelos y/o rocas que aparezcan en profundidad.
- ◆ Es siempre conveniente ensayar más de un pilote para obtener alguna información relativa a la posible variabilidad del resultado.
- ◆ El procedimiento de ejecución de los pilotes a ensayar debe ser en todo semejante al que se pretende usar en la construcción de la cimentación profunda. Puede ser de interés, por ahorro económico, ensayar pilotes de diámetro algo menor que el que se piensa utilizar en proyecto.
- ◆ Los pilotes a ensayar conviene que queden debidamente auscultados para poder separar las cargas que se transmiten por punta y por fuste.
- ◆ Los ensayos de hundimiento conviene programarlos para alcanzar claramente la carga de rotura. Esto implicaría descensos de la cabeza del pilote iguales o superiores al 10% de su diámetro. Los pilotes ensayados no podrán utilizarse para soportar las estructuras del proyecto.
- ◆ La interpretación del ensayo debe ser realizada por algún especialista pues existen detalles específicos que no son fácilmente normalizables. A falta de otro criterio mejor, se recomienda consignar como carga de hundimiento del pilote el valor de la carga máxima aplicada en su cabeza más el peso

del pilote, siempre que esa carga no supere en más de 3 veces la que produjo asiento igual al 1% del diámetro. Esto es:

$$Q_h = Q (10\%) + W < 3 Q (1\%) + W$$

donde:

- $Q_h$  = carga de hundimiento a considerar en los cálculos.
- $Q (x\%)$  = carga aplicada en cabeza para provocar un asiento igual al x% del diámetro.
- $W$  = peso del pilote.

En general las pruebas de carga de hundimiento son costosas, ya que se necesita la aplicación de grandes fuerzas verticales que requieren elementos de reacción importantes (anclajes, pilotes a tracción, pesos muertos, etc.). Su ejecución, sin embargo, es de interés en obras de cierta importancia; y, en todo caso, su posible realización debe considerarse.

Recientemente vienen realizándose ensayos de carga de hundimiento que pueden resultar más económicos e incluso realizarse sobre los propios pilotes que después van a usarse como definitivos. Uno de estos métodos de ensayo consiste en introducir, cerca de la punta (o en la propia punta del pilote), una célula de carga del mismo diámetro que el pilote. La expansión de la célula de carga una vez construido el pilote permite cargar el fuste hacia arriba y la punta, con igual carga, hacia abajo, obteniéndose de esta manera información de gran valor respecto a la carga de hundimiento.

Por otro lado, la evolución reciente del análisis dinámico de la hinca de pilotes permite realizar ensayos de carga dinámicos, menos violentos que la hinca, que debidamente interpretados arrojan información valiosa respecto a la carga de hundimiento.

Las variadas formas de hacer pruebas de carga, así como los modos en que pueden interpretarse, se considerarán trabajos especiales fuera del alcance de estas Recomendaciones.

Cuando se realicen pruebas de carga para ayudar en la evaluación de las cargas de hundimiento, se podrán reducir los coeficientes de seguridad correspondientes. Esa reducción será tanto más importante cuanto más extensas sean las pruebas de carga y más similares sean las condiciones de los pilotes ensayados a las reales. Con pruebas de carga adecuadas se podría llegar a utilizar los coeficientes de seguridad que se indican en 3.6.6.

### 3.6.5 La carga de hundimiento mediante fórmulas dinámicas

La carga de hundimiento de los pilotes hincados puede estimarse mediante “fórmulas dinámicas”, tal como se describe a continuación.

La filosofía, en este caso, es distinta de la correspondiente a las fórmulas estáticas precedentes. Con las fórmulas estáticas se busca una relación entre la carga de hundimiento y los datos del terreno y del pilote prácticamente independiente del equipo que se utilice en la ejecución del pilote. Con las fórmulas dinámicas se busca esa misma carga en función de los datos del pilote y de los datos del equipo de hinca y para ello se representa la resistencia del terreno, fundamentalmente, por el avance de la hinca que produce un golpe de maza.

Las fórmulas dinámicas no definen el valor de la carga de hundimiento,  $Q_h$ , sino la relación que existe entre la resistencia del terreno a la hinca,  $R_u$ , y el avance de la hinca en cada golpe,  $s$ , una vez conocidas las características del equipo de hinca y del pilote.

La carga de hundimiento,  $Q_h$ , suele ser semejante a la resistencia que el terreno opone a la hinca,  $R_u$ . Existen, sin embargo, procesos de relajación y de consolidación que pueden hacer que la carga de hundimiento sea menor o mayor que la resistencia al avance de la hinca.

En los suelos arcillosos puede producirse una resistencia importante al avance de la hincia de tipo transitorio que después se relaja. La carga de hundimiento estática puede ser mucho menor que la resistencia del terreno al avance de la hincia.

En suelos arcillosos es posible que con el paso del tiempo se consolide el terreno alrededor del fuste y aumente la resistencia. Se produciría así un efecto contrario al anterior.

En suelos granulares pueden ocurrir también procesos de consolidación (aumento de la resistencia con el tiempo) o relajación (disminución de la resistencia con el tiempo).

Por esos motivos es recomendable especificar en los proyectos que el avance por golpe, «s», se controle no sólo durante la hincia sino cierto tiempo después, en una rehincia posterior.

La resistencia al avance de la hincia tiene cierta componente viscosa. Esa parte, difícil de estimar a priori, sólo puede conocerse bien haciendo ensayos de carga de hundimiento estático en pilotes cuya hincia haya sido controlada debidamente.

La componente viscosa es pequeña en suelos granulares, y en general es suficiente hacer una consideración indirecta de su efecto. En suelos cohesivos este efecto de resistencia viscosa puede ser de mayor importancia y requerir un análisis más detallado (incluso realizando las pruebas de carga estática mencionadas).

### 3.6.5.1 Fórmulas dinámicas de la hincia

Los primeros intentos de relacionar la resistencia que ofrece el terreno al avance de la hincia,  $R_u$ , y el avance de la hincia producido por un golpe de maza,  $s$ , se basan en consideraciones de tipo energético. La energía total del golpe se consume en hacer avanzar el pilote (energía  $R_u \cdot s$ ) más otras energías necesarias para deformar el pilote, el terreno y los elementos de transmisión del golpe.

La fórmula de Hiley es la de aceptación más extendida y su utilización se recomienda para estudios previos de selección de equipos de hincia, predimensionado de pilotes, estudios de hincabilidad (profundidades alcanzables con distintos equipos y pilotes), etc.

El proyecto de pilotajes de cierta importancia debe hacerse con otros procedimientos más adecuados.

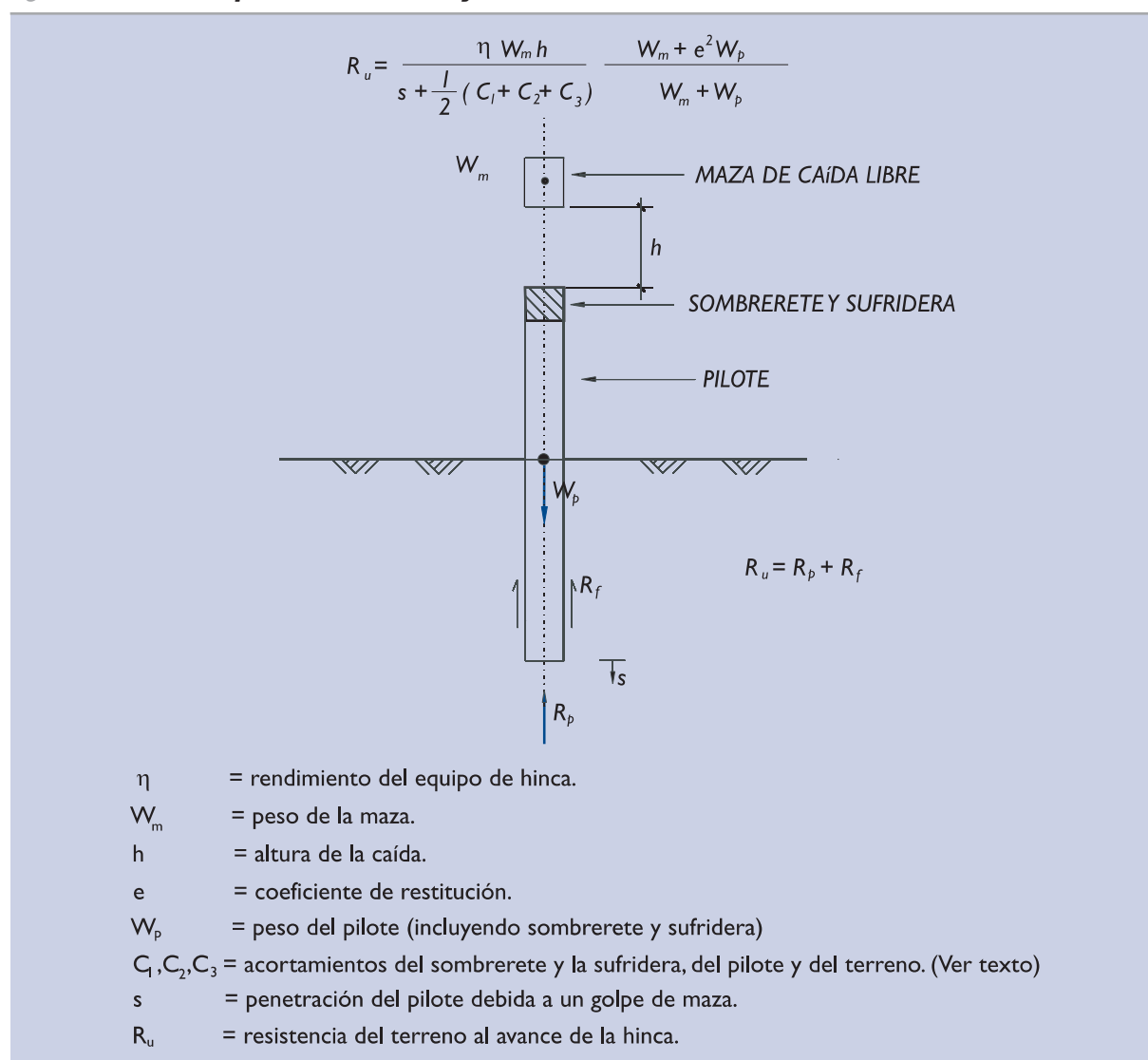
La fórmula de Hiley se indica en la Fig. 3.6.8, aplicada al caso de un equipo de hincia de maza con caída libre. Para otros equipos de hincia la expresión es similar, sustituyendo la energía  $\eta \cdot W_m \cdot h$  por la expresión correspondiente a la energía útil del equipo de hincia correspondiente.

En esta fórmula se introducen conceptos de difícil cuantificación y sobre los que el ingeniero debe investigar, en su caso concreto, antes de decidir el valor adecuado.

El rendimiento del equipo de hincia “ $\eta$ ” suele ser un dato suministrado por el fabricante del equipo de hincia. De esa información se suele deducir que el rendimiento oscila entre el 75% (mazas de caída libre con cabestrante y embrague) al 100% (mazas de caída libres soltadas con mecanismos automáticos). La experiencia indica que, salvo que en obra se tomen precauciones especiales, los rendimientos pueden ser muchos más bajos.

El coeficiente de restitución “ $e$ ” mide la “elasticidad” del golpe. Sufrideras muy blandas o muy deterioradas pueden inducir a valores nulos de “ $e$ ”. Para buenas sufrideras pueden estar indicados valores de “ $e$ ” entre 0,2 y 0,4. Para el choque entre acero y acero (pilotes metálicos) sin sufrideras interpuestas, se puede suponer  $e = 0,55$ .

El acortamiento elástico del sistema de transmisión del golpe (parámetro  $C_1$  de la fórmula) es muy variable (desde menos de 1 mm hasta cerca de 1 cm) y depende no sólo de los elementos interpuestos entre el pilote y la maza, sino también de su estado de deterioro. Este deterioro progresa a medida que avanza la hincia. En la Fase de proyecto se recomienda que los avances de la hincia se calculen suponiendo que estos elementos no están deteriorados.

**Figura 3.6.8. Hincas de pilotes. Fórmula de Hiley**

En consecuencia, antes de medir los avances de la hincas en la obra, se procederá a renovar cualquier elemento que esté deteriorado, siempre que esa medida se vaya a utilizar para calcular la resistencia del terreno.

El acortamiento elástico del pilote (parámetro  $C_2$  de la fórmula) puede evaluarse con la expresión:

$$C_2 = \frac{R_u}{AE} \cdot l$$

donde:

- A = área neta de la sección transversal del pilote.
- E = módulo de elasticidad.
- l = longitud del pilote equivalente.

La longitud del pilote equivalente puede suponerse igual a la longitud total del pilote (opción conservadora) o suponerse algo más corta, teniendo en cuenta que parte de la zona enterrada está sometida a esfuerzos de compresión menores, debido a la transmisión parcial de carga por fuste.

El parámetro de compresión temporal del terreno ( $C_3$  en la fórmula de Hiley) se obtiene de experiencias prácticas y normalmente se supone igual a 2,54 mm (la décima parte de una pulgada). Curiosamente, otros métodos de cálculo más avanzados confirman lo adecuada que resulta esta hipótesis de cálculo aparentemente caprichosa.

Existen otras fórmulas dinámicas cuya utilización no es recomendable, ya que únicamente podrían ofrecer la ventaja de ser de expresión analítica menos complicada.

Con la fórmula de Hiley es posible suponer una serie de valores de  $R_u$  e ir calculando los correspondientes valores de “s” y con ellos construir una curva que los relaciona.

En la práctica habitual, en lugar de “s” se utiliza una variable equivalente, que es el número de golpes de maza necesarios para avanzar la hincia una determinada longitud.

En la práctica existe cierta tendencia a denominar “rechazo” a la penetración que se consigue con un golpe de maza al finalizar la hincia, de manera que al avance “s” a veces se le denomina rechazo.

Las curvas de resistencia al avance frente al número de golpes necesarios para avanzar una determinada longitud son las denominadas “curvas de hincia”. El ingeniero debe incluir en su proyecto las curvas de hincia correspondientes al equipo (o equipos) que puedan utilizarse en la hincia y, además, especificar el “rechazo” (el avance por golpe o el número de golpes para una determinada penetración) que debe conseguirse.

Durante la ejecución de la obra se comprobará que, en la fase terminal de la hincia, el pilote entra en el terreno a ritmos menores que los estipulados. Esto se debe comprobar, como ya se ha dicho, con el equipo de hincia en las mismas condiciones en que se ha elaborado la curva, trabajando a pleno rendimiento y con el sistema de transmisión del golpe no deteriorado; su rigidez debe ser similar a la que se haya utilizado para confeccionar las curvas de hincia.

### 3.6.5.2 La ecuación de la onda

La aparición de los primeros ordenadores permitió calcular la relación entre “ $R_u$ ” y “s” que se buscaba con las fórmulas dinámicas de la hincia de una manera que se cree, hoy, más exacta. Al menos, permite tener en cuenta algunos efectos no contemplados anteriormente.

El método que se ha venido a denominar “ecuación de la onda” es, por lo tanto, un procedimiento alternativo al de las fórmulas dinámicas de la hincia. Con este método se pueden obtener “curvas de hincia” cuya utilización posterior en el proyecto y en la obra sería igual que el de las fórmulas dinámicas precedentes.

El cálculo del avance de la hincia “s” debido a un golpe de maza se realiza, en este caso, con un modelo discreto como el indicado en la Fig. 3.6.9.

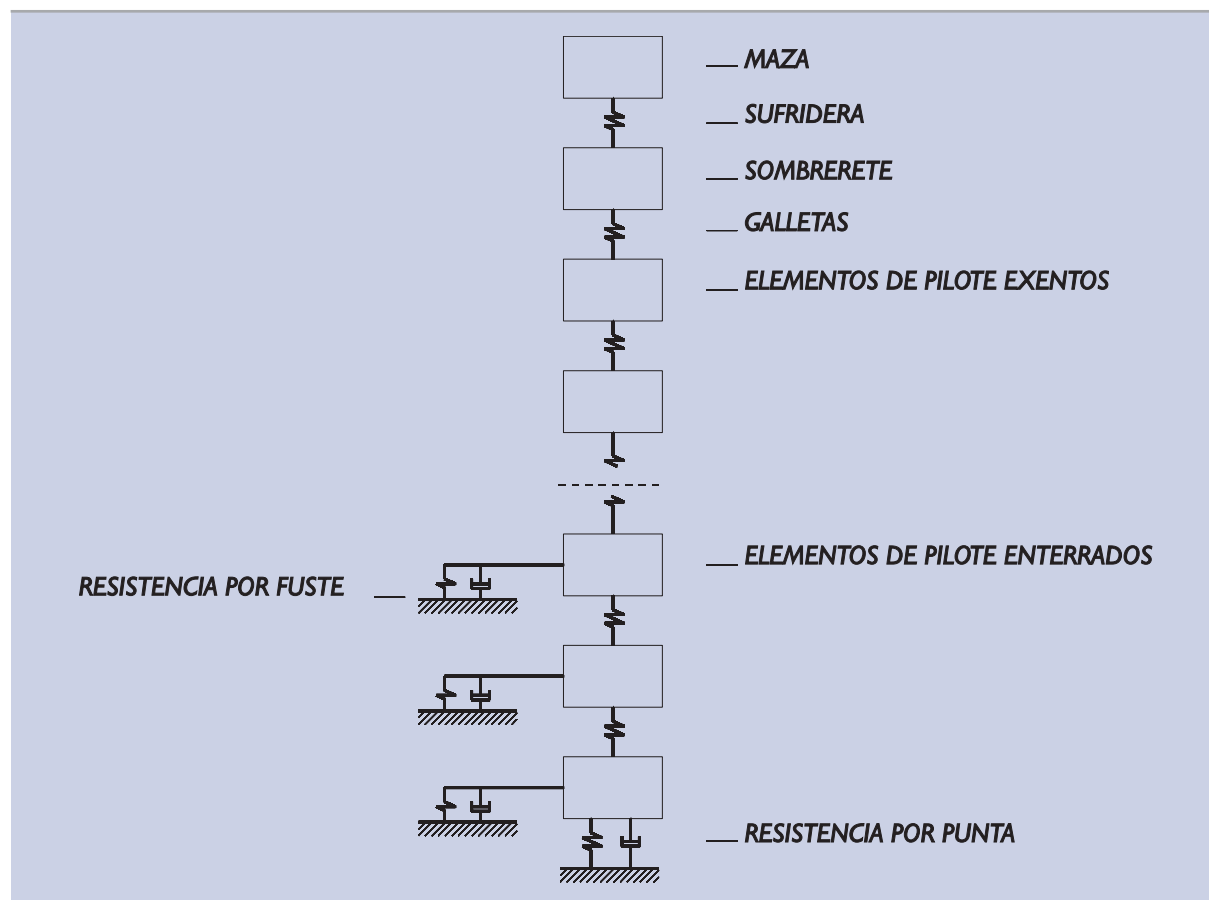
Cada elemento de pilote se representa con un bloque rígido donde se supone concentrada toda la masa y un resorte cuyo acortamiento equivale al del tramo de pilote representado. Algo similar se hace con la maza y con los elementos transmisores del golpe. A estos efectos, la experiencia acumulada en la aplicación de la fórmula de Hiley (valor de la constante  $C_1$ ) es aplicable al caso.

El terreno queda representado por resortes y amortiguadores en los que se supone que, cuando se alcanza una fuerza igual a “ $\Delta R_u$ ”, el contacto se rompe, manteniéndose esa fuerza constante.

El valor de “ $\Delta R_u$ ” debe prejugarse distribuyendo la resistencia total  $R_u$  (dato de partida) entre los distintos elementos. El resultado dependerá (no cambia radicalmente) de la forma en que se haga el reparto de resistencias. El ingeniero debe hacer un reparto adecuado, similar al que se espera en la realidad.

Las constantes de resorte de los muelles que representan el terreno son:

Figura 3.6.9. Modelo discreto de la ecuación de la onda



$$K_{(\text{terreno})} = \frac{\Delta R_u}{C_3}$$

donde “ $\Delta R_u$ ” tiene el significado antes dicho y  $C_3$  es el acortamiento de cada muelle en el momento de la rotura. La experiencia de uso de la fórmula de Hiley hace que en la mayoría de las aplicaciones se suponga  $C_3 = 2,54$  mm.

El amortiguador viscoso proporciona una resistencia adicional que se supone proporcional a la resistencia elástica:

$$(\Delta R_u)_{\text{viscosa}} = \Delta R_u \cdot J_s \cdot V$$

donde:

- $J_s$  = coeficiente de resistencia viscosa (en s/m).  
 $V$  = velocidad del movimiento del pilote (en m/s).

El coeficiente de resistencia viscosa tiene valores típicos, según indica la experiencia, entre 0,15 y 0,20 s/m para arenas y 0,50-0,70 s/m para arcillas. En la zona de la punta del pilote, parece que el efecto viscoso es mayor en las arenas ( $J_s$  hasta 0,50 s/m en arenas) y puede ser más bajo en las arcillas (incluso menor que 0,1 s/m).

La influencia de este último factor puede ser decisiva en algunos casos, y por lo tanto el ingeniero debe considerarlo con detalle y hacer los análisis de sensibilidad oportunos.



La respuesta de este sistema discreto a un golpe de maza es fácilmente obtenida mediante integración en diferencias finitas con un sencillo programa de ordenador (existen versiones académicas que lo hacen con programas de menos de cincuenta sentencias).

El resultado será el avance, “s”, provocado por un golpe de maza para la configuración definida al distribuir la resistencia total supuesta,  $R_u$ .

El cálculo permite, además, obtener tensiones en cada punto del pilote durante el golpe de maza, datos que pueden ser de interés en el proyecto estructural.

El cálculo puede complicarse suponiendo condiciones iniciales distintas del estado de tensiones nulas (serían entonces las tensiones residuales existentes debidas a golpes anteriores). También puede completarse simulando uniones (habituales en pilotes largos) o introduciendo leyes de comportamiento más complejas.

La utilización posterior de curvas de hinca generadas con la ecuación de la onda está sujeta a las mismas recomendaciones que las indicadas para el caso de las otras fórmulas dinámicas de la hinca.

### 3.6.5.3 El control de la hinca

La carga de hundimiento de un pilote hincado puede estimarse a la hora del proyecto, ya sea mediante la ecuación de la onda o mediante las fórmulas de hinca más simplificadas.

El control de ejecución es, en esos casos, indispensable ya que la carga de hundimiento del pilote no está asociada a una profundidad determinada, sino a otras especificaciones del proyecto (equipos de hinca y criterios de rechazo).

El control de la hinca debe ser acorde con el procedimiento de estimación de la carga de hundimiento utilizado en la Fase de proyecto y puede consistir en una simple comprobación de las características del equipo de hinca y el control de avance.

Hoy es una práctica habitual en las obras de cierta importancia realizar un control rutinario de la hinca de cada pilote e instrumentar alguno o todos los pilotes que se hincan, para obtener datos complementarios de campo que confirmen las hipótesis de proyecto.

La instrumentación adicional consiste en colocar, cerca de la cabeza del pilote, dos acelerómetros piezoeléctricos (después se promediarán sus lecturas) y dos strain-gauges (o extensómetros) que miden el acortamiento en dos segmentos de generatrices opuestas del pilote, también en la zona próxima a la cabeza (serán también promediadas).

Con otros equipos se obtiene un registro de velocidad (integrando temporalmente las aceleraciones) y de fuerza. Para obtener el segundo registro es preciso conocer y suministrar como datos de cálculo al ordenador (o microprocesador de campo) los datos del área de la sección neta transversal del pilote,  $A$ , y su módulo de elasticidad,  $E$ . La medida de campo consiste en el acortamiento vertical unitario,  $\varepsilon$ , de manera que el producto de los tres datos conduce al valor de la fuerza de compresión en la sección instrumentada:

$$F = A \cdot E \cdot \varepsilon$$

La teoría más elemental de la dinámica (elasticidad lineal) indica que el acortamiento unitario en un punto cualquiera debido al paso de una onda de choque es proporcional a la velocidad del movimiento del pilote  $V$ , esto es:

$$\varepsilon = \pm \frac{V}{c}$$

donde:  $c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$

siendo  $\rho$  la densidad del material del pilote.

El signo positivo ocurre cuando la onda de choque y la velocidad (que sería positiva sólo en sentido descendente) tienen igual sentido (onda de compresión directa producida en primera instancia por la hincada) mientras que el signo negativo se aplica cuando esos sentidos son contrarios (onda de compresión ascendente producida como reflejo de la respuesta del terreno a la hincada).

En esta relación aparece como constante de proporcionalidad la celeridad de la propagación de ondas en el material del pilote "c" que es una característica del material.

La proporcionalidad de acortamientos y velocidades permite establecer una relación similar entre fuerzas y velocidades:

$$F = \pm \frac{AE}{c} \cdot v$$

Al cociente  $AE/c$  se le denomina, en estos estudios de control dinámico de la hincada de pilote, con el nombre de impedancia del pilote.

$$\text{Impedancia, } Z = \frac{AE}{c}$$

También se cumple:

$$Z = A \cdot \rho \cdot c$$

Por lo tanto, la traducción más simple del contenido de la ecuación diferencial que gobierna el proceso de hincada es:

$$F = \pm ZV$$

Para el control dinámico de la hincada, se suele añadir como dato complementario el valor de la impedancia del pilote, para que el procesador multiplique siempre por él los registros de velocidades.

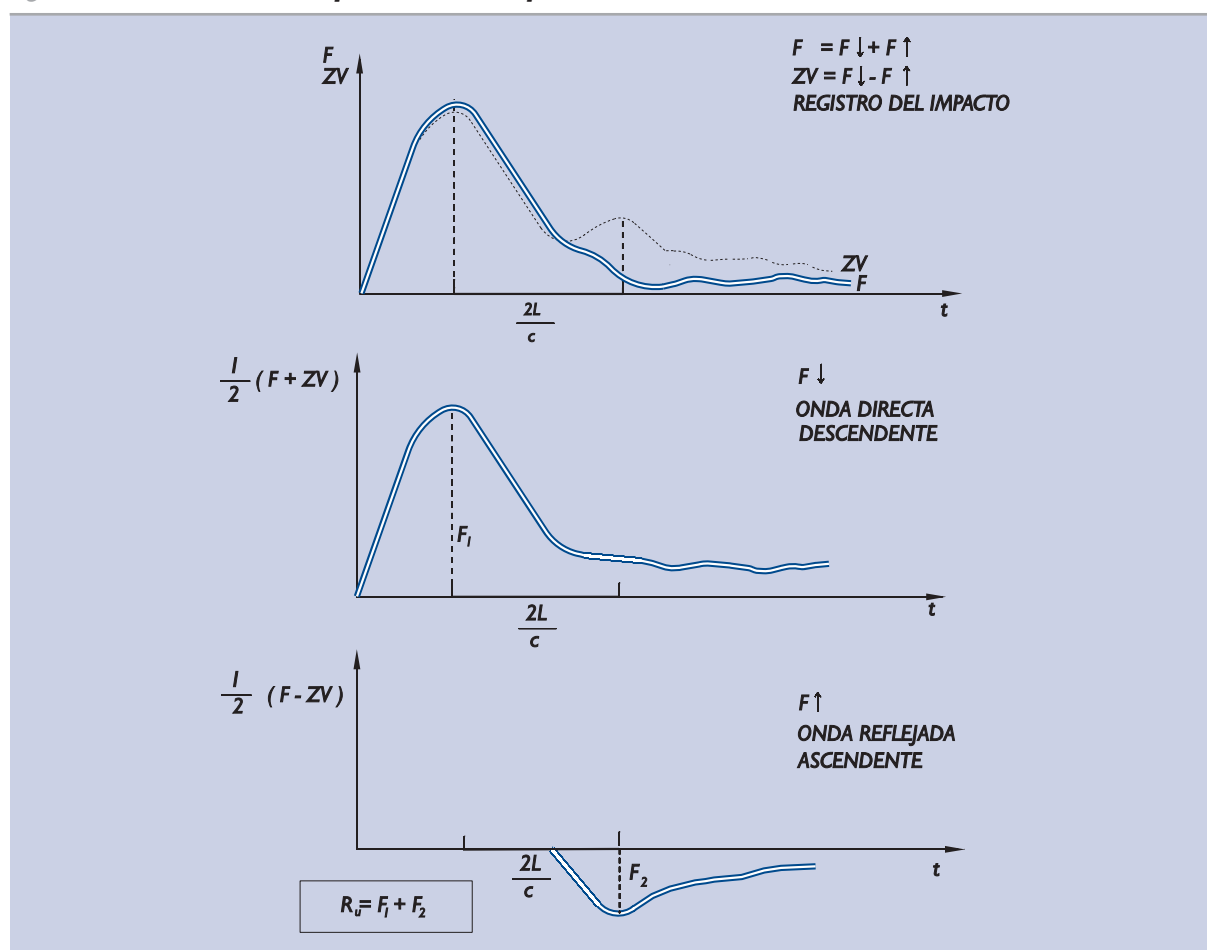
El resultado del control de la hincada será, con este sistema, un registro temporal de fuerzas  $F$  y productos impedancia-velocidad  $ZV$  en una sección próxima a la cabeza del pilote. Es posible obtener el registro en otras secciones adicionales pero no es recomendable, ya que la información adicional no sería siempre sustanciosa y sería más difícil de obtener; habría de hacerse en la parte enterrada (varias secciones de la zona exenta del pilote no darían información adicional significativa).

La utilidad de estos registros es múltiple, ya que de ellos pueden obtenerse conclusiones acerca de la resistencia al avance, acerca de la integridad del pilote y, lo que es más importante, acerca del rendimiento energético del equipo de hincada. El análisis detallado de los registros permite, además, investigar otros aspectos.

#### a. Resistencia a la penetración

En la Fig. 3.6.10 se indica un registro típico de  $F$  y  $ZV$  causado por un golpe de maza en la cabeza de un pilote cuya hincada se controla como se ha dicho en los párrafos precedentes.  $F$  y  $ZV$  son idénticos mientras el efecto dinámico es únicamente debido al paso de una onda descendente.

Cierto tiempo después, cuando existen reflexiones del terreno, tanto  $F$  como  $ZV$  son debidos tanto a ondas descendentes como ascendentes cuyos efectos deben separarse, tal como se indica en esa figura. De esa manera queda aislada la respuesta del terreno, que tiene un pico desplazado respecto al pico del impacto un tiempo  $2L/c$ , donde  $L$  es la longitud del pilote, medida desde el nivel de la instrumentación hasta la punta.

**Figura 3.6.10. Resistencia a la penetración de un pilote obtenida del control dinámico de la hinca**

La hipótesis de interpretación más sencilla consiste en suponer que la suma de ambas fuerzas, la de la onda directa  $F_1$  y la de su reflejo  $F_2$ , ha sido la resistencia al avance opuesta por el terreno. En la figura se ha representado un caso en el que la onda reflejada es de tracción, de manera que la resistencia al avance,  $R_u$ , resulta menor que  $F_1$ , tal como suele ocurrir al comienzo de la hinca, cuando se está lejos de alcanzar los máximos aprovechamientos del pilote, del equipo de hinca y de la capacidad resistente del terreno.

La máxima resistencia que se puede llegar a movilizar con un golpe de maza es, teóricamente,  $2 F_1$ . Cuando eso ocurre se refleja una onda de compresión de tanta amplitud como la que provoca inicialmente la maza en la zona de la cabeza.

El máximo valor de  $F_1$  está limitado por el equipo de hinca y por la resistencia estructural del propio pilote. Su valor máximo es  $ZV_o$ , siendo  $V_o$  la velocidad de caída de la maza. Ese máximo sólo se alcanza con mazas suficientemente pesadas y con elementos adecuados de transmisión del golpe.

Las velocidades máximas que se suelen provocar en los pilotes están limitadas por posibles daños estructurales en el pilote; rara vez superan 1,5 m/s. De ese modo, los pilotes hincados suelen tener una carga de hundimiento del orden de 3 m/s multiplicado por su impedancia, o inferior.

Es posible tener en cuenta, en estas interpretaciones, el efecto de la componente viscosa de la resistencia al avance. La velocidad de penetración del pilote, en el momento en que se calcula  $R_u$ , es tal que:

$$ZV = F_1 - F_2$$

y, por lo tanto, se podría pensar que existe una componente viscosa proporcional a la velocidad.

$$(R_u)_{\text{viscosa}} = J \cdot ZV$$

En este caso  $J$  sería un coeficiente adimensional, que no debe confundirse con el valor  $J_s$  que se suele utilizar en la ecuación de la onda. Allí tiene dimensiones y su significado es distinto.

Teniendo esto en cuenta, la resistencia del terreno al avance de la hincia, una vez descontada la parte viscosa, sería:

$$R_u^* = F_1 (1 - J) + F_2 (1 + J)$$

No existe aún experiencia acumulada suficiente para conocer los valores usuales de  $J$  en cada tipo de terreno. Hasta hoy, o bien se suponen valores nulos o del orden de 0.1, como máximo, en suelos granulares y mayores, incluso próximos a la unidad, en suelos cohesivos.

El ingeniero puede investigar el efecto de esta componente viscosa hincando el mismo pilote con carreteras de maza un poco mayores y un poco menores que las especificadas. El valor de la resistencia al avance será diferente pero su componente no viscosa debe permanecer constante.

#### b. Integridad de los pilotes

El control dinámico de la hincia, o la rehincia controlada de pilotes de cualquier tipo, permite obtener registros de  $F$  y  $ZV$  similares a los indicados en el primer diagrama de la Fig. 3.6.10.

En caso de existir algún defecto estructural (reducción de la impedancia  $Z$  del pilote), se registra una onda reflejada prematura cuyo análisis permite localizar y cuantificar el daño.

Aunque la interpretación de esos casos es simple, no es posible incluir aquí las recomendaciones necesarias. El ingeniero que pudiera detectar un defecto de este tipo debe recurrir a la literatura técnica o a especialistas para investigar mejor la cuestión.

#### c. Rendimiento del equipo de hincia

Probablemente la mayor aportación reciente al estudio de la dinámica de la hincia de los pilotes, conseguida a través de la auscultación, haya sido la capacidad de medir la energía que atraviesa una determinada sección del pilote durante un golpe de maza.

Es claro que la energía útil para la hincia es igual a la integral siguiente:

$$\text{Energía} = \int_{t_0}^{t_1} F \cdot V \cdot dt$$

Esa integral, hecha en una sección del pilote, entre el inicio y el final del paso de la onda de choque, la realizan los microprocesadores de campo con relativa facilidad. Su resultado se conoce antes de que se vuelva a dar otro golpe de maza.

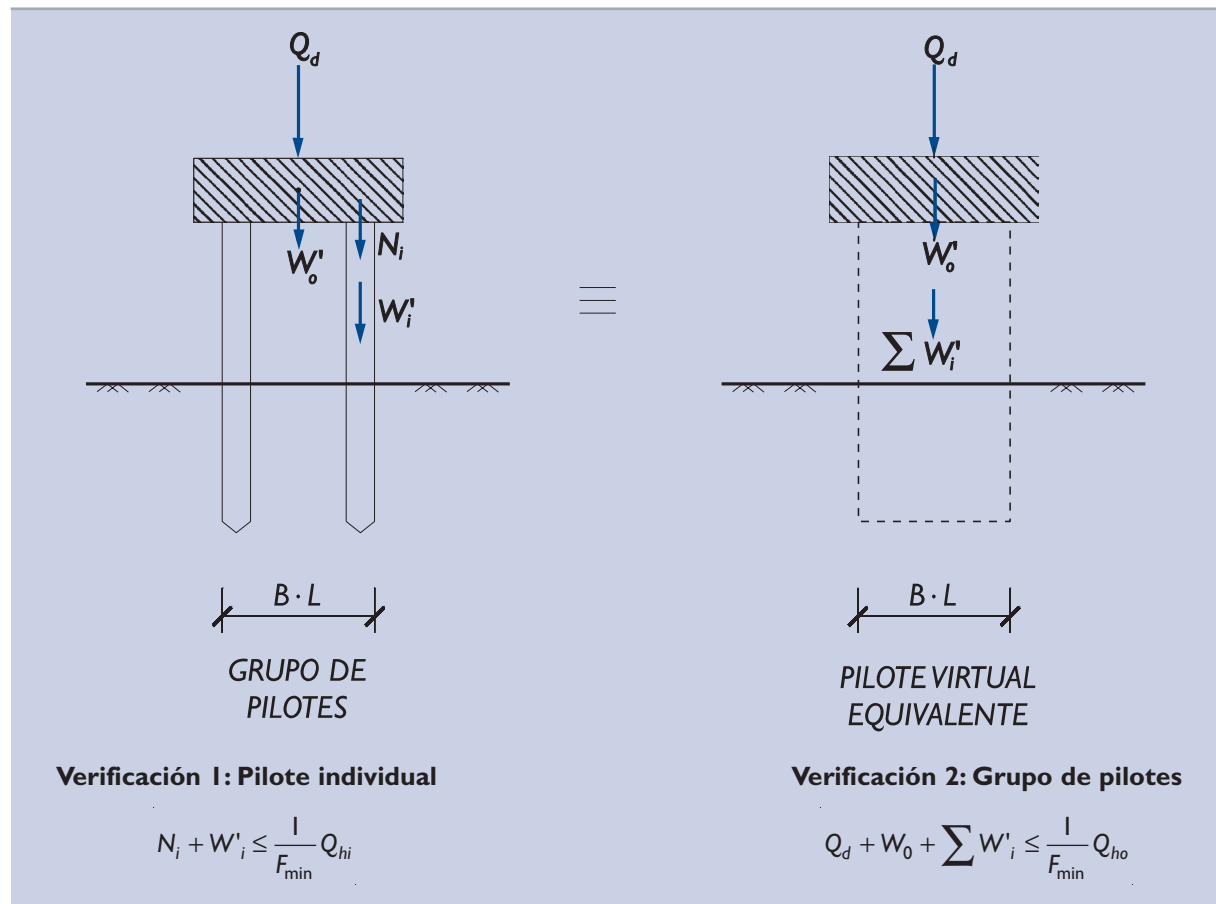
La experiencia indica que esa energía, comparada con la energía nominal de la maza, corresponde a rendimientos que pueden ser muy bajos. Los rendimientos son muy sensibles a detalles tales como el estado de las galletas o sufrideras que transmiten el golpe, a la correcta alineación maza-pilote, etc.

Este motivo es el que más mueve a recomendar la auscultación electrónica de la hincia de pilotes en obras de importancia. Con ello se reduciría la incertidumbre que de otra forma habría sobre el rendimiento del equipo de hincia, y de ese modo se podrían utilizar coeficientes de seguridad más bajos, tal como se indica en 3.6.6.

### 3.6.6 Verificación de la seguridad frente al hundimiento

Para verificar la seguridad frente al hundimiento de una cimentación profunda es preciso comprobar que el coeficiente de seguridad frente al hundimiento es suficientemente elevado en cada uno de los pilotes del grupo, y también en el conjunto del grupo considerado como un pilote virtual equivalente. Ver Fig. 3.6.11.

**Figura 3.6.11. Verificación de la seguridad frente al hundimiento**



#### 3.6.6.1 Hundimiento individual de un pilote

La verificación de la seguridad de un pilote queda concluida cuando se cumple:

$$F = \frac{Q_{hi}}{N_i + W'_i} \geq F_{\min}$$

donde:

- F = coeficiente de seguridad frente al hundimiento.
- $N_i$  = carga vertical que actúa sobre el pilote. Para su obtención se habrá distribuido la carga que actúa sobre el conjunto de pilotes en cada uno de ellos, considerando el peso del posible encepado y eventualmente el de las tierras que pudieran gravitar sobre él. Las cargas deberán haber sido mayores tal como se indica en la Tabla 3.3.2.

- $W'_i$  = peso efectivo de la parte exenta del pilote (fuera del terreno) que eventualmente pudiera existir.  
 $Q_{hi}$  = carga de hundimiento del pilote aislado.  
 $F_{\min}$  = coeficientes de seguridad que se indica en la Tabla 3.6.I.

Las cargas de hundimiento,  $Q_{hi}$ , se pueden estimar por los procedimientos indicados en los apartados precedentes, según el tipo de terreno, el tipo de pilote y el tipo de información disponible.

### 3.6.6.2 Hundimiento conjunto del grupo

En un grupo de pilotes próximos entre sí es posible que la carga de hundimiento de un pilote equivalente al conjunto de grupo sea menor que la suma de las cargas de hundimiento de cada uno de los pilotes; de ahí la necesidad de la doble comprobación.

El pilote virtual equivalente al grupo quedaría definido por una longitud igual a la longitud media de los distintos pilotes del grupo y por un área de su sección transversal igual al área interior de la línea de geometría simple (círculo, cuadrilátero, etc.) que puede circunscribir al grupo en planta. Como contorno del pilote equivalente se adoptará la longitud de esa línea.

El peso enterrado del pilote equivalente, importante en estos cálculos, será la suma de la parte enterrada de los pesos de todos los pilotes más el terreno interior a la línea de contorno equivalente desde el nivel superior del terreno hasta el nivel medio de las puntas. Esos pesos se contabilizarán sumergidos en las zonas en que lo estén. Este peso se utilizará para estimar la carga de hundimiento adecuada,  $Q_{ho}$ , detrayéndolo de la suma de resistencias por punta y por fuste. Ver apartado 3.6.4.I.

La verificación de la seguridad frente al hundimiento conjunto del grupo de pilotes queda concluida cuando se cumple la desigualdad siguiente:

$$F = \frac{Q_{ho}}{Q_d + W'_o + \sum W'_i} \geq F_{\min}$$

donde:

- $F$  = coeficiente de seguridad frente al hundimiento.  
 $Q_d$  = componente vertical de las cargas, debidamente mayoradas, que actúa sobre la cara superior del encepado.  
 $W'_o$  = peso efectivo del encepado, sumergido en su caso.  
 $\sum W'_i$  = suma de los pesos efectivos de la parte exenta (por encima del terreno) de todos los pilotes del grupo.  
 $Q_{ho}$  = carga de hundimiento del pilote virtual equivalente al grupo, calculada como se indica en este apartado 3.6.  
 $F_{\min}$  = coeficiente de seguridad mínimo que se indica en la Tabla 3.6.I.

### 3.6.6.3 Coeficientes de seguridad mínimos frente al hundimiento

En los casos más generales de obras con índice ISA bajo (5 a 19), los valores mínimos recomendados del coeficiente de seguridad son los que se indican en la Tabla 3.6.I, según los distintos métodos utilizados en la evaluación de la carga de hundimiento.

Para situaciones transitorias o de corto plazo debe tenerse en cuenta lo especificado en 3.3.8.I.

Para obras con ISA no significativo o alto, o para otras probabilidades de fallo admisibles, los valores de  $F$  pueden adecuarse según se indica en los apartados 3.3.8.2 y 3.3.10.

**Tabla 3.6.1. Coeficientes de seguridad,  $F$ , mínimos frente al hundimiento de pilotes. Obras con ISA bajo (5 a 19)**

Procedimiento de análisis utilizado en la estimación de la carga de hundimiento	Coeficiente de seguridad (Combinaciones)		
	Cuasi-Permanente, $F_1$	Fundamental, $F_2$	Accidental o sísmica, $F_3$
<b>Cualquier tipo de pilotaje <sup>(1)</sup></b>			
Método del SPT en suelos granulares	2,5	2,2	2,0
Método basado en el penetrómetro estático	2,0	1,8	1,7
Métodos basados en otros ensayos penetrométricos continuos, ensayos presiométricos y otros ensayos de campo	2,6	2,3	2,1
Método basado en la resistencia a compresión simple de la roca (sólo para pilotes empotrados en roca)	2,5	2,2	2,0
Método basado en las fórmulas analíticas y ensayos de laboratorio para medir el ángulo de rozamiento (o de laboratorio o campo para medir la resistencia al corte sin drenaje de arcillas)	2,5	2,2	2,0
<b>Pilotes hincados</b>			
a) Con control del avance y aplicación de la fórmula de Hiley <sup>(2)</sup>	2,5	2,2	2,0
b) Con control de avance y aplicación de la ecuación de la onda <sup>(2)</sup>	2	1,8	1,7
c) Con control electrónico de la hincia	1,6	1,5	1,4
d) Con control electrónico de la hincia y contraste con pruebas de carga	1,4	1,3	1,3

(1) Cuando el cálculo sea contrastado con ensayos de carga de hundimiento "in situ", los coeficientes de seguridad indicados pueden reducirse entre un 10% y un 15%, dependiendo del número de pilotes ensayados y de la dispersión de resultados obtenidos en las pruebas. Ver apartado 3.6.4.8.

(2) Los coeficientes indicados corresponden a hincas suaves o moderadamente duras, entendiendo por tales aquellas en las que el rechazo final (avance de la hincia con un golpe de maza) es superior a 2 mm (dos milímetros). Para hincas más duras deben utilizarse coeficientes de seguridad mayores, o, alternatively, limitar la carga en las curvas de hincia de forma que no crezca para rechazos inferiores al indicado.

### 3.6.7 Verificación de la seguridad frente al arranque

#### 3.6.7.1 El pilote individual

La resistencia al arranque de un pilote individual es igual a la resistencia por su fuste más la componente correspondiente al peso propio del pilote. La resistencia por fuste en arranque, según la experiencia existente, es menor que la resistencia por fuste a compresión.

La forma más precisa de determinar la resistencia al arranque de un pilote es la realización de ensayos de carga.

A falta de ensayos o experiencias que indiquen un valor más preciso, se tomará, como resistencia al arranque o extracción "T" de un pilote, el valor:

$$T = W_{\alpha} + 1/2 R_f$$

donde:

$W_{\alpha}$  = componente del peso del pilote en la dirección del tiro.

$R_f$  = resistencia por fuste determinada según se indica en 3.6.4.

Se supone que el tiro o esfuerzo de extracción se ejerce según el eje del pilote.

### 3.6.7.2 Consideración del efecto grupo

La resistencia al arranque de un grupo de pilotes será el menor valor de los dos siguientes:

- a. La suma de las resistencias al arranque individuales de cada uno de los pilotes del grupo.
- b. La resistencia de un pilote virtual, formado por los pilotes y el terreno de su entorno y cuyo fuste fuese la envolvente exterior del grupo de pilotes.

### 3.6.7.3 Seguridad frente al arranque

La situación de pilotes trabajando a tracción no es usual en obras de ingeniería civil; en cualquier caso, pueden darse circunstancias aisladas en las que se produzca alguna de las situaciones siguientes:

- a. Un pilote, de forma individual, es solicitado a tracción (valor de  $N_i$  negativo).

En estos casos se puede dar por verificada la seguridad cuando se cumple:

$$F = \frac{T}{|N_i|} \geq F_{\min}$$

donde:

- $F$  = coeficiente de seguridad al arranque.  
 $T$  = resistencia al arranque. Apartado 3.6.7.1.  
 $|N_i|$  = valor absoluto de la carga mayorada, según se indica en 3.6.3.3, que actúa sobre la cabeza del pilote. La cabeza se supone al nivel de terreno.  
 $F_{\min}$  = coeficiente de seguridad que se indica en la Tabla 3.6.1, para obras con ISA bajo (5 a 19). Para obras con ISA no significativo o alto, o para otras probabilidades de fallo admisibles, los valores mínimos de  $F$  establecidos en la Tabla 3.6.1 pueden adecuarse según se indica en los apartados 3.3.8.2 y 3.3.10. Asimismo podrán adecuarse para situaciones transitorias (incluyendo situaciones geotécnicas de corto plazo) de acuerdo con lo previsto en 3.3.8.1.

- b. El grupo de pilotes, o varios de ellos, trabaja a tracción.

En esa circunstancia se hará, además de la comprobación individual antes indicada, la comprobación correspondiente a un pilote virtual equivalente al grupo de pilotes en tracción, de acuerdo con la expresión siguiente:

$$F = \frac{T}{|Q_d|} \geq F_{\min}$$

donde:

- $|Q_d|$  = valor absoluto de la tracción mayorada que actúa sobre el grupo, al nivel de las cabezas de los pilotes; incluirá el peso efectivo del encepado y de la parte exenta de los pilotes.  
 $T$  = resistencia al arranque del grupo de pilotes en tracción, obtenida de acuerdo con lo establecido en el apartado 3.6.7.2.  
 $F_{\min}$  = coeficiente de seguridad que se indica en la Tabla 3.6.1 para obras con ISA bajo (5 a 19). Para obras con ISA no significativo o alto, o para otras probabilidades de fallo admisibles, los valores mínimos de  $F$  establecidos en la Tabla 3.6.1 pueden adecuarse según se indica en los apartados 3.3.8.2 y 3.3.10. Asimismo podrán adecuarse para situaciones transitorias (incluyendo situaciones geotécnicas de corto plazo) de acuerdo con lo previsto en 3.3.8.1.



### 3.6.8 Verificación de la seguridad frente a la rotura del terreno por tiro o empuje horizontal

#### 3.6.8.1 El pilote individual

Los grupos de pilotes que estén sometidos a cargas horizontales pueden tener disposiciones especiales, de manera que esas cargas sean soportadas principalmente por compresión en las cabezas de algunos pilotes inclinados.

En cualquier caso, existirán buen número de situaciones en las que los pilotes, individualmente, hayan de soportar cargas perpendiculares a su eje; serían cargas horizontales en pilotes verticales.

Cuando se ejerce una fuerza transversal excesiva sobre la cabeza de un pilote, normalmente se provocan grandes flexiones y, por eso, se produce la rotura del propio pilote. El estado límite correspondiente está condicionado normalmente por la resistencia estructural del propio pilote. Ese tipo de rotura se analiza en el apartado 3.6.10. En la práctica habitual esta situación se conoce como “pilote largo”.

Supuesto que el pilote soportase esos esfuerzos, el límite de la carga depende de la resistencia del terreno. Esto suele ocurrir en pilotes poco empotrados o muy resistentes respecto a la propia resistencia lateral del terreno frente a sus empujes. En la práctica habitual esta situación se conoce como “pilote corto”. El Estado Límite Último correspondiente es de tipo geotécnico (GEO) y el procedimiento de análisis recomendado se describe en este apartado.

La carga horizontal que ha de aplicarse a la cabeza del pilote para provocar la rotura del terreno por empuje pasivo “ $H_{rot}$ ” se puede estimar con el esquema de cálculo que se indica en la Fig. 3.6.12.

El valor de  $x$ , necesario para el cálculo de  $H_{rot}$ , debe determinarse mediante la ecuación de equilibrio de momentos.

$$(e + z_{CR}) \cdot CR = (e + z_R) \cdot R$$

La altura de aplicación del empuje  $H$ , distancia “ $e$ ” en el esquema de la figura mencionada, es un dato importante en estos cálculos y en ocasiones no es bien conocida. El punto donde se aplica la carga  $H$  es un punto de momento flector nulo en el eje del pilote que el ingeniero debe decidir en función de otros cálculos estructurales.

Los casos particulares de  $c = 0$  (terreno puramente granular) y de  $\phi = 0$  (terreno puramente cohesivo) han sido resueltos y tabulados y se recogen en las Figs. 3.6.13 y 3.6.14, tomadas de Broms <sup>(13)</sup> (1964).

La situación singular que se menciona en las Figs. 3.6.12 y 3.6.13 como caso particular de desplazamiento rígido horizontal correspondería a una situación hipotética en la que alguna causa externa (encepado rígido común, tiro más profundo, etc.) obliga a que coincidan las líneas de acción del empuje y de la resistencia. En esa situación el problema es más simple ya que no se produce contrarreactión y el equilibrio de momentos queda satisfecho por la hipótesis de desplazamiento rígido horizontal.

Ha de hacerse notar que, en esas figuras, se hace la hipótesis adicional de no contar con la colaboración resistente del terreno superficial en un espesor igual a vez y media el diámetro de pilote; únicamente se cuenta con la colaboración de su peso. alguna hipótesis semejante habría de realizar el ingeniero para contar con posibles socavaciones, erosiones o excavaciones, que tanta influencia tienen en la resistencia horizontal.

Además, en el gráfico de Broms correspondiente a terrenos puramente cohesivos ( $\phi = 0$ ), el empuje unitario en rotura se supone igual a  $8 c_u$  (únicamente para el caso de desplazamiento rígido horizontal) en lugar del valor (que se cree más adecuado) de  $9 c_u$  que resultaría del procedimiento general de cálculo indicado en la Fig. 3.6.12.

(13) “Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils” and “Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils”. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering. ASCE.

Figura 3.6.12. Esquema de cálculo de la fuerza horizontal de rotura

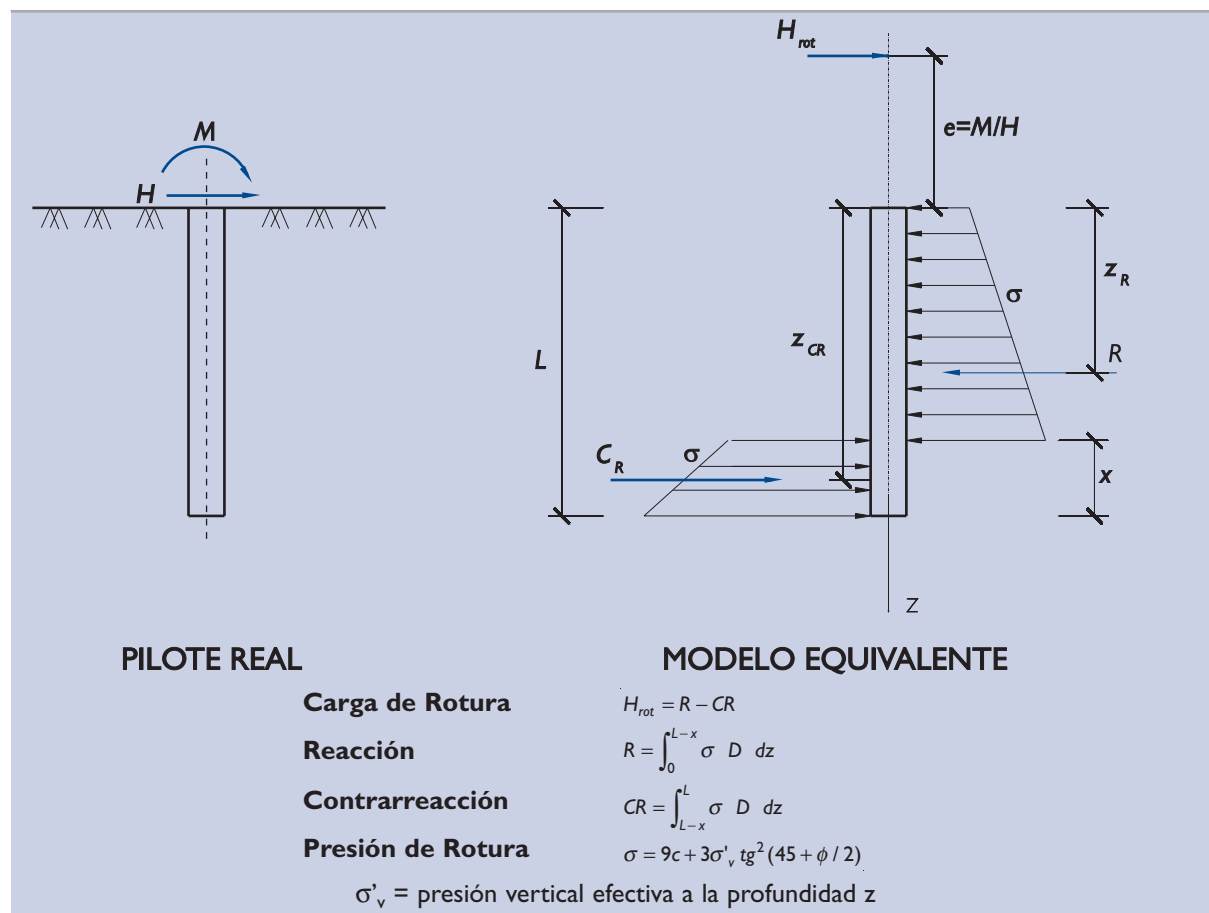
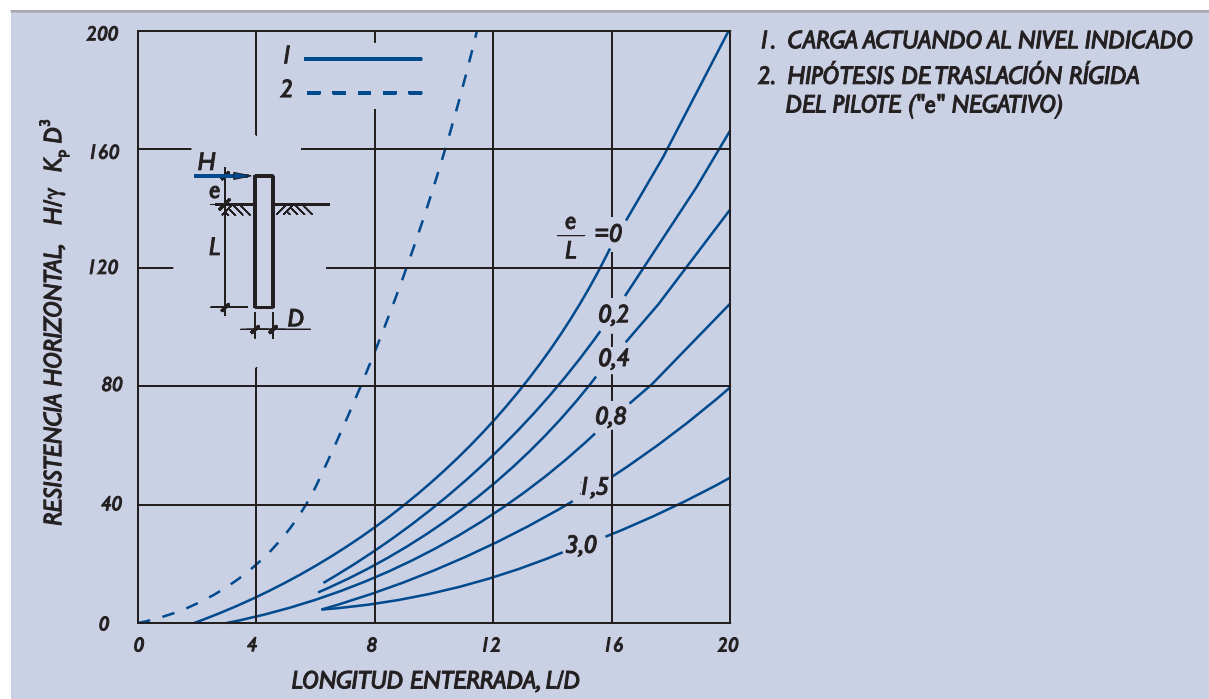
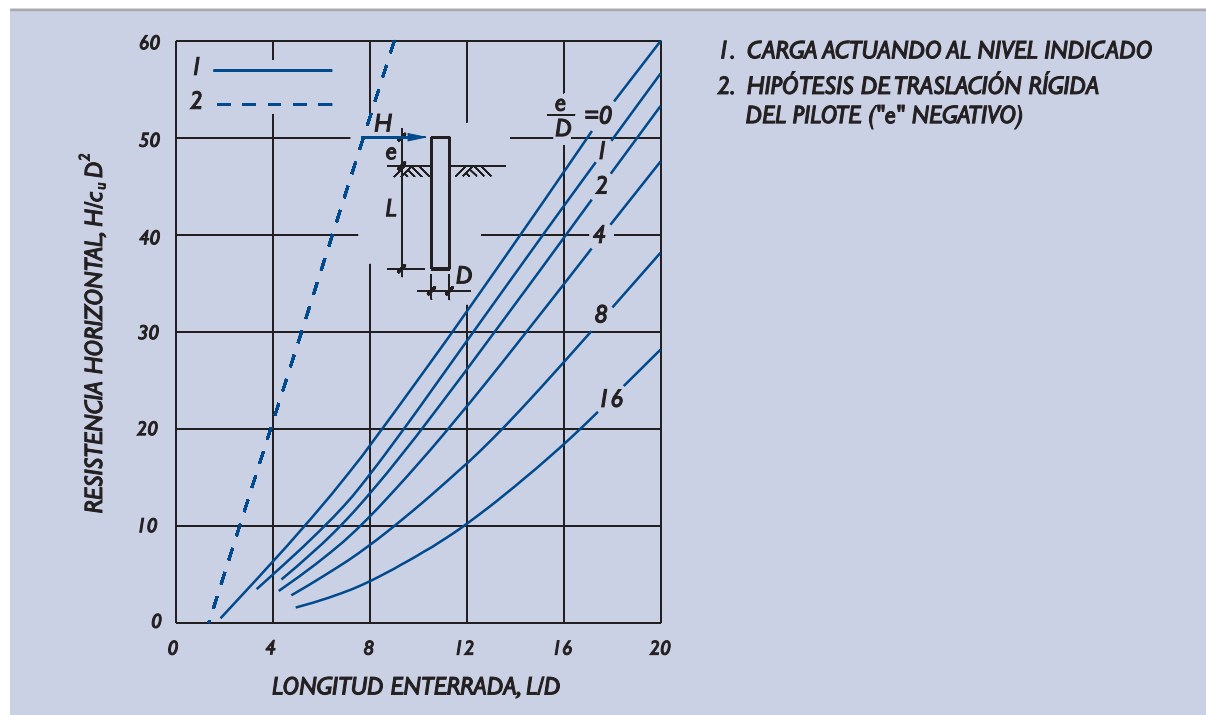


Figura 3.6.13. Rotura horizontal del terreno: suelos granulares (Broms)



Debe advertirse que el gráfico de la Fig. 3.6.13 define la carga de rotura para distintos valores de «e» expresándolos en forma adimensional; dividiéndolos por la longitud del pilote (parámetro  $e/L$ ). La Fig. 3.6.14 utiliza, sin embargo, el diámetro del pilote para hacer adimensional la excentricidad (parámetro  $e/D$ ). Esas formas se han creído convenientes para conseguir una mayor claridad en el dibujo de las curvas correspondientes.

**Figura 3.6.14. Rotura horizontal del terreno: suelos puramente cohesivos (Broms)**



El valor de  $H_{rot}$  puede ser menor cuando la fuerza horizontal aplicada tiene carácter oscilante. La alternancia de cargas puede provocar una situación en la que la parte alta del terreno no colabore en la resistencia. El análisis de ese efecto ha de realizarse por algún procedimiento cuya descripción se sale del alcance de esta ROM.

### 3.6.8.2 Consideraciones del efecto grupo

La resistencia frente a esfuerzos horizontales de un grupo de pilotes por rotura del terreno se estimará como el menor valor de los dos siguientes:

- La suma de las resistencias horizontales de cada pilote calculada individualmente.
- La resistencia horizontal de un pilote equivalente cuyo diámetro fuese la anchura del grupo y cuya profundidad fuese igual a la profundidad media de los pilotes del grupo.

En casos en que este aspecto del proyecto resultara crítico se utilizarían procedimientos de cálculo más detallados.

### 3.6.8.3 Coeficiente de seguridad frente a la rotura horizontal del terreno

Una determinada comprobación de seguridad se puede dar por satisfecha cuando:

$$F = \frac{H_{rot}}{H} \geq F_{min}$$

El coeficiente de seguridad  $F$  debe calcularse para el pilote individual (apartado 3.6.8.1) y para el grupo (3.6.8.2).

Los coeficientes de seguridad  $F_{min}$  que deben utilizarse frente a este modo de rotura del terreno son los que se indican en la Tabla 3.6.2 para obras con índice de repercusión socio-ambiental (ISA) bajo.

**Tabla 3.6.2. Coeficientes de seguridad mínimos frente a la rotura horizontal del terreno. Obras con ISA bajo (5 a 19)**

Tipo de combinación	Coeficientes de seguridad, $F$
Cuasi-Permanente, $F_1$	1,8
Fundamental, $F_2$	1,6
Accidental o Sísmica, $F_3$	1,5

Para obras con ISA no significativo o alto, o para otras probabilidades de fallo admisibles por criterios de optimización económica, los valores mínimos de  $F$  establecidos en la Tabla 3.6.2 pueden adecuarse según se indica en los apartados 3.3.8.2 y 3.3.10. Asimismo podrán adecuarse para situaciones transitorias (incluyendo situaciones geotécnicas de corto plazo) de acuerdo con lo previsto en 3.3.8.1.

En proyectos donde este aspecto resultase crítico para el dimensionamiento del pilotaje, se recomienda realizar pruebas de carga que permitan una estimación más exacta de la carga de rotura.

En caso de utilizar pruebas de carga en la estimación de la carga horizontal de rotura, se podrán reducir los coeficientes de seguridad mínimos en función de la importancia de las pruebas.

Las cargas cíclicas horizontales pueden aumentar las deformaciones o incluso crear despegues permanentes en suelos cohesivos. Este efecto se tendrá en cuenta también al considerar los aspectos deformacionales (apartado 3.6.9).

## 3.6.9 Verificación de los Estados Límite de Servicio

### 3.6.9.1 Asientos

Si el problema del asiento de la cimentación pilotada resulta ser un aspecto crítico del proyecto, es recomendable realizar pruebas de carga, ya que ésta es la única manera precisa de conocer la relación carga-asiento.

En los casos en los que este aspecto no resulte crítico, se pueden estimar los asientos tal como se indica a continuación y considerar que el asiento así estimado debe ser, al menos, tres veces menor del que pone a la estructura fuera del límite de servicio.

Existen soluciones analíticas o semianalíticas y se pueden formular modelos numéricos para resolver el problema del cálculo de asientos de pilotes aislados o de grupos de pilotes. El problema, sin embargo, depende tanto de las condiciones locales en la zona de contacto del pilote con el terreno que tales métodos pueden resultar poco exactos.

A falta de ensayos de carga específicos se recomienda el siguiente procedimiento para estimar asientos.

### 3.6.9.1.1 ASIENTOS DEL PILOTE AISLADO

El asiento típico de un pilote vertical aislado sometido a una carga vertical de servicio en su cabeza igual a la máxima recomendable por razones de hundimiento, estimada según se ha descrito en el apartado 3.6.4, está próximo al dos y medio por ciento de su diámetro más el acortamiento elástico del pilote. Con esa idea, la relación carga-asiento se puede expresar mediante la siguiente fórmula aproximada:

$$s_i = \left( \frac{D}{40 Q_h} + \frac{l_1 + \alpha l_2}{AE} \right) \cdot P$$

donde:

- $s_i$  = asiento del pilote individual aislado
- $D$  = diámetro del pilote (para formas no circulares se obtendrá un diámetro equivalente)
- $P$  = carga sobre la cabeza
- $Q_h$  = carga de hundimiento
- $l_1$  = longitud del pilote fuera de terreno
- $l_2$  = longitud del pilote dentro del terreno
- $A$  = área de la sección transversal del pilote
- $E$  = módulo de elasticidad del pilote
- $\alpha$  = parámetro variable según el tipo de transmisión de cargas al terreno,  $\alpha=1$  para pilotes que trabajan principalmente por punta y  $\alpha=0,5$  para pilotes flotantes. Para situaciones intermedias,  $\alpha$  tiene también valores intermedios entre los dos citados, interpolables linealmente en función de las cargas por punta y por fuste estimadas.

### 3.6.9.1.2 CONSIDERACIÓN DEL EFECTO GRUPO

En los grupos de pilotes y debido a la interferencia de las cargas, el asiento del grupo puede ser mayor que el de un pilote aislado sometido a la carga individual correspondiente. Para tenerlo en cuenta se puede hacer la siguiente estimación:

- a. Para pilotes columna en roca, trabajando por punta, separados más de tres diámetros, el efecto grupo se considera despreciable.
- b. Para otras situaciones se puede suponer que toda la carga del grupo está uniformemente repartida en un plano situado a la profundidad “z” bajo la superficie del terreno.

$$z = \alpha \cdot l_2$$

con los significados de “ $\alpha$ ” y “ $l_2$ ” mencionados en 3.6.9.1.1 y con unas dimensiones transversales  $B_l \times L_l$  dadas por:

$$\begin{aligned} B_l &= B_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) l_2 \\ L_l &= L_{\text{grupo}} + (1 - \alpha) l_2 \end{aligned}$$

El cálculo del asiento debido a esa carga vertical repartida en profundidad puede estimarse con los procedimientos generales de cálculo de asientos, alguno de los cuales se describe en el apartado 3.5.7.

### 3.6.9.2 Movimientos horizontales y esfuerzos

Si el movimiento horizontal de la cimentación pilotada resulta ser un aspecto crítico del problema en estudio, será necesario hacer pruebas de campo para estimarlos.

En obras en las que ese aspecto no sea crítico, se puede realizar un cálculo aproximado según se indica en los apartados que siguen.

Los movimientos horizontales que pongan fuera de servicio a la estructura que apoya sobre los pilotes habrán de ser, al menos, tres veces mayores que los que se estiman de la manera simplificada que se va a recomendar. De otra forma, serían necesarias las pruebas de carga o la adaptación del proyecto para soportar mayores movimientos.

Para calcular los movimientos horizontales en pilotes solicitados por cargas transversales se debe utilizar algún procedimiento numérico. Existen métodos de cálculo en los que el pilote se representa mediante una viga elástica y en los que el terreno se introduce como una serie de resortes (relaciones p-y entre presión y desplazamiento) que han sido deducidas de experiencias previas en distintos tipos de terreno.

Las relaciones carga unitaria-desplazamiento pueden ser de tipo no lineal para simular el comportamiento del terreno cerca de la rotura. En ese caso, además, este procedimiento permite conocer también el valor de la carga horizontal de rotura. Este sería un sistema alternativo al que se indica en 3.6.8 para calcular esa carga.

### 3.6.9.2.1 MÉTODO SIMPLIFICADO

El modelo numérico mencionado en 3.6.9.2 puede resultar complejo cuando se pretende realizar el cálculo simultáneo de varios pilotes o de varias cimentaciones pilotadas. El número de resortes necesarios para representar el terreno podría resultar excesivo.

El método simplificado que puede usarse para representar el terreno por un resorte único equivalente es el que se describe en este apartado y se cree suficientemente preciso para aquellas situaciones en las que este aspecto del comportamiento no resulte ser crítico o condicionante.

Para aplicar este método es preciso conocer el tipo de terreno diferenciando los terrenos granulares de los cohesivos.

En terrenos granulares se calculará la “longitud elástica” T mediante la expresión siguiente:

$$T = \left( \frac{EI}{n_h} \right)$$

donde:

- E = módulo de elasticidad del material que forma el pilote.
- I = momento de inercia de la sección transversal recta del pilote respecto a un eje ortogonal a la dirección de la carga.  $I = \pi D^4/64$  en pilotes circulares macizos de diámetro D.
- $n_h$  = parámetro del terreno que se indica en la Tabla 3.6.3.

En suelos cohesivos puede suponerse:

$$T = \left( \frac{EI}{100c} \right)^{1/4}$$

donde las variables E, I tienen el significado antes apuntado y:

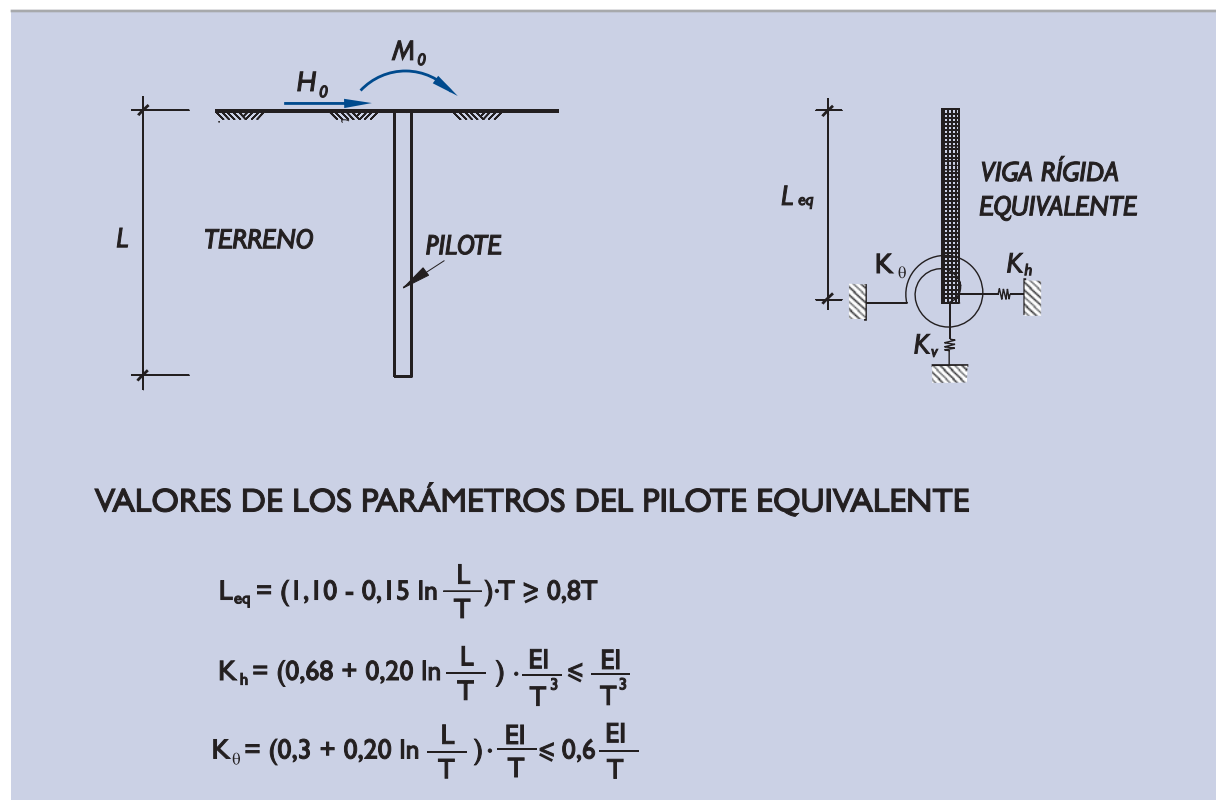
- c = valor medio de la resistencia al corte del suelo en la zona de profundidad 3D contada desde la superficie del terreno considerada en el cálculo.

**Tabla 3.6.3. Valores del parámetro  $n_h$  (MPa/m)**

Compacidad de las arenas	Situación respecto al nivel freático	
	Por encima	Por debajo
Floja	2	1,2
Media	5	3
Compacta	10	6
Densa	20	12

Es conveniente que en estos cálculos se desprecie la colaboración de suelos superficiales flojos y se tenga en cuenta, además, la existencia de cierta zona superior donde el pilote pudiera no estar en contacto permanente con el terreno. Esta zona puede tener mayor amplitud cuando la carga horizontal tiene carácter cíclico alternativo.

Conocido el valor de  $T$ , el terreno y la parte enterrada del pilote pueden representarse por una viga rígida (indeformable) sustentada en su punta por unos resortes cuya constante elástica se indica en la Fig. 3.6.15.

**Figura 3.6.15. Representación simplificada de la parte enterrada de un pilote**

Nota: El significado de las variables se indica en el texto. Para valor  $K_y$  ver 3.6.10.1.

Para obtener los esfuerzos en la parte enterrada de los pilotes, se pueden consultar los textos donde figuran las soluciones semianalíticas de la teoría de la viga elástica. En estas Recomendaciones se acepta la solución simplificada siguiente:

Flexión	$M = H_o \cdot z_o \cdot \alpha + M_o \beta$
Cortante	$Q = H_o \beta$

donde  $\alpha$  y  $\beta$  son números adimensionales que cambian con la profundidad  $z$  de acuerdo con la relación indicada en la Tabla 3.6.4.

El valor de  $z_o$ , es una profundidad de referencia que depende de la longitud del pilote dentro del terreno “ $L$ ” y de su longitud elástica “ $T$ ”. Se puede estimar mediante la ecuación:

$$z_o = T \cdot \left( 0,25 + 0,8 \ln \frac{L}{T} \right) \leq 1,3 T$$

El modelo indicado en este apartado es aplicable cuando el pilote está suficientemente enterrado dentro del terreno; al menos dos veces y media su longitud elástica.

**Tabla 3.6.4. Factores de reducción de los esfuerzos en la zona enterrada de los pilotes**

Profundidad	Factores de reducción	
$z/z_o$	$\alpha$	$\beta$
0	0,00	1,00
0,5	0,52	0,95
0,8	0,62	0,88
1,0	0,64	0,75
1,2	0,62	0,62
1,5	0,54	0,42
2,0	0,32	0,15
2,5	0,13	0,05
3,0	0,00	0,00

Para estimar el movimiento horizontal del grupo de pilotes, se deben consultar las publicaciones técnicas que puedan ilustrar el problema concreto en estudio. Para analizar aquellas situaciones en que los movimientos horizontales que se estimen resulten unas tres veces inferior al que daña la estructura, llevándola más allá de su límite de utilización, se puede adoptar el procedimiento simplificado descrito en este apartado, pero modificando algo las longitudes equivalentes de la viga rígida y las constantes de resorte que representan a la parte enterrada del pilote.

Cada pilote del grupo se puede considerar sustituido, en su parte enterrada, por una varilla rígida virtual soportada por los resortes indicados en la Fig. 3.6.15, pero afectando a la longitud elástica estimada en la hipótesis de “pilote aislado” por un coeficiente de mayoración.

$$T \text{ (pilote dentro del grupo)} = \alpha \cdot T \text{ (pilote aislado)}$$

A falta de datos concretos más fiables, se recomienda utilizar los valores de “ $\alpha$ ” siguientes:

$$\alpha = 1 + \frac{0,5}{m^2} < 1,25$$

donde “ $m$ ” es la relación que existe entre la separación de pilotes dentro del grupo y su diámetro. Para grupos de pilotes espaciados entre sí más de 3 veces el diámetro, no es necesario considerar este efecto.

### 3.6.10 Consideraciones sobre los modos de fallo de tipo estructural

Los pilotes deben cumplir, como elemento estructural, condiciones de seguridad y de comportamiento en servicio iguales que el resto de los elementos estructurales de la obra.



La determinación de los esfuerzos actuantes en los pilotes es, sin embargo, un tema de interacción suelo-estructura complejo sobre el que se indican, a continuación, algunas recomendaciones.

### 3.6.10.1 Distribución de cargas en grupos de pilotes

La carga individual actuando en cada pilote de un grupo en condiciones próximas a la de servicio puede obtenerse mediante un cálculo elástico en el que cada pilote queda representado por su parte exenta unida a una varilla rígida sujeta en su extremo inferior con los resortes elásticos que se indican en la Fig. 3.6.14 y teniendo en cuenta las modificaciones por efecto grupo definidas en el apartado 3.6.9.2.1.

La constante de resorte vertical será, en pilotes aislados, el cociente entre la carga vertical  $P$  y el asiento  $s$  que produce en el pilote al nivel del terreno.

Esa relación, deducida de la fórmula indicada en 3.6.9.1.1 resulta:

$$K_v = \frac{I}{\left( \frac{D}{40Q_h} + \frac{\alpha l_2}{AE} \right)}$$

con los significados de las variables que allí se indican.

Para el caso de pilotes dentro de un grupo es preciso, antes, calcular el asiento esperado según se indica en 3.6.9.1.2.

Con esos cálculos se puede estimar el asiento medio del grupo,  $s_{\text{grupo}}$ , correspondiente a la carga vertical total,  $N_{\text{grupo}}$ , y obtener una aproximación de la relación carga asiento,  $K_{v,\text{grupo}}$ .

$$K_{v,\text{grupo}} = \frac{N_{\text{grupo}}}{s_{\text{grupo}}}$$

Este factor puede considerarse integrado como suma de las contribuciones de todos los pilotes del grupo.

$$K_{v,\text{grupo}} = \sum K_{v,i}$$

La distribución de la rigidez total,  $K_{v,\text{grupo}}$ , entre los distintos pilotes del grupo,  $K_{v,i}$ , es un problema que sólo puede resolverse consultando la literatura técnica especializada.

Para proyectos en los que este aspecto no sea crítico y siempre que el encepado sea suficientemente rígido, se recomienda repartir proporcionalmente la rigidez total estimada entre los diversos pilotes de manera ponderada. A cada pilote se le asignaría un factor de ponderación.

$$f_i = A_i E_i p_i$$

siendo  $p_i$  un número adimensional que depende de la posición relativa del pilote dentro del grupo.

El factor  $p_i$  varía entre la unidad para los pilotes externos del grupo, un valor mayor para los pilotes internos y puede llegar a 1,5 para pilotes internos en grupos densos. Para grupos de pilotes separados más de siete diámetros, los factores de ponderación  $p_i$  pueden considerarse iguales a la unidad.

Con estas consideraciones, la relación carga-asiento de un pilote dentro de un grupo resulta:

$$K_{v,i} = \frac{N_{\text{grupo}}}{s_{\text{grupo}}} \cdot \frac{A_i E_i p_i}{\sum A_i E_i p_i}$$

### 3.6.10.2 Resistencia estructural

Las acciones en el pilote pueden provocar el agotamiento de la capacidad estructural de su sección resistente.

En general, los esfuerzos en los pilotes serán definidos por leyes de variación de los valores correspondientes de los esfuerzos axiales, cortantes y momentos flectores a lo largo de su eje.

Igual que en cualquier otro elemento estructural se comprobará, a todo lo largo del pilote, que la capacidad resistente comparada con los esfuerzos estimados conduce a los mismos niveles de seguridad que se requieran en el proyecto en cuestión para los elementos estructurales.

La comprobación del pandeo de pilotes con parte exenta se realizará con modelos de coacciones que simulen el empotramiento en el terreno mediante resortes como los indicados en los apartados 3.6.9 y 3.6.10.

El pandeo de los pilotes totalmente enterrados en general no necesita ser considerado, salvo en el caso de pilotes que atraviesan capas de suelos cohesivos blandos o muy blandos. En esos casos se comprobará, además, que la carga axial,  $N$ , es claramente inferior a la carga teórica de pandeo dada por la expresión:

$$K_{\text{pandeo}} = 8 \cdot (s_u EI)^{\frac{1}{2}}$$

donde:

$s_u$  = resistencia media al corte sin drenaje en el estrato blando.

$EI$  = producto de inercia de la sección del pilote.

El coeficiente de seguridad frente a pandeo  $F = N_{\text{pandeo}}/N$ , deducido de esta expresión debe ser superior; en todo caso, al mínimo que se indica para hundimiento en la Tabla 3.6.1 (fórmulas analíticas).

El cálculo estructural del pilote se sale del alcance de esta ROM dedicada a la geotecnia. En el cálculo estructural serán necesarias otras comprobaciones y la utilización de otros métodos. Las consideraciones indicadas en este apartado 3.6.10, deben seguirse únicamente con carácter orientativo y en ausencia de otras recomendaciones más específicas. En todo caso es conveniente que, en condiciones de servicio (cargas sin mayorar), la compresión normal media que actúa sobre la sección del pilote no sobrepase los valores señalados en la Tabla 3.6.5 <sup>(14)</sup>.

**Tabla 3.6.5. Compresión media máxima en pilotes**

Tipo de material	Tipo de ejecución	Forma de trabajo	
		Flotante	Apoyo en roca
Hormigón armado ( $f_{ck} \geq 2,5$ MPa)	Hincados	$0,3 f_{ck}$	
	Excavados con entibación	5 MPa	6 MPa <sup>(15)</sup>
	Excavados (otros procedimientos)	4 MPa	5 MPa
Hormigón pretensado	Hincados	$0,3 (f_{ck} - 0,9 f_p)$	
Metálicos	Hincados	$0,33 f_{yk}$	
Madera	Hincados	5 MPa	

$f_{ck}$  = resistencia característica del hormigón a compresión.

$f_p$  = compresión nominal provocada por las armaduras activas.

$f_{yk}$  = límite elástico de acero.

(14) Estas tensiones son las que definen el concepto de “tope estructural” que suele utilizarse en el proyecto de cimentaciones profundas.

(15) El control intenso de la ejecución puede justificar la utilización de topes estructurales mayores para pilotes empotrados en roca, pero nunca en más de un 20% de valor indicado.

## 3.7 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE EMPUJES DE TIERRAS

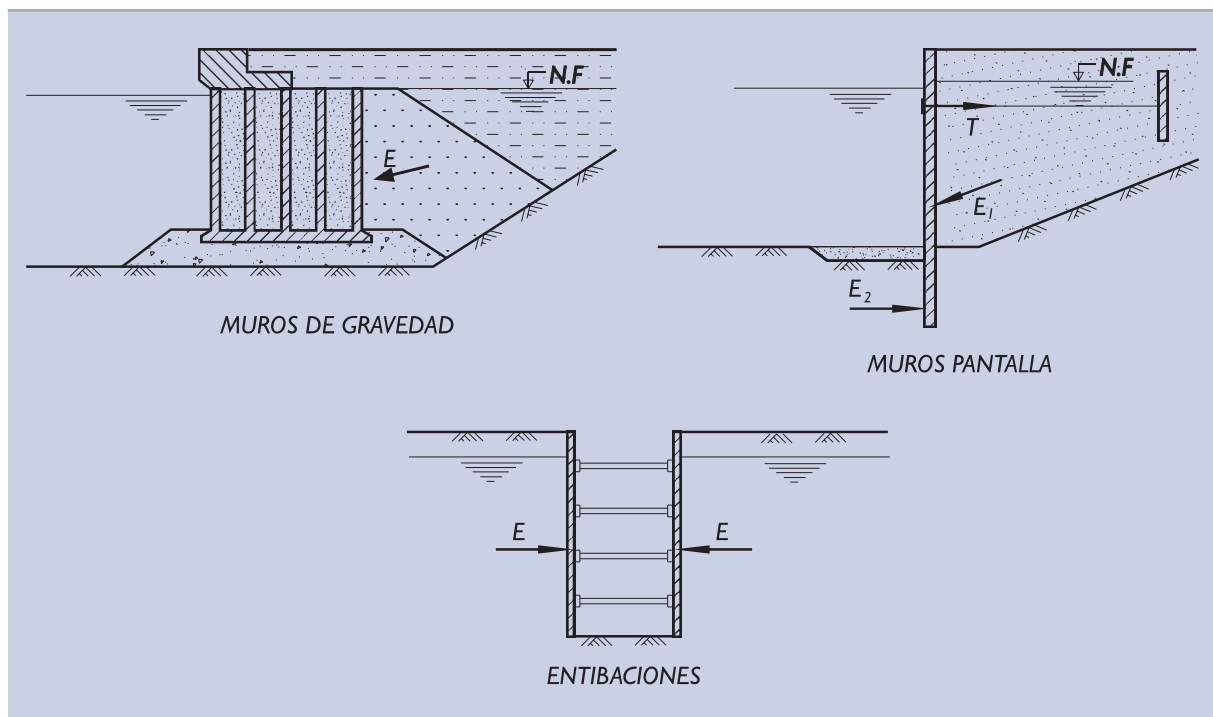
### 3.7.1 Tipologías

Las estructuras de contención son aquellos elementos artificiales utilizados para crear en el terreno desniveles que de otra forma no serían estables.

La ayuda al terreno, para mantener estable el desnivel requerido, puede hacerse con estructuras de contención de tipo muy variado. Son desde simples bulones, en el caso de taludes en roca, hasta obras masivas de hormigón para contener grandes desniveles en suelos.

En función de las Recomendaciones a considerar en el proyecto de obras marítimas y portuarias, se han distinguido las tres tipologías básicas de estructuras de contención que se describen a continuación y que se indican, esquemáticamente, en la Fig. 3.7.1.

**Figura 3.7.1. Tipologías básicas de estructuras de contención**



#### 3.7.1.1 Muros de gravedad

Son estructuras de contención que soportan el empuje de tierras fundamentalmente mediante su propio peso.

Son ejemplos típicos los muelles de gravedad formados por bloques de hormigón o por cajones prefabricados.

También entrarían en este grupo los muros de hormigón armado que, aún con estructura aligerada, soportan el empuje con la ayuda del peso de las tierras que actúan sobre su losa de talón o sobre bandejas a media altura o según otras disposiciones estructurales.

Los muros de gravedad pueden apoyarse en el terreno mediante cimentaciones superficiales en forma de zapata corrida o mediante cimentaciones profundas. En cualquier caso, los principios generales cuya aplicación se

recomienda en los apartados 3.5 y 3.6 de esta ROM, correspondientes a cimentaciones, son aplicables para el estudio de estas estructuras de contención.

### 3.7.1.2 Muros pantalla

Son estructuras de contención que reciben directamente el empuje del terreno y lo soportan mediante el empotramiento de su pie y mediante eventuales anclajes próximos a su cabeza.

Son ejemplos típicos de estas estructuras los muelles de tablestacas hincadas o los muros de contención formados por pantallas continuas de hormigón armado o por pilotes próximos.

Los muelles (o los muros) formados por recintos de tablestacas son un caso especial, ya que participan del carácter de las pantallas flexibles en algunos aspectos locales, aunque en el conjunto también tienen aspectos en común con los muros de gravedad.

### 3.7.1.3 Entibaciones

Se clasificarían en este grupo aquellas estructuras de contención en las que, aprovechando dos planos próximos de excavación, se transmiten las cargas de uno a otro mediante elementos estructurales trabajando principalmente a compresión (puntales, codales, etc.).

El ejemplo más característico es la excavación en zanja. En ella, a medida que se avanza la excavación, el revestimiento de ambas paredes se acodala entre sí manteniendo la estabilidad del conjunto.

La característica fundamental de este tipo de estructuras es el escaso movimiento permitido, ya que en general los puntales son rígidos comparados con el terreno, ya sea por su amplia sección transversal o por su escasa longitud.

## 3.7.2 Valores límites del empuje

El empuje entre el terreno y la estructura de contención depende, en primera instancia y como variable fundamental, del movimiento relativo entre el terreno y la estructura.

Cuando la estructura de contención se separa del terreno de trasdós, el empuje del terreno disminuye y, para un desplazamiento relativo suficientemente amplio, llega a agotar su capacidad resistente rompiéndose según ciertas superficies de deslizamiento. En el estado límite de rotura del terreno de trasdós, el empuje sobre el muro alcanza un valor mínimo conocido como “empuje activo”.

De modo semejante, cuando el muro se mueve contra el terreno de manera que éste le ayude a soportar cargas exteriores (empujes de atraque, tiros de anclaje, etc.), el empuje aumenta a medida que lo hace la deformación. Existe también un límite al empuje que puede movilizarse. Este límite está controlado, principalmente, por la resistencia del terreno y se conoce con el nombre de “empuje pasivo”.

En aquellos suelos que exhiben resistencia de pico, y que por lo tanto disminuyen su resistencia al corte al aumentar la deformación, es posible que existan unos estados de deformación intermedios para los cuales se alcanza un empuje aún más bajo que el empuje activo o un empuje aún más alto que el empuje pasivo. En esta ROM se entenderán como valores límites (activo y pasivo) aquéllos que corresponden a grandes deformaciones, más allá de las necesarias para rebasar la posible resistencia de pico.

Para deformaciones relativas pequeñas, tales como las que puedan darse en muros en cuya coronación haya estructuras rígidas (muros de sótanos de edificios por ejemplo) que impidan el movimiento o que por alguna otra disposición estructural no puedan moverse respecto al terreno, el empuje será próximo al “empuje al repo-

so". Este concepto teórico correspondería al caso hipotético de movimiento relativo nulo entre la estructura de contención y el relleno de su trasdós.

En la Fig. 3.7.2 se incluye un ejemplo que ilustra la variación del coeficiente de empuje (concepto que se definirá más adelante) en función del giro de un hipotético muro que soporta un relleno granular.

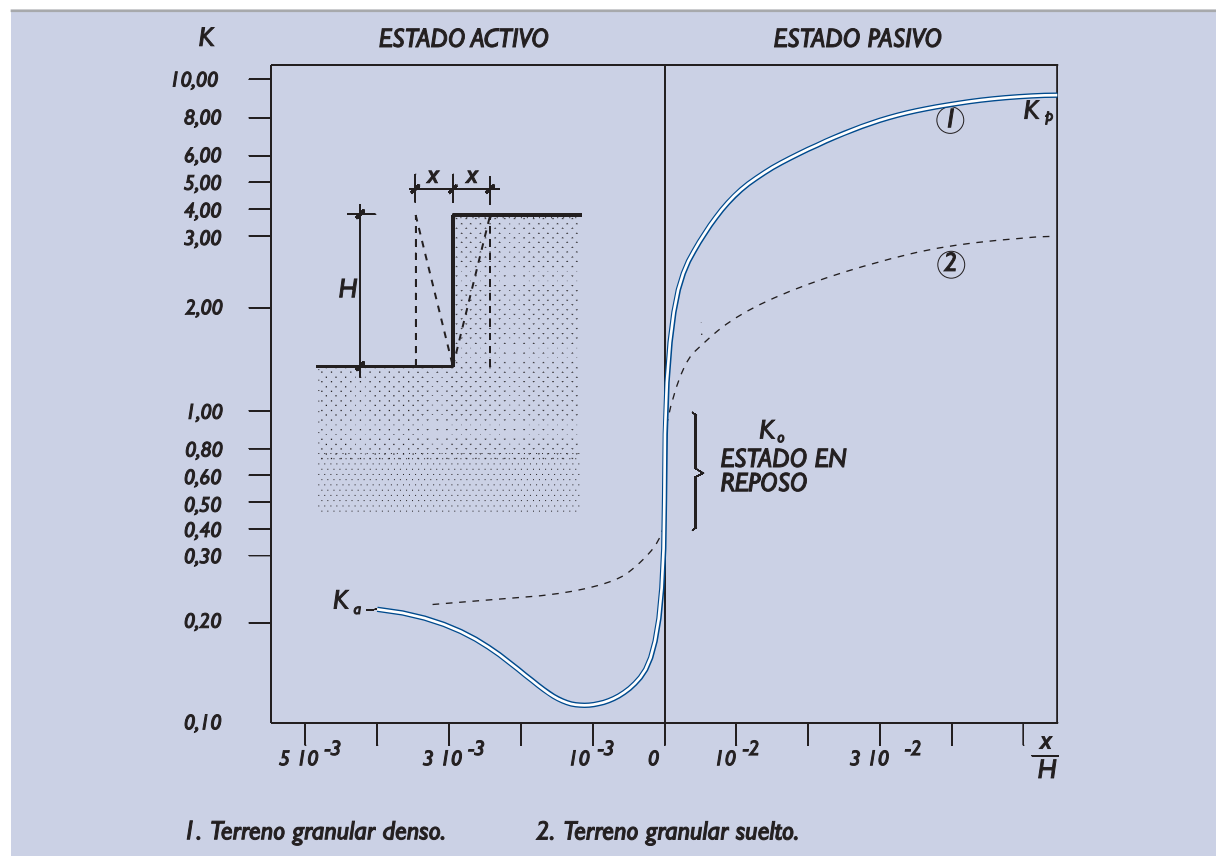
En esa figura se indican también valores típicos de la rotación necesaria para movilizar los empujes límites en otros terrenos.

Otras experiencias indican que los movimientos necesarios para provocar el estado límite del empuje activo en terrenos granulares de densidad media son del orden de magnitud siguientes:

Rotación alrededor de la cabeza	=	0,002 H
Rotación alrededor del pie	=	0,005 H
Traslación horizontal	=	0,001 H

siendo H la altura del muro.

**Figura 3.7.2. Esquema de la relación entre empuje y movimiento**



Tipo de Terreno	Rotación $x/H$	
	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	$2 \cdot 10^{-2}$	$4 \cdot 10^{-2}$

La mayor parte de los cálculos que se mencionan en esta ROM se refieren a comprobaciones de Estados Límite Últimos en los que se supone que el terreno se rompe y, por lo tanto, en la mayoría de los cálculos será necesario calcular los valores límites de los empujes.

En aquellos cálculos asociados con la comprobación de Estados Límite de Servicio y en aquellos otros cálculos asociados a comprobaciones de modos de fallo de tipo estructural, puede ser necesario considerar situaciones de empuje intermedias.

### 3.7.3 Simplificaciones necesarias para el cálculo de empujes

Los procedimientos simplificados que se indican en esta ROM permiten calcular empujes en situaciones de geometría relativamente simples y por ese motivo es necesario hacer ciertas simplificaciones del problema real de manera que se faciliten los cálculos posteriores.

En primer lugar y salvo algunas consideraciones que se hacen más adelante (apartado 3.7.9), el problema del cálculo del empuje será bidimensional. Para ello el ingeniero considerará cuantas secciones planas verticales sean necesarias para evaluar los empujes en distintas partes de la obra.

Tras esta simplificación el ingeniero tendrá que hacer otras relativas a la geometría del trasdós, a la geometría del terreno y a la inclinación de los empujes. En los apartados que siguen se dan orientaciones sobre procedimientos adecuados en algunos casos concretos. Estas simplificaciones pueden estar ligadas entre sí. La forma de simplificar el paramento de trasdós afectará a la hipótesis relativa al ángulo de inclinación de los empujes.

Finalmente el ingeniero tendrá que realizar algunas simplificaciones adicionales que se irán comentando en cada caso particular.

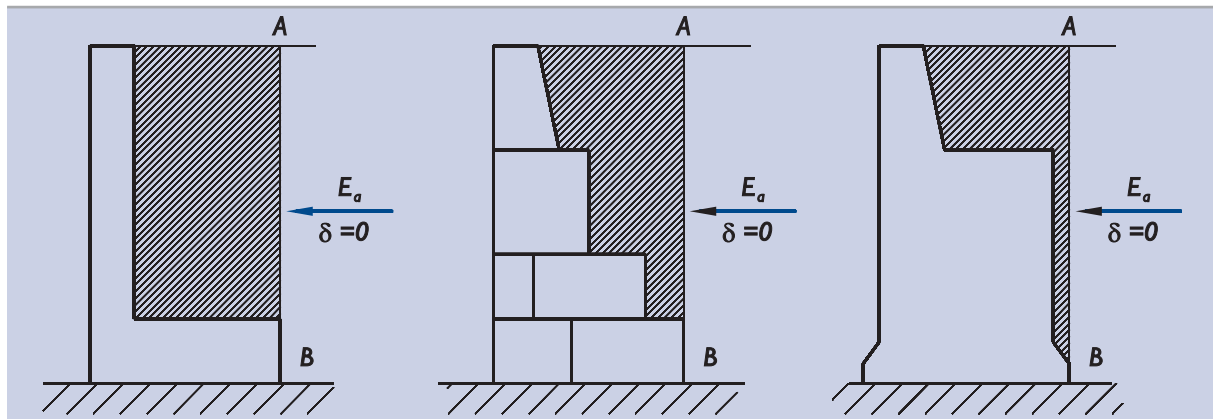
#### 3.7.3.1 Geometría del trasdós del muro

Las soluciones existentes sobre el cálculo de empujes están deducidas, en general, de ciertas teorías en las que la superficie de contacto entre el muro y las tierras es plana. Las superficies quebradas que ocurren en los casos reales deben transformarse, aunque sea por tramos, en superficies planas equivalentes de manera que el cálculo posterior sea más sencillo.

Se considera admisible la sustitución del paramento de trasdós real por otro trasdós virtual plano y vertical que pasa por el talón trasero del muro. El terreno situado entre ese plano y el paramento real del trasdós será considerado como parte del propio muro. Esta situación se representa de manera esquemática en la Fig. 3.7.3.

Cuando se haga esta simplificación habrá de suponerse después, en el cálculo de los empujes, que la componente efectiva del empuje del terreno es paralela a la superficie del terreno (horizontal en el caso del croquis mencionado). Suponer inclinaciones mayores podría conducir a resultados optimistas en el cálculo de empujes activos <sup>(16)</sup>.

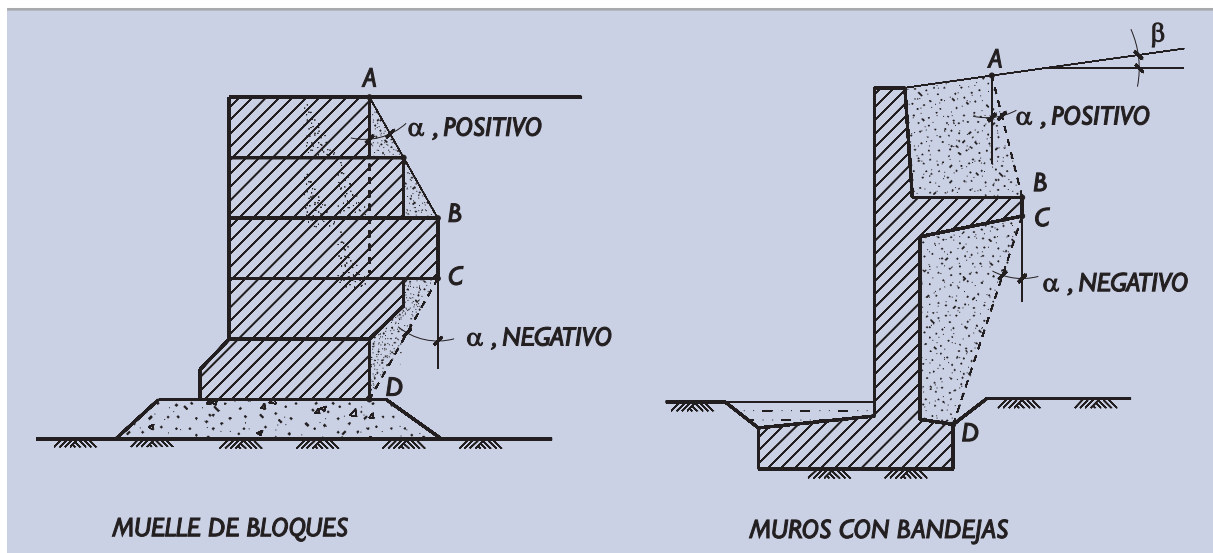
(16) Considérese, a modo de ejemplo, el muro en L que se indica en el croquis de la Fig. 3.7.3. En este caso, con el trasdós virtual vertical, se obtendría un gran peso equivalente del muro  $W_0$ , que englobaría el de las tierras en la zona rayada, y un empuje horizontal  $E_a$ . Cuando se considera que el trasdós equivalente es quebrado, como se indica en la Fig. 3.7.4, y además el ángulo de inclinación del empuje sobre la parte inclinada del trasdós es  $\delta_1 = \phi$ , se obtiene un menor peso  $W_1 < W_0$ , un valor idéntico del empuje activo horizontal (método de Rankine) y una componente vertical del empuje que compensa exactamente al defecto de peso. Esto es  $E_v = W_1 < W_0$ . Las acciones contra la cimentación serían, en ambos casos, idénticas. Esto quiere decir que la hipótesis  $\delta = 0$  en el trasdós virtual vertical conduce al empuje horizontal mínimo que puede darse y en consecuencia, cualquier valor de  $\delta > 0$  que se suponga en el trasdós vertical virtual conducirá a resultados peligrosamente optimistas.

**Figura 3.7.3. Sustitución de un trasdós quebrado por un plano vertical equivalente**

Nota: La simplificación indicada puede ser excesivamente conservadora en el caso del muro (cajón) del esquema de la derecha. Ver texto.

Del mismo modo, la hipótesis indicada ( $\delta = 0$ ) puede resultar demasiado severa en aquellos casos en los que el paramento virtual y el real quedan muy próximos (croquis de la derecha en la Fig. 3.7.3). En estos casos es recomendable que, en la mayor parte posible de la altura, el trasdós de cálculo coincida con el contacto real del muro con el terreno y, de esa forma, utilizar después los valores del ángulo “ $\delta$ ” que se recomiendan en 3.7.3.3.

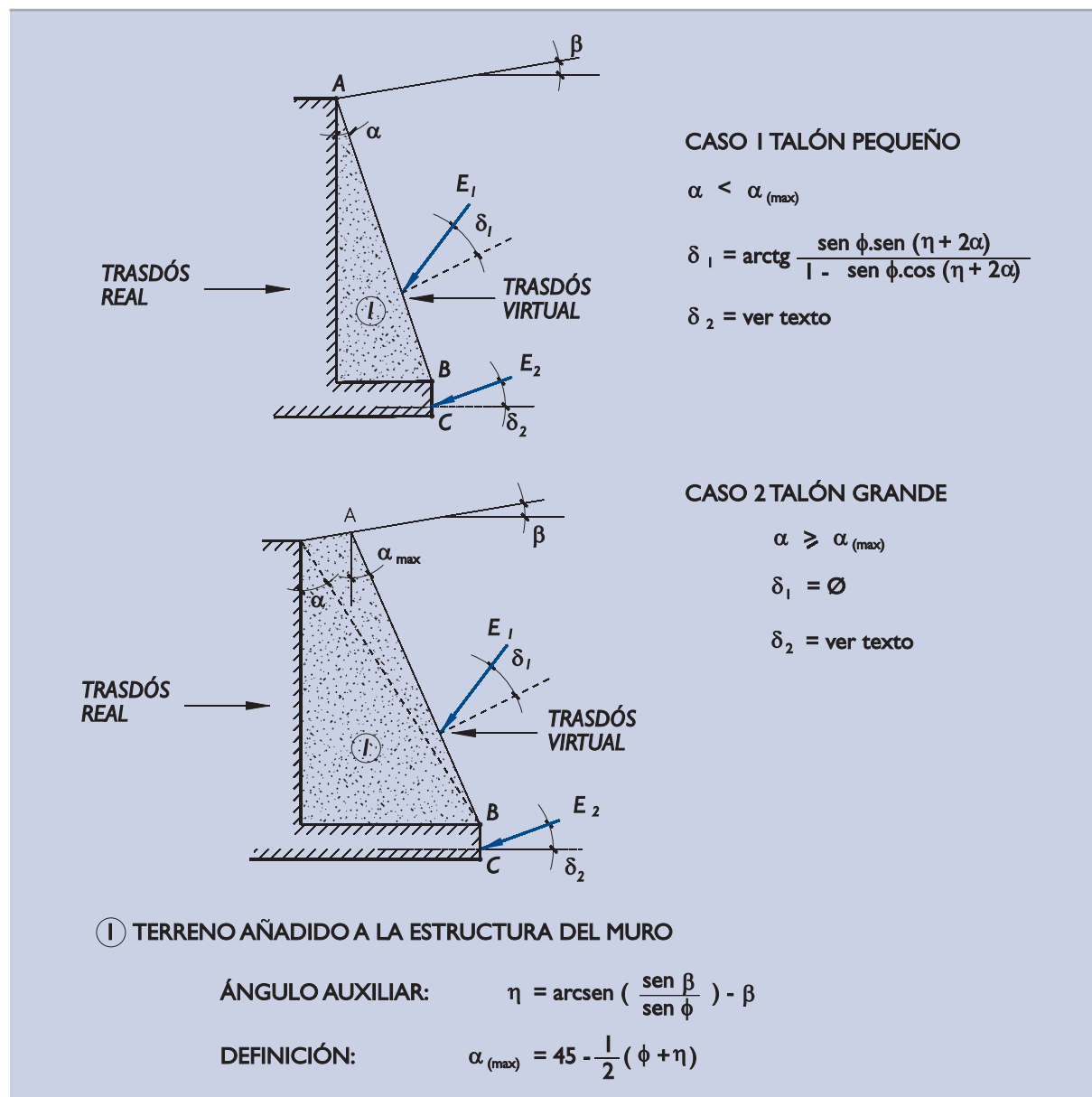
La simplificación anterior puede no ser aplicable a ciertos tipos de trasdós, tales como los indicados esquemáticamente en la Fig. 3.7.4 y, por otro lado, puede resultar algo grosera para aplicarla en aquellos casos en que se requiera conocer la distribución de empujes unitarios más cerca del contacto real del terreno con el trasdós de la estructura de contención.

**Figura 3.7.4. Paramento virtual equivalente en muros de trasdós quebrado**

El caso del muro en “L”, que es una tipología frecuente, puede asimilarse al de un muro del trasdós virtual plano, tal como se indica en la Fig. 3.7.5.

En caso de optarse por la simplificación indicada en esa figura, se deben suponer después, para el cálculo de los empujes efectivos del terreno correspondientes a la situación de empuje activo, las inclinaciones que se indican en la propia figura. Estas inclinaciones son compatibles con la teoría de empujes derivada de la hipótesis de plastificación activa de Rankine.

Figura 3.7.5. Trasdós equivalente en muros en L

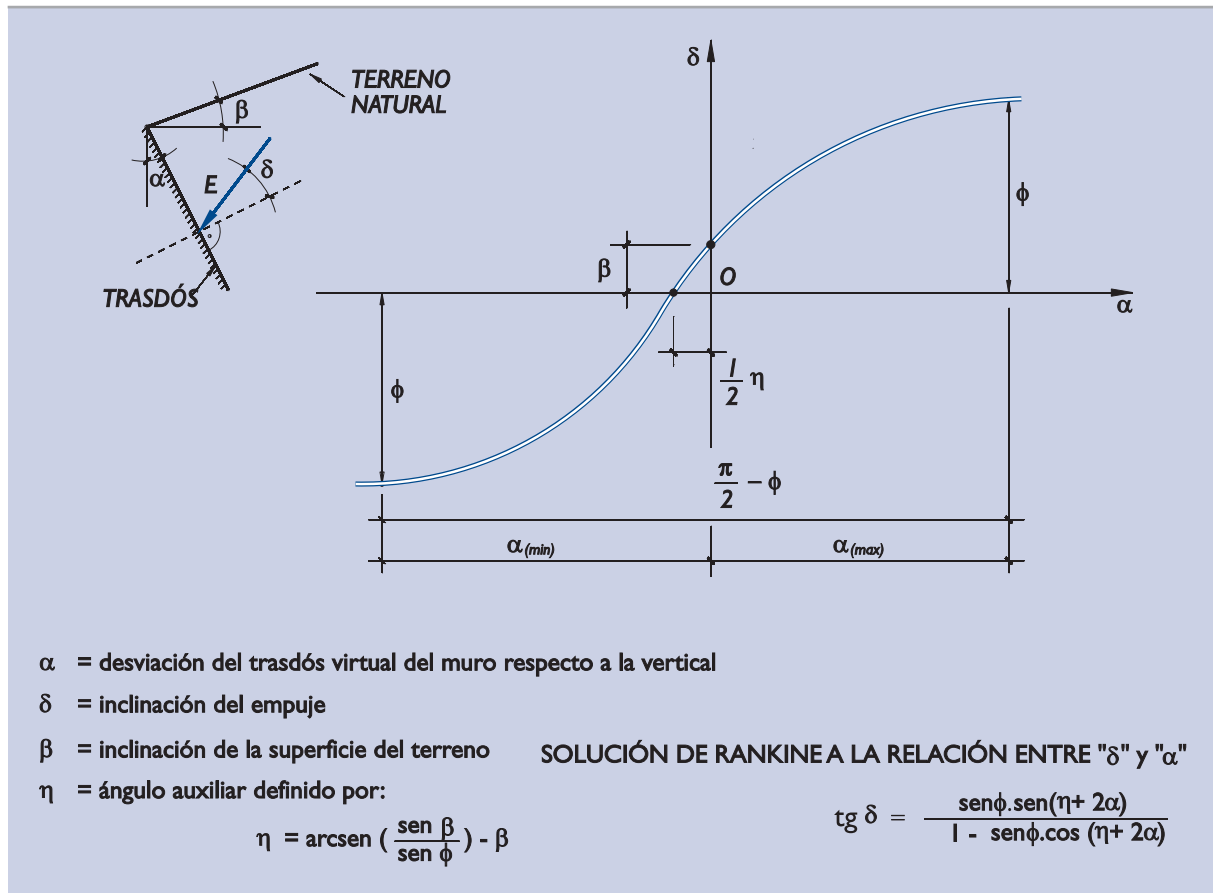


La relación que existe entre el ángulo de inclinación del empuje efectivo respecto a la normal al paramento virtual (ángulo  $\delta$ ) y los otros ángulos característicos del problema es una función analítica conocida cuya expresión gráfica se muestra en la Fig. 3.7.6.

En los tramos del muro donde el paramento del muro no se sustituye por un plano virtual equivalente (tramos BC en las figuras precedentes), el ángulo de inclinación del empuje debe determinarse siguiendo las recomendaciones que se indican en el apartado que sigue.

En los muros en "L" es posible hacer paramentos virtuales equivalentes aún más próximos al paramento real que los indicados aquí. Se recomienda que, en cualquier caso, no se utilicen paramentos con ángulos de desviación respecto a la vertical (ángulos " $\alpha$ ") fuera del rango  $\alpha_{m\acute{a}x} - \alpha_{m\acute{i}n}$  que se indica en la Fig. 3.7.6. No está comprobado que ángulos " $\alpha$ " fuera de ese rango conduzcan siempre a estimaciones realistas de los empujes.



**Figura 3.7.6. Expresión gráfica de la Ley de Variación de la inclinación del empuje**

### 3.7.3.2 Heterogeneidades del terreno

El terreno que existe alrededor del muro será, en general, heterogéneo y esto obligará a simplificar esa situación a fin de que el cálculo sea viable de manera suficientemente sencilla.

El terreno del trasdós de muros de contención debe representarse mediante zonas de resistencia y densidad homogéneas. A estos efectos la presencia del nivel freático puede suponer una causa de discontinuidad.

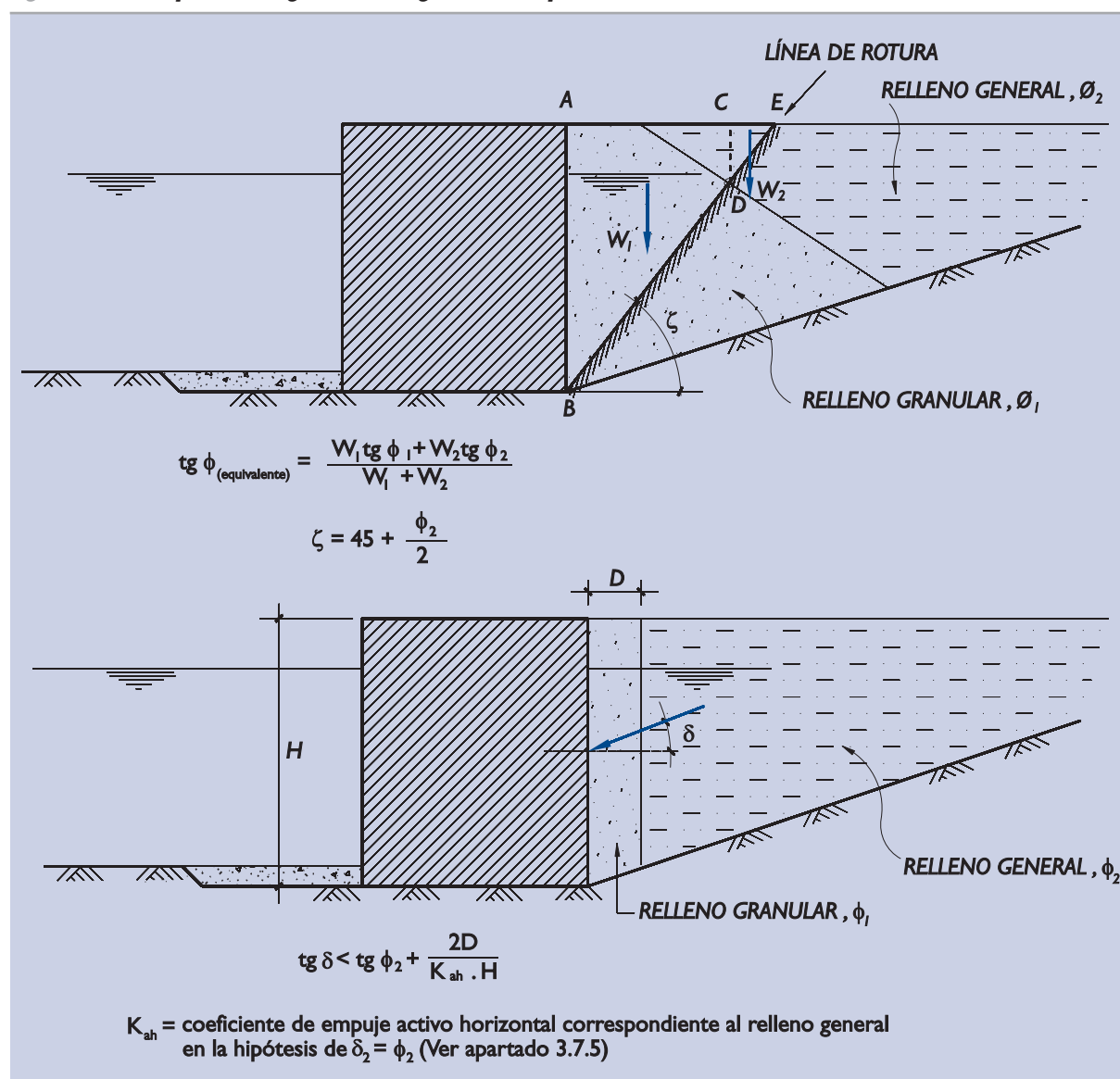
Al realizar las simplificaciones necesarias para representar el terreno real en las secciones planas del cálculo el ingeniero será prudente, asignando a los estratos o niveles más débiles los espesores mayores que razonablemente quepa esperar.

En aquellos casos en los que las variaciones geométricas del terreno puedan ser importantes y estén poco controladas, es recomendable hacer un análisis de sensibilidad repitiendo los cálculos con distintas geometrías del terreno.

#### 3.7.3.2.1 RELLENO EN TALUD

Una heterogeneidad común en las obras portuarias es la indicada en la Fig. 3.7.7 (parte superior). Un relleno de mejor calidad está en las proximidades de la estructura de contención, mientras que otro general se construye después a mayor distancia, vertiendo sobre el talud dejado por el primero.

Figura 3.7.7. Esquema de algunas heterogeneidades típicas



En el procedimiento general de cálculo de empujes que más adelante se indica, ésta heterogeneidad no necesita ser simplificada. En los procedimientos de cálculo más sencillos, basados en los coeficientes de empuje (apartado 3.7.5), es preciso, sin embargo, simplificar el problema.

Tal como se indica en la propia figura, el problema puede simplificarse suponiendo un terreno único equivalente cuyo ángulo de rozamiento se obtiene como media ponderada de los correspondientes a los materiales que forman el trasdós. En esa ponderación se utilizarán los pesos efectivos, esto es, calculados con la densidad aparente por encima del nivel freático y con la densidad sumergida por debajo de él.

Si existiese cohesión, la media ponderada se haría con respecto a las distintas longitudes de los tramos de la línea de deslizamiento en cada terreno (longitudes BD y DE en el caso de la figura).

La línea base BE, utilizada para estas ponderaciones, intenta ser una primera aproximación al plano de rotura del terreno en la situación de empuje activo. Una vez obtenido el valor de  $\phi_{\text{equivalente}}$ , el ángulo de inclinación de esa línea se puede aproximar algo mejor, utilizando como inclinación de esta línea base, el ángulo:

$$\zeta = 45^\circ + \frac{1}{2}\phi_{\text{equivalente}}$$

Esta iteración podrá mejorar la estimación del ángulo de rozamiento buscado.

Esta simplificación dará lugar a errores que, en general, estarán del lado de la seguridad. El empuje activo calculado con el terreno equivalente será en general mayor y estará situado algo más alto que el correspondiente a un cálculo más preciso.

En caso de existir más de dos terrenos puede seguirse un procedimiento similar, utilizando como línea base la recta inclinada un ángulo  $45^\circ + (\phi/2)$ , donde  $\phi$  es el ángulo de rozamiento del terreno más flojo y que después, mediante un cálculo iterativo, puede aproximarse al ángulo de rozamiento equivalente que resulte de la ponderación.

En caso de utilizarse esta simplificación en el cálculo de empujes pasivos se puede seguir un procedimiento similar, aunque en este caso la inclinación de la línea base para hacer interpolación debe ser:

$$\zeta = 45^\circ - \frac{\phi_1}{2}$$

donde  $\phi_1$  es el ángulo de rozamiento del terreno más resistente y que después, en sucesivas iteraciones, puede aproximarse al  $\phi_{\text{equivalente}}$  que resulte de la ponderación.

En cualquier caso, el ángulo “ $\delta$ ” a utilizar en los cálculos debe ser el que corresponda al material de contacto entre el muro y el terreno del trasdós.

### 3.7.3.2 RELLENO EN FRANJA ESTRECHA

Una situación que puede darse con alguna frecuencia es la indicada en la parte inferior de la Fig. 3.7.7. Únicamente en una banda estrecha en la zona de contacto del muro contra el terreno se dispone un material granular más resistente.

En esos casos es posible utilizar un procedimiento similar al descrito en el apartado anterior para calcular el ángulo de rozamiento equivalente. Si la franja de material granular es estrecha ( $D \ll H$ ) la resistencia del terreno equivalente será, a efectos prácticos, la correspondiente al relleno general.

El ángulo “ $\delta$ ” de rozamiento tierras-muro, sin embargo, puede suponerse controlado por el material granular, aunque debe cumplir la limitación indicada en la figura, así como las limitaciones generales que se indican en el apartado 3.7.3.3 que sigue.

Si esta última simplificación se utilizara para cálculos de empuje pasivo, el coeficiente  $K_{ah}$  que se menciona en la figura debe sustituirse por el coeficiente  $K_{ph}$  correspondiente al empuje pasivo.

### 3.7.3.3 Inclinación de los empujes

En esta ROM se define la inclinación del empuje efectivo de las tierras mediante el ángulo “ $\delta$ ” que forman entre sí el empuje y la normal al paramento. Ese ángulo se considera positivo cuando la acción del terreno contra el muro empuja a éste más hacia abajo que lo que indica la normal. El sentido positivo de “ $\delta$ ” se indica en varias figuras de este apartado 3.7.

El valor de “ $\delta$ ” es, en general, un parámetro que el ingeniero debe decidir siguiendo las recomendaciones que se dan a continuación.

En el cálculo de empujes activos y en términos generales, el resultado será tanto más optimista (menor empuje horizontal y dirección del empuje más favorable frente a los distintos Estados Límite Últimos) cuanto mayor sea el ángulo “ $\delta$ ” supuesto. Por ese motivo el ingeniero debe utilizar en sus cálculos de empujes activos valores de “ $\delta$ ” moderados y que, en cualquier caso, no superen el ángulo de rozamiento del terreno con el trasdós del muro.

En el cálculo de los empujes pasivos el valor de “ $\delta$ ” es menos claro, ya que puede estar condicionado por la dirección de las fuerzas externas que causan la movilización del empuje pasivo. En pantallas de anclaje, por ejemplo, el tiro del anclaje condiciona la dirección del empuje.

El empuje pasivo, en general, será tanto mayor cuanto menor sea el ángulo “ $\delta$ ”. Normalmente el valor de “ $\delta$ ” será negativo, pero en cada obra deberá comprobarse que el desplazamiento relativo necesario para que se produzca esa dirección del empuje es compatible con las coacciones externas.

En cualquier caso, sea el empuje límite activo o pasivo, el valor absoluto de “ $\delta$ ” no superará el ángulo de resistencia del contacto tierras-muro. En la Tabla 3.7.1 se indican los valores orientativos de ese ángulo que el ingeniero puede utilizar a falta de mejor información. Si la estructura o el terreno están sujetos a vibraciones importantes deberá considerarse  $\delta = 0$ .

En aquellos cálculos en los que el paramento del muro sea virtual (resultado de una simplificación del trasdós real quebrado) y, por lo tanto, esté representado por una línea dentro del terreno, se tendrán en cuenta las limitaciones indicadas en el apartado 3.7.3.1. También se tendrán en cuenta las limitaciones al valor de “ $\delta$ ” indicadas en 3.7.3.2, debidas a simplificaciones previas de las posibles heterogeneidades del terreno.

En los cálculos de empuje al reposo la dirección del empuje debe suponerse paralela a la superficie del terreno. Esta regla general puede tener excepciones que el ingeniero puede justificar.

**Tabla 3.7.1. Valores máximos del ángulo de rozamiento entre el paramento del muro y el terreno, en función del ángulo de rozamiento del terreno,  $\phi$**

	Suelos granulares y suelos cohesivos a largo plazo	Suelos cohesivos a corto plazo
Paramentos perfectamente lisos (*)	0	0
Acero	$\phi \cdot (2/3)$	0
Hormigón prefabricado/otros tipos de fábricas/escolleras/madera	$\phi \cdot (2/3)$	0
Hormigonado contra el terreno	$\phi$	0

\* Tratados con asfalto, alquitrán, betún, etc.

### 3.7.4 Método general de cálculo del empuje activo

La situación de empuje activo es un estado de rotura del terreno y, por lo tanto, puede analizarse mediante los procedimientos habituales de la estática, una vez se conocen los distintos datos que caracterizan el problema y después de realizar las hipótesis complementarias que sean necesarias para completar su determinación.

#### 3.7.4.1 Geometría del problema

La sección bidimensional de estudio quedará definida por un trasdós de muro formado por una línea continua suavizada que coincida con el trasdós real o se aproxime a él según se indica en el apartado 3.7.3.1. La otra línea que delimita el problema será la superficie externa del terreno en el trasdós del muro, que puede tener cualquier forma.

El terreno del trasdós quedará representado por una serie de materiales homogéneos distribuidos en distintas zonas que se habrán definido siguiendo los criterios indicados en el apartado 3.7.3.2.

Los ángulos de orientación de la inclinación de los empujes respecto a la normal del paramento del muro en cada tramo (ángulo “ $\delta$ ”) serán acordes con lo especificado en 3.7.3.3.

Otro elemento esencial necesario para el cálculo de empujes será la definición del estado del agua en el trasdós del muro. Para hacer esa definición será necesario realizar un análisis previo de la red de filtración que pudiera existir. Para ello se seguirán las recomendaciones que se indican en el apartado que sigue.

### 3.7.4.2 Red de filtración

La filtración en el trasdós del muro puede estar originada por distintas causas. En las zonas portuarias una de las causas dominantes puede ser la variación del nivel del mar debida a las mareas y a la acción del oleaje.

La amplitud de los desniveles de agua (pérdidas totales de carga entre uno y otro lado de la red de filtración) debe estimarse siguiendo las recomendaciones que se indican en la Tabla 3.4.1. de esta ROM.

La red de filtración correspondiente debe obtenerse siguiendo los principios generales y las recomendaciones que se indican en el apartado 3.4 de esta ROM 0.5.

Para aplicar el método general de cálculo que se describe a continuación será necesario conocer la presión intersticial existente en todos los puntos del trasdós.

### 3.7.4.3 Cargas externas

Las cargas externas que puedan actuar sobre el trasdós del muro deben figurar con sus valores de cálculo, esto es, los valores característicos afectados por los coeficientes de combinación que correspondan a la situación de proyecto que se estudie y afectados por el coeficiente de mayoración correspondiente.

Para aquellos cálculos del empuje activo cuyos resultados hayan de utilizarse en el análisis de Estados Límite Últimos no geotécnicos (aquéllos en los que la resistencia del terreno juega un papel secundario), podrán utilizarse otros valores de cálculo de las acciones utilizando los coeficientes de mayoración o minoración que corresponda.

Las cargas puntuales que pudieran existir se transforman en cargas lineales equivalentes dividiendo la carga total entre una longitud igual a la distancia de la carga al trasdós del muro.

Las cargas lineales que actúen según una línea paralela a la coronación del muro, de longitud “L” y separadas del paramento de trasdós una distancia “D”, deben suponerse actuando sobre una longitud indefinida. En ese caso pueden reducirse multiplicándolas por el factor:

$$f = \frac{L}{L + D}$$

### 3.7.4.4 Datos del terreno

Cada terreno que forme el relleno del trasdós del muro debe ser caracterizado para conocer su peso específico, tanto en la zona emergida como en la sumergida, y su resistencia al corte.

Estos parámetros pueden variar con el tiempo. Los parámetros a utilizar en los cálculos deben corresponderse temporalmente con la situación de proyecto analizada.

Los rellenos de trasdós de las estructuras de contención importantes serán, en general, de tipo granular, de consolidación rápida, y por lo tanto el cálculo del empuje activo se debe efectuar con los parámetros resistentes en presiones efectivas que simulan la resistencia a largo plazo.

Cuando el trasdós del muro de contención sea un terreno arcilloso preexistente (muros pantalla excavados en zanja, por ejemplo) el empuje activo sobre el muro será, en general, creciente con el tiempo y, por ese motivo, normalmente no será necesario comprobar otras situaciones más que la correspondiente a largo plazo.

Las obras de contención de empuje de tierras que se trasdosan con rellenos que puedan tardar en consolidar un tiempo apreciable necesitan un cálculo especial correspondiente a una situación de corto plazo, ya que esa situación conduciría en general a valores más altos del empuje activo.

El caso extremo de consolidación nula de un relleno sumergido puede simularse suponiendo un ángulo de rozamiento nulo y una cohesión igual a la resistencia al corte sin drenaje. En el apartado 4.9 de esta ROM se indican algunos valores típicos de resistencia al corte sin drenaje de rellenos sumergidos poco después de su colocación. Estos valores pueden guiar al ingeniero en cálculos previos. Cuando este aspecto sea condicionante en el proyecto de la estructura en consideración, es recomendable hacer ensayos específicos para determinar la resistencia del relleno.

### 3.7.4.5 Tramos de cálculo

La geometría del problema, la red de filtración correspondiente, las cargas externas y las propiedades del terreno deben permitir la configuración del problema correspondiente, tal como se indica de manera esquemática en la Fig. 3.7.8.

El trasdós del muro quedará definido por una serie de puntos (A, B, C y D en la figura mencionada) que separan o bien contactos de distintos terrenos o bien quiebros del paramento del muro. La intersección del trasdós del muro con el nivel freático puede considerarse como un punto adicional en esta división, aunque esto no es estrictamente necesario ni añade más precisión al valor del empuje calculado.

La situación de la línea de acción del empuje, sin embargo, será tanto más precisa cuantos más tramos de cálculo se establecen en el trasdós del muro. A estos efectos puede ser recomendable intercalar más puntos entre los estrictamente necesarios.

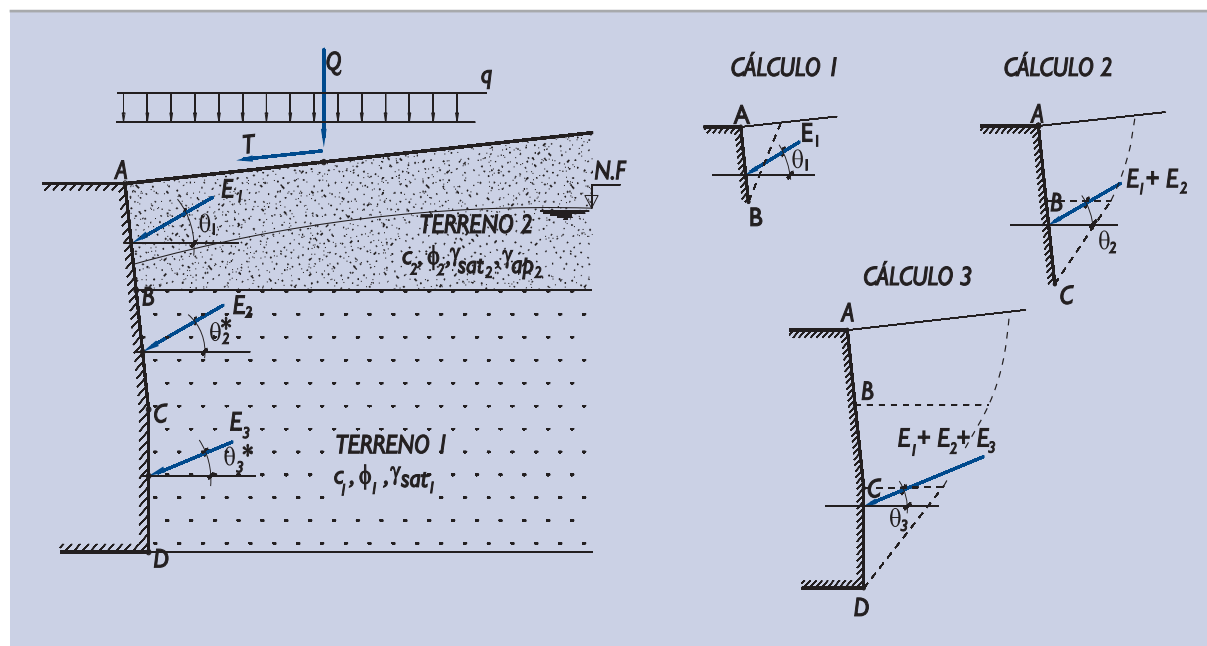
El cálculo del empuje se hará por tramos, comenzando por la zona superior. El cálculo correspondiente a cada tramo se debe realizar según se indica en el apartado siguiente. Ese cálculo, como allí se indica, determina el empuje total y por lo tanto comprende el empuje causado por el agua. Por ese motivo en los ángulos de desviación del empuje total respecto a la normal al trasdós acotados en la Fig. 3.7.8, se utiliza la variable « $\theta$ » para distinguirlos de las inclinaciones « $\delta$ » que corresponden a los empujes efectivos. La relación entre estos dos ángulos se explica en el apartado siguiente.

El primer cálculo permitirá la definición del empuje  $E_1$ , el segundo cálculo permitirá la definición de la suma vectorial de  $E_1$  y  $E_2$  y, por lo tanto, mediante la correspondiente resta, se puede obtener el valor de  $E_2$ . Este proceso repetido en cada cálculo sucesivo permitirá conocer cada uno de los empujes.

La situación de cada empuje (punto de intersección de su línea de acción con el trasdós del muro) no queda definida con estos cálculos, por lo que es necesario hacer alguna hipótesis complementaria.

El empuje en el primer tramo debe suponerse situado a una distancia comprendida entre 1/2 de la longitud del tramo (caso de existir sobrecargas importantes) y 2/3 de esa longitud (si no existen sobrecargas próximas que afectan a  $E_1$ ).

El empuje de cada tramo siguiente se puede suponer aplicado en el centro del tramo. El error que esto supone quedará en general del lado de la seguridad y será tanto menor cuanto más cortos sean los tramos de cálculo.

**Figura 3.7.8. Esquema del método general de cálculo del empuje activo**

Nota: Los ángulos  $\theta$  están marcados respecto a la horizontal.

### 3.7.4.6 Cálculo del empuje en cada tramo

El cálculo del empuje activo sobre un muro se indica esquemáticamente en la Fig. 3.7.9. El trasdós de ese muro podría corresponder al tramo AC de la parte superior del muro indicado en la Fig. 3.7.8. Representaría, por lo tanto, el cálculo n° 2 que habría de realizarse para obtener los empujes sobre aquel muro.

Para calcular el empuje total sobre el tramo AC es necesario tantear distintas líneas de rotura poligonales cuya pendiente,  $\zeta$ , debe ser constante o creciente a medida que se sube de la base del muro, C, a la superficie del terreno, P. Después de tantear varias combinaciones se debe elegir aquella que conduzca a un mayor empuje.

Aprovechando las intersecciones de esta línea de rotura con las líneas que delimitan las discontinuidades del terreno (separación de materiales, corte con el nivel freático) se definirán los puntos de quiebro de estas poligonales (puntos M y N en la figura).

Las verticales por los puntos de quiebro definirán una serie de rebanadas. El estudio del equilibrio de cada una de esas rebanadas permitirá obtener el empuje que se busca.

En el estudio del equilibrio de cada rebanada se considerarán seis fuerzas, tal como se indica en la figura que se comenta, y se comenzará el cálculo analizando la rebanada superior.

La fuerza n° 1 es el empuje de la rebanada anterior y por lo tanto en la primera rebanada será nulo.

La fuerza n° 2 será la suma del peso total de la rebanada y de las cargas externas que puedan actuar en su cabeza o en su interior. Para calcular el peso total de cada rebanada se deben utilizar las densidades aparentes en la zona superior al nivel freático y las densidades saturadas por debajo de él.

La fuerza n° 3 es el producto de la posible cohesión por la longitud de la base de la rebanada y la n° 4 la subpresión que actúa en esa misma base.

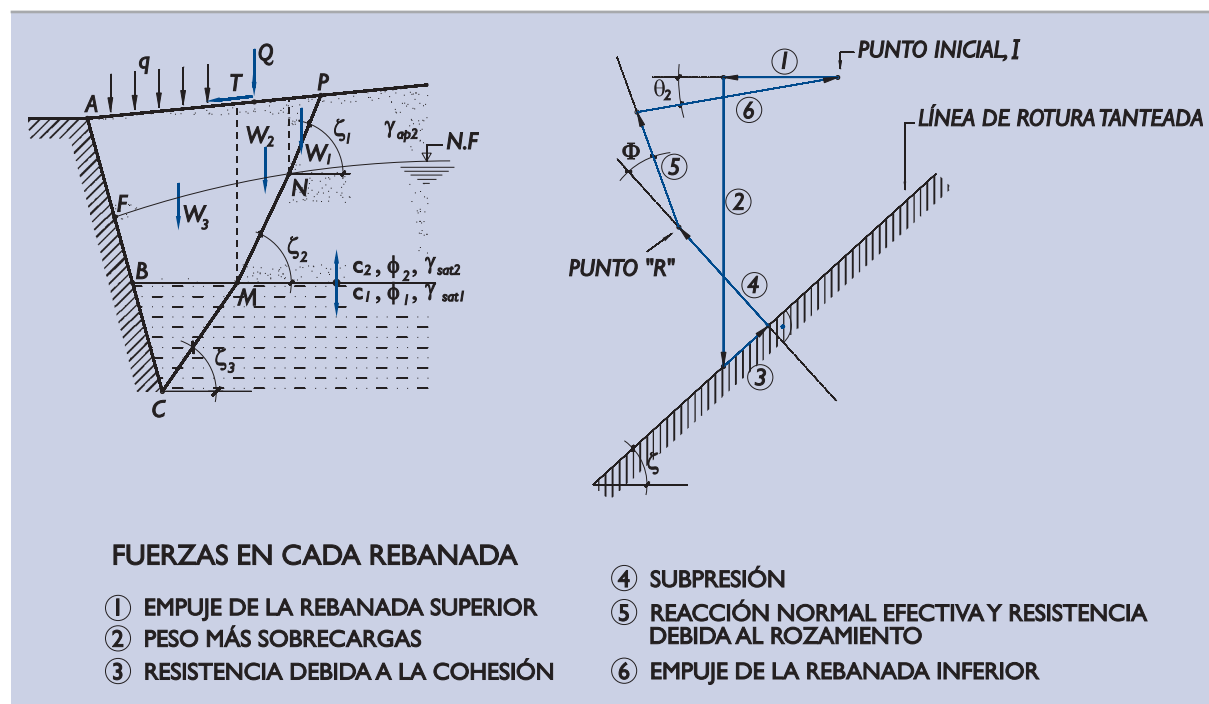
Después de componer las fuerzas n°s 1 a 4 partiendo del punto inicial «I» se llega al punto “R”.

Las fuerzas que cierran el polígono son la reacción normal efectiva en la base de la línea de rotura, cuya dirección se conoce (fuerza n° 5 del esquema) y el empuje de la rebanada siguiente, sobre cuya dirección ha de hacerse alguna hipótesis.

En el croquis de la Fig. 3.7.9 se ha indicado que la acción de la rebanada anterior es horizontal; así deben suponerse todos los empujes entre rebanadas, ya que la experiencia indica que esa hipótesis es suficientemente conservadora.

Únicamente cuando se esté calculando la última rebanada para obtener ya el empuje sobre el muro, se debe suponer que el empuje está desviado un ángulo  $\theta$  respecto a la horizontal que puede ser distinto de cero.

**Figura 3.7.9. Cálculo del empuje activo sobre el tramo AC**



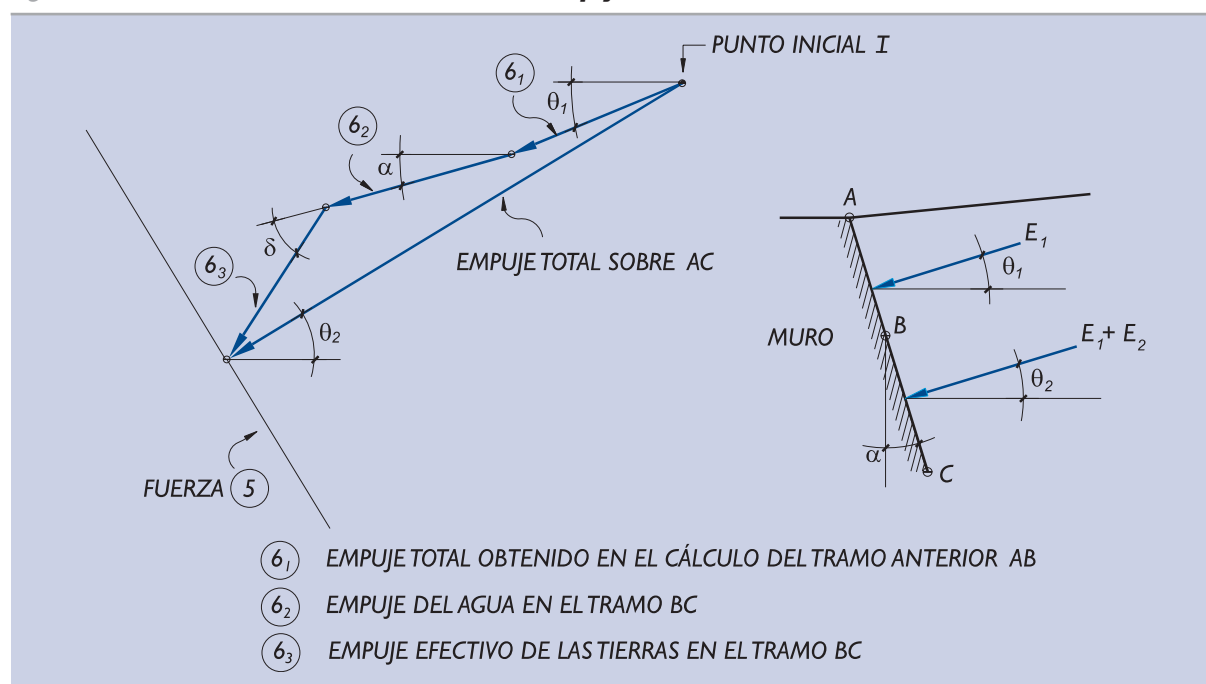
#### ÁNGULO DE INCLINACIÓN DEL EMPUJE TOTAL

El ángulo de inclinación respecto a la horizontal del empuje total en el muro AC se ha señalado en la Fig. 3.7.9 con el símbolo  $\theta_2$ . El subíndice trata de indicar que se trata del cálculo n° 2 que se necesita para obtener el empuje sobre el muro de la Fig. 3.7.8.

Previamente, por lo tanto, se supone que existe un cálculo que ha permitido determinar el empuje total sobre el tramo precedente, AB y su orientación  $\theta_1$ .

En la Fig. 3.7.10 se indica esquemáticamente un procedimiento para determinar el ángulo  $\theta_2$  del empuje total sobre el muro AC que se quiere determinar.



**Figura 3.7.10. Determinación de la inclinación del empuje**

El empuje total sobre el tramo anterior AB es conocido del cálculo precedente. El empuje del agua en BC se debe determinar con los datos de presión intersticial en el paramento del muro. La tercera componente del empuje total es el empuje efectivo sobre el tramo BC, que debe de formar con la normal al paramento, en ese tramo, el ángulo “ $\delta$ ” correspondiente y que debe ser definido de acuerdo con las recomendaciones que se indican en el apartado 3.7.3.3.

Con esta construcción gráfica o con su expresión analítica equivalente, se puede obtener, por lo tanto, la orientación del empuje total del terreno sobre el tramo en cuestión.

### CÁLCULO AUXILIAR DEL EMPUJE DEL AGUA

El procedimiento general de cálculo descrito en este apartado determina el valor total del empuje, esto es, la parte correspondiente al empuje efectivo del terreno y la parte correspondiente al agua intersticial.

Es preciso, sin embargo, un cálculo auxiliar del empuje debido al agua intersticial en cada tramo de muro únicamente al objeto de determinar el ángulo de orientación del empuje total. El empuje del agua se puede obtener como integración del valor de la presión intersticial en el contacto muro-terreno extendida a lo largo de dicho contacto. Normalmente el trasdós de los muros, al menos en las inmediaciones del contacto tierras-muro, está formado por un material granular de permeabilidad alta donde el régimen de presiones es hidrostático. En esos casos el empuje del agua sobre cualquier tramo del contacto muro-terreno será sencillo (variación lineal de la presión del agua intersticial) y por lo tanto resultará fácil de integrar.

### SIMPLIFICACIÓN EN CASOS DE RÉGIMEN HIDROSTÁTICO EN TODO EL TRASDÓS

Si todo el trasdós estuviese en régimen hidrostático, esto es, si el agua del trasdós estuviera en reposo, el método general precedente puede simplificarse calculando por un lado los empujes efectivos y después, por separado, los empujes del agua.

El cálculo de los empujes efectivos se realizaría tal como se ha dicho en el método general precedente pero eliminando la subpresión y utilizando la densidad sumergida para el cálculo de pesos.

La orientación de empujes entre rebanadas seguirá siendo, igual que antes, horizontal. Únicamente el empuje de la última rebanada con el paramento del muro tendrá la inclinación “ $\delta$ ” respecto al trasdós del muro.

Cuando el cálculo del empuje se realiza utilizando densidades sumergidas bajo el nivel freático, a los empujes efectivos resultantes ha de añadirse el empuje hidrostático sobre la pared del muro calculado de manera independiente.

El cálculo con densidades saturadas y subpresiones conduce a idéntico resultado que el cálculo con densidades sumergidas sin subpresiones. Por este motivo, el ingeniero optará por el método que le resulte más conveniente (generalmente será este segundo).

### SIMPLIFICACIÓN EN CASO DE FILTRACIONES CON GRADIENTE UNIFORME

La filtración en el trasdós del muro da lugar a un gradiente vertical que en ocasiones puede suponerse constante en la zona de afección del cálculo del empuje, esto es, en la zona comprendida entre las posibles líneas de rotura y el paramento del trasdós del muro.

Esas situaciones pueden permitir un cálculo simplificado en el que el empuje total se considera separado en dos partes que se calculan independientemente, una es el empuje efectivo de las tierras y la otra es el empuje del agua.

El empuje efectivo de las tierras se calcularía tal como se indica en el procedimiento general descrito antes pero utilizando bajo el nivel freático un peso específico de cálculo:

$$\gamma_{\text{cálculo}} = \gamma' + I_v \cdot \gamma_w$$

donde  $\gamma'$  y  $\gamma_w$  son el peso específico sumergido del terreno y el peso específico del agua, respectivamente y donde  $I_v$  es el gradiente vertical del flujo del agua.

En este cálculo simplificado los empujes entre rebanadas se deben seguir suponiendo horizontales excepto en la última, la más próxima al muro, donde la acción contra el muro formará el ángulo “ $\delta$ ” correspondiente con la normal al paramento.

Este procedimiento de cálculo exige la determinación separada del empuje del agua intersticial. Este empuje se determinará integrando la ley de presiones intersticiales a lo largo del paramento del muro.

### 3.7.5 Métodos basados en el coeficiente de empuje activo

El método general descrito en el apartado precedente puede resultar laborioso ya que exige calcular varios tramos de un mismo muro y tantear diversas líneas de rotura para cada tramo hasta obtener un máximo del empuje.

Para facilitar los cálculos puede utilizarse el procedimiento que se describe a continuación basado en el concepto de coeficientes de empuje.

#### 3.7.5.1 El concepto de coeficiente de empuje activo

La solución analítica de algunos problemas sencillos ha permitido saber que, cuando el relleno de trasdós es homogéneo, seco y granular y cuando además no existen sobrecargas en superficie, el empuje activo sobre el muro,  $E_{at}$ , que sería debido únicamente al peso de las tierras, es proporcional al peso específico del terreno,  $\gamma$ , y al cuadrado de su altura,  $h$ , esto es:

$$E_{at} = \frac{1}{2} \gamma K_a h^2$$

Al coeficiente de proporcionalidad  $K_a$  de esa expresión se le denomina coeficiente de empuje activo.

El paramento del muro sobre el que actúa este empuje tiene una longitud:

$$l = \frac{h}{\cos \alpha}$$

siendo “ $\alpha$ ” la desviación respecto a la vertical del plano del trasdós.

La derivada del empuje en la dirección del paramento del muro permite calcular la presión de contacto tierras-muro que se denominará empuje unitario:

$$e = \frac{\partial E_{at}}{\partial l} = \gamma h K_a \cdot \cos \alpha$$

El producto “ $\gamma \cdot h$ ” coincide con la tensión vertical que actuaría sobre un plano horizontal situado a una profundidad “ $h$ ” si el terreno fuese horizontal. Por ese motivo se le denominará aquí  $\sigma_v$ , esto es:

$$\sigma_v = \gamma h$$

Con este convenio se puede definir como coeficiente de empuje activo al valor dado por:

$$K_a = \frac{e}{\sigma_v \cos \alpha}$$

Conviene reiterar que así como “ $e$ ” es una tensión con un significado físico claro (compresión efectiva de tierras contra muro en el plano de trasdós), el significado de  $\sigma_v$  no lo es. En muros que soportan terrenos con superficie inclinada, la tensión vertical sobre un plano horizontal que pasa por el punto donde actúa “ $e$ ” no es constante; varía con la distancia a la vertical que pasa por la coronación del muro y, por lo tanto, su valor en el trasdós del muro dependerá del ángulo “ $\alpha$ ”. La presión vertical  $\sigma_v$  es, únicamente, una presión de referencia conveniente por su facilidad de manejo.

Como más adelante se expone, el coeficiente de empuje activo depende de la resistencia del terreno, de la resistencia del contacto terreno-muro y de los ángulos de inclinación del trasdós del muro y de la superficie del terreno. El coeficiente de empuje activo no es, por tanto, una característica del terreno sino un parámetro de cálculo que está controlado fundamentalmente por la resistencia del terreno.

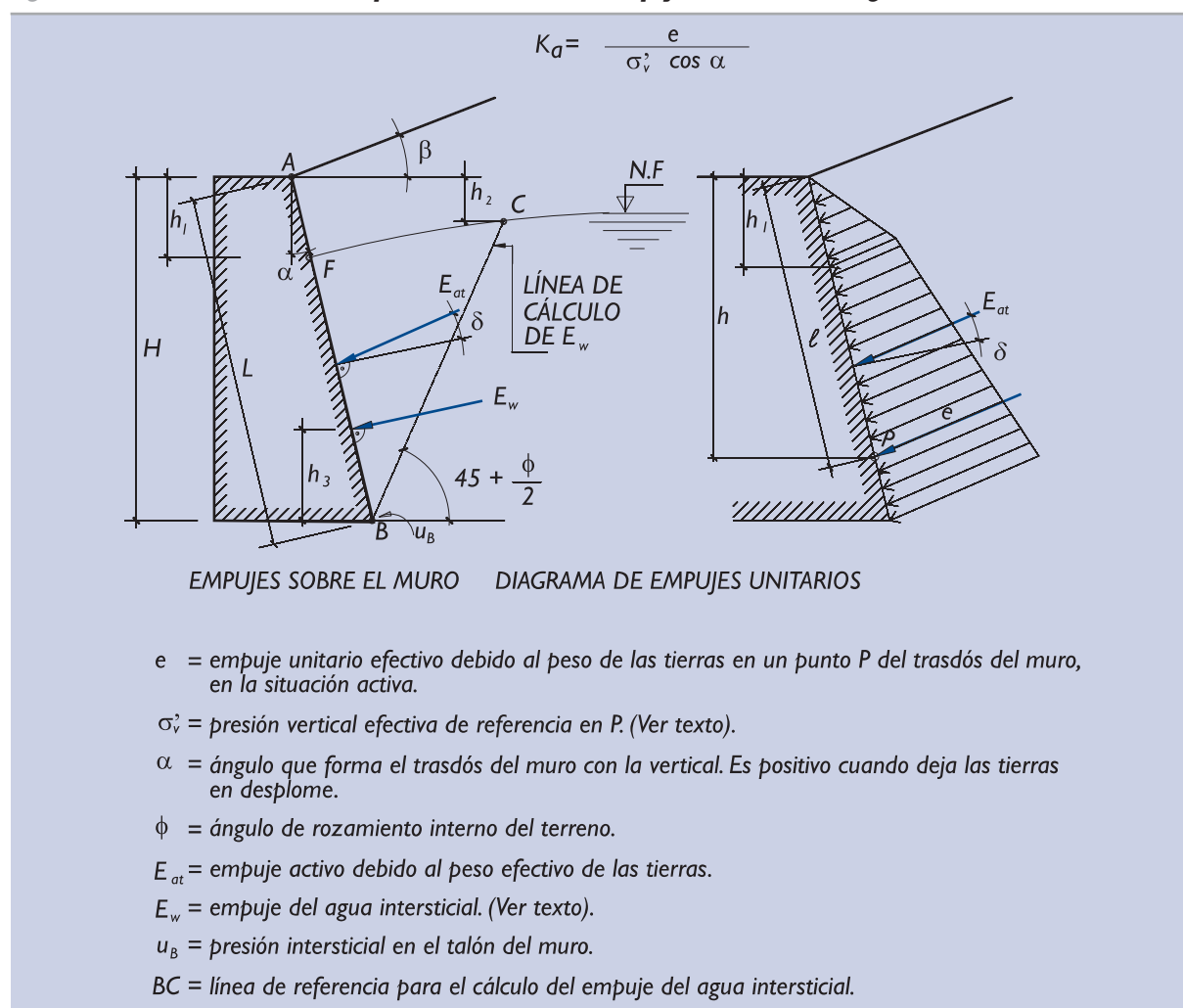
En lo que sigue se utilizará también el concepto de coeficiente de empuje activo horizontal y coeficiente de empuje activo vertical definidos por las expresiones:

$$\begin{aligned} K_{ah} &= K_a \cdot \cos(\sigma + \delta) \\ K_{av} &= K_a \cdot \sin(\sigma + \delta) \end{aligned}$$

donde  $\alpha$  y  $\delta$  miden las desviaciones del trasdós del muro respecto a la vertical y del empuje respecto a la normal al trasdós, tal como se indica en varias figuras de este apartado.

Por extensión de este concepto de empuje activo, se va a suponer en esta ROM que, en un problema con agua saturando parcialmente el trasdós de un muro, se cumple también una relación similar a la que se define en el concepto de empuje activo. Esta relación se indica en la Fig. 3.7.11.

Figura 3.7.11. Extensión del concepto de coeficientes de empuje activo de suelos granulares



Se supone que en este caso el terreno sigue siendo homogéneo y granular y sigue sin tener sobrecargas en superficie, de manera que el empuje activo es debido a dos causas: el peso efectivo del terreno y el empuje del agua intersticial.

Se supone, además, que el empuje horizontal del agua es el que resulta al integrar las presiones intersticiales a lo largo de una línea BC inclinada  $45^\circ + \phi/2$  respecto a la horizontal, esto es:

$$E_{hw} = \frac{1}{2} \cdot u_B \cdot (H - h_2) \quad (\text{Ver Fig. 3.7.11})$$

y por lo tanto el empuje del agua en el tramo BF sería:

$$E_w = \frac{1}{\cos \alpha} \cdot E_{hw}$$

En esta integración se ha supuesto una variación lineal de presiones a lo largo de la línea BC aunque en ciertas ocasiones con gradientes de filtración importantes puede ser conveniente calcular mejor esta integral.

Se supone, además, que el empuje del agua está situado a una altura “ $h_3$ ” respecto a la base del muro igual a la tercera parte de la diferencia de cotas entre B y C, esto es:

$$h_3 = \frac{1}{3} \cdot (H - h_2) \quad (\text{Ver Fig. 3.7.11})$$

La presión vertical efectiva de referencia en un punto del muro situado a una profundidad « $h$ » bajo la coronación se calcula mediante la expresión:

$$\sigma'_v = \gamma_{ap} \cdot h_1 + (\gamma' + l_v \cdot \gamma_w) \cdot (h - h_1)$$

donde:

- $\gamma_{ap}$  = peso específico aparente.
- $\gamma'$  = peso específico sumergido.
- $l_v$  = gradiente hidráulico descendente.

este gradiente se define como el cociente entre la pérdida del nivel piezométrico del agua del trasdós entre F y B y la altura que separa a esos dos puntos, esto es:

$$l_v = 1 - \frac{u_B}{\gamma_w(H - h_1)}$$

Cuando el empuje del agua se calcula como se indica y cuando la presión vertical efectiva de referencia tiene el significado definido antes, se entiende en esta ROM que el coeficiente de empuje activo es el cociente que se indica en la parte superior de la Fig. 3.7.11.

### 3.7.5.2 Valor del coeficiente de empuje activo

El coeficiente de empuje activo puede estimarse mediante la teoría de Coulomb, cuya solución se indica en la Fig. 3.7.12 para el caso de un terreno granular, seco y homogéneo.

El ángulo “ $\delta$ ” es un parámetro de entrada, de manera que el ingeniero tiene que decidir su valor para calcular el coeficiente de empuje correspondiente. En el apartado 3.7.3 se dan criterios para evaluar el valor de este ángulo.

Para facilitar el cálculo de empujes según el método de Coulomb se incluye la Tabla 3.7.2 que indica el valor de  $K_{ah}$ :

$$K_{ah} = K_a \cdot \cos(\sigma + \delta)$$

para distintos valores de los ángulos  $\phi$ ,  $\alpha$  y  $\beta$ .

El coeficiente de empuje activo de Coulomb es aplicable siempre para el cálculo de empujes activos.

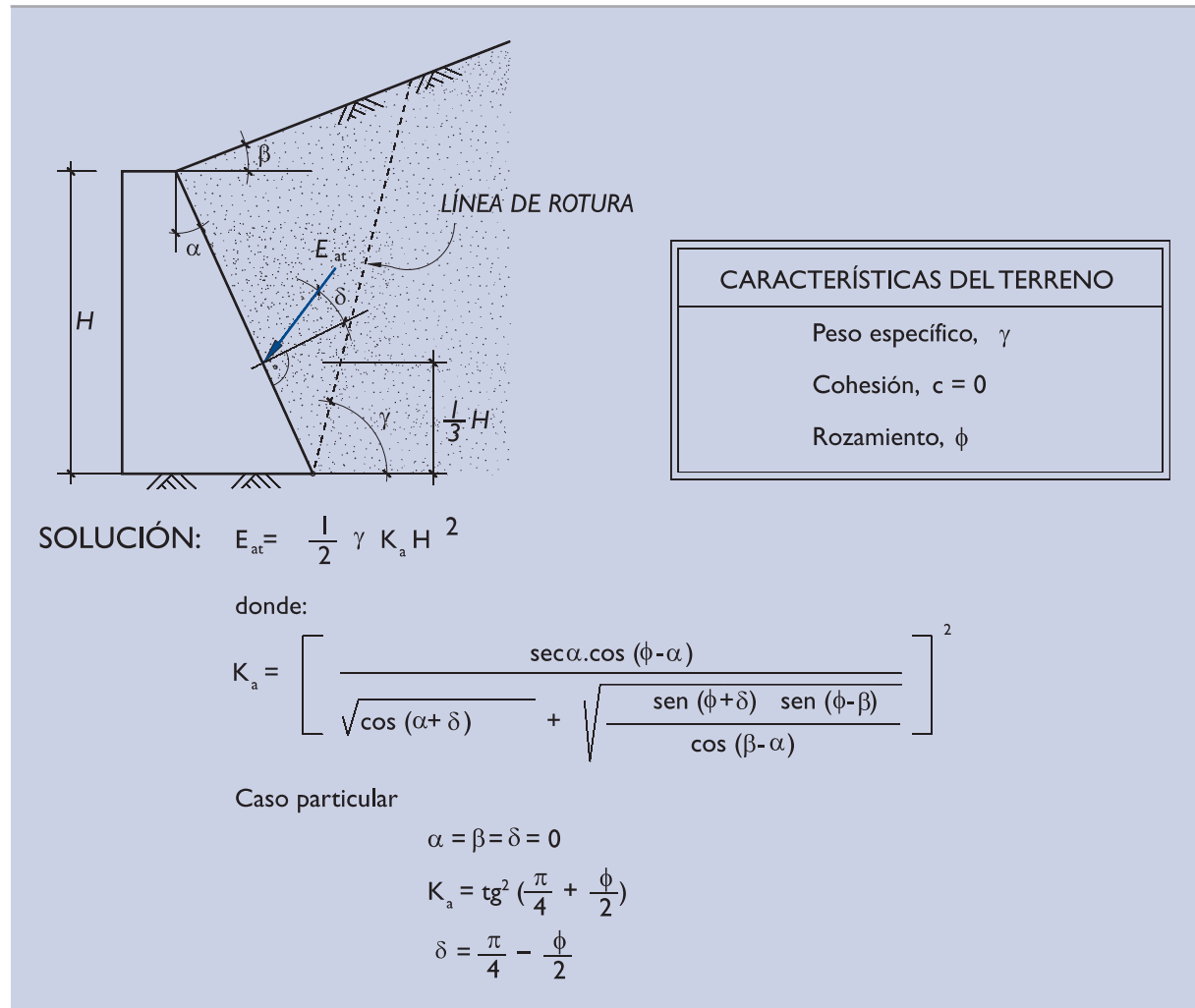
La inclinación de la línea de rotura del trasdós que resulta de la teoría de Coulomb para el caso de un terreno granular seco y homogéneo viene dada por la expresión:

$$\operatorname{tg}(\zeta - \beta) = \frac{\cos \rho \sqrt{\cos(\alpha - \beta) \operatorname{sen}(\phi - \beta)}}{\sqrt{\cos(\alpha + \delta) \operatorname{sen}(\phi + \delta) - \operatorname{sen} \rho \sqrt{\cos(\alpha - \beta) \operatorname{sen}(\phi - \beta)}}}$$

siendo “ $\rho$ ” el ángulo auxiliar.

$$\rho = \phi + \alpha + \delta - \beta$$

**Figura 3.7.12. Geometría y solución del problema resuelto analíticamente por Coulomb**



Para el caso particular de muros verticales con trasdós horizontal ( $\alpha = \beta = 0$ ) la expresión anterior se simplifica:

$$\tan \zeta = \tan \phi + \frac{1}{\cos \phi} \sqrt{\frac{\sin \phi \cos \delta}{\sin(\phi + \delta)}}$$

Si, además, la dirección del empuje coincidiese con la normal al trasdós ( $\delta = 0$ ), resultaría:

$$\zeta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

Tabla 3.7.2. Valores de  $K_{ah}$  según Blum

$\alpha$	$\phi$ $\beta$	$\delta$	20°					30°					40°				
			-20°	-10°	0°	+10°	+20°	-20°	-10°	0°	+10°	+20°	-20°	-10°	0°	+10°	+20°
+20°	+20°		1,132	1,132	1,132	1,132	1,132	0,798	0,708	0,646	0,595	0,547	0,555	0,488	0,454	0,416	0,380
	+10°		1,132	0,818	0,721	0,651	0,590	0,708	0,605	0,537	0,483	0,435	0,498	0,440	0,396	0,359	0,324
	0°		1,132	0,721	0,609	0,532	0,470	0,646	0,537	0,468	0,414	0,367	0,454	0,396	0,353	0,316	0,283
	-10°		1,132	0,651	0,532	0,455	0,394	0,595	0,483	0,414	0,362	0,317	0,416	0,359	0,316	0,281	0,250
	-20°		1,132	0,590	0,470	0,394	0,335	0,547	0,435	0,367	0,317	0,275	0,380	0,324	0,283	0,250	0,220
+10°	+20°		1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,661	0,558	0,539	0,502	0,468	0,426	0,385	0,355	0,329	0,306
	+10°		1,000	0,726	0,644	0,588	0,541	0,588	0,505	0,454	0,413	0,378	0,385	0,344	0,313	0,288	0,265
	0°		1,000	0,644	0,551	0,489	0,440	0,539	0,454	0,402	0,361	0,326	0,355	0,313	0,283	0,259	0,237
	-10°		1,000	0,588	0,489	0,426	0,377	0,502	0,413	0,361	0,321	0,288	0,329	0,288	0,259	0,235	0,213
	-20°		1,000	0,541	0,440	0,377	0,300	0,468	0,378	0,326	0,288	0,256	0,306	0,265	0,237	0,213	0,193
0°	+20°		0,883	0,883	0,883	0,883	0,883	0,532	0,477	0,441	0,413	0,389	0,315	0,287	0,267	0,250	0,235
	+10°		0,883	0,638	0,569	0,523	0,486	0,477	0,413	0,374	0,344	0,321	0,287	0,258	0,238	0,221	0,207
	0°		0,883	0,569	0,490	0,440	0,401	0,441	0,374	0,333	0,304	0,279	0,267	0,238	0,217	0,201	0,187
	-10°		0,883	0,523	0,440	0,388	0,350	0,413	0,344	0,304	0,275	0,251	0,250	0,221	0,201	0,186	0,172
	-20°		0,883	0,486	0,401	0,350	0,311	0,389	0,321	0,279	0,251	0,227	0,235	0,207	0,187	0,172	0,159
-10°	+20°		0,773	0,773	0,773	0,773	0,773	0,421	0,375	0,348	0,327	0,311	0,219	0,200	0,187	0,177	0,169
	+10°		0,773	0,551	0,492	0,455	0,426	0,375	0,325	0,296	0,275	0,258	0,200	0,181	0,169	0,159	0,150
	0°		0,773	0,492	0,426	0,385	0,355	0,348	0,296	0,266	0,245	0,228	0,187	0,169	0,156	0,146	0,138
	-10°		0,773	0,455	0,385	0,344	0,313	0,327	0,275	0,245	0,224	0,208	0,177	0,159	0,146	0,137	0,128
	-20°		0,773	0,426	0,355	0,313	0,283	0,311	0,258	0,228	0,208	0,191	0,169	0,150	0,138	0,128	0,121
-20°	+20°		0,665	0,665	0,665	0,665	0,665	0,312	0,277	0,258	0,244	0,233	0,135	0,124	0,117	0,112	0,108
	+10°		0,665	0,456	0,412	0,382	0,360	0,277	0,240	0,220	0,206	0,195	0,124	0,114	0,107	0,101	0,097
	0°		0,665	0,412	0,357	0,325	0,302	0,258	0,220	0,199	0,185	0,174	0,117	0,107	0,100	0,095	0,090
	-10°		0,665	0,382	0,325	0,292	0,269	0,244	0,206	0,185	0,171	0,160	0,112	0,101	0,096	0,090	0,085
	-20°		0,665	0,360	0,302	0,269	0,246	0,233	0,195	0,174	0,160	0,150	0,108	0,097	0,090	0,085	0,081

En aquellos casos en que el trasdós de cálculo del muro se ha obtenido mediante alguna simplificación de manera que la línea virtual que lo representa se aleja bastante del trasdós real del muro, puede ser más conveniente evaluar el coeficiente de empuje según el método de Rankine que se indica en la Fig. 3.7.13.

El método de Rankine supone una plastificación completa por extensión del terreno en el trasdós del muro y eso implica una determinada inclinación del empuje. Este método se considera aplicable siempre que la dirección del empuje que resulta de su aplicación sea compatible con el movimiento relativo tierras-muro que pueda producirse en la situación de proyecto que se trata de analizar.

La inclinación de la línea de rotura del trasdós en un medio granular seco y homogéneo que se deduce de la teoría de Rankine resulta:

$$\zeta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \frac{1}{2} \left[ \arcsen \left( \frac{\sen \beta}{\sen \phi} \right) - \beta \right]$$

que, como se ve, no depende de la inclinación del trasdós del muro.

Para el caso particular de terreno horizontal el método de Rankine indica:

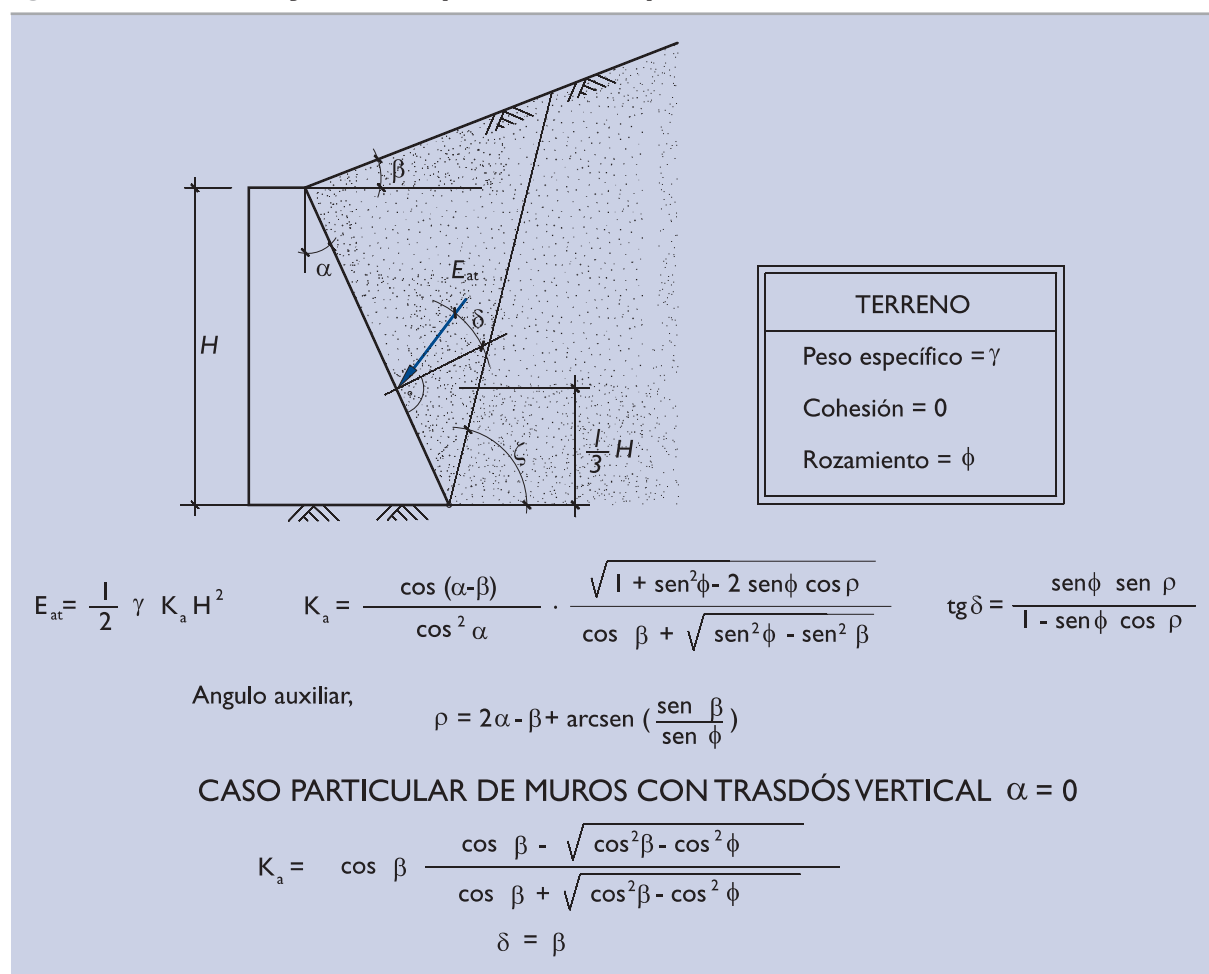
$$\zeta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

Con estas teorías sencillas se puede estimar no sólo el coeficiente de empuje activo sino también la situación aproximada de la línea de rotura. En las aplicaciones prácticas ha de tenerse en cuenta que la inclinación de esta línea es muy sensible a otros efectos secundarios. La existencia de sobrecargas de gran extensión no afectaría a la ubicación de la línea de rotura pero la presencia de sobrecargas de extensión limitada, las cargas concentradas, la situación del nivel freático, la existencia de cohesión, etc., modifican su inclinación.

Existen otros procedimientos de cálculo más complejos que conducen a valores del coeficiente de empuje activo ligeramente distintos. Entre ellos cabe destacar el método basado en la teoría de la plasticidad. Uno de estos métodos se describen en el apartado 3.7.6 para el cálculo del empuje pasivo y allí se indica cómo se podría usar para el cálculo del empuje activo.

Las diferencias de este último método respecto al método de Coulomb, para el cálculo del coeficiente de empuje activo, son en general pequeñas y la experiencia no ha indicado cuál de los dos se aproxima más al comportamiento real. Por ese motivo la aplicación del método basado en la teoría de la plasticidad sin peso se considera útil únicamente en el cálculo de algunos casos singulares.

**Figura 3.7.13. Geometría y solución del problema resuelto por Rankine**





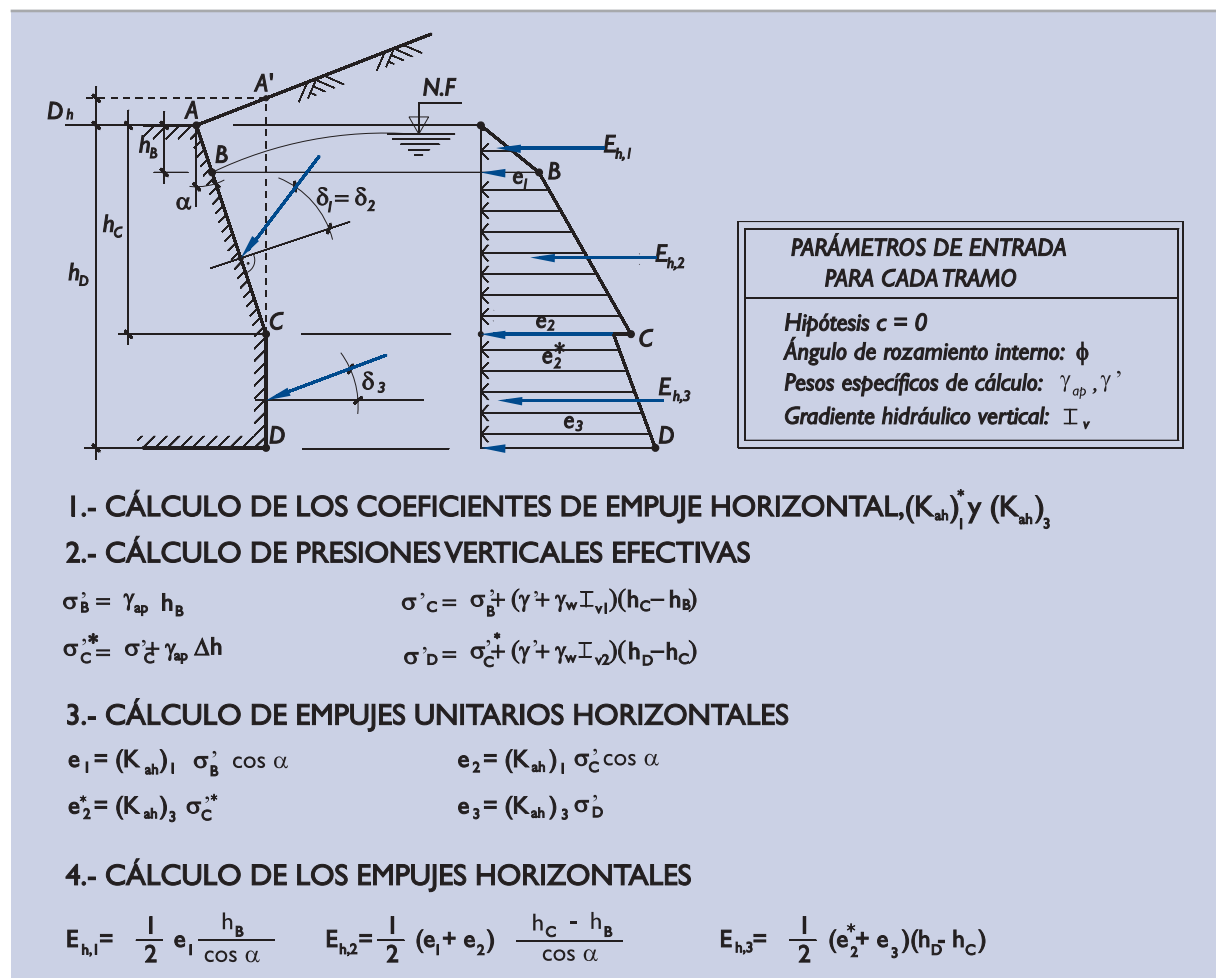
### 3.7.5.3 Cálculo del empuje efectivo debido al peso del terreno

Cuando el trasdós es plano y el terreno que empuja es homogéneo, la aplicación de la extensión del concepto de empuje activo conduce directamente a la determinación de los empujes. Así queda ilustrado en el apartado 3.7.5.1.

El caso más general de trasdós quebrado y distintos terrenos puede resolverse generalizando algo más la aplicación del concepto del coeficiente de empuje.

En un determinado muro cuyo trasdós sea el ABCD indicado en la Fig. 3.7.14, se puede calcular el empuje horizontal debido al peso efectivo de las tierras mediante el proceso que se indica en esa misma figura.

**Figura 3.7.14. Cálculo de empujes activos horizontales debidos al peso efectivo del terreno**



Nota: En este ejemplo  $K_{ah}$  se supone constante en el tramo AC por ser uniformes el terreno y la inclinación del muro en este tramo.

Los datos de entrada del problema serán las resistencias de los distintos terrenos, las inclinaciones de los distintos tramos del muro, los pesos específicos de cálculo y el gradiente hidráulico vertical. Este último se habrá determinado como se indica en el apartado siguiente.

En el primer paso del cálculo se determinan los valores del coeficiente de empuje horizontal que corresponden a las distintos tramos del muro en función del ángulo de rozamiento interno del terreno de cada tramo y de los ángulos  $\alpha$  y  $\delta$  correspondientes.

En el segundo paso del cálculo se determinan los valores de las presiones verticales efectivas de referencia. Para ese cálculo se utilizarán las densidades aparentes por encima del nivel freático (entre A y B) y las densidades sumergidas por debajo de ese nivel. Los pesos específicos sumergidos deben aumentarse en la cantidad  $\gamma_w l_v$  a efectos de tener en cuenta el posible gradiente vertical del movimiento del agua, tal como se indica en el apartado que sigue.

Para medir las profundidades de cálculo se tomará como nivel de referencia el punto donde la prolongación del trasdós del muro corte a la superficie del terreno, esto es, el punto A para el tramo AC y el punto A' para el tramo CD, en la figura que se comenta.

En el tercer paso se obtienen las componentes horizontales de los empujes unitarios en cada punto del muro. En los puntos de quiebro del muro o en los puntos donde cambia la resistencia del terreno se obtendrán dos valores del empuje. Uno de ellos corresponderá al cálculo como punto bajo del tramo superior y el otro como punto alto del tramo siguiente. Ambos valores pueden ser diferentes.

El cuarto paso consiste en integrar las leyes de empujes unitarios horizontales en cada tramo para obtener los empujes horizontales correspondientes y sus líneas de acción.

En caso de que interese conocer también la componente vertical del empuje en cada tramo basta con multiplicar el valor del empuje horizontal por la tangente del ángulo de inclinación correspondiente al tramo, esto es:

$$E_{v,i} = E_{h,i} \operatorname{tg}(\alpha + \delta)_i$$

Ese empuje vertical estará dirigido hacia abajo si tiene signo positivo y cortará al trasdós del muro en el mismo punto que el empuje horizontal asociado.

El cálculo del empuje del agua, la consideración del efecto de la posible cohesión del relleno y la estimación del efecto de las sobrecargas permitirán el cálculo completo de empujes sobre el muro. En los apartados que siguen se dan algunas recomendaciones que pueden ayudar al ingeniero en esos cálculos.

### 3.7.5.4 El empuje del agua

El método simplificado basado en los coeficientes de empuje requiere el cálculo separado del efecto del agua. El método que se siga para la determinación del empuje debido al peso efectivo de las tierras debe estar en consonancia con el método de estimación del empuje complementario del agua. El procedimiento que se describe a continuación debe aplicarse cuando, simultáneamente, se ha utilizado el descrito en el apartado precedente para evaluar la parte del empuje debida al peso efectivo de las tierras.

El estado del agua en el trasdós debe definirse por la ley de presiones intersticiales a lo largo de una línea que pasa por el talón del muro y forma un ángulo de  $45^\circ + \phi/2$  con la horizontal. A estos efectos se utilizará como ángulo de rozamiento el correspondiente al material más débil del trasdós.

Esta ley de presiones debe obtenerse mediante el cálculo previo de la red de filtración correspondiente, a cuyos efectos deben seguirse las recomendaciones que se indican en el apartado 3.4.

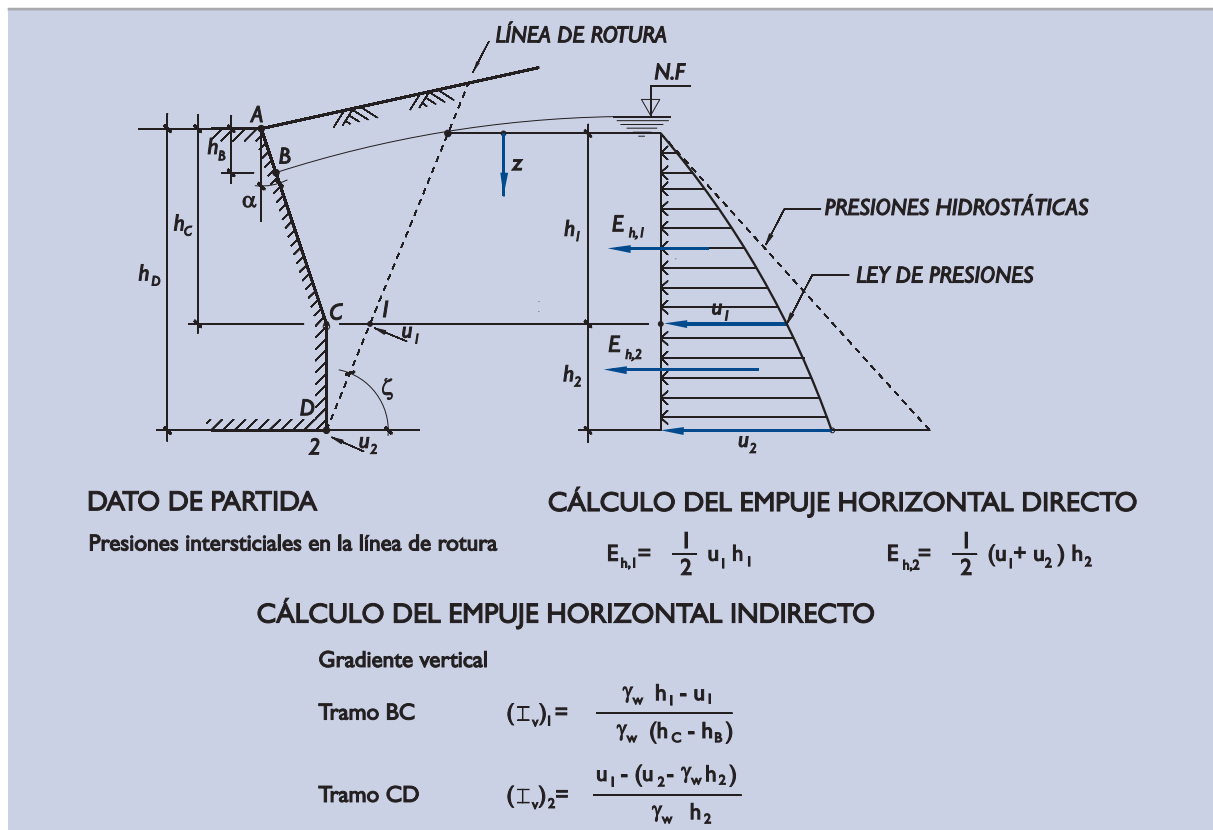
El cálculo del empuje horizontal del agua intersticial sobre el muro debe realizarse siguiendo el procedimiento indicado en la Fig. 3.7.15.

En esa figura se trata de indicar que el empuje horizontal debido al agua en cada tramo de cálculo se obtiene mediante integración directa de la ley de presiones en los tramos  $h_1$  y  $h_2$ . Esa integración se hace, en la mencionada figura, suponiendo leyes de variación lineal de la presión en cada tramo.

La componente vertical del empuje del agua se deduce multiplicando estos empujes horizontales por la tangente del ángulo del trasdós del muro con la vertical en el tramo correspondiente, esto es:

$$E_{v,i} = (\operatorname{tg}\alpha)_i E_{h,i}$$

Figura 3.7.15. Cálculo del empuje horizontal del agua



Nota: A efectos de este cálculo la línea de rotura puede suponerse plana y definida por el ángulo  $\zeta = 45^\circ + \phi/2$  donde  $\phi$  es el ángulo de rozamiento del terreno más débil del trasdós.

Este cálculo conduce no sólo al valor del empuje horizontal del agua sino también a la definición de su línea de acción.

Según se ha indicado, el empuje del agua (suma de sus componentes horizontal y vertical) resultará normal al paramento de trasdós. Su línea de acción lo corta en el mismo punto que lo hace la componente horizontal correspondiente.

Por otro lado, es preciso contabilizar el efecto indirecto que produce el gradiente vertical debido al movimiento del agua. Para ello se calcularán esos gradientes por tramos tal como se indica en la mencionada figura. Estos gradientes son necesarios para el cálculo de los empujes activos debidos al peso efectivo del terreno descrito en el apartado anterior.

### 3.7.5.5 El efecto de la cohesión

Los rellenos de trasdós de las estructuras de contención de empuje de tierras serán normalmente granulares y, por lo tanto, sólo algunos cálculos de empuje activo requerirán la consideración del efecto de la cohesión.

En aquellos casos en los que en el trasdós de la obra de contención existan suelos cohesivos se tendrá en cuenta el efecto de la cohesión con ciertas limitaciones.

El efecto de la cohesión es siempre beneficioso en el sentido de reducir el empuje activo. La cohesión, sin embargo, es una parte de la resistencia del terreno que se puede perder a largo plazo, ya sea por aflojamiento de

la estructura del terreno (entumecimiento causado por la humectación o la saturación) o por la fisuración que puede producirse debido a los movimientos del muro o a los cambios climáticos (fisuración por desecación).

Una vez investigado el valor de la cohesión que razonablemente puede existir en el material que trasdosa el muro en el momento correspondiente a la situación de proyecto que se trata de analizar, su efecto en el empuje activo se puede estimar como se indica a continuación.

El efecto de la cohesión en la resistencia de un material que además tiene fricción ( $\phi \neq 0$ ) es equivalente a la mejora que supondría comprimir todo el terreno con una tensión isotrópica de intensidad:

$$q = \frac{c}{\operatorname{tg} \phi}$$

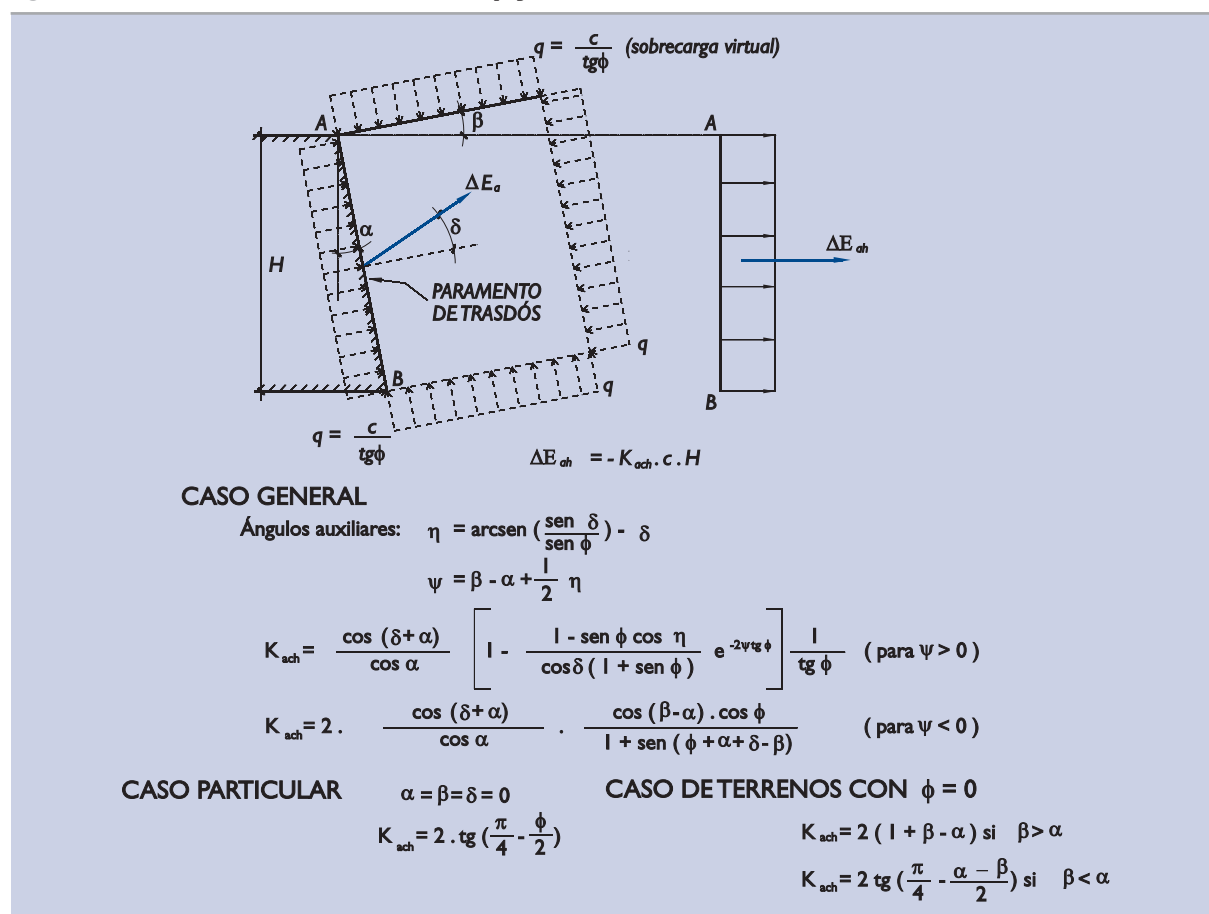
De hecho, una succión capilar de esa intensidad “q” da a las arenas húmedas no saturadas una cohesión aparente controlada por la expresión anterior.

Basándose en ese principio básico y utilizando como modelo de cálculo la teoría de la plasticidad simplificada, que se describe con más detalle en el punto 3.7.7.2, se puede deducir el valor del coeficiente de empuje activo debido a la cohesión,  $K_{ac}$ . Su componente horizontal es:

$$K_{ach} = K_{ac} \cdot \cos (\alpha + \delta)$$

El valor de  $K_{ach}$  se puede estimar con las fórmulas indicadas en la Fig. 3.7.16.

**Figura 3.7.16. Efecto de la cohesión en el empuje activo horizontal**



Nota: En estas fórmulas se supone que los arcos se expresan en radianes.

El ángulo “ $\delta$ ” correspondiente a la disminución de empuje debido a la cohesión debe ser el mismo que el definido en el apartado 3.7.3.3 y que se utiliza para el cálculo del empuje debido al peso efectivo de las tierras.

En estas expresiones se utiliza el ángulo auxiliar  $\Psi$ , cuyo significado físico puede verse en la explicación teórica que se indica en el punto 3.7.7.2. Ese ángulo debe ser positivo, ya que la geometría de la rotura que se supone para deducir las fórmulas deja de ser válida para valores negativos de ese ángulo.

En aquellos casos en los que  $\Psi$  sea negativo se puede obtener una aproximación suficientemente ajustada de  $K_{ach}$  entrando en la expresión alternativa indicada en la misma Fig. 3.7.16, deducida del cálculo de empujes en la hipótesis de línea de rotura plana.

En aquellos casos en los que la resistencia del terreno del trasdós sea exclusivamente debida a la cohesión, esto es, cuando el ángulo de rozamiento de cálculo sea  $\phi = 0$ , resultará que alguna de las fórmulas mencionadas conducen a una situación indefinida. El estudio de sus valores límite permite, sin embargo, deducir las fórmulas a aplicar en este caso particular. Esas expresiones analíticas se indican en la parte inferior de la mencionada Fig. 3.7.16.

Al considerar el efecto de la cohesión en el cálculo de los empujes unitarios pueden resultar, tras componerlos con los debidos a otros efectos, valores negativos en la zona próxima a la coronación del muro. Aunque tales valores sean teóricamente correctos deben sustituirse por valores nulos; no se considera recomendable admitir esas tracciones.

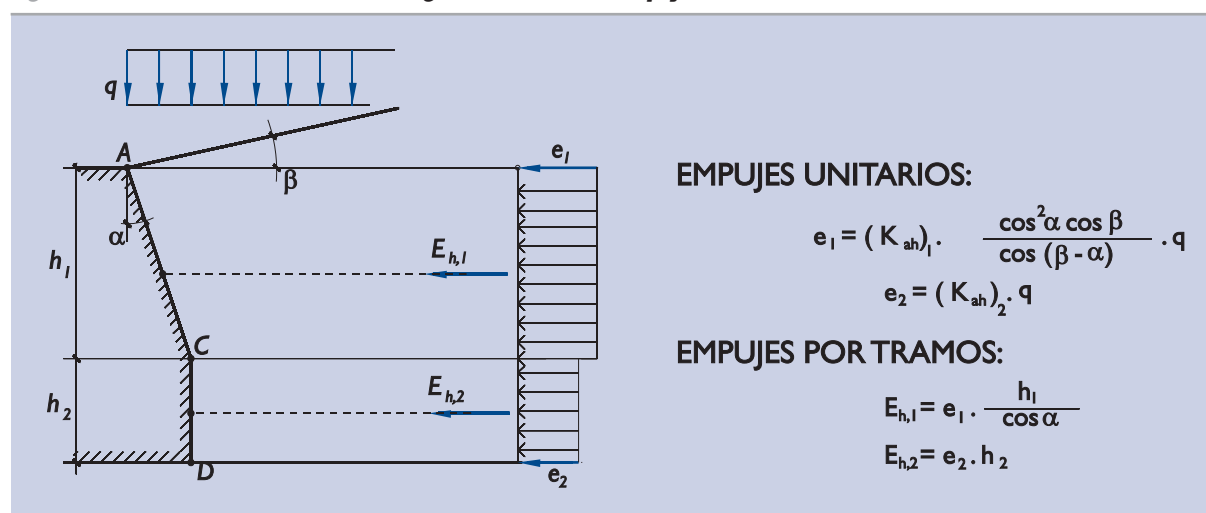
### 3.7.5.6 El efecto de las sobrecargas

Las sobrecargas que actúan sobre la superficie del terreno en el trasdós del muro aumentan el valor del empuje activo. A continuación se dan recomendaciones sobre el procedimiento de evaluación de los empujes adicionales causados por las sobrecargas.

#### 3.7.5.6.1 SOBRECARGAS VERTICALES UNIFORMES DE GRAN EXTENSIÓN

La sobrecarga más simple a efectos de cálculo, y además bastante frecuente en obras portuarias, es la sobrecarga uniforme y de gran extensión. La intensidad de esta sobrecarga se define como la carga total (en kN) que actúa por cada metro cuadrado de proyección en planta. El efecto de esta sobrecarga en el empuje activo puede considerarse equivalente al que produce un empuje unitario adicional sobre el trasdós del muro como el indicado en la Fig. 3.7.17.

**Figura 3.7.17. Efecto de una sobrecarga uniforme en el empuje activo horizontal**



Nota: Para definición de  $K_{ah}$  ver texto.

La sobrecarga  $q$  es vertical y se define actuando sobre el área de la proyección en planta.

Las componentes verticales de los empujes debidos a este tipo de sobrecargas podrán obtenerse multiplicando los valores de los empujes horizontales por las tangentes de los ángulos de inclinación correspondientes en cada tramo. Esto es,

$$E_{v_i} = E_{h_i} \cdot \operatorname{tg} (\alpha + \delta)_i$$

### 3.7.5.6.2 SOBRECARGAS VERTICALES UNIFORMES DE EXTENSIÓN LIMITADA

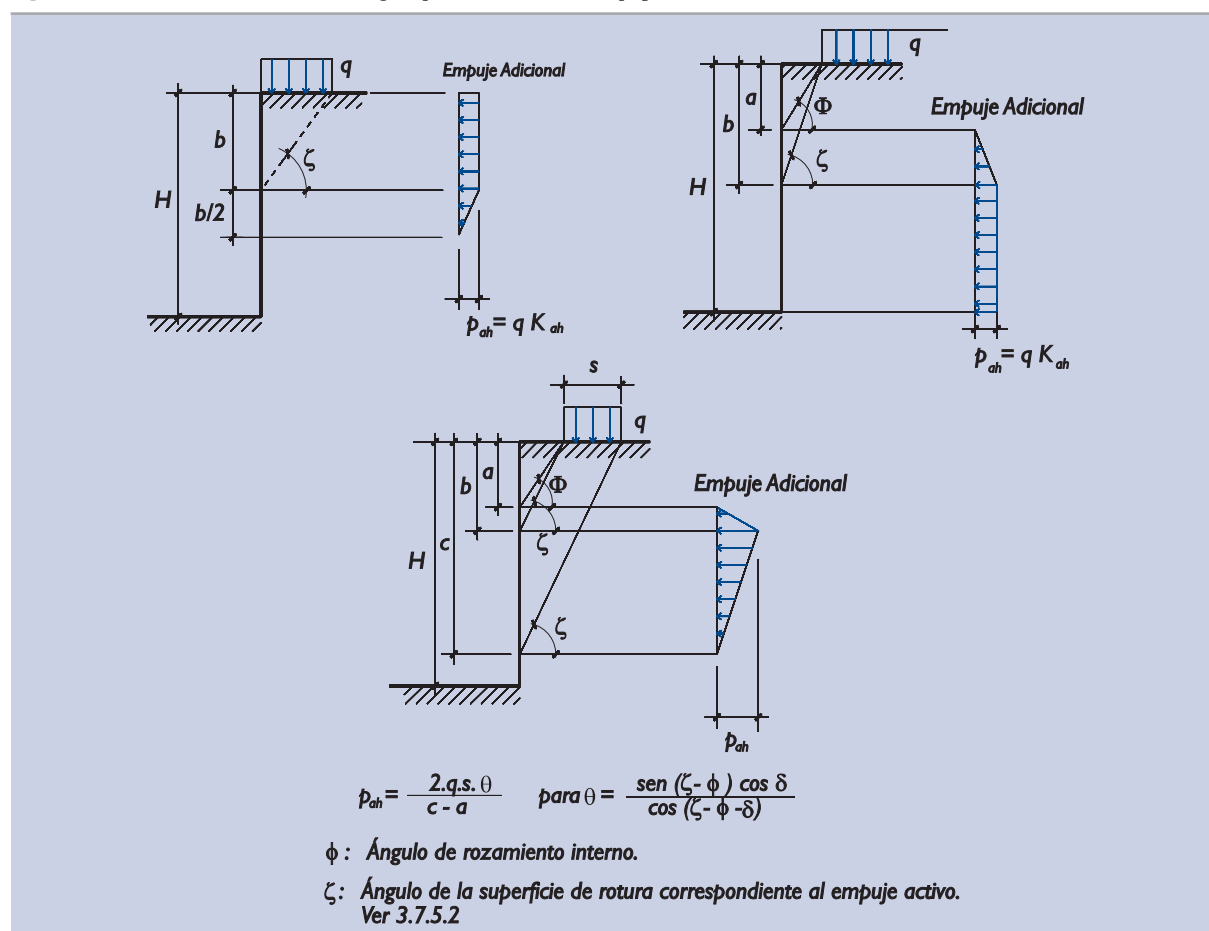
Las sobrecargas verticales uniformes mencionadas en el punto anterior pueden tener una dimensión limitada, ya sea en la dirección perpendicular a la coronación del muro o en la propia dirección del muro.

Cuando estas cargas se extienden indefinidamente en la dirección del muro pero están limitadas en la dirección normal, el problema de cálculo del empuje sigue siendo bidimensional y puede resolverse haciendo las hipótesis simplificativas que se ilustran gráficamente en la Fig. 3.7.18.

En esa figura se indica exclusivamente el valor de la componente horizontal del empuje. El conocimiento previo del ángulo “ $\delta$ ” correspondiente permitirá el cálculo de la componente vertical asociada.

Quiere advertirse que, tratándose de un problema de equilibrio límite y teniendo presente las simplificaciones implícitas en la Fig. 3.7.18, los efectos de las sobrecargas no son estrictamente superponibles. Esto es, el empuje causado por la suma de dos sobrecargas es distinto, en general menor, que la suma de sus efectos parciales cuando se consideran aisladas.

**Figura 3.7.18. Efecto de sobrecargas parciales en el empuje activo horizontal**



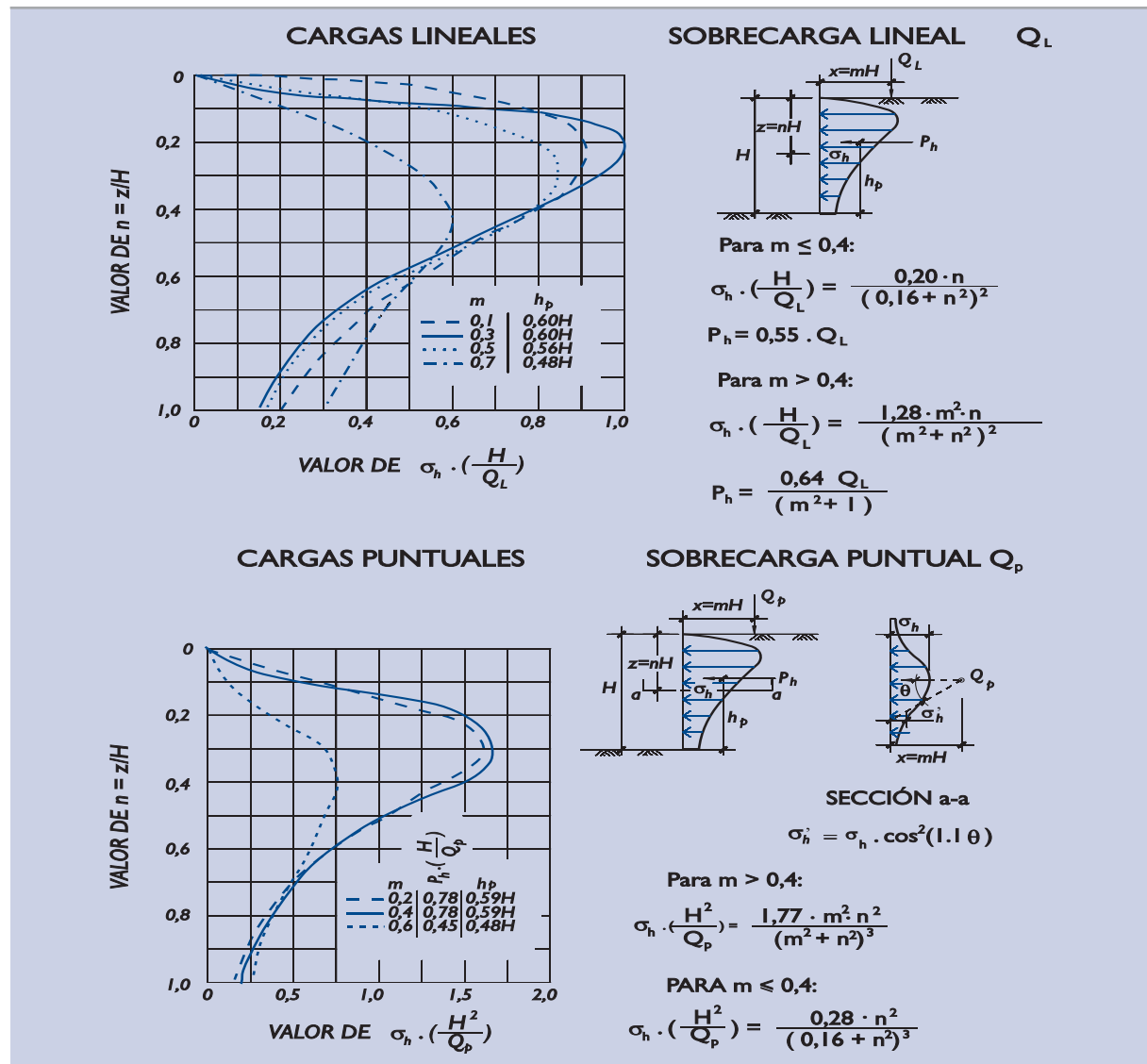
Por ese motivo es recomendable utilizar los gráficos de la figura únicamente para sumar efectos de distintas sobrecargas, ya que ello conducirá en general a resultados conservadores. No se debe, sin embargo, utilizar esas soluciones para restar el efecto de sobrecargas.

Esta última situación podría darse, por ejemplo, en aquellos casos en los que una determinada zona tuviese una sobrecarga menor y el ingeniero decidiese abordar el cálculo en dos fases: primero suponiendo la intensidad homogénea y constante en toda la zona; y después detrayendo, como sobrecarga negativa, el defecto local de sobrecarga. Ese procedimiento no es recomendable ya que conduce a resultados optimistas, esto es, del lado de la inseguridad.

### 3.7.5.6.3 SOBRECARGAS VERTICALES LINEALES O CONCENTRADAS

Las sobrecargas que actúan en líneas paralelas a la coronación del muro aumentan el empuje activo sobre el muro. El empuje unitario horizontal adicional que provocan, así como su resultante, puede estimarse con el procedimiento indicado en la Fig. 3.7.19.

**Figura 3.7.19. Efecto de cargas lineales o concentradas en el empuje activo horizontal**



En la parte inferior de esa misma figura se indica el incremento de empujes horizontales causado por una sobrecarga vertical concentrada.

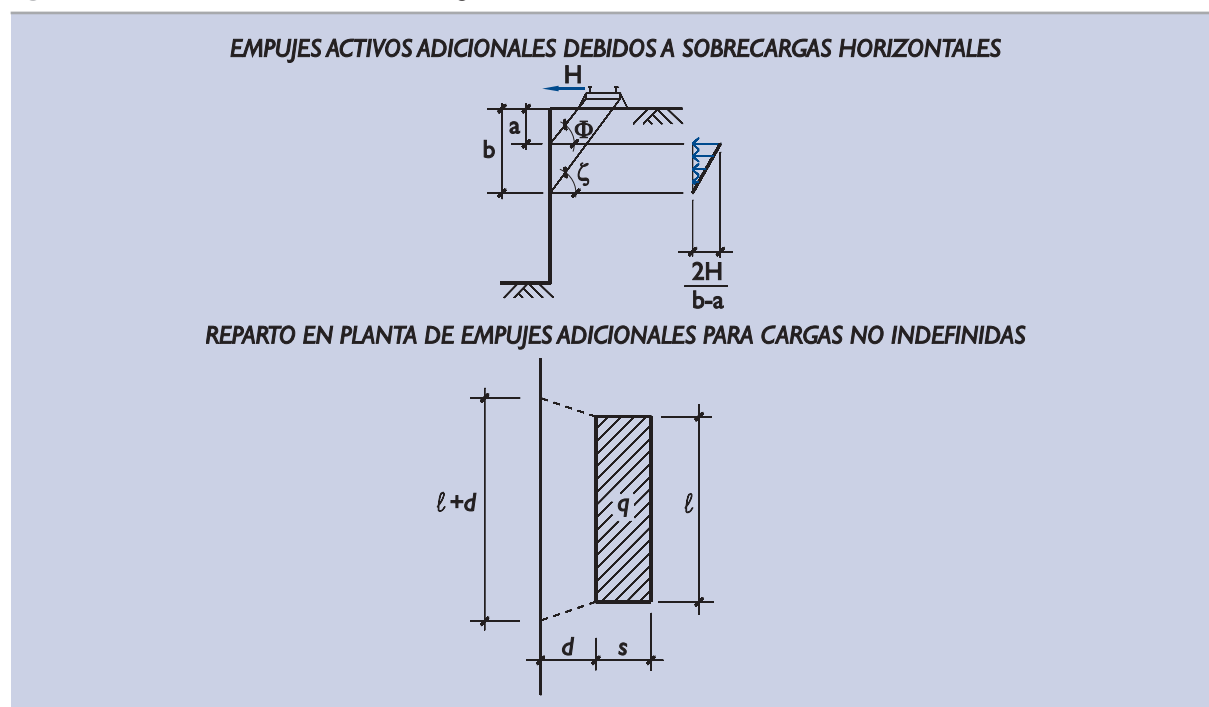
En ambos casos la solución está obtenida de ciertas consideraciones basadas en la teoría de la elasticidad. Las soluciones indicadas no dependen de la resistencia del material del trasdós ni de la posible ubicación de la línea de rotura. En consecuencia, la superposición de efectos es plenamente concordante y el ingeniero puede componer, con adiciones y sustracciones de estos casos elementales, el efecto de las sobrecargas reales que existan.

#### 3.7.5.6.4 OTRAS SOBRECARGAS

Las sobrecargas horizontales, ya sean concentradas o distribuidas linealmente, son frecuentes en las proximidades de los muelles de gravedad. Su consideración en el cálculo del empuje activo es fundamental, ya que su acción se transmite íntegramente al muro cuando están situadas dentro de la cuña de rotura.

En la Fig. 3.7.20 se indica un procedimiento simplificado sobre la forma en que puede considerarse su efecto.

**Figura 3.7.20. Efectos de otras sobrecargas**



Nota:  $\phi$  y  $\zeta$  definidos en Fig. 3.7.18.

Las sobrecargas que tienen una extensión limitada en la dirección longitudinal del muro pueden considerarse a efectos de cálculo como si tuvieran longitud indefinida, ya que esta simplificación conduce a resultados del lado de la seguridad. En aquellos casos en los que la longitud de la zona sobrecargada sea relativamente corta respecto a las dimensiones del muro (menor que la distancia entre dos juntas estructurales por ejemplo), se admite suponer que el reparto de la acción sobre el muro se produce sobre una longitud mayor que la propia longitud de la sobrecarga. Ese aumento de longitud debe ser en cualquier caso igual o inferior a la distancia más corta de la sobrecarga al paramento del muro. Así se indica de manera esquemática para una sobrecarga vertical uniforme limitada en ambas direcciones. Esta misma idea se considera aplicable a cualquier otro tipo de sobrecarga de extensión limitada longitudinalmente.



### 3.7.6 Método general de cálculo del empuje pasivo

El empuje pasivo entre el terreno y la estructura de contención se produce cuando el movimiento relativo entre ambos es en el sentido de aproximarse uno al otro.

La situación de empuje pasivo se produce en muros que han de soportar cargas externas importantes, tales como los empujes de atraque en muelles pilotados (muro de cierre en el lado tierra). Se produce también en las estructuras enterradas construidas para soportar el tiro de anclajes. En los muros pantalla se moviliza parcialmente el empuje pasivo en la zona de empotramiento del pie de la pantalla.

El cálculo del empuje pasivo es, en muchos aspectos, similar al cálculo del empuje activo. De hecho, bastaría con cambiar el signo del ángulo de rozamiento y de la cohesión del terreno para que las fórmulas asociadas al cálculo del empuje activo fuesen válidas en este otro caso.

El cálculo del empuje pasivo ofrece, sin embargo, ciertas singularidades que conviene destacar tal como se hace en los apartados que siguen.

#### 3.7.6.1 Datos necesarios

Los datos necesarios para calcular el empuje pasivo entre una estructura y su terreno de trasdós son los mismos indicados en el apartado 3.7.4 para el cálculo del empuje activo. La diferencia esencial entre uno y otro cálculo estriba en que la sensibilidad del resultado a los datos de entrada pueden tener signo opuesto en uno y otro caso.

En el cálculo del empuje activo es conveniente hacer una estimación razonable y conservadora de la resistencia del terreno (cohesión y rozamiento). Esa misma idea se mantiene en el caso del empuje pasivo, pues cuanto mayor resistencia se suponga mayor resultará el empuje pasivo.

No ocurre lo mismo con el peso del terreno o con la intensidad de las sobrecargas. Cuanto mayores sean éstos, más optimista resultará la evaluación (mayores valores) del empuje pasivo. Por este motivo, la estimación de pesos debe hacerse de manera prudente y sólo deben contabilizarse aquellas cargas que realmente estén presentes en la situación de proyecto que se analiza.

Algo similar ocurre con la altura de muro. Si en el cálculo de empuje activo han de considerarse las secciones de mayor altura, en el del pasivo debe hacerse lo contrario.

En aquellas obras en cuyo análisis intervengan simultáneamente empujes activos y pasivos (muros pantalla por ejemplo) se deberán elegir para el análisis distintas secciones verticales a lo largo de la obra; la sección más alta puede no ser la más crítica.

La inclinación del empuje respecto a la normal al paramento, que se mide con el ángulo “ $\delta$ ”, estará condicionada por las coacciones externas que forzarán un cierto tipo de deslizamiento relativo muro-terreno.

En general ese ángulo será negativo y eso implica un aumento considerable del valor del empuje. El valor absoluto de “ $\delta$ ” debe limitarse tal como se indica en 3.7.3.3.

#### 3.7.6.2 Línea de rotura

En el equilibrio límite, cuando el muro rompe el terreno, se produce una superficie de rotura (línea de rotura en los problemas planos) que forma con la horizontal un ángulo mucho menor que en el caso del empuje activo.

La longitud de la línea de rotura es, por lo tanto, mucho mayor que la correspondiente a la situación activa y, además, su pendiente es más variable a lo largo de su desarrollo.

Para calcular empujes pasivos deberán suponerse líneas de rotura de pendiente variable y creciente desde el pie del muro hasta su afloramiento en la superficie del terreno.

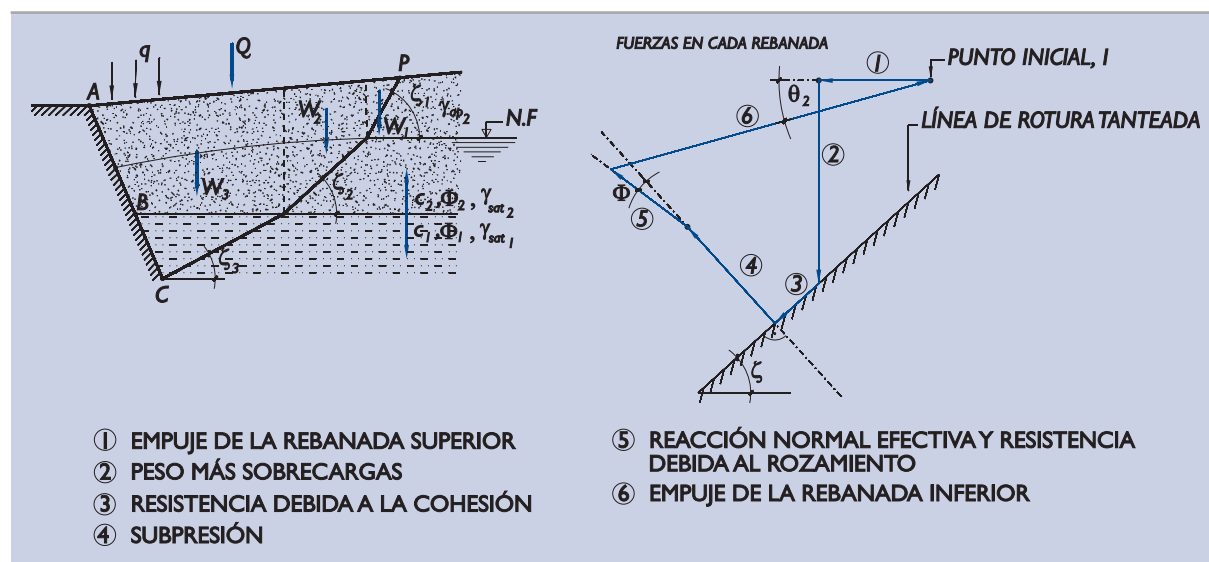
En el cálculo deben tantearse distintas líneas, que pueden ser poligonales. Los quiebras de estas líneas pueden hacerse en sus intersecciones con superficies de separación de distintos terrenos, en su corte con la superficie del agua y en puntos auxiliares intermedios que permitan una mejora de la precisión.

### 3.7.6.3 Cálculo del empuje

El empuje pasivo debe realizarse por un procedimiento similar al descrito en 3.7.4 para el cálculo del empuje activo, sin más que cambiar el sentido de las fuerzas debidas a la cohesión y al rozamiento.

En la Fig. 3.7.21 se indica esquemáticamente el diagrama de fuerzas de cálculo del equilibrio de una rebanada de la zona de rotura del empuje pasivo. El diagrama homólogo del empuje activo es el que se indica en la Fig. 3.7.9.

**Figura 3.7.21. Esquema del método general de cálculo del empuje pasivo**



El cálculo del empuje pasivo correspondiente a una determinada línea de rotura debe comenzarse por la cuña superior, suponiendo que el empuje entre esta cuña y la siguiente es horizontal.

Esa hipótesis de empuje horizontal entre rebanadas es conveniente excepto en la que limita con el muro, donde debe suponerse la inclinación correspondiente al ángulo “ $\delta$ ” previamente definido.

El cálculo del empuje pasivo puede hacerse con densidades saturadas, contabilizando entonces subpresiones en la línea de rotura o con densidades sumergidas, tal como se indica en 3.7.4.6, y añadiendo después el empuje del agua calculado de manera separada.

En el cálculo de empujes pasivos, el gradiente descendente del agua es favorable (da mayores empujes). Un gradiente ascendente puede ser extremadamente desfavorable, ya que puede reducir considerablemente el empuje pasivo. Esa situación, que puede darse en la zona de empotramiento de muros pantalla, requiere la máxima atención del ingeniero.

### 3.7.7 Métodos basados en el coeficiente de empuje pasivo

El cálculo del empuje pasivo por el método general antes indicado puede resultar tedioso, ya que han de comprobarse varias líneas de rotura que pasen por el pie del muro. Si además se quiere conocer el punto de aplicación del empuje, es necesario repetir ese proceso considerando pies de muro virtuales en distintos puntos del paramento del trasdós.

Por ese motivo se indica a continuación un procedimiento alternativo sencillo y en general suficientemente exacto, basado en el concepto del coeficiente de empuje pasivo.

#### 3.7.7.1 El concepto del coeficiente de empuje pasivo

La definición del concepto de coeficiente de empuje pasivo se ilustra esquemáticamente en la Fig. 3.7.22.

Se entiende como coeficiente de empuje pasivo, en esta ROM, al cociente:

$$K_p = \frac{e}{\sigma'_v \cos \alpha}$$

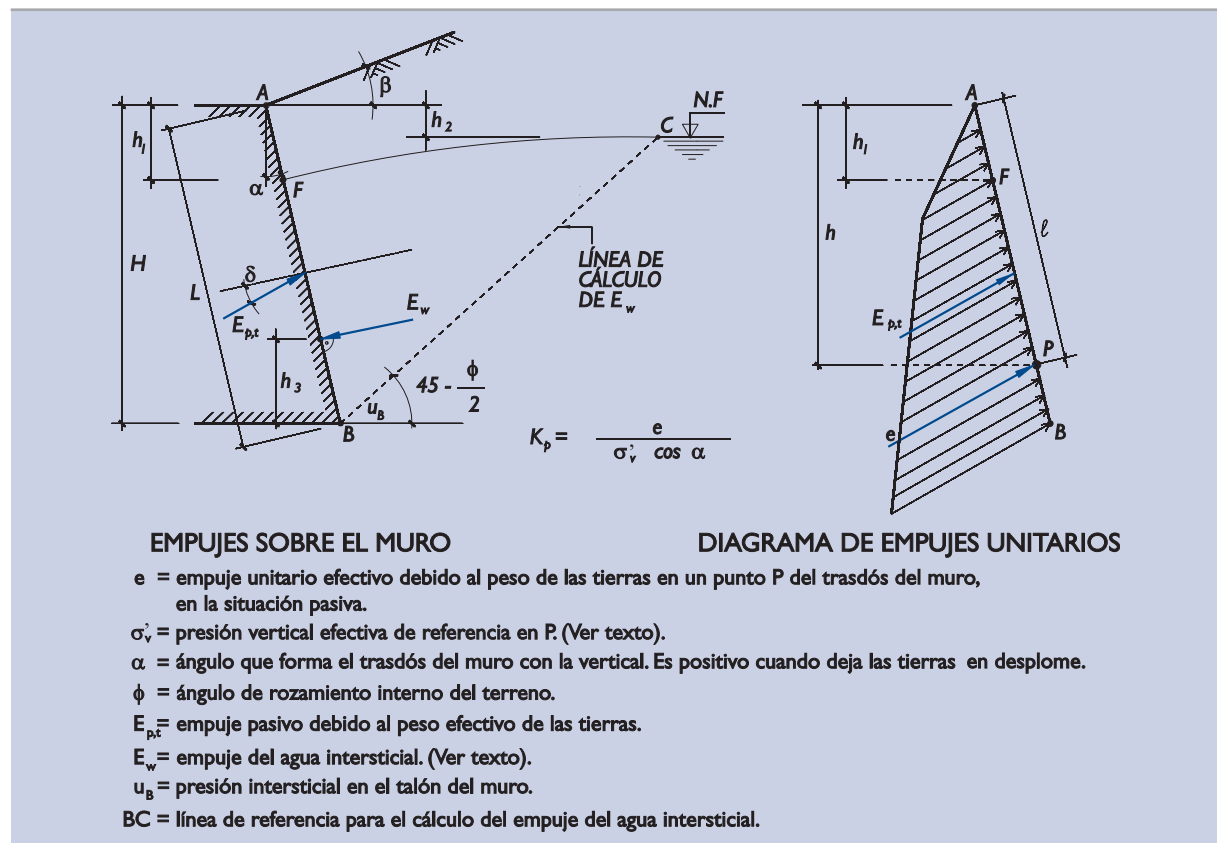
donde:

$e$  = empuje efectivo del terreno contra el muro cuando se produce la rotura.

$\sigma'_v$  = presión vertical efectiva de referencia.

$\alpha$  = desviación respecto a la vertical del paramento del muro. Es positivo cuando deja a las tierras en desplome.

**Figura 3.7.22. Definición del coeficiente de empuje pasivo en suelos granulares**



La presión vertical de referencia que se utiliza aquí es la misma que se define en el apartado 3.7.5.1.

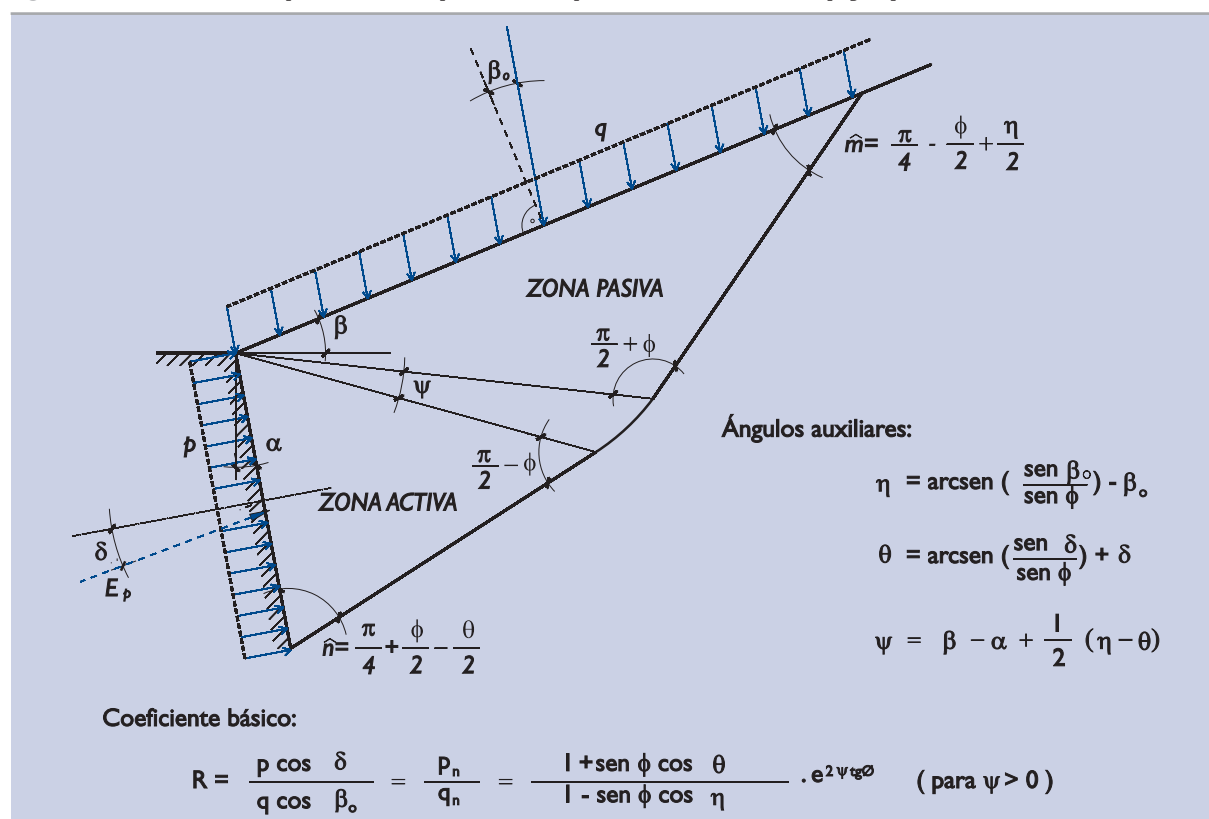
Como quiera que la definición de la presión vertical de referencia implica un determinado modo de considerar el efecto del agua, esa forma de proceder se debe de mantener en la posterior evaluación del empuje debido a la presión intersticial del agua.

### 3.7.7.2 Valor del coeficiente de empuje pasivo

El coeficiente de empuje pasivo no es una propiedad del terreno sino un parámetro de cálculo controlado principalmente por la resistencia al corte del terreno y que depende, además, de los ángulos característicos que definen la orientación del paramento del muro, la dirección del empuje y la inclinación del terreno.

La idea básica del método de evaluación del coeficiente de empuje pasivo es la teoría de la plasticidad, cuya expresión más simple se representa en la Fig. 3.7.23.

**Figura 3.7.23. Teoría simplificada de la plasticidad aplicada al cálculo de empujes pasivos**



Esta misma teoría es la utilizada para estudiar la carga de hundimiento de las cimentaciones superficiales y de la que se deducen los factores de capacidad de carga que se citan en el apartado 3.5.

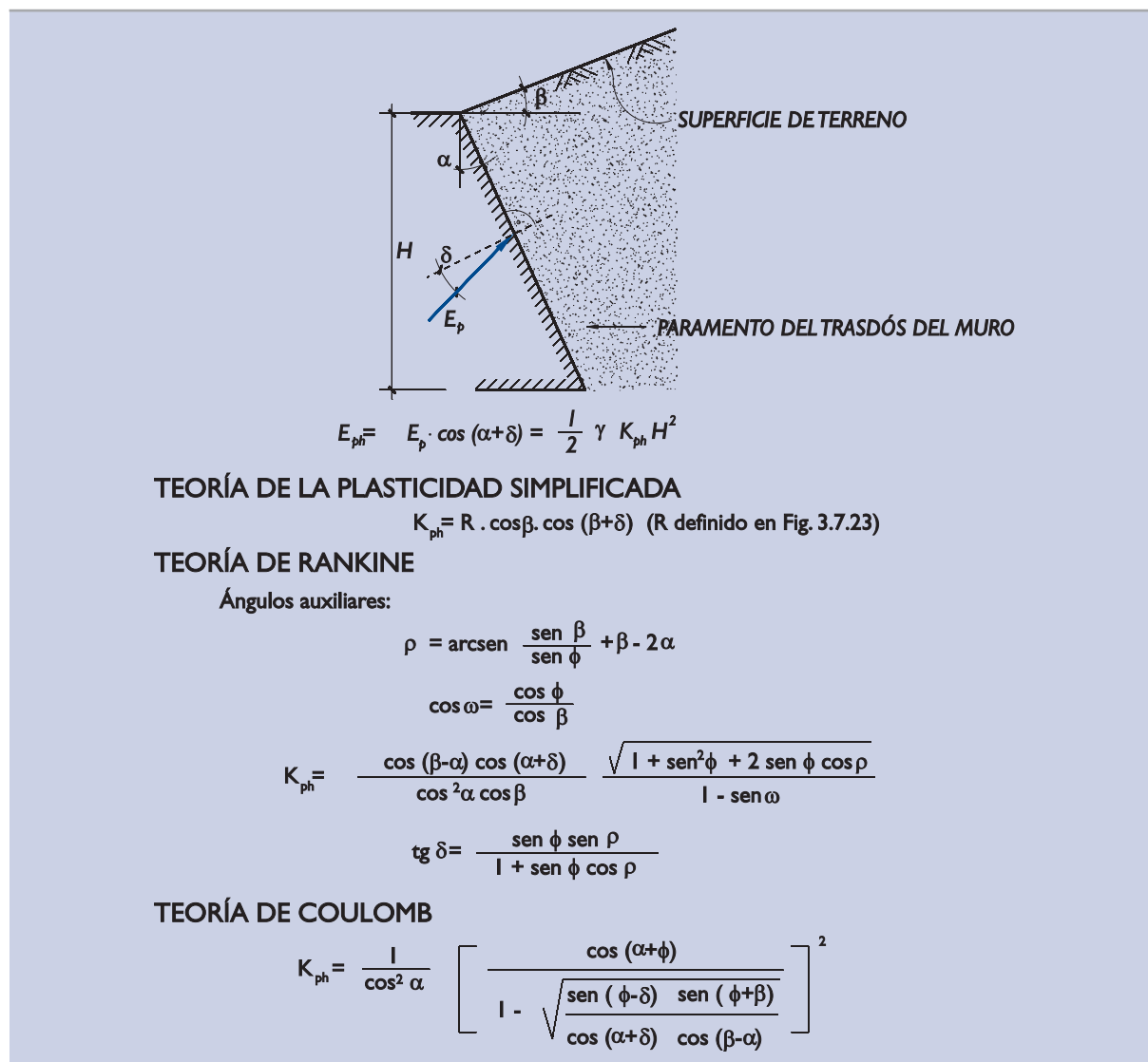
Con esa base teórica y con un esquema de extrapolación teoría-realidad similar al que se hizo para el caso de las cargas de hundimiento, se pueden recomendar los coeficientes de empuje pasivo horizontal:

$$K_{ph} = K_p \cdot \cos (\alpha + \delta)$$

que se indican en la Fig. 3.7.24.

Los métodos de Rankine y de Coulomb, considerados en el cálculo del coeficiente de empuje activo, permiten también el cálculo del coeficiente de empuje pasivo sin más que cambiar el signo al ángulo de rozamiento interno.

**Figura 3.7.24. Coeficientes de empuje pasivo**



Existen, sin embargo, razones para no aplicar de manera general la teoría de la plasticidad que se comenta en el cálculo de empujes activos (ya se citaron en el apartado 3.7.5.2) y existen razones para no utilizar sistemáticamente ni el método de Coulomb ni el método de Rankine en el cálculo de coeficiente de empuje pasivo. Esas razones se exponen a continuación.

Como se ha dicho, la línea de rotura observada en las roturas pasivas dista mucho de ser plana, sin embargo, tanto el método de Coulomb como el de Rankine implican una rotura plana.

De la misma forma, la teoría de la plasticidad sería aplicable al cálculo del empuje activo. La misma expresión analítica que da el coeficiente de empuje pasivo sería válida, sin más que cambiar el signo al ángulo de rozamiento interno, para obtener el coeficiente de empuje activo.

El empuje pasivo suele estar asociado a ángulos “ $\delta$ ” negativos y eso hace que las líneas de rotura sean claramente curvas. En aquellos casos en que hayan de calcularse empujes pasivos correspondientes a inclinaciones “ $\delta$ ” pequeñas, cualquiera de estos dos métodos (Rankine o Coulomb) es aplicable. Es más, cuando el ángulo central de la cuña de plasticidad radial (ángulo  $\Psi$  de la Fig. 3.7.23) sea negativo, conviene utilizar alguno de estos métodos, ya que el modelo geométrico de la rotura plástica deja de ser válido.

En líneas generales el método de Coulomb se considera aplicable siempre que el ángulo de inclinación del empuje respecto al muro sea nulo y el terreno de trasdós sea prácticamente horizontal. El método de Coulomb (o el de Rankine) habrán de aplicarse cuando el ángulo “ $\delta$ ” sea positivo y el trasdós del muro y el terreno formen entre sí un ángulo recto o de menor amplitud. Esto es, cuando  $\alpha > \beta$  y simultáneamente  $\delta > 0$ .

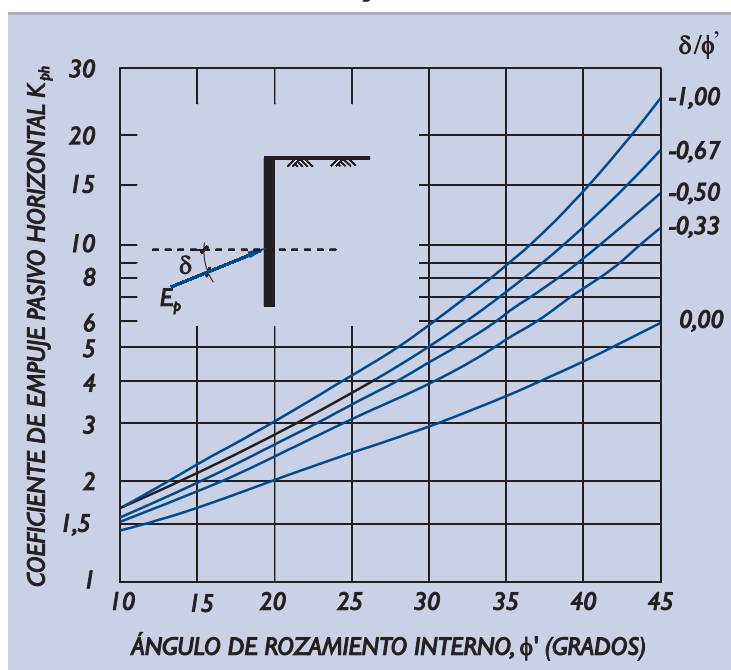
A efectos de facilitar el cálculo del empuje pasivo, se adjuntan una serie de gráficos donde se indican los valores del coeficiente de empuje pasivo horizontal,  $K_{ph}$ , deducidos de la teoría de la plasticidad.

En la Fig. 3.7.25 se indican valores de  $K_{ph}$  en el eje de ordenadas frente al valor del ángulo de rozamiento  $\phi$  en abscisas, para varios valores del ángulo de desviación del empuje respecto a la normal al muro, ángulo  $\delta$ . Los datos de esta figura corresponden a muros de trasdós vertical ( $\alpha = 0$ ) y rellenos de superficie horizontal ( $\beta = 0$ ).

Como puede observarse, únicamente se consideran ángulos “ $\delta$ ” negativos (como caso extremo se incluye  $\delta = 0$ ). Para valores positivos del ángulo “ $\delta$ ” esta teoría no es aplicable, y sería necesario aplicar la fórmula del método de Coulomb o de Rankine. De entre estas últimas se debe elegir una u otra con criterio semejante al que se cita en 3.7.5.2 al comparar estos métodos.

En la Fig. 3.7.26 se dan valores del coeficiente de empuje pasivo horizontal  $K_{ph}$  para muros verticales que empujan sobre terrenos con pendiente. En esas figuras se incluyen pendientes positivas y negativas. Para valores del ángulo  $\beta$  menores que los indicados en la figura, este método dejaría de ser aplicable y habría de utilizarse la solución de Coulomb o de Rankine.

**Figura 3.7.25. Coeficiente de empuje pasivo horizontal,  $K_{ph}$ , para muros verticales y relleno de trasdós horizontal**

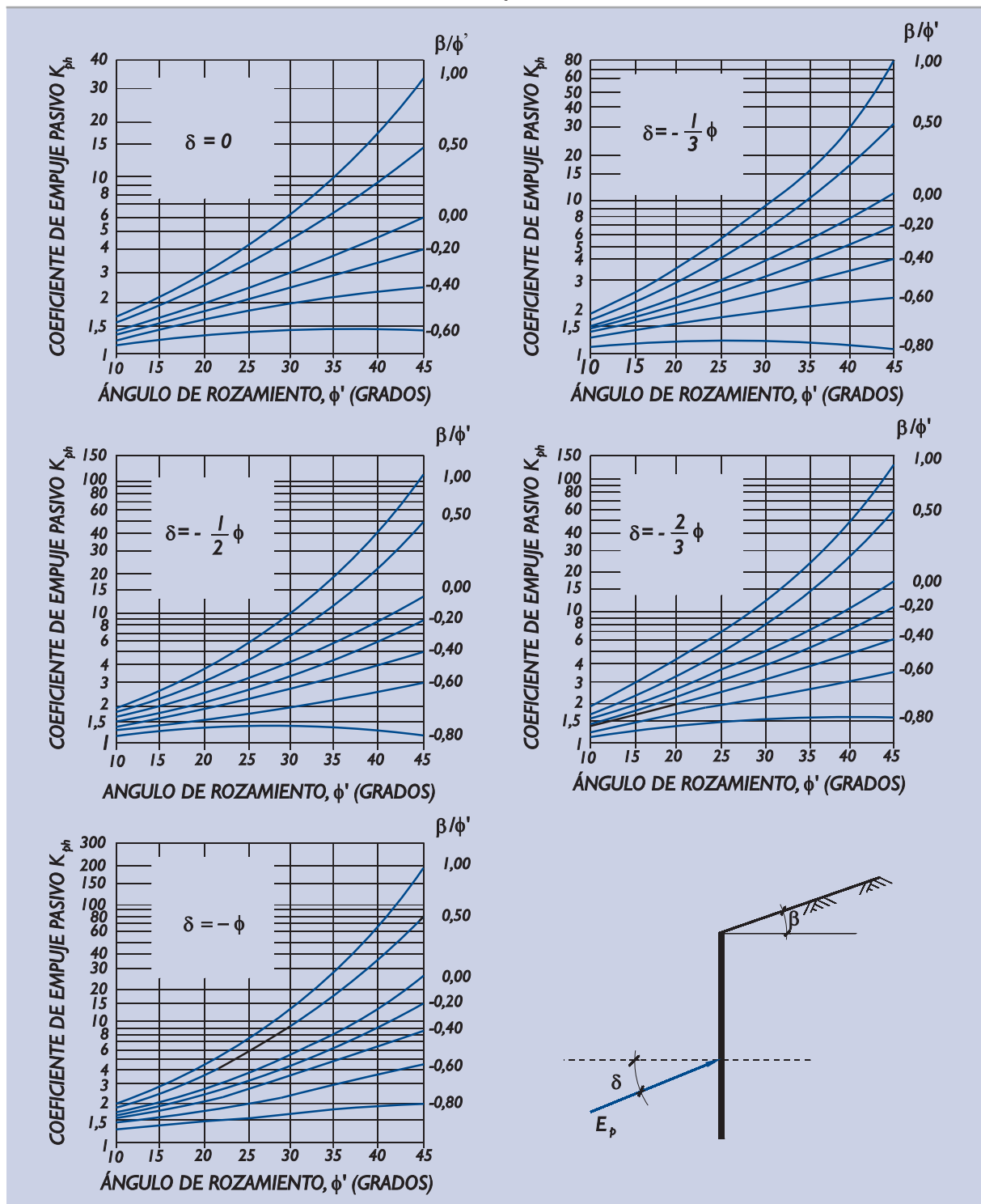


Nota: Sólo se incluyen datos para valores negativos del ángulo “ $\delta$ ”. Para valores positivos ver texto.

### 3.7.7.3 Cálculo del empuje pasivo

El cálculo del empuje pasivo por el procedimiento basado en el concepto de coeficiente de empuje pasivo que se viene describiendo en este apartado 3.7.7 requiere la consideración separada de varias componentes del empuje. Son el empuje efectivo debido al peso de las tierras, el empuje del agua, el incremento de empuje debido a la cohesión y el incremento de empuje debido a las sobrecargas.

El empuje efectivo debido al peso del terreno se puede calcular integrando a lo largo del paramento del muro la ley de las componentes horizontales del empuje unitario. El cálculo es en todo semejante al descrito en el apartado 3.7.5.3 para los empujes activos horizontales sin más que cambiar  $K_{ah}$  por  $K_{ph}$ .

Figura 3.7.26. Coeficientes de empuje pasivo horizontal  $K_{ph}$  para muros verticales

Conocida la componente horizontal del empuje se puede determinar la componente vertical, ya que la orientación del empuje es conocida.

El empuje debido al agua intersticial se obtiene por integración de la ley de presiones intersticiales en la línea de referencia BC que pasa por el pie del muro B y corta al nivel freático en el punto C. (ver Fig. 3.7.22). Esta línea

se supondrá inclinada un ángulo  $45^\circ - (\phi/2)$  con la horizontal. En caso de varios terrenos es conservador, para estos cálculos, considerar el mayor valor de  $\phi$ .

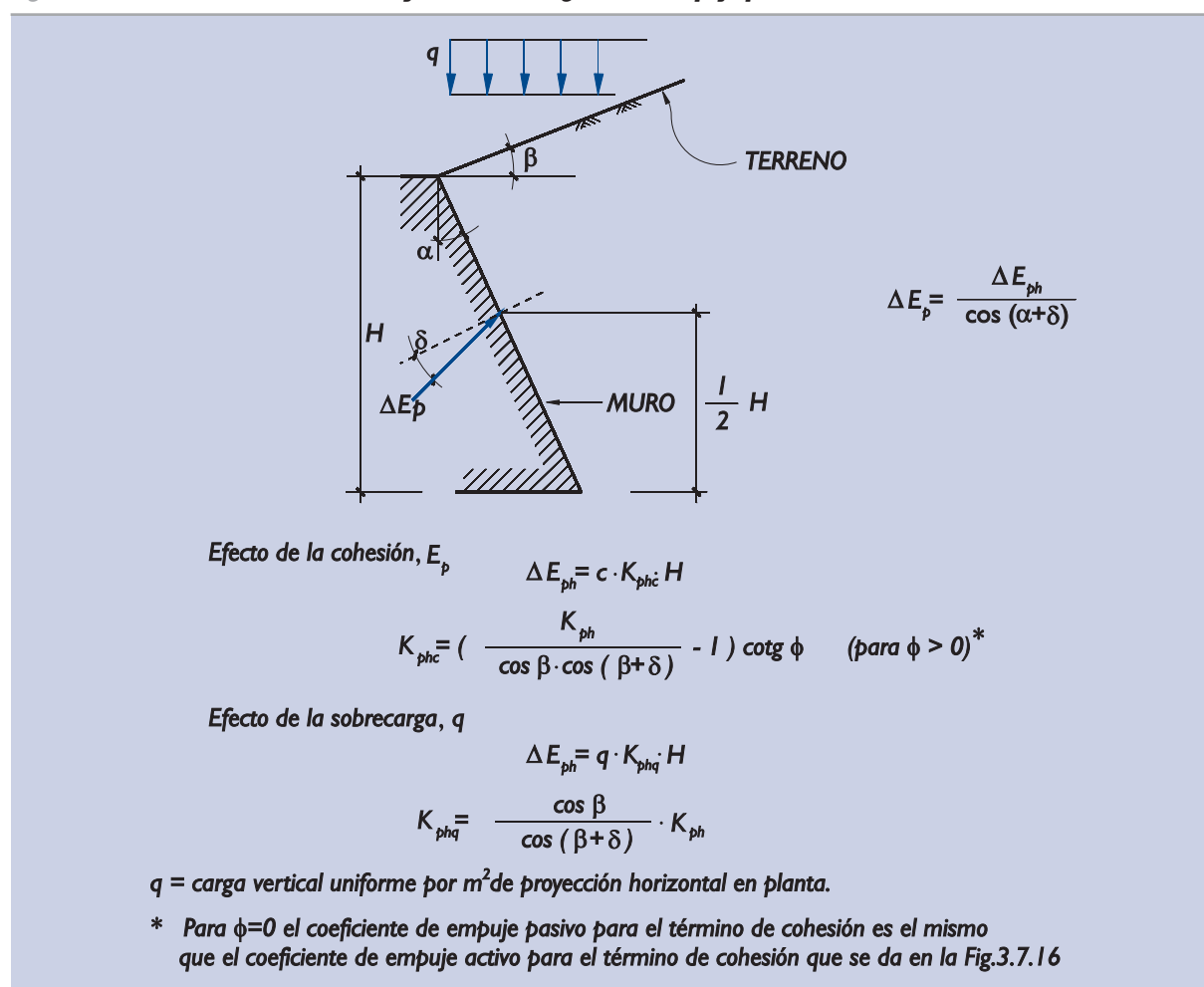
A excepción de la inclinación de esta línea AC, el cálculo del empuje del agua es en todo idéntico al indicado en el punto 3.7.5.4.

El aumento de empuje debido a la cohesión puede estimarse tal como se indica en el esquema de la Fig. 3.7.27.

El aumento de empuje debido a sobrecargas uniformes en coronación puede estimarse tal como se indica en esa misma figura.

Estos incrementos de empuje, según se indica en la figura, se calculan determinando, en primer lugar, su componente horizontal. La dirección conocida del empuje (desviado un ángulo “ $\delta$ ” respecto a la normal del muro) permitirá calcular la componente vertical correspondiente.

**Figura 3.7.27. Efecto de la cohesión y las sobrecargas en el empuje pasivo**



### 3.7.8 Cálculo del empuje al reposo

El cálculo del empuje al reposo puede ser necesario en la comprobación de algunos Estados Límite de Servicio así como en algunos estados límite asociados con el comportamiento estructural del muro.



El concepto teórico de empuje al reposo corresponde a la situación ideal de movimiento nulo del muro respecto al terreno. Esa situación puede darse en aquellos casos en los que las coacciones externas impiden el movimiento del muro. Muros bien cimentados en roca pueden estar sometidos a empujes similares a los de esa situación ideal.

El método de cálculo de empujes al reposo que se recomienda está basado en el concepto del coeficiente de empuje al reposo,  $K_o$ , que se define como cociente entre el empuje unitario efectivo causado por el peso de las tierras y la tensión efectiva vertical de referencia definida en el apartado 3.7.5.1. Esto es,

$$K_o = \frac{e}{\sigma'_v \cos \alpha}$$

En esa definición se indica una línea de referencia, BC, para considerar la influencia del agua (ver Fig. 3.7.11). Para este caso esa línea de referencia debe estar inclinada  $45^\circ$  respecto a la horizontal.

Teóricamente, si el esqueleto del suelo se comportase elásticamente, con el mismo módulo de Poisson,  $\nu$ , durante todo el proceso de trasdosado del muro, el valor de  $K_o$ , sería:

$$K_{o(\text{elástico})} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

siendo  $\nu$  el coeficiente de Poisson.

Pueden ocurrir, sin embargo, otros procesos anelásticos en la generación de las presiones horizontales. Por ese motivo se recomienda calcular el valor de  $K_o$  mediante la siguiente expresión analítica:

$$K_o = (1 - \sin \phi) \text{OCR}^{\frac{1}{2}}$$

donde:

OCR = razón de sobreconsolidación, definida en 2.2.10.2.

$\phi$  = ángulo de rozamiento.

En suelos granulares debe entenderse como razón de sobreconsolidación el cociente entre la presión equivalente de compactación y la presión efectiva vertical en las proximidades del trasdós del muro.

En la compactación de los suelos granulares se producen tensiones que equivalen a presiones estáticas de entre 1 y 3 bares, según la energía de compactación. Este rango de presiones permite obtener una idea de la razón de sobreconsolidación a utilizar en la fórmula anterior.

Teóricamente, en la superficie de un relleno granular compactado se alcanzan valores infinitos del parámetro OCR. El límite práctico recomendado para este parámetro es del orden de 2 (compactación ligera) a 4 (compactación intensa).

En suelos arcillosos puede seguirse el mismo procedimiento de evaluación pero considerando posibles valores más altos del parámetro OCR cerca de la superficie, de hasta 4 para compactaciones ligeras y 9 para compactaciones enérgicas.

El cálculo del empuje al reposo en muros con trasdós quebrado, con rellenos heterogéneos no compactos ( $K_o < 1$ ), con superficies del terreno no horizontales y con varios tipos de sobrecargas puede hacerse mediante los procedimientos descritos en apartados anteriores, como si se tratara de un caso de empuje activo, pero con un ángulo de rozamiento virtual más bajo que el real. Se considera admisible, en esos casos, suponer un ángulo de rozamiento ficticio,  $\phi_{\text{equivalente}}$ , dado por la expresión:

$$\operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi_{\text{equivalente}}}{2}\right) = K_o$$

Normalmente la superficie externa del relleno tendrá una inclinación nula o moderada (ángulo  $\beta$ ). Si ocurriese que  $\phi_{\text{equivalente}} < \beta$  se encontraría una situación incompatible. En estos casos se recomienda, además de revisar las condiciones de estabilidad global de la obra, realizar el cálculo del empuje al reposo suponiendo  $\phi_{\text{equivalente}} = \beta$ .

En general, y salvo una justificación expresa, se supondrá que el empuje al reposo actúa sobre el plano de trasdós con un ángulo de desviación respecto a la normal,  $\delta$ , igual al que resultaría de la aplicación del método de Rankine. Ver Fig. 3.7.6.

Tras determinar el valor del coeficiente de empuje al reposo y la orientación de su línea de acción se pueden calcular los empujes efectivos debidos al peso del terreno con los mismos procedimientos utilizados en el caso de empuje activo, tal como se explica en 3.7.5.3.

El empuje del agua debe calcularse tal como se indica en el apartado 3.7.5.4 sin más que cambiar la inclinación de la línea de referencia AC que, en este caso, estará inclinada  $45^\circ$  respecto a la horizontal.

El efecto que producen las sobrecargas sobre muros que no pueden moverse debe calcularse admitiendo la teoría de la elasticidad. En estos casos, la simulación de no deformación puede hacerse mediante la colocación de una carga virtual adicional simétrica de la real respecto al plano del trasdós del muro. Las soluciones publicadas en los textos de geotecnia permiten la resolución de un buen número de casos de carga.

Estas soluciones de la teoría de la elasticidad implican deformaciones verticales entre el muro y el terreno que, en general, no serán reales; a pesar de ello se consideran aplicables al caso.

### 3.7.9 Consideración de algunos casos singulares

La comprobación de los Estados Límite Últimos de carácter geotécnico requerirá el análisis de situaciones singulares no contempladas expresamente en los apartados precedentes. El ingeniero deberá definir el procedimiento de cálculo concreto aplicable a cada caso siguiendo, en lo posible, las recomendaciones precedentes.

En este apartado se consideran cuatro situaciones singulares que pueden producirse con alguna frecuencia. Los procedimientos de análisis que se recomiendan pueden servir de guía no sólo para ayudar al ingeniero en estos casos concretos, sino también para indicar ciertas ideas simplificativas sobre cómo abordar otras situaciones similares.

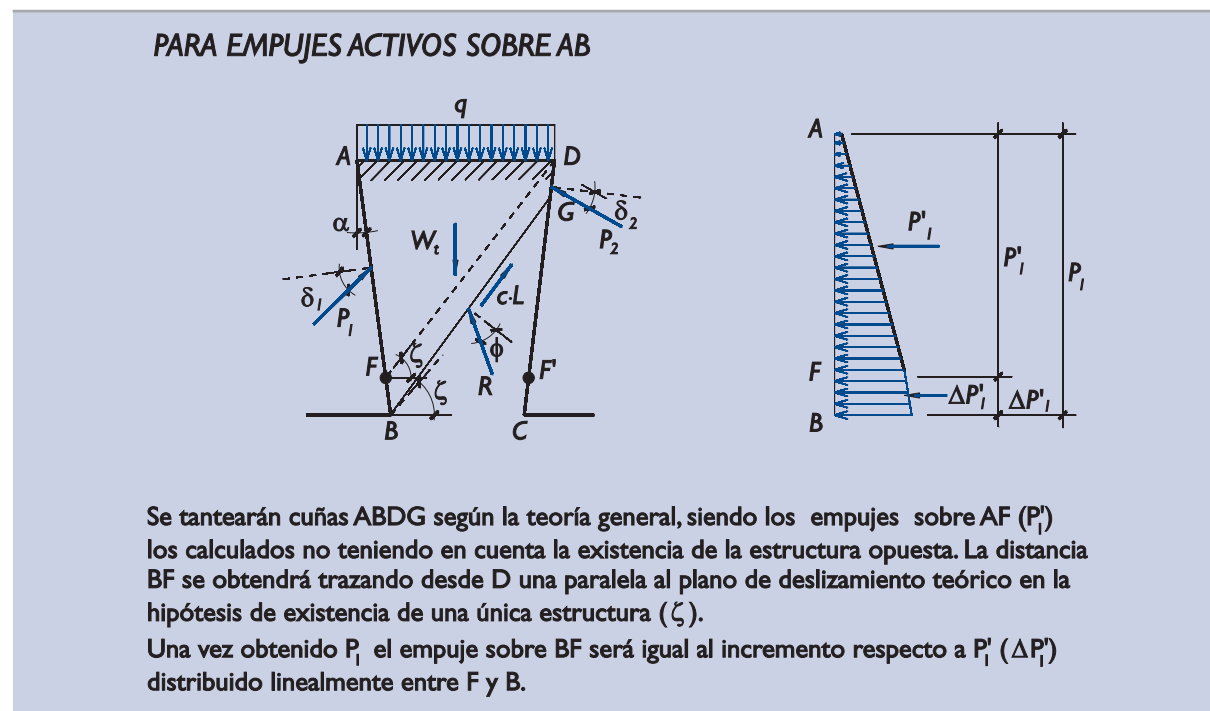
#### 3.7.9.1 Empuje activo en muros paralelos

La situación de dos muros paralelos sobre los que actúa simultáneamente el empuje activo provocado por un trasdós común a ambos puede darse en algunos puntos concretos de obras portuarias. Ocurre en los muros laterales de contención de terraplenes estrechos que se construyen como accesos a puentes de gran altura.

El cálculo del empuje activo sobre dos muros paralelos se ilustra esquemáticamente en la Fig. 3.7.28 donde, además, se describe el proceso de cálculo recomendado.

El cálculo del empuje, en cada uno de los muros, es independiente de la presencia del otro hasta una cierta profundidad (punto F de la figura) en la que comienza el proceso de interferencia.

Figura 3.7.28. Empuje activo sobre muros paralelos próximos



El cálculo del empuje en la zona inferior (tramo FB en la figura) ha de hacerse por algún procedimiento aproximado. El que se describe en la Fig. 3.7.28 es suficientemente exacto, aunque su aplicación exige que exista una separación mínima entre los muros de manera que el punto “G” esté situado dentro de la zona donde no existe interferencia en el empuje entre muros. Esto es, por encima del punto F' del muro derecho, que sería el homólogo del punto F que se indica en esa figura.

Cuando los muros están tan próximos que ese efecto llega a ocurrir, el empuje sobre la parte inferior bajo la zona de interferencia ( $\Delta P'$  en la mencionada figura) puede calcularse con la expresión:

$$\Delta P'_i = \frac{\left[ \frac{1}{2} W - \frac{1}{8} d^2 \operatorname{tg} \phi \right]}{\operatorname{tg}(\alpha + \delta)} - P'_i$$

donde:

W = peso efectivo total del relleno más la componente vertical de posibles cargas y sobrecargas.

d = distancia horizontal entre el talón de los muros (distancia BC en la figura).

Este procedimiento simplificado implica que todo el peso del relleno y las sobrecargas es soportado por la componente vertical de los empujes, excepto el correspondiente a una pequeña cuña inferior de base plana BC y ángulo  $\phi$  en B y en C.

Cuando alguno de los dos ángulos  $\alpha$  o  $\delta$ , o ambos simultáneamente, son pequeños, la expresión anterior puede conducir a empujes muy altos. En esos casos el mecanismo de rotura es diferente y el empuje sobre cada muro tiene un límite superior, que es el correspondiente al cálculo general suponiendo que el otro muro no existe.

El efecto silo, correspondiente a la rotura del material quedando fijas las paredes, es en cierto modo semejante a la situación creada por dos muros paralelos muy próximos y las soluciones de la teoría del efecto silo pueden ayudar en la evaluación de los empujes. El efecto silo se comenta con algún detalle en el apartado 3.7.9.4.

### 3.7.9.2 Pantallas de anclaje enterradas

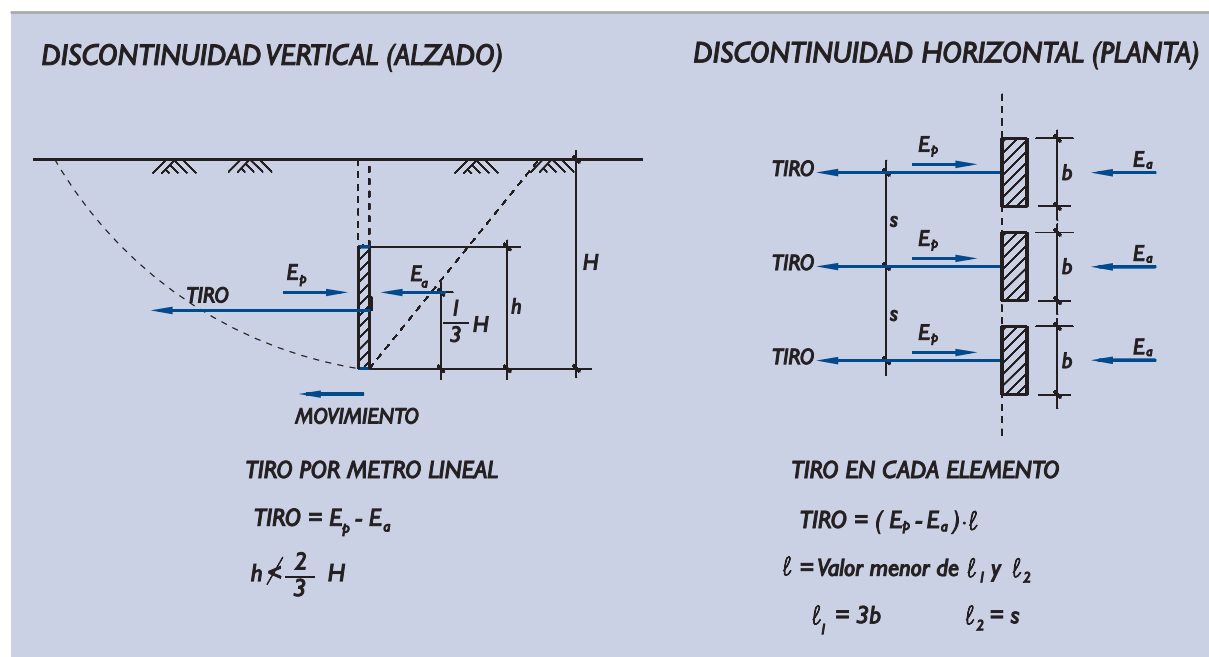
Los muros de contención de tipo pantalla requieren, en general, ser soportados mediante anclajes. Estos anclajes pueden transferir la carga a estructuras enterradas de diversa tipología.

Una situación relativamente frecuente es el caso de pantallas discontinuas, ya sea en sentido vertical, porque no llegan hasta la superficie del terreno, ya sea en sentido horizontal porque la separación entre anclajes es bastante elevada.

En la Fig. 3.7.29 se indican esquemáticamente soluciones aproximadas que pueden adoptarse en el cálculo de los tiros correspondientes.

Cuando la discontinuidad vertical es tal que el elemento enterrado tiene una altura inferior  $2/3$  de la altura total, la simplificación indicada puede conducir a resultados muy optimistas. Otras aproximaciones más convenientes se indican en el apartado 4.4.5.3.

**Figura 3.7.29. Cálculo del tiro en algunas estructuras discontinuas**



### 3.7.9.3 Pilotaje en el trasdós de los muros

El soporte de caminos de rodadura de las grúas que suelen existir en los muelles lleva a situaciones similares a la indicada en el esquema de la Fig. 3.7.30. Otros motivos pueden conducir a situaciones análogas.

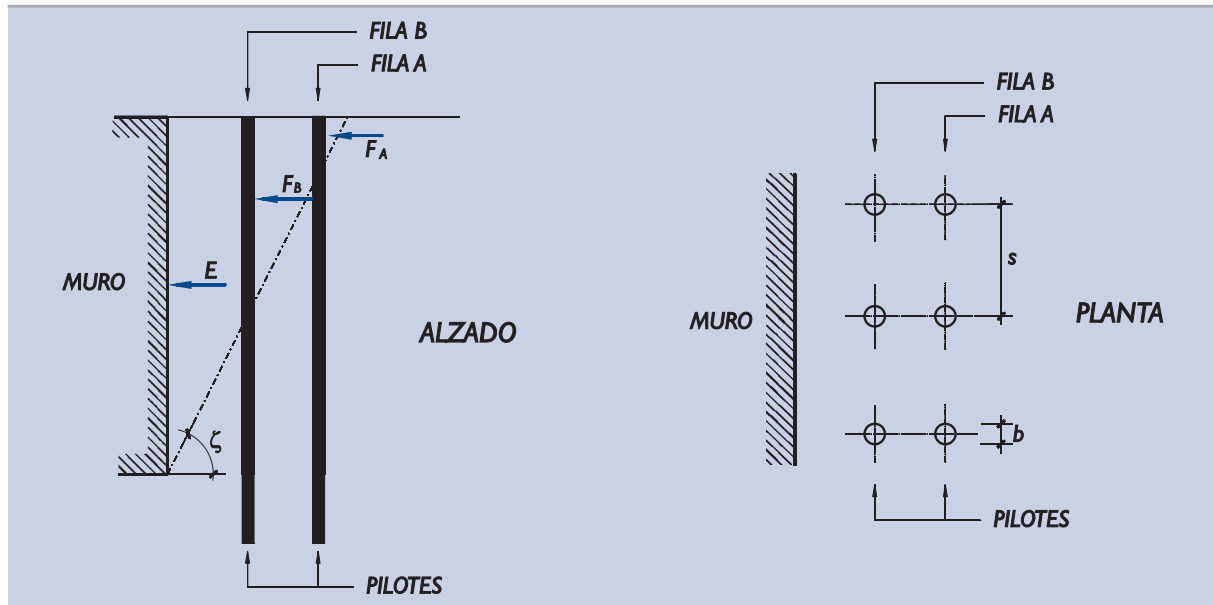
La estimación de empujes activos debe hacerse, en estos casos, por algún procedimiento simplificado, ya que no existe ninguna solución analítica sencilla que permita el cálculo directo de los empujes.

El cálculo del empuje activo puede realizarse suponiendo varias líneas de rotura, que en la figura, a efectos de simplificar la idea, se ha supuesto plana. En problemas con trasdós heterogéneo la línea de rotura más desfavorable puede ser quebrada.

Cada línea de rotura dará origen al cálculo de varias rebanadas verticales (ver apartado 3.7.4). En este caso, algunos planos de separación de esas rebanadas deben coincidir con los pilotes.

El cálculo de cada rebanada conduce a un empuje en el contacto entre rebanadas, alguno de los cuales corresponderá al plano del primer pilotaje (fila A).

**Figura 3.7.30. Empujes sobre pilotes en el trasdós de un muro**



El empuje activo sobre la alineación externa se supondrá igual al mayor valor de los dos siguientes:

$$F_A = E_A \cdot s$$

ó

$$F_A = E_A \cdot 3b$$

Para el cálculo de la rebanada siguiente se supondrá que el empuje de la rebanada anterior,  $E_A$ , se modifica al valor  $E_A^*$ , dado por:

$$E_A^* = E_A - \frac{F_A}{s}$$

El cálculo de las rebanadas siguientes debe proseguirse de la manera general hasta la rebanada cuya cara vertical izquierda (más próxima al muro) coincida con la siguiente alineación del pilotaje.

Con el empuje en esa cara se pueden calcular el empuje sobre esa alineación del pilotaje y el empuje transmitido a la rebanada siguiente.

El empuje soportado por el pilotaje sería el menor de los dos siguientes:

$$F_B = E_B \cdot s$$

$$F_B = E_B \cdot 3b$$

El empuje transmitido por el terreno a la rebanada siguiente sería:

$$E_B^* = E_B - \frac{F_B}{s}$$

La continuación del proceso conduciría a definir el empuje sobre el muro.

Se deben tantear, en este proceso, varias líneas de rotura posibles, siempre inclinadas respecto a la horizontal un ángulo superior al ángulo de rozamiento del terreno.

Se acepta, como simplificación, definir como empuje activo en cada pilote y en el muro aquel valor que, en cada elemento, resulte máximo durante el proceso de tanteo. Esto ocurrirá, en general, para cada uno de los elementos, con una línea de rotura diferente.

### 3.7.9.4 Efecto silo

Los materiales ensilados ejercen presiones sobre las paredes de los silos que pueden estimarse mediante procedimientos similares a los casos de empuje activo. Al vaciar los silos por su parte inferior, el material que lo rellena se rompe movilizando completamente su resistencia en el contacto con las paredes.

Otra situación típicamente portuaria, que podría ser similar a la de los silos, se produce en el relleno de las celdas estrechas y altas en los cajones prefabricados y fondeados. El asiento del propio relleno, a medida que se va realizando, moviliza el rozamiento tierras-pared y descarga las tensiones verticales en el fondo.

Por ese motivo ha parecido bien recoger en esta ROM 0.5 la solución clásica del efecto silo que se describe a continuación.

En esta teoría se supone que el material ensilado se comprime contra las paredes con una tensión cuyas componentes son  $\sigma_n$  y  $\tau$ , tal que:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{\tau}{\sigma_n}$$

siendo  $\delta$  el ángulo de rozamiento entre el material ensilado y las paredes del silo.

La presión vertical sobre planos horizontales, que aquí se denomina  $p_v$ , será menor que la correspondiente al peso de toda la altura de material ensilado, ya que parte de la carga vertical se transmite por rozamiento a las paredes del silo.

Por otro lado, ha de suponerse que existe una relación entre la componente horizontal del empuje contra las paredes y la presión vertical. Esa relación es:

$$\sigma_n = K_{oh} \cdot p_v$$

donde  $K_{oh}$  es un coeficiente de empuje horizontal en condiciones similares a las del reposo, ya que las paredes no se mueven. Ese coeficiente sería similar al que corresponde a un muro vertical ( $\alpha = 0$ ) con terreno de trasdós horizontal ( $\beta = 0$ ) de un material puramente friccional cuyo ángulo de rozamiento sea el del material ensilado y que actúa formando un ángulo  $\delta$  respecto a la normal, positivo (componente de rozamiento hacia abajo) e igual al del rozamiento entre el material ensilado y las paredes del silo.

La solución de la ecuación de equilibrio vertical conduce a la siguiente expresión de la presión vertical.

$$p_v = \gamma \cdot z_o \cdot \left(1 - e^{-\frac{z}{z_o}}\right) + q \cdot e^{-\frac{z}{z_o}}$$

donde:

- $\gamma$  = peso específico del material ensilado.
- $z$  = profundidad medida desde la superficie superior del material ensilado.
- $z_o$  = profundidad de referencia.
- $q$  = sobrecarga que, eventualmente, pueda existir en superficie.

La profundidad de referencia,  $z_o$ , depende de las dimensiones del silo, de la resistencia del material y de la resistencia del contacto del material ensilado con la pared del silo. Viene dada por la expresión siguiente:

$$z_o = \frac{A}{K_{oh} P \operatorname{tg} \delta}$$

donde:

$A$  = área de la sección recta de la celda del silo.  
 $P$  = perímetro interior del silo.

y donde  $K_{oh}$  y  $\delta$  tienen los significados antes mencionados.

Esta solución permite calcular no sólo " $p_v$ " a cualquier profundidad " $z$ ", sino también otras tensiones de interés tales como " $\sigma_n$ " y " $\tau$ ", directa y proporcionalmente relacionadas con ella, como se ha indicado en los párrafos precedentes.

Conviene completar este apartado del efecto silo añadiendo algunas consideraciones sobre los valores adecuados de los parámetros de cálculo.

Para rellenos granulares, excepto pedraplenes y escolleras, se recomienda utilizar:

$K_{oh} = 0,5$                       En procesos de llenado del silo.  
 $K_{oh} = 1,0$                       En procesos de vaciado del silo.

y como valores del ángulo " $\delta$ "

$\delta = 0,75 \phi$                       En procesos de llenado.  
 $\delta = 0,60 \phi$                       En procesos de vaciado.

siendo  $\phi$  el ángulo de rozamiento interno del relleno.

En materiales pulverulentos se debe adoptar  $\delta = \phi$ , ya sea en procesos de llenado como en procesos de vaciado.

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.

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

### 3.7.10 Empuje sobre entibaciones

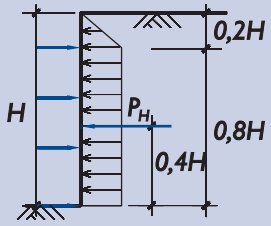
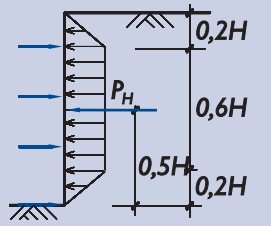
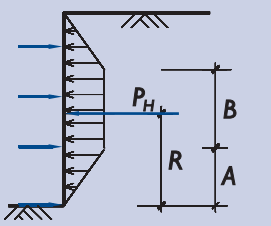
En las excavaciones en zanja los empujes sobre las entibaciones son poco parecidos a las leyes trapezoidales típicas de los empujes activos y pasivos utilizados en los cálculos de los apartados precedentes.

En los casos de obras de cierta envergadura puede ser necesario recurrir a un cálculo complejo que simule el proceso de ejecución de la obra mediante modelos de elementos finitos o mediante modelos de muelles como el indicado en el apartado 3.7.11.2.

En la mayoría de los casos, sin embargo, no será preciso un cálculo complejo y bastará con una aproximación sencilla.

Las leyes de empuje que deben suponerse en estos casos son las deducidas de la observación de empujes en este tipo de obras. En la Fig. 3.7.31 se indican leyes de empuje recomendables.

Figura 3.7.31. Empujes del terreno sobre entibaciones

SUELOS GRANULARES SUELTOS	SUELOS GRANULARES DENSOS	SUELOS COHERENTES
 $0.8 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos \delta$ $P_H = 0.72 K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cos \delta$	 $0.8 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos \delta$ $P_H = 0.64 K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cos \delta$	 $2 < N_0 < 5$ $P_H = 0.78 \cdot H \cdot \sigma_H$ $\sigma_H = \gamma \cdot H - 1.5 (1 + N_0) \cdot c$ $A = 0.15H; B = 0.55H; R = 0.46H$ $5 < N_0 < 10$ $P_H = 0.78 \cdot H \cdot \sigma_H$ $\sigma_H = \gamma \cdot H - 4c$ $A = 0.15H; B = 0.55H; R = 0.46H$ $10 < N_0 < 20$ $P_H = (21 - 0.055N_0) \cdot H \cdot \sigma_H$ $\sigma_H = \gamma \cdot H - (8 - 4N_0) \cdot c$ $A = (3 - 0.015N_0) \cdot c$ $B = (1.1 - 0.055N_0) \cdot H$ $R = 0.38H$ $N_0 > 20$ $P_H = 0.5 \cdot H \cdot \sigma_H$ $\sigma_H = \gamma \cdot H$ $A = B = 0$ $R = 0.33H$
<p><b>LEYENDA :</b></p> <p><math>N_0</math> (número de estabilidad) = <math>\frac{\gamma \cdot H}{c}</math></p> <p><math>\gamma</math> : peso específico aparente del suelo.</p> <p><math>H</math> : altura del elemento de contención sobre la base de la excavación.</p> <p><math>c</math> : cohesión.</p> <p><math>K_a</math> : coeficiente de empuje activo.</p> <p><math>\delta</math> : ángulo de rozamiento terreno-pared.</p>		

### 3.7.11 Modos de fallo más usuales de las estructuras de contención

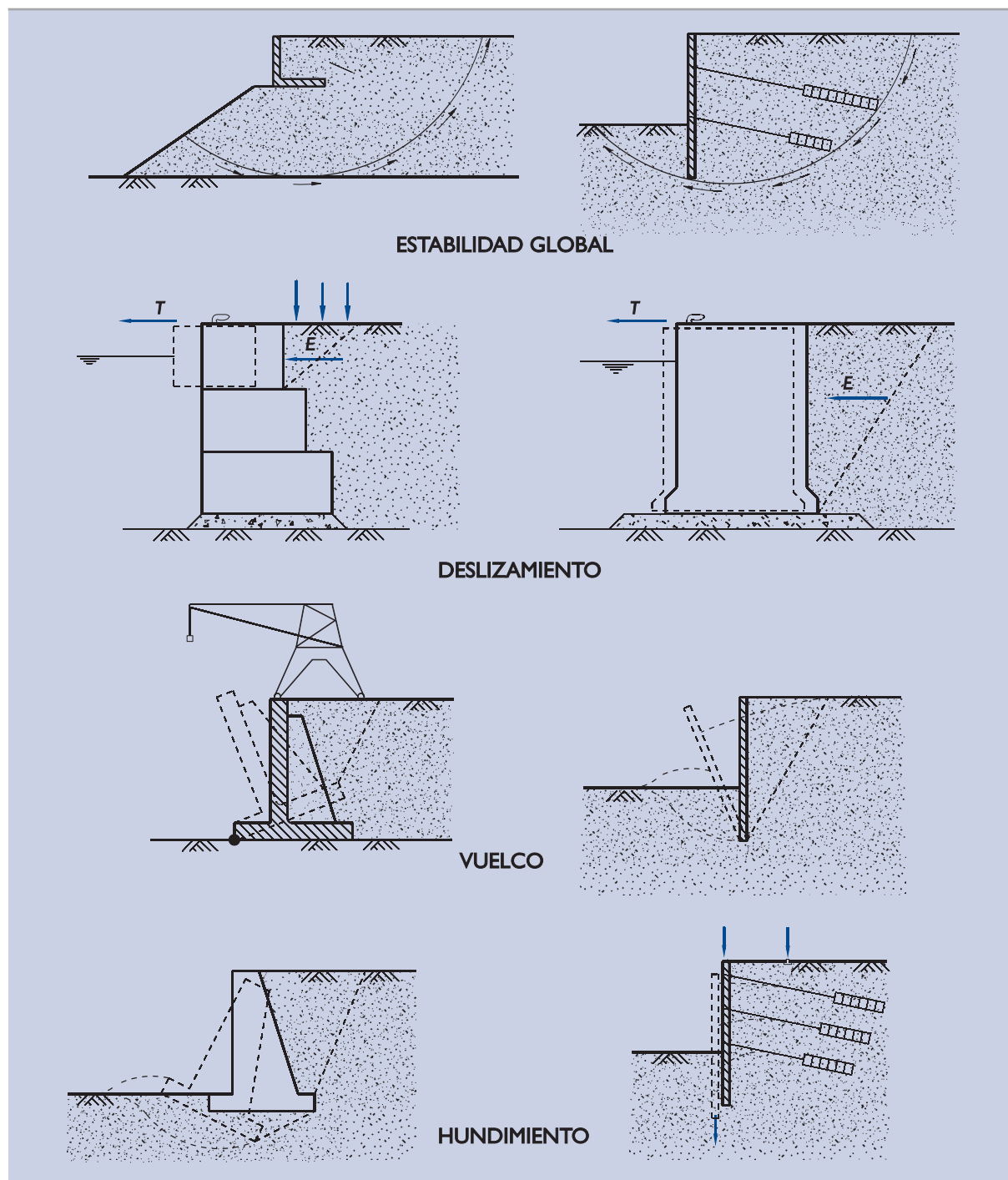
#### 3.7.11.1 Estados Límite Últimos

Los modos de fallo <sup>(17)</sup> que pueden provocar la ruina de la obra de contención en los que la resistencia del terreno tiene el papel preponderante son:

(17) Para facilitar la descripción de los distintos modos de fallo se incluyen unos croquis que los intentan representar. Ver Fig. 3.7.32.



**Figura 3.7.32. Esquema de algunos modos de fallo**



## ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS DE TIPO GEOTÉCNICO GEO

### a. Estabilidad global

La obra de contención y el terreno que la rodea pueden fallar globalmente, unidos, debido a un deslizamiento profundo causado por zonas del terreno que pueden no estar en contacto, ni próximas, a la estructura de contención.

Este mecanismo de fallo se debe analizar por los procedimientos generales que se explican en el apartado 3.8.

#### **b. Deslizamiento**

El mecanismo de fallo más común en estructuras de contención de tipo gravedad es el deslizamiento de la estructura de contención según el plano de cimentación, cuando ésta es superficial.

Este mecanismo de rotura se describe en el apartado 3.5 correspondiente a cimentaciones superficiales.

#### **c. Vuelco**

El vuelco es un mecanismo de fallo de estructuras de contención de gravedad cimentadas superficialmente sobre terrenos firmes. En suelos blandos la rotura por hundimiento ocurre antes del vuelco.

En los muros pantalla pueden darse distintas situaciones de rotura asimilables al vuelco cuando fallan los anclajes o falla la zona de empotramiento.

#### **d. Hundimiento**

Cuando las cargas actuantes sobre el cimiento de una obra de contención de gravedad superan la capacidad portante del terreno se produce el hundimiento que, en general, se traduce en un asiento, un desplazamiento y un giro.

Dado que las cargas sobre los cimientos de los muros son en general inclinadas y en muchas ocasiones excéntricas, la capacidad portante del terreno, en las cimentaciones superficiales, o la capacidad resistente del pilotaje, en caso de cimentaciones profundas, es un tema que requiere una atención especial.

Las cargas de hundimiento de distintos tipos de cimentaciones se analizan en los apartados 3.5 y 3.6.

En los muros pantalla pueden darse situaciones similares a las del hundimiento cuando las cargas verticales son grandes. Esto puede ocurrir cuando se disponen anclajes orientados hacia abajo o cuando el ángulo “ $\delta$ ” es grande o cuando se colocan cargas verticales sobre su cabeza.

#### **e. Levantamiento del fondo**

Además de los mecanismos generales descritos existen algunos particulares de las estructuras de contención utilizadas para entibar excavaciones.

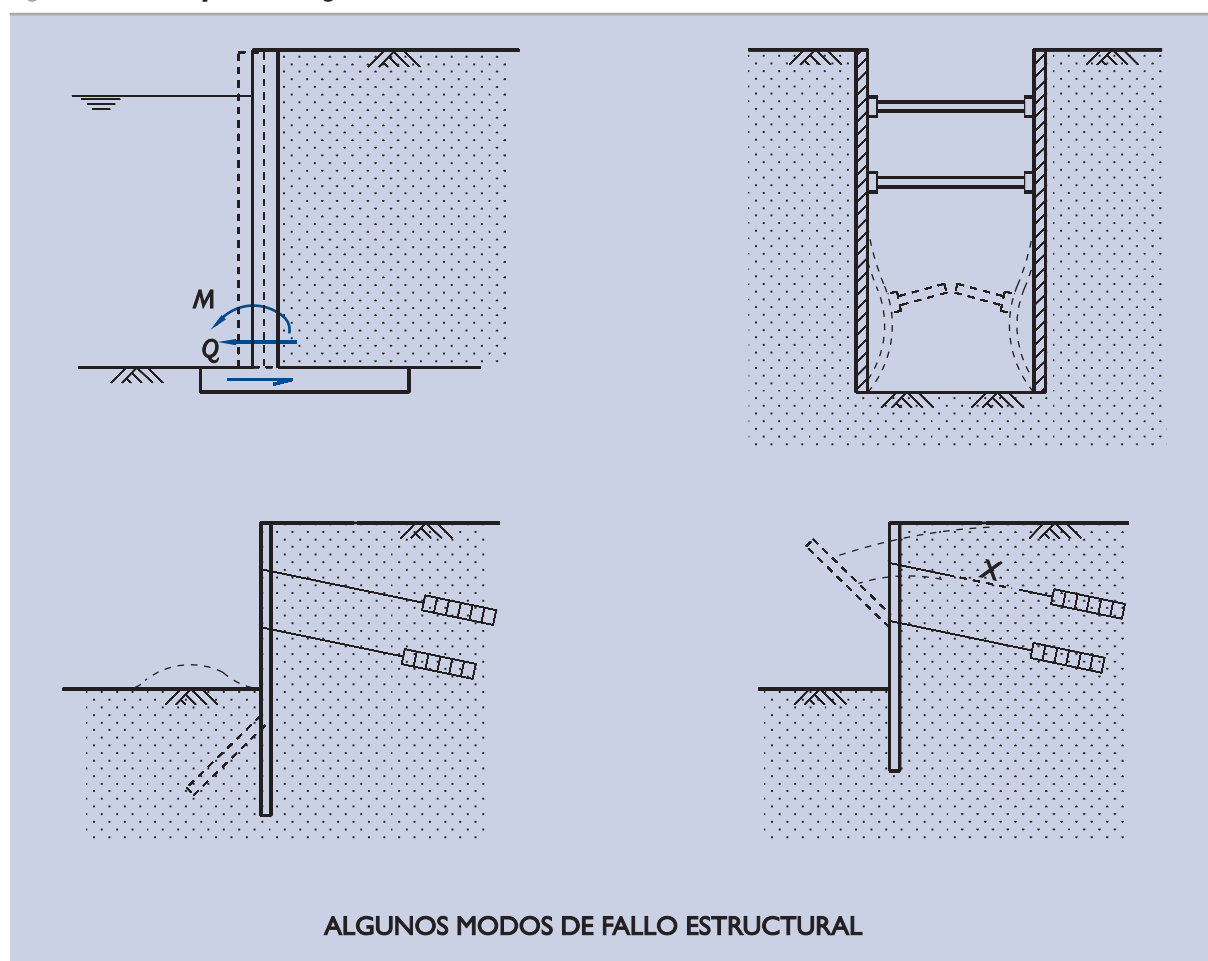
Cuando el suelo es poco resistente y la entibación, como suele ser normal, no se prolonga más allá del fondo de excavación, puede producirse el levantamiento del fondo con hundimiento simultáneo del terreno en el trasdós de la excavación.

Un problema similar puede ocurrir por el efecto de las filtraciones verticales hacia arriba en el pie de los muros pantalla (lado de intradós). El problema es también conocido con el nombre de “sifonamiento”.

### **ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS DE TIPO ESTRUCTURAL STR**

Los fallos estructurales de los elementos de contención son de especial importancia. Alguno de ellos se representan en la Fig. 3.7.33. El estudio de este tipo de fallos, por agotamiento de la capacidad resistente de la estructura, se sale del ámbito de esta ROM.

En los muros de hormigón en masa pueden producirse tracciones o esfuerzos de corte que provoquen su rotura y el deslizamiento de una parte del muro sobre otra.

**Figura 3.7.33. Esquema de algunos modos de fallo estructural**

En los muros de hormigón armado el cálculo estructural está estrechamente ligado a los empujes del terreno. En el apartado 3.7.8 se dan recomendaciones sobre el proceso de estimación de empujes al reposo que permitirían evaluar los esfuerzos estructurales en condiciones próximas a las de servicio.

Las pantallas flexibles y, sobre todo, sus anclajes han de tener capacidad resistente suficiente para soportar directamente los empujes y transmitirlos a las zonas alejadas del peligro de inestabilidad global.

El fallo estructural de las entibaciones, ya sea en los elementos en contacto con el terreno, por flexión o corte, o en los puntales o codales, por compresión excéntrica, es un problema a abordar en este tipo de obra de contención.

Los elementos de cimentación de las obras de gravedad, ya sean zapatas corridas superficiales o encepados que recogen los pilotes de una posible cimentación profunda, son partes esenciales de la estructura cuya capacidad debe verificarse.

Cada obra en concreto puede presentar formas de fallo particulares cuyo estudio detallado se sale del alcance de esta ROM.

Mención expresa debe hacerse de las obras de recintos tablestacados, que presentan modos de fallo específicos de rotura por corte interior o por vuelco o roturas estructurales por tracción en uniones de carácter local.

Otros modos de fallo que pueden ocurrir en estructuras de contención de empujes de tierras son, sin pretender una relación exhaustiva, los siguientes:

- ◆ Excavaciones o socavaciones en su zona de intradós.
- ◆ Erosiones causadas por filtraciones a través o en el entorno de la obra y/o caudales de filtración excesivos en obras en las que se pretenda cierta estanqueidad.
- ◆ Variaciones del régimen de agua en el entorno, inducidas por la obra de contención y que puedan provocar ascensos o descensos del nivel freático no deseados, que puedan dañar estructuras u otras obras próximas.
- ◆ Modificación del régimen erosivo local que afecte al entorno o a la propia obra en zonas costeras.
- ◆ Movimientos inducidos por anclajes que transmitan la carga próxima a cimientos de otras estructuras.
- ◆ Posibles efectos nocivos de las vibraciones durante la hinca de tablestacas o durante la compactación de rellenos.

Por otro lado, las consideraciones relativas a cimentaciones superficiales y profundas, según el caso, que se mencionan en los apartados 3.5.3 y 3.6.3 deben tenerse en cuenta al proyectar estructuras de contención.

Todos estos modos de fallo deben ser analizados debidamente siguiendo los procedimientos generales que se indican en esta ROM. En los apartados siguientes se incluyen algunas recomendaciones complementarias, únicamente para tres problemas específicos, que son el vuelco de los muros de gravedad, la rotura del terreno en los muros pantalla y el levantamiento de fondo de las excavaciones entibadas. Los otros modos de fallo deben analizarse por los procedimientos generales ya indicados.

### 3.7.11.1.1 CARACTERIZACIÓN DE LAS SITUACIONES DE PROYECTO

Para el estudio de los Estados Límite Últimos de las estructuras de contención deben considerarse unas situaciones de proyecto que representen con la mayor fidelidad posible la realidad de la obra. A continuación se dan algunas recomendaciones al respecto.

#### a. Definición de los parámetros geométricos

Los parámetros geométricos de las obras de contención deben quedar claramente definidos en cada situación a analizar y deben ser comunes a todos los análisis de tipo geotécnico. Aunque se puedan hacer estudios de sensibilidad a la variación de ciertos parámetros geométricos, siempre se mantendrá una geometría básica común.

La representación de los contactos entre distintos terrenos bajo la cimentación de la obra, y en general del subsuelo, se hará atendiendo a lo recomendado en 3.3.5.1, 3.5.3.1 y 3.6.3.1, según corresponda.

En general, es de especial interés en obras de contención la definición precisa de los niveles de tierra en el trasdós y, con carácter de máxima importancia, los niveles freáticos en el entorno de la obra y su posible oscilación, de acuerdo con lo definido en 3.3.5.1 y 3.4.4.1.

Deben tenerse presentes posibles socavaciones o excavaciones en las zonas de intradós, donde las estructuras de contención de tipo pantalla se apoyan para soportar las cargas de su trasdós.

#### b. Definición de las propiedades del terreno

Las propiedades del terreno que más interesan a la hora de proyectar una estructura de contención son:

- ◆ Las características geotécnicas del cimiento, según se especifica en 3.5.3.2 y 3.6.3.2 para las cimentaciones superficiales y profundas, respectivamente.
- ◆ Las características geotécnicas del material de trasdós, que en muchas ocasiones estará formado por rellenos artificiales. Los datos que se requieren más comúnmente son los relativos a sus pesos específicos y a su resistencia al corte.

Para definir las propiedades del terreno de trasdós se deben adoptar los valores representativos de los parámetros correspondientes sin adoptar coeficientes reductores ni mayorantes, tal como se explica en los apartados 3.3.5.2 y 3.3.7.

El ángulo de rozamiento del terreno del trasdós a utilizar en los cálculos será, en general, el ángulo de rozamiento residual, el correspondiente a grandes deformaciones. Así se tendrá en cuenta el posible efecto desfavorable de la rotura progresiva. En situaciones especiales se puede justificar la adopción de otro criterio.

### c. Definición de las acciones

En los cálculos geotécnicos necesarios para verificar la seguridad frente a los estados límite, el empuje del terreno puede ser considerado como una acción (dato de entrada en el problema en estudio) o como una reacción a calcular dependiendo el modo de fallo que se analice.

Las tensiones en los anclajes y las compresiones en los puntales de entibaciones pueden ser también consideradas como acciones en unos cálculos (cálculo de la longitud de anclaje, dimensionamiento estructural de un puntal) o consideradas como parte de la solución, esto es, reacciones a calcular como respuesta a las acciones, en otros problemas.

De acuerdo con lo indicado en el apartado 3.3.5.3, los empujes del terreno se considerarán como acciones de carácter permanente independientemente del modo de fallo a verificar, incluyéndose, por tanto, en las ecuaciones de verificación de los modos de fallo geotécnicos (GEO) o debidos al exceso de presión de agua (UPL), con sus valores representativos sin mayorar, es decir con sus valores característicos. No obstante lo anterior, los empujes adicionales debidos a las sobrecargas tendrán la consideración de acciones variables. Para la verificación de modos de fallo estructurales (STR), los empujes del terreno podrán tener otra consideración.

#### 3.7.11.1.2 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE AL VUELCO EN LOS MUROS DE GRAVEDAD

La acción predominante en los muros de gravedad es el empuje de las tierras y contra esa acción ha de proyectarse el muro de manera que satisfaga todos los requisitos de seguridad frente a los modos de fallo que se indican en el apartado 3.7.11.1, así como frente a otros posibles que el ingeniero pueda imaginar.

El procedimiento de análisis adecuado dependerá del modo de fallo que se analice. En esta ROM se dan criterios para analizar fallos debidos a falta de estabilidad global (apartado 3.8), fallos por deslizamiento, vuelco o hundimiento cuando la cimentación del muro es superficial (apartado 3.5) y fallos debidos a hundimiento o rotura horizontal cuando la cimentación es pilotada (apartado 3.6).

A lo largo de la ROM se indican, además, criterios para analizar otros modos de fallo tales como socavaciones, erosiones, sifonamientos, etc.

En este apartado se quieren añadir algunos detalles al procedimiento de análisis específico del vuelco plástico de muros de gravedad cimentados superficialmente. Este modo de fallo también está considerado, aunque de una forma más genérica, al hablar de cimentaciones superficiales en el apartado 3.5.6.

En la Fig. 3.7.34 se representan esquemáticamente las fuerzas involucradas en el equilibrio del muro y se indica una manera recomendable de clasificarlas como estabilizadoras o volcadoras.

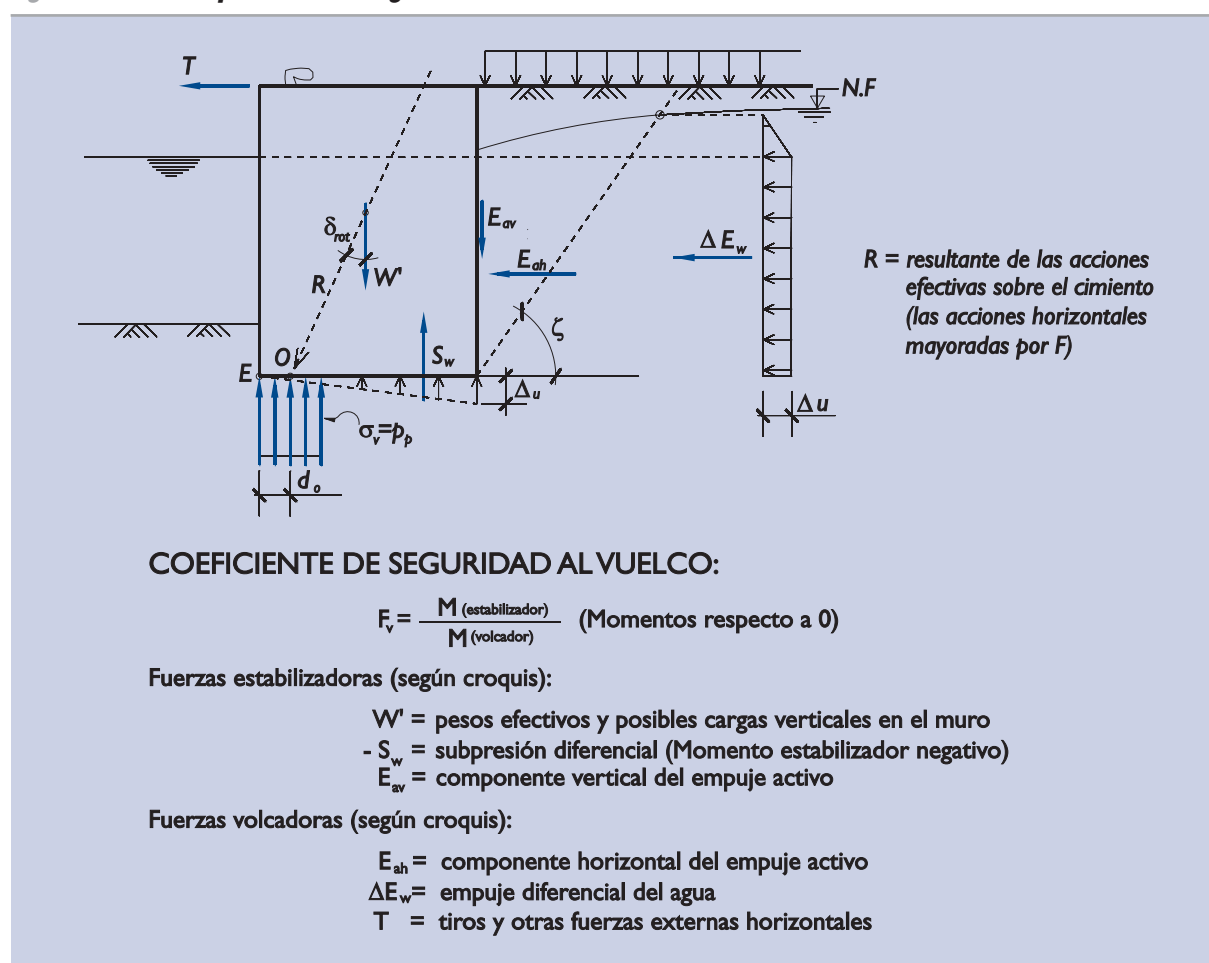
Para que se produzca el vuelco plástico es preciso que las fuerzas volcadoras crezcan mientras que las fuerzas estabilizadoras permanecen constantes. Se ha convenido en definir como coeficiente de seguridad al vuelco plástico el número  $F$  por el que han de multiplicarse todas las fuerzas volcadoras, conservando su línea de acción, para que se alcancen la condición de rotura en el terreno de apoyo.

En el estado límite de vuelco el muro se apoyaría sobre una franja estrecha, centrada en  $O$ , y se produciría la plastificación del terreno en la zona próxima al pie del muro. La presión de plastificación se denomina aquí  $p_p$ .

En ese instante de rotura, con el efecto de las fuerzas volcadoras multiplicado por  $F$ , el equilibrio de momentos respecto al punto  $O$  conduce a la ecuación:

$$F \cdot M_{\text{volcador}} = M_{\text{estabilizador}} \quad (\text{momentos respecto a } O)$$

**Figura 3.7.34. Comprobación de seguridad frente al vuelco**



La ubicación del punto  $O$ , sin embargo, depende de  $F$ ; y en consecuencia no se puede calcular  $F$  más que mediante un proceso iterativo en el que se deberá tomar como variable para hacerla crecer de manera paulatina.

El procedimiento de cálculo puede desarrollarse mediante los siguientes pasos:

- a. Ordenación y clasificación de los valores de las acciones, obteniendo los datos que se indican en la Fig. 3.7.34 para cada componente de las acciones.

- b. Tomar momentos de estas acciones respecto al punto E del borde externo del área de apoyo para definir los valores de los momentos estabilizador  $M_1$  y volcador  $M_2$ . Adviértase que si el terreno fuese infinitamente resistente el cociente de esos dos momentos sería precisamente el coeficiente de seguridad buscado. El coeficiente de seguridad al vuelco plástico será siempre inferior a ese cociente:

$$F < \frac{M_1}{M_2}$$

$M_1$  = momento estabilizador respecto al punto E.

$M_2$  = momento volcador respecto al punto E.

- c. Supóngase, para iniciar el proceso iterativo, un valor razonable de F.
- d. Calcúlese el punto de paso de la resultante que corresponde a ese valor de F. Ese punto de paso puede definirse mediante la distancia  $d_o$  al borde de la cimentación, que queda definida por la ecuación:

$$d_o = \frac{M_1 - F \cdot M_2}{V'}$$

siendo  $V'$  la componente vertical de la resultante de las acciones. Para el caso de la Fig. 3.7.34, se tiene:

$$V' = W' + E_{av} - S_w$$

- e. Calcúlese la inclinación de las acciones correspondientes al valor de F supuesto. Para el caso de la Fig. 3.7.34 se tendría:

$$\operatorname{tg} \delta_{\text{rot}} = F \cdot \frac{E_{ah} + \Delta E_w + T}{W' + E_{av} - S_w}$$

- f. Calcúlese la componente vertical de la presión de rotura del terreno que corresponde al ancho de cimentación  $B^* = 2 d_o$  y el valor de  $\delta_{\text{rot}}$  obtenido en el epígrafe precedente. Ese valor se denominará  $p_p$ .

En el apartado 3.5.6.2 se indican procedimientos de cálculo que relacionan la presión vertical que produce el hundimiento o plastificación del terreno ( $p_p$ ) con el ancho efectivo de cimentación ( $B^* = 2 d_o$ ) y con la inclinación de la acción que causa la plastificación del terreno (ángulo  $\delta_{\text{rot}}$ ).

El procedimiento de cálculo de la presión de hundimiento ( $p_p$ ) debe ser el adecuado, dependiendo de la naturaleza del terreno y la importancia de la obra. Ver 3.5.4.1.

- g. Calcúlese la componente vertical de la presión que transmite el muro al terreno para el coeficiente de seguridad que se ha supuesto. Esa presión es:

$$p = \frac{V'}{2d_o}$$

- h. Compárese  $p$  y  $p_p$  y procédase como se indica:

Si  $p > p_p$ , hacer otra iteración con un valor menor de F.

Si  $p < p_p$ , aumentar el valor de F y repetir el proceso.

El reinicio del proceso con el nuevo valor de F debe comenzarse en el punto d) de la relación de los pasos de cálculo.

El cálculo debe darse por bueno cuando el valor de F queda suficientemente acotado. Con error máximo del orden del 1%, a modo de ejemplo.

Conviene que el coeficiente de seguridad al vuelco plástico definido de esta manera sea superior a los indicados en 3.5.6 para obras con ISA bajo (5 a 19).

Para obras con ISA no significativo o alto, o para otras probabilidades de fallo admisibles, los valores mínimos de  $F$  establecidos en la Tabla 3.5.8 pueden adecuarse según se indica en los apartados 3.3.8.2 y 3.3.10. Asimismo podrán adecuarse para situaciones transitorias (incluyendo situaciones geotécnicas de corto plazo) de acuerdo con lo previsto en 3.3.8.1.

### 3.7.11.1.3 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE A LA ROTURA DEL TERRENO EN MUROS PANTALLA

Los muros pantalla pueden provocar el estado activo (rotura del terreno) en el trasdós y simultáneamente el estado pasivo en su zona de empotramiento cuando experimentan las grandes deformaciones asociadas a los Estados Límite Últimos de rotura.

Los modos de rotura de los muros pantalla son muy variados e involucran, en la mayoría de los casos, la rotura estructural de la propia pantalla o de sus anclajes. En otra parte del Programa ROM que se dedique al estudio específico de estas estructuras, se darán recomendaciones sobre los procedimientos de análisis aplicables a estos casos. En el apartado 4.3 se hacen algunas consideraciones adicionales al hablar de muelles de pantallas.

En este apartado se quieren mencionar únicamente los modos de fallo controlados exclusivamente por la resistencia del terreno.

El equilibrio global de la obra, rompiendo por el terreno de su entorno, debe analizarse tanteando posibles líneas de rotura y analizando su estabilidad según se indica en el apartado 3.8.

El sifonamiento del pie de la pantalla, debido a posibles filtraciones ascendentes por el lado del intradós, está considerado en el apartado 3.4.6.

El problema de las erosiones internas está también considerado en los apartados 3.4.8, 4.3 y 4.4.

El equilibrio vertical de la pantalla se puede estudiar siguiendo la filosofía que se indica en el apartado 4.4.5.

Otros posibles Estados Límite Últimos que el ingeniero pueda imaginar deberán ser analizados siguiendo los criterios generales que se indican a lo largo de estas Recomendaciones.

#### *Profundidad de empotramiento mínima*

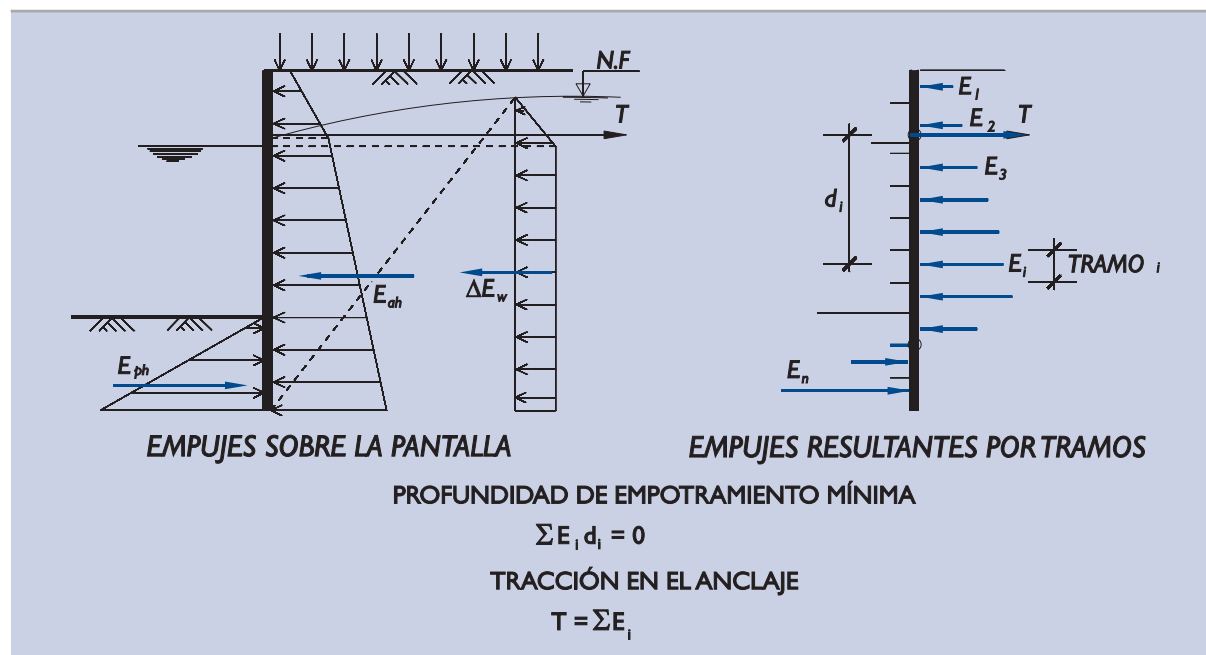
Existe un Estado Límite Último general y sencillo que es común a todas las pantallas ancladas y que conviene analizar siempre, independientemente de otros análisis complementarios que puedan realizarse con otros fines. Ese Estado Límite Último es el que se trata de representar en la Fig. 3.7.35.

En ese Estado Límite Último se supone que la pantalla se ha desplazado suficientemente, de manera que en su trasdós existe un estado de empuje activo y en el empotramiento existe un estado de empuje pasivo.

Las causas que motivarían el que se alcance esa situación límite pueden ser muy variadas. Puede ser que el terreno tenga menor resistencia que la esperada, puede ser que las sobrecargas sean mayores que las esperadas, etc. En lo que sigue se podrá tener en mente que la causa que provoca el estado límite es un defecto en la longitud de empotramiento.

Supuesta la movilización de los empujes extremos, será posible calcular los diagramas de empujes unitarios en ambas caras de la pantalla siguiendo las recomendaciones de los apartados precedentes.



**Figura 3.7.35. Análisis simplificado de una pantalla anclada**

Será posible también calcular los empujes resultantes por tramos para obtener los valores  $E_1, E_2, \dots$  que se indican en la Fig. 3.7.35.

Tomando momentos respecto al punto de anclaje se puede ir añadiendo nuevos términos, de arriba a abajo, al sumatorio  $\sum E_i d_i$ . En el momento en que ese sumatorio se anule por segunda vez (después de haber entrado en la zona de empotramiento de la pantalla) se habrá alcanzado una profundidad de empotramiento mínima.

Si la pantalla estuviera empotrada una longitud menor no sería posible el equilibrio. Si tuviera un empotramiento mayor habría cierta seguridad de que el Estado Límite Último que se está planteando no puede ocurrir.

Una medida de la seguridad frente a este Estado Límite Último puede ser la relación entre las longitudes de empotramiento real y la longitud de empotramiento necesaria. Esas longitudes pueden medirse o bien desde el nivel del terreno en el lado de intradós o bien contabilizarlas a partir de un punto más bajo (el punto donde los empujes activos se igualan con los pasivos, por ejemplo).

Se considera aceptable en esta ROM que, en obras de ISA bajo, para la verificación de la seguridad frente a la rotura del terreno en muros pantalla, la longitud de empotramiento real sea 1,3 veces mayor que la longitud de empotramiento mínima necesaria para la combinación cuasi-permanente de acciones, 1,25 veces para las combinaciones fundamentales y 1,2 para las combinaciones accidentales o sísmicas. Todas las longitudes deben medirse desde el nivel de tierras en el intradós. La consideración de otros Estados Límite Últimos puede conducir a mayores profundidades de empotramiento.

#### *Tensión en el anclaje*

El estudio de este Estado Límite Último proporciona, además, cierta información útil respecto a otros aspectos del comportamiento de la pantalla. Tal como se indica en la Fig. 3.7.35, si la pantalla tuviera precisamente la longitud de empotramiento mínima, la tensión en el anclaje sería precisamente igual a la suma algebraica de todos los empujes. Un mayor empotramiento conduce, en general, a valores de  $T$  menores, de manera que el valor así determinado es una primera idea de la capacidad de anclaje necesaria para soportar la pantalla.

### Caso de varios niveles de anclaje

En aquellos casos en que las pantallas se anclan a distintos niveles (construcciones en tierra) se puede seguir un procedimiento similar para estudiar el Estado Límite Último antes descrito. Para ello es necesario suponer que en el lado de intradós existen tierras que se van excavando y que los anclajes se van colocando a medida que se excavan las tierras.

Supuesto el momento en que el primer anclaje está ya colocado y se va a proceder a colocar el segundo nivel, se puede plantear el estado límite antes mencionado y obtener la tensión en el anclaje superior.

Esa tensión será, en adelante, considerada como una fuerza constante. Esta hipótesis permite calcular la fuerza en el segundo nivel de anclaje planteando el equilibrio límite justo antes de colocar el tercero.

El final del proceso conduce a una serie de fuerzas de anclaje y a una profundidad de empotramiento mínimas que pueden usarse en la verificación de la seguridad de la pantalla como ya se ha indicado.

### Pantallas en voladizo

El análisis del Estado Límite Último que se viene considerando puede hacerse de manera semejante. En estos casos, al no haber anclajes, debe tomarse momentos respecto al punto más bajo de la pantalla. Esto equivale a suponer que existe un anclaje virtual en el punto más bajo de la pantalla.

El cálculo se realizará como en el caso anterior, bajando progresivamente ese punto más bajo de la pantalla hasta satisfacer la ecuación de equilibrio de momentos alrededor de él. En ese momento se ha alcanzado la profundidad de empotramiento mínima necesaria para garantizar el equilibrio.

La suma de todos los empujes resultará, en ese caso, dirigida hacia el trasdós y significaría una compresión en el anclaje virtual supuesto en el pie de la pantalla. A esa reacción se le suele denominar contraempuje.

Para movilizar el contraempuje es necesaria una cierta longitud adicional de empotramiento. Esa longitud se puede estimar suponiendo que en la zona de contraempuje actúa una presión similar al empuje pasivo correspondiente a la presión vertical de tierras del trasdós. Esto es:

$$\Delta = \frac{\sum E_i}{K_{ph} \sigma'_v}$$

$\Delta$  = longitud adicional de hincas para movilizar el contraempuje.

$K_{ph}$  = coeficiente de empuje pasivo en la zona de empotramiento.

$\sigma'_v$  = presión vertical efectiva a la profundidad del contraempuje en el lado del trasdós.

Las pantallas en voladizo en obras de ISA bajo deben empotrarse también en el terreno una profundidad al menos de 1,25 veces mayor que la mínima necesaria para la combinación cuasi-permanente de acciones, 1,2 veces para las combinaciones fundamentales y 1,15 veces para las combinaciones accidentales o sísmicas, con el objeto de evitar este modo de fallo (incluyendo la longitud necesaria para movilizar el contraempuje).

Otros motivos pueden requerir que el ingeniero decida mayores empotramientos. En general, se advierte que las pantallas en voladizo pueden experimentar deformaciones muy elevadas, no sólo por la deformación del propio terreno sino también debidas a las de la propia estructura de la pantalla. Esas deformaciones suelen ser limitativas o críticas en un determinado proyecto. Por ese motivo deben ser objeto de un cálculo detallado y,

además, considerarse la posible heterogeneidad de los movimientos a la hora de aceptar como buenos los resultados obtenidos.

### 3.7.11.1.4 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD FRENTE AL LEVANTAMIENTO DEL FONDO DE ENTIBACIONES

Las excavaciones entibadas realizadas en suelos blandos pueden fallar por levantamiento en su fondo. La presión vertical sobre un plano horizontal al nivel del fondo es distinta a uno y otro lado de la excavación y esa diferencia de presión puede producir la plastificación del terreno en el fondo de la excavación y su levantamiento según un mecanismo similar al que se indica en la Fig. 3.7.36.

Ese mecanismo, u otros similares, son típicos en suelos blandos saturados poco permeables y en situaciones de corto plazo, por ese motivo en la figura mencionada se representa la resistencia al corte mediante el parámetro “ $s_u$ ”.

En suelos granulares o en suelos cohesivos a largo plazo, es decir, en aquellos casos en los que se puede contar con un ángulo de rozamiento apreciable, este tipo de rotura no suele producirse y, por lo tanto, esta comprobación no es necesaria.

La fórmula que se indica es aplicable a excavaciones en zanja de longitud indefinida. Si esa longitud es relativamente corta, su efecto se puede tener en cuenta reduciendo la anchura real a otra equivalente dada por la expresión:

$$B_{\text{(equivalente)}} = B \cdot \frac{L}{L + 2B}$$

y realizar después la comprobación con esa anchura virtual más pequeña que la real.

Para el caso de un terreno homogéneo y con sobrecargas en superficie, el coeficiente de seguridad contra este tipo de rotura se indica en Fig. 3.7.36.

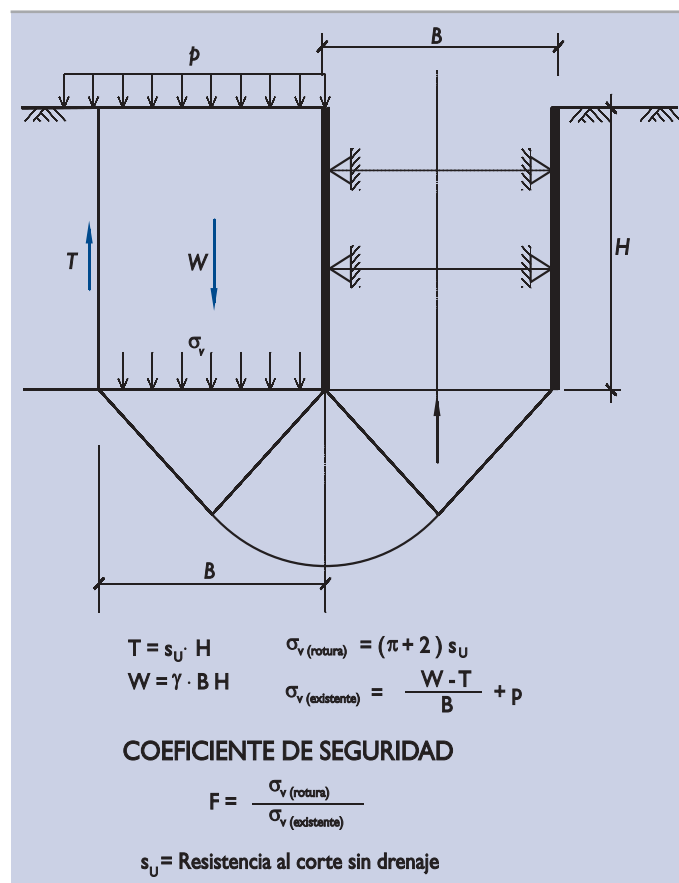
Los coeficientes de seguridad frente a este modo de fallo deben ser superiores a los mínimos que se indican en la Tabla 3.4.2. para obras de ISA bajo (5 a 19). Cuando la rotura por levantamiento de fondo pueda implicar la posibilidad de pérdida de vidas humanas, el ingeniero deberá realizar excavaciones entibadas con coeficientes de seguridad mayores de acuerdo con lo previsto en los apartados 3.3.8.2 y 3.3.10 de esta ROM.

### 3.7.11.2 Estados Límite de Servicio

#### 3.7.11.2.1 MOVIMIENTO DE LOS MUROS DE GRAVEDAD

En general los movimientos en las zonas próximas a las estructuras de contención son importantes y, por lo tanto, la verificación de que su ocurrencia no perjudica a estructuras próximas es, siempre, una verificación indispensable.

**Figura 3.7.36. Levantamiento del fondo en excavaciones entibadas**



Los movimientos de las estructuras de contención de tipo gravedad pueden estimarse suponiéndolos de tipo rígido y controlados únicamente por la deformación del cimiento.

Los movimientos del cimiento, a estos efectos, pueden calcularse mediante los procedimientos indicados en los apartados 3.5 y 3.6 para cimentaciones superficiales y profundas, respectivamente.

Las acciones a considerar en estos cálculos serán las que correspondan a las situaciones de servicio que el ingeniero deba comprobar. Normalmente el empuje de tierras será considerado como una de las acciones y habrá sido evaluado en la condición extrema de empuje activo. Esos cálculos de empuje activo habrán sido necesarios para comprobar los distintos Estados Límite Últimos descritos en los apartados precedentes.

El movimiento que resulta de estos cálculos debe compararse con el movimiento necesario para que se movilice el empuje activo. A estos efectos pueden utilizarse los valores orientativos de movimientos que se indican en 3.7.2.

Si el movimiento calculado es mayor que el necesario para que se movilice el empuje activo, el cálculo se considerará correcto; la situación resultante es compatible. De otro modo habría que suponer un valor del empuje mayor que el valor correspondiente a la situación extrema de empuje activo (empuje mínimo).

Si el movimiento resulta menor que el necesario para movilizar el empuje activo, el ingeniero debe modificar sus cálculos para tener en cuenta que, en la situación de servicio considerada, el empuje sobre la estructura de contención puede ser mayor que el empuje activo.

Se considera admisible, en esos casos, realizar el cálculo de movimientos con unos empujes sobre la estructura de contención calculados en la condición teórica de empuje al reposo.

En cualquier caso, dada la imprecisión de los métodos de cálculo de deformaciones, la verificación de las condiciones de servicio no se considerará satisfactoria más que si los movimientos estimados son únicamente una fracción (del orden de 1/3) de los que conducen a la estructura fuera del límite correspondiente.

### 3.7.11.2.2 MOVIMIENTO DE LOS MUROS PANTALLA

Los muros pantalla contienen el empuje de tierras apoyándose en la parte enterrada, movilizándolo parcialmente el empuje pasivo y con la ayuda de anclajes u otros elementos de soporte.

El cálculo de los movimientos, de los empujes del terreno y de las cargas en los elementos de soporte, en condiciones próximas a las de servicio, es un problema complejo de interacción suelo-estructura que debe resolverse con procedimientos adecuados.

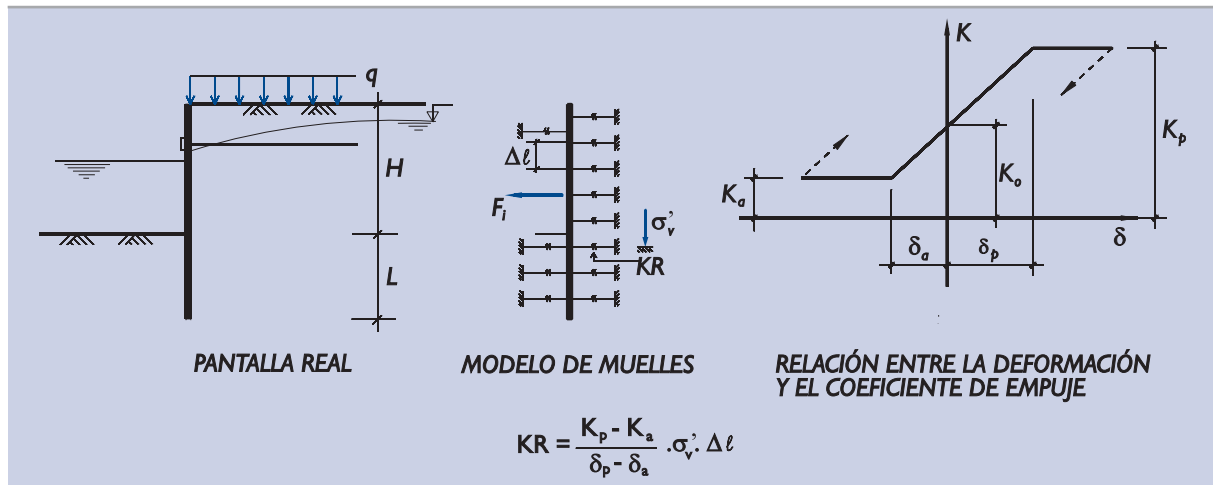
Todos los problemas de interacción suelo-estructura pueden resolverse, al menos en primera aproximación, representando la estructura mediante elementos viga, debidamente conectados, y el terreno mediante muelles que tengan una respuesta carga-deformación similar a la esperada en el terreno.

Por otro lado, en estos problemas de interacción tan marcada y de tipo no lineal, el proceso constructivo tiene también cierta importancia. Los esfuerzos en las pantallas y en sus elementos de soporte no dependen, únicamente, de la geometría final de la obra, sino también del orden de los trabajos. Por ese motivo, el cálculo de empujes debe realizarse por pasos simulando las diversas fases constructivas.

El modelo estructural puede ser como el indicado en la Fig. 3.7.37.

Las fases elementales del proceso de cálculo pueden consistir, entre otras, en:

- ◆ Excavación en el lado de intradós.
- ◆ Relleno en el lado de trasdós.

**Figura 3.7.37. Esquema de cálculo de pantallas mediante resortes equivalentes**

- ◆ Variación del nivel freático.
- ◆ Colocación o retirada de anclajes.
- ◆ Tesado de anclajes.
- ◆ Colocación o retirada de sobrecargas.

Cada una de esas operaciones elementales debe simularse adecuadamente en el cálculo.

#### a. Excavación y relleno

La excavación del lado del intradós, por ejemplo, puede simularse mediante las siguientes operaciones de cálculo:

- ◆ Eliminación de los muelles que representan la zona excavada. Conviene, en estos cálculos, simular la excavación en pasos pequeños de manera que en cada paso no se elimine más de un muelle.
- ◆ Cálculo de las cargas descompensadas, que serán para cada muelle del lado de intradós:

$$\Delta F = \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_v} \cdot F$$

donde:

- $\Delta \sigma'_v$  = variación de la tensión efectiva vertical debida a la excavación.
- $\sigma'_v$  = tensión efectiva vertical previa.
- $\Delta F$  = carga descompensada a introducir en el cálculo.
- $F$  = carga previa en el muelle.

Para los muelles eliminados esta regla conduce, evidentemente, a:

$$\Delta F = F$$

Introduciendo esas cargas como tiros en los nudos se puede obtener el estado de deformaciones, empujes y esfuerzos al final de la etapa que se simula.

- ◆ Actualización de las constantes de resorte.

El nuevo estado de tensiones verticales efectivas hace que las constantes de resorte cambien según se indica en la figura que se comenta. En cada etapa de cálculo se irán actualizando sus valores. Las operaciones de relleno en el trasdós se podrían simular con pasos análogos.

### b. Variación del nivel freático

Los empujes del agua deben considerarse siempre como fuerzas externas adicionales. Normalmente el cálculo comenzará con presiones hidrostáticas equilibradas que suponen una fuerza neta nula sobre la pantalla. El cambio del nivel freático, en cualquiera de los lados de la pantalla, será representado como una serie de fuerzas horizontales externas en cada nudo situado bajo el nivel freático original. La suma de todas esas fuerzas representará el empuje neto desequilibrado causado por el rebajamiento del nivel freático.

El cambio del nivel freático hace que cambien las presiones efectivas verticales y que, por lo tanto, cambien las constantes de resorte. Éstas deben actualizarse como se ha indicado antes.

### c. Anclajes

La colocación de anclajes puede simularse, sencillamente, añadiendo un muelle cuya constante de resorte debe coincidir con la que se estime para el anclaje.

El tesado de un anclaje puede simularse aplicando, en el nudo correspondiente, una fuerza igual que la del anclaje. Conviene considerar esta operación en varias etapas de cálculo para facilitar la simulación del comportamiento no lineal.

La retirada de un anclaje se puede representar quitando el muelle que lo representa e introduciendo en el nudo correspondiente la carga que tenía el anclaje aplicada en sentido opuesto. Conviene hacer esta simulación en varios intervalos pequeños.

### d. Sobrecargas

El efecto de sobrecargas uniformes en superficie,  $q$ , puede simularse de la misma forma, suponiendo un incremento de presión vertical:

$$\Delta \sigma'_v = q$$

en el lado afectado por la sobrecarga.

El empuje sobre la pantalla quedará representado por una fuerza horizontal en cada nudo:

$$F = q \cdot K_{oq} \cdot \Delta l$$

siendo  $K_{oq}$  el coeficiente de empuje al reposo correspondiente a las sobrecargas, calculado como se indica en 3.7.8.

Conviene, además, para sobrecargas importantes, simular su efecto en distintas etapas. Para cada etapa de cálculo, además, las constantes de muelle deben ir actualizándose con las nuevas presiones verticales efectivas.

### e. Proceso no lineal

Cuando, durante la simulación del proceso constructivo, se alcanza en algún muelle la deformación límite, el muelle correspondiente debe simularse con  $K_R = 0$  para el siguiente estado de carga. Cuando la deformación vuelva a cambiar de signo (así puede ocurrir en las fases de tesado de anclajes), se debe restituir su rigidez; de esa forma se pueden simular la histéresis insinuada en la Fig. 3.7.37.

### f. Constantes de resorte

El problema principal, en los modelos de este tipo, es la determinación de los coeficientes de empuje y las deformaciones límite necesarias para alcanzarlos. Los primeros pueden obtenerse de las solu-

ciones analíticas indicadas en este apartado 3.7. Las segundas suelen estimarse en función de la experiencia.

A falta de otros datos, se puede estimar que:

$$|\delta_p| - |\delta_a| = 2 \text{ a } 5\% \text{ de } H \quad (\text{diferencia de los valores absolutos de } \delta_p \text{ y } \delta_a)$$

según el terreno sea más o menos denso.

Dada la imprecisión que normalmente existirá en la determinación de los parámetros de deformabilidad, se deben hacer estudios de sensibilidad frente a la variación de deformabilidad.

Con este tipo de modelos se obtienen no sólo los movimientos de la pantalla, sino también las leyes de esfuerzos. Estas leyes pueden servir de ayuda en el proyecto estructural.

El proyecto estructural de las pantallas y de sus anclajes requerirá la consideración de procedimientos no contemplados en esta ROM dedicada, únicamente, a aspectos geotécnicos. Las ideas apuntadas pueden ayudar al ingeniero en esos otros análisis.

## 3.8 ESTABILIDAD DE TALUDES

### 3.8.1 Introducción

En esta parte de la ROM 0.5 se recogen los principios generales del análisis y algunos detalles de los tipos de cálculo más usuales asociados al estudio de la estabilidad global del terreno.

La inestabilidad del terreno se manifiesta mediante grandes desplazamientos que implican la ruina total o parcial de la obra. Algunos tipos de inestabilidad ya han sido considerados en otras partes de esta ROM; entre ellos cabe citar:

- ◆ El hundimiento o el deslizamiento de las cimentaciones superficiales.
- ◆ El hundimiento o la rotura del terreno debido a fuerzas horizontales en cimentaciones profundas.
- ◆ El hundimiento o el deslizamiento de muros de contención.

Existen, además, otros posibles mecanismos de rotura general del terreno a lo largo de superficies de forma diversa, según sea la geometría de sus zonas más débiles. Estos mecanismos de rotura y la metodología recomendable para su análisis son los que se consideran a continuación, bajo el nombre genérico de “estabilidad de taludes”, ya que, aparte de los tres casos mencionados (cimentaciones superficiales, cimentaciones profundas y muros), las inestabilidades globales suelen ocurrir en aquellos casos en los que existe un desnivel importante en el terreno, ya sea natural o artificialmente creado mediante excavación (taludes en desmonte), mediante relleno (taludes en terraplén) o mediante procedimientos mixtos.

Los taludes pueden ser, simplemente, obras de tierra o roca donde no existan elementos estructurales, pero pueden consistir, también, en estructuras mixtas formadas por el propio terreno y elementos estructurales anejos. Como ejemplo de estos últimos pueden citarse las cimentaciones superficiales o profundas en taludes o en zonas próximas a los taludes. Son considerados dentro de este caso también los elementos de contención que usualmente se emplean para asegurar la estabilidad del conjunto, tales como muros de contención de gravedad o de pantalla flexible, en voladizo o ancladas, bulones para contención de cuñas en roca, etc.

En todos estos casos en los que existe un desnivel del terreno, sea con o sin estructuras asociadas, será preciso considerar los estados límite que se mencionan a continuación y utilizar para su análisis los principios generales que se indican para cada caso. Los métodos de cálculo que se sugieren son de aplicación a los casos concretos que se mencionan al hacer la descripción de cada método.

### 3.8.2 Modos de fallo más usuales de los taludes asociados a Estados Límite Últimos

#### 3.8.2.1 Pérdida de la estabilidad global

La estabilidad global de una determinada obra se pierde cuando la tensión de corte necesaria para mantenerla es superior a la resistencia al corte del terreno y eso ocurre, además, en una superficie de rotura, que divide a la obra en dos partes: la parte englobada entre la superficie externa y la superficie de rotura deslizará sobre el resto.

Ese deslizamiento puede ser brusco (movimiento de varios metros en pocos minutos) o lento o de fluencia. Que ocurra de una u otra manera depende, principalmente, de las características del terreno.

La pérdida de estabilidad global de las obras de tierra (taludes en rellenos o en desmontes) y, sobre todo, de las obras mixtas de tierras y estructuras anejas o próximas es un accidente grave que implica la ruina completa de la parte de la obra movida. El estudio de este Estado Límite Último, y la demostración explícita de que el nivel de seguridad alcanzado cumple los requisitos mínimos indicados en el apartado 3.8.6, es una tarea imprescindible del proyecto.

La Fig. 3.8.1 incluye algunos esquemas de modos de fallo asociados a la estabilidad de taludes que son considerados en esta parte de la ROM.

#### 3.8.2.2 Deformaciones

Las deformaciones del terreno en las zonas próximas a los desniveles o taludes pueden ser importantes y pueden dar lugar al Estado Límite Último de estructuras situadas en su proximidad, antes de alcanzarse el Estado Límite Último de pérdida de estabilidad global, estando el talud aún en buenas condiciones de servicio.

El estudio de esas deformaciones o la ubicación de las estructuras que sean sensibles a ellas, fuera de la zona de influencia de los taludes, es un aspecto a considerar en el proyecto. Para analizar este problema de deformaciones deben seguirse los criterios básicos expuestos en el apartado 3.8.7.

#### 3.8.2.3 Erosiones

El movimiento del agua puede provocar la ruina de los taludes y de las estructuras que dependen de ellos, bien mediante erosión externa degradando su geometría, bien mediante erosión interna arrastrando materiales y provocando asientos o hundimientos locales.

Ambos procesos pueden ser considerados como causantes de un Estado Límite Último de colapso progresivo, ya que pueden provocar la pérdida de equilibrio del propio talud o de estructuras próximas.

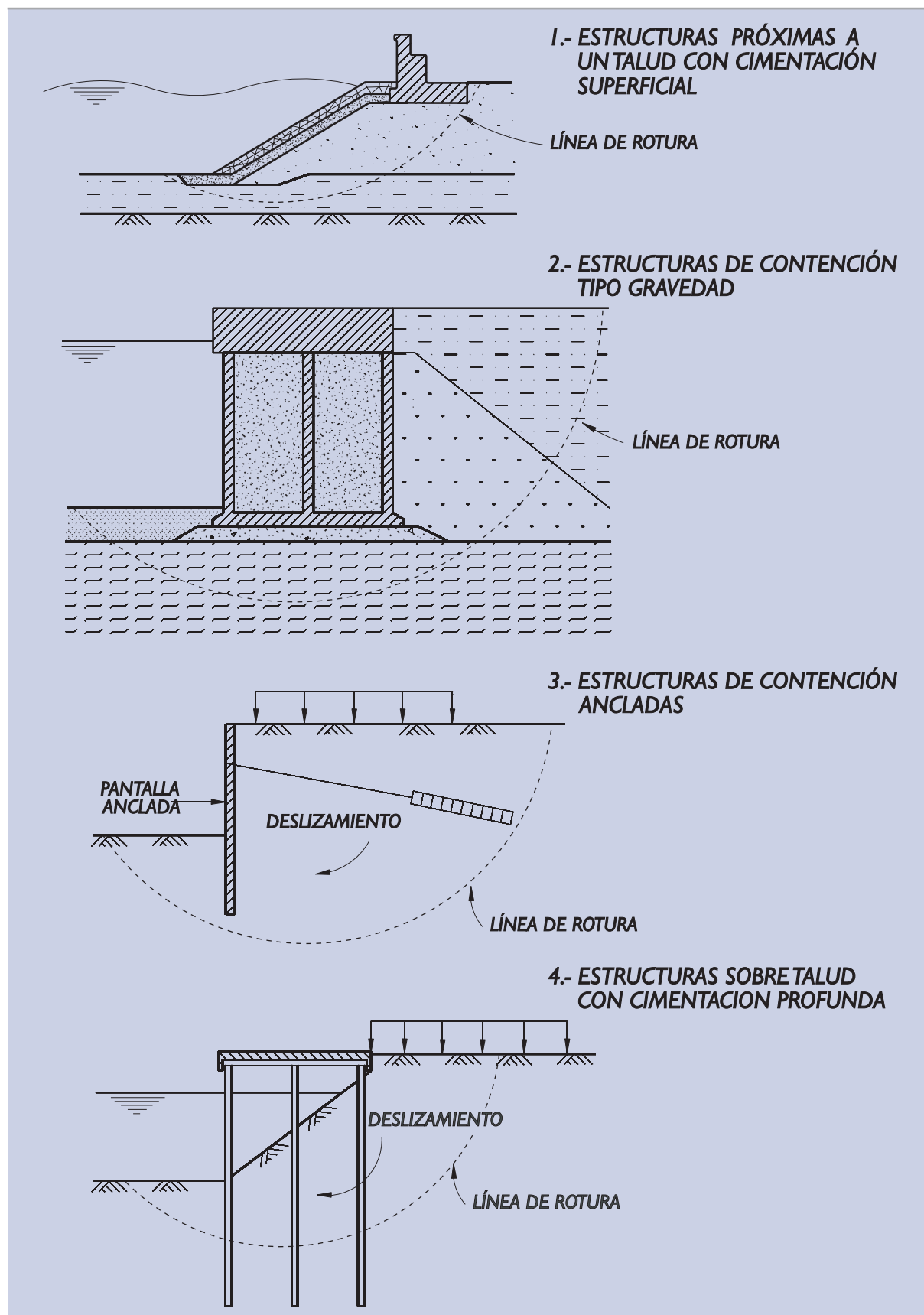
Los procesos de erosión deben analizarse según los principios generales expuestos en el apartado 3.4 de esta ROM y, en caso de ser necesario, se deberán tomar las medidas preventivas adecuadas.

### 3.8.3 Modos de fallo más usuales de los taludes asociados a Estados Límite de Servicio

Tanto los movimientos como las erosiones, cuando son de amplitud moderada, pueden ser compatibles con los requisitos de servicio de la obra.

Los límites de movimientos admisibles habrán de fijarse en las bases del proyecto de cada caso particular. En el apartado 3.8.7 se indican los principios generales del cálculo de deformaciones que pueden aplicarse para estimar los movimientos en torno a los taludes, a los efectos de estas comprobaciones.



**Figura 3.8.1. Esquema de algunos modos de fallo por pérdida de la estabilidad global**

Los límites admisibles en cuanto a deterioros causados por las erosiones, que habrán de establecerse en los criterios de proyecto, deben garantizarse mediante medidas preventivas que, en general, no son susceptibles de análisis cuantitativo.

### 3.8.4 El cálculo de la estabilidad global en suelos

#### 3.8.4.1 Tipos de deslizamiento

La observación de las formas de las superficies de rotura, en aquellos casos en los que se ha alcanzado el estado límite de la pérdida de estabilidad global en suelos, ha guiado el desarrollo de las distintas técnicas de análisis cuantitativo.

Los tipos de superficie de deslizamiento más frecuente pueden asimilarse, a efectos de cálculo, a uno de los tres tipos siguientes (ver Fig. 3.8.2):

##### a. Deslizamientos según líneas de rotura planas paralelas a la superficie exterior del terreno

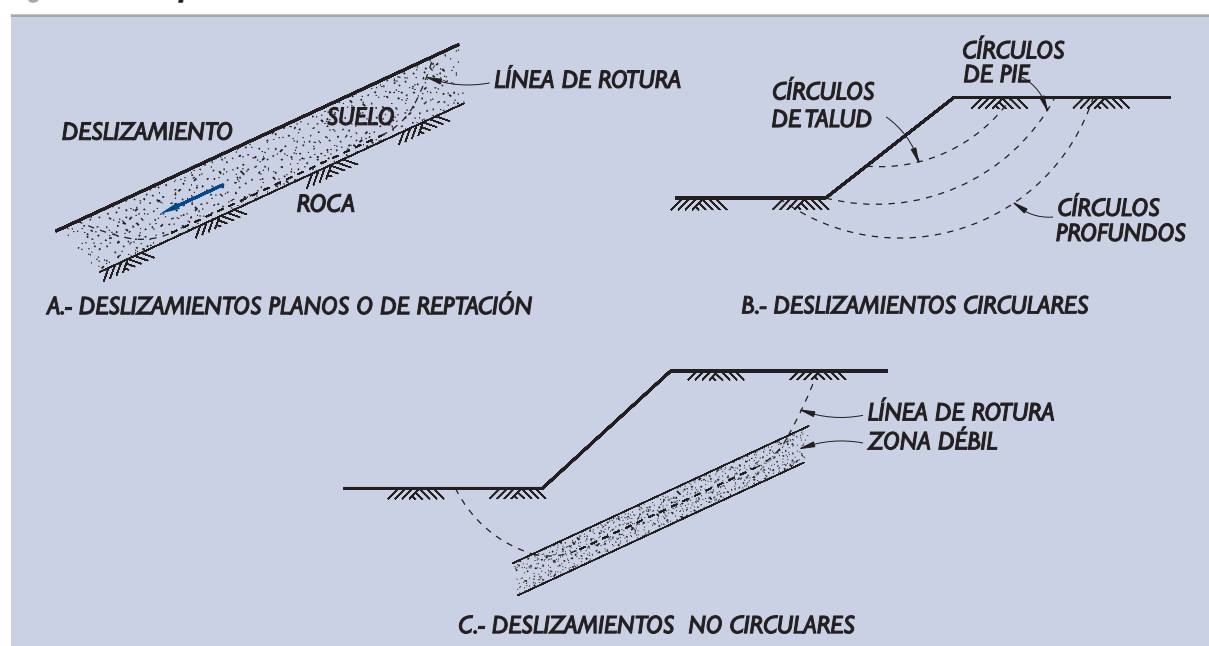
Este tipo de rotura es frecuente en las laderas naturales en las que el suelo que recubre a la roca o suelo firme subyacente desliza según una superficie que, en buena parte de su desarrollo, es paralela al borde externo del terreno natural. El deslizamiento se puede producir por obras de excavación (deslizamiento de la zona superior a la excavación) o por obras que aumenten la carga (estructuras o rellenos), produciéndose entonces el deslizamiento de la carga añadida y de la zona inferior de la ladera. La parte alta, como consecuencia, también puede deslizar. El deslizamiento también puede producirse por causas naturales (períodos de lluvia, por ejemplo).

##### b. Deslizamientos circulares

Los deslizamientos circulares son típicos de las formaciones en suelos homogéneos.

El deslizamiento como sólido rígido de la zona superior sobre la inferior a lo largo de una línea circular es el único movimiento cinemáticamente posible, incluyendo, evidentemente, los deslizamientos planos como caso límite.

**Figura 3.8.2. Tipos de deslizamientos en suelos**



Según las superficies de rotura sean más o menos profundas, los deslizamientos circulares se pueden producir mediante “círculos de talud” que interesan a éste parcialmente, mediante “círculos de pie” que pasan por el pie del talud o mediante “círculos profundos” que intersectan a la obra más allá del pie del talud. Ver Fig. 3.8.2.

En suelos heterogéneos, ya sean taludes de excavación o taludes de relleno, las líneas de rotura suelen parecerse a estas de sección circular, de manera que la hipótesis de rotura según este tipo de líneas es adoptada en la mayoría de las situaciones. Esto no excluye el tanteo de otros tipos de línea de rotura en aquellos casos en los que la disposición del terreno indique otras posibles formas, no circulares, que pudieran ser más críticas.

### c. Deslizamientos no circulares

En algunas ocasiones la configuración del terreno, particularmente la disposición de algunas zonas más débiles, hace que sea necesario considerar superficies de rotura cuya sección plana no pueda aproximarse a una circunferencia.

## 3.8.4.2 Caracterización de las situaciones de proyecto

Para analizar un problema de estabilidad global es necesario conocer su configuración geométrica, las acciones externas que pudieran afectar y las características resistentes del terreno.

### a. Definición de los parámetros geométricos

Salvo casos excepcionales, la geometría del problema se definirá mediante una sección plana representativa. Si existen dudas acerca de la sección plana que puede ser más crítica, se estudiarán diversas secciones para elegir, de entre ellas, la que resulte más crítica y exigir, en esa sección, los coeficientes de seguridad mínimos que se indican en el apartado 3.8.6.

Los elementos que definen la geometría son, entre otros, la distribución de suelos de distinta naturaleza y resistencia, así como la adecuada representación de la estructura, si ésta estuviera implicada en el análisis de estabilidad global.

Los contactos entre distintos terrenos se establecerán con prudencia. Los estratos más débiles deben representarse con los mayores espesores que razonablemente puedan tener. En ese sentido, el posible efecto beneficioso de la penetración de escolleras vertidas sobre suelos blandos no debe considerarse, salvo que sea un aspecto controlado y justificado por el ingeniero.

Un elemento clave de la configuración geométrica del subsuelo lo constituye la descripción del estado del agua. Esto es, su nivel freático en caso de una situación hidrostática, o la configuración de la red de filtración en caso de que el agua esté en movimiento.

Es aconsejable hacer estudios de sensibilidad respecto a las condiciones geométricas en aquellos casos en los que éstas no están definidas con precisión suficiente.

### b. Definición de las acciones

Las acciones principales en el estudio de problemas de estabilidad global son las gravitatorias. Estas acciones serán calculadas, en la parte correspondiente al terreno, como el producto de las áreas correspondientes por los pesos específicos de cada una de ellas. Estos pesos específicos serán el valor medio de los resultados obtenidos de la investigación geotécnica, de acuerdo con lo definido en el apartado 3.3.5.2.

Las cargas transmitidas por las estructuras y las sobrecargas que puedan afectar serán definidas como el producto de sus valores nominales o característicos por los factores de compatibilidad,  $\psi$ , correspondien-

tes a la combinación de acciones considerada y por los coeficientes de mayoración que les correspondan en función del tipo de acción y del modo de fallo analizado. Ver apartados 3.3.5.3, 3.3.5.4 y 3.3.6.

El estudio de la estabilidad global debe realizarse para la combinación cuasi-permanente de acciones, así como para todas las combinaciones fundamentales, accidentales y sísmicas que sean relevantes.

### c. Definición de las propiedades del terreno

Las operaciones de construcción en el entorno del talud o la actuación de las cargas modifican el estado tensional del terreno y éste ha de deformarse para adaptarse a las nuevas condiciones. Esa adaptación requiere un cierto tiempo que será tanto más largo cuanto más deformable y más impermeable sea el terreno. La resistencia del terreno cambia durante ese proceso de adaptación y esto introduce un elemento de indefinición a la hora de decidir sobre las características resistentes a considerar en el análisis de estabilidad.

Ante esa situación, el ingeniero debe considerar dos hipótesis extremas, denominadas “sin drenaje” y “con drenaje”. La situación real estará más o menos próxima a uno de esos extremos, según las circunstancias del caso. Ver 2.2.7.

#### **Análisis sin drenaje**

Esta hipótesis extrema se corresponde con la situación teórica en la cual no se produce una acomodación de la resistencia del terreno a un nuevo estado tensional, manteniendo éste las mismas características resistentes que tenía inicialmente. Las operaciones de construcción (rellenos, excavaciones, construcción de estructuras, aplicación de cargas, etc.) así como la aplicación de las cargas se supone que se realizan en un plazo tal que el terreno no tiene tiempo de acomodarse a la nueva situación.

La situación sin drenaje puede ser próxima a la realidad en aquellos terrenos que estén saturados y que tengan un coeficiente de consolidación bajo (o una permeabilidad reducida).

En los apartados 2.2.7, 3.4.11 y 3.10 se dan criterios sobre los tipos de terreno y situaciones de proyecto en los que se recomienda suponer esta condición sin drenaje.

La resistencia del terreno en situaciones sin drenaje se puede representar con los siguientes parámetros de cohesión y rozamiento:

$$\begin{aligned} c_u &= s_u \\ \phi_u &= 0 \end{aligned}$$

donde:

$s_u$  = resistencia al corte sin drenaje.

En la Parte 2 de esta ROM se indican los procedimientos (ensayos de campo y laboratorio) que el ingeniero puede utilizar para determinar valores adecuados de la resistencia al corte sin drenaje.

A la hora de fijar los valores de las acciones y las resistencias que deben figurar en los cálculos de estabilidad, deben considerarse las recomendaciones del apartado 3.3.

#### **Análisis con drenaje**

El cálculo de estabilidad en la situación con drenaje se corresponde con la hipótesis, también extrema, de una acomodación completa de la resistencia del terreno al estado tensional del subsuelo. Los excesos de presión intersticial transitorios, generados por las operaciones de construcción o las cargas aplicadas, habrían desaparecido.

Este tipo de cálculo será siempre imprescindible, independientemente de la naturaleza del subsuelo.

Los parámetros resistentes del terreno, para estos cálculos, serán obtenidos con las técnicas de ensayo indicadas en la Parte 2 de esta ROM.

La resistencia al corte en situaciones con drenaje estará, en general, representada por dos parámetros:

$c$  = cohesión.

$\phi$  = ángulo de rozamiento.

Estos parámetros pueden ser distintos en cada uno de los distintos niveles del terreno.

En aquellos casos en que este aspecto pueda tener especial significación, los parámetros resistentes pueden ser considerados como variables dependientes del estado de tensiones del terreno (leyes de rotura no lineales simuladas con ángulos de rozamiento decrecientes con la presión).

En el apartado 2.2.8.1 se dan algunas explicaciones complementarias sobre estos parámetros.

A la hora de fijar los valores más adecuados de los mismos, a efectos de realizar las comprobaciones de seguridad, deben tenerse en cuenta las recomendaciones indicadas en el apartado 3.3.

Estos parámetros, en cualquier caso, se obtendrán de ensayos de laboratorio realizados con muestras completamente saturadas. Si se obtienen por vía indirecta, deben corresponder a esa condición de saturación completa.

En los taludes emergidos, sería posible suponer que, a largo plazo, el suelo no llega a saturarse y entonces contar con una resistencia mayor ( $c_{ap}$  y  $\phi_{ap}$  que se definen en 2.2.8.2). Esta hipótesis no es recomendable ya que, en la mayoría de las obras marítimas y portuarias, esa saturación puede ocurrir en algún momento de la vida útil de la obra.

#### **d. Colaboración de los elementos estructurales**

Las superficies de rotura se desarrollarán, en su mayor parte, a través del terreno pero pueden afectar, en algunos casos, a elementos de la propia estructura.

En aquellos casos en los que la superficie de rotura potencial que se analiza implique la rotura por corte de algún elemento estructural, la resistencia de éste puede ser considerada como una acción externa que sería definida como el valor menor de los dos siguientes:

1. La fuerza que es capaz de soportar el elemento estructural dividida por la separación entre ese elemento estructural y los homólogos próximos en la dirección perpendicular al plano de estudio.
2. La resistencia que opone el elemento estructural al flujo plástico del terreno en su entorno. Esta resistencia se dividirá también por el espaciamiento indicado en el párrafo anterior.

Cuando el elemento estructural en cuestión no se repite con espaciamientos regulares puede tomarse como espaciamiento de cálculo la altura del talud, que, a estos efectos, se define como el desnivel entre los dos puntos de corte de la línea de rotura con la superficie exterior del terreno.

A la hora de evaluar la colaboración de los posibles elementos estructurales en la estabilidad global de la obra el ingeniero será prudente y estimará esas resistencias con criterios claramente conservadores.

En ese sentido es razonable suponer que el grado de seguridad de los elementos estructurales sea, al menos, igual y, preferiblemente, mucho mayor que el grado de seguridad del talud.

### 3.8.4.3 Principios generales del cálculo

#### a. Definición de la seguridad

Se define como coeficiente de seguridad al deslizamiento de un talud el número  $F$  por el que habría que dividir los valores de los parámetros resistentes para que se alcance la condición de rotura.

Los valores estrictamente necesarios que deben tener los parámetros resistentes para mantener el equilibrio serán una fracción de los valores reales. Cuando se utiliza el criterio de resistencia de Mohr-Coulomb, resulta, para cada uno de los posibles terrenos involucrados en la estabilidad:

$$\begin{aligned} c_{\text{necesario}} &\leq c/F \\ F \cdot \text{tg } \phi_{\text{necesario}} &\leq \text{tg } \phi \end{aligned}$$

#### b. Consideración del efecto del agua

El efecto de la presencia del agua en los taludes puede ser representado en los cálculos de varias formas. No todas conducen siempre al mismo resultado y por eso conviene tener en cuenta las recomendaciones que siguen.

El estudio del efecto del agua exige, en cualquier caso, un análisis previo de la distribución de las presiones intersticiales en el terreno a través de la red de filtración o de otros métodos de análisis de los flujos del agua en el medio poroso (Ver apartados 3.4 y 3.10). Si no existen gradientes de potencial de agua, el régimen de presiones será hidrostático y bastará con definir la posición del nivel freático.

Salvo en algunos casos extremos (taludes completamente sumergidos y algunos casos de cálculo con  $\phi = 0$ ), la presencia del agua hace que el problema de cálculo sea de talud heterogéneo. Los ábacos de Taylor, que más adelante se indican para terrenos homogéneos, no serían aplicables.

#### **Taludes en régimen hidrostático**

Cuando el talud está en régimen hidrostático existen dos alternativas de cálculo. Pueden calcularse pesos totales y después considerarse las subpresiones (alternativa nº 1). Pueden calcularse pesos efectivos, utilizando los pesos específicos sumergidos por debajo del nivel del agua, y no considerar la subpresión (alternativa nº 2).

En la alternativa nº 1, además, si existe agua libre, ésta debe contemplarse como un material más, con peso y sin resistencia al corte.

Ambas alternativas son, en principio, lícitas y conducen al mismo resultado siempre que el empuje entre rebanadas se suponga horizontal. El lugar por donde discurra la línea de rotura dentro del agua libre no repercute en los resultados. Con otras hipótesis de cálculo el resultado puede ser diferente.

En cualquier caso, por su sencillez, es recomendable utilizar la alternativa nº 2 como procedimiento general. Si se utiliza la alternativa nº 1 es recomendable suponer que el empuje entre rebanadas es horizontal o al menos limitar su inclinación severamente.

#### **Taludes con filtración**

Cuando existen gradientes de agua se puede calcular con los pesos totales y considerar las presiones externas y las subpresiones internas del agua (sería equivalente a la alternativa nº 1 descrita en el apartado anterior). El agua libre que pudiera existir debe ser considerada como un material más, con peso pero sin resistencia al corte.

Si existe agua libre (taludes total o parcialmente sumergidos pero con gradientes de agua) se puede calcular con otro procedimiento. El nivel de agua libre, que puede quedar poco definido, puede ser cualquiera y, además, no tiene por qué ser horizontal. En general debe elegirse, como nivel de agua libre, la superficie libre de la red de filtración correspondiente a la situación de proyecto que se analiza. Se calcularían los pesos efectivos. Esto es, utilizando los pesos específicos sumergidos por debajo del nivel del agua libre y los aparentes por encima de él. Se contabilizaría la subpresión y la presión que pudiera existir por encima del nivel del agua libre. Por debajo de ese nivel se contabilizaría como presiones externas y como subpresión, únicamente, la diferencia entre la presión de agua existente y la presión hidrostática correspondiente al nivel de agua libre. Para realizar los cálculos, o bien se utilizan directamente las diferencias de presión que se acaban de mencionar o bien, si resultara más cómodo, se sustituirían esas diferencias de presión, por las fuerzas de arrastre correspondientes. Ver apartado 3.4.5. Esta forma, que a veces se denomina cálculo en presiones efectivas, ya sea con diferencias de presión o con fuerzas de arrastre equivalentes, sería equivalente a la alternativa n° 2, indicada antes.

La alternativa n° 2 es siempre recomendable. Los comentarios sobre la utilización de la alternativa n° 1 serían los mismos que se indican en el caso considerado anteriormente.

Cuando se realizan cálculos con  $\phi = 0$  no es necesario conocer la red de filtración cuando el nivel de agua libre es horizontal. Los excesos de presión intersticial no influyen en el resultado.

### ***Taludes de diques de abrigo***

En estos casos la acción del agua es compleja, no pudiendo despreciarse las fuerzas de inercia. Para estas circunstancias ver apartado 4.7 y ROM I.I.

### **c. Hipótesis simplificativas**

El cálculo del coeficiente de seguridad requiere, en general, conocer el estado tensional del terreno. Ese conocimiento es difícil de conseguir y por eso es preciso hacer algunas hipótesis simplificativas.

Cada método de cálculo hace alguna simplificación a ese respecto. El ingeniero debe conocerlas, particularmente cuando utiliza programas de ordenador como herramienta de trabajo. No todas las hipótesis simplificativas usuales son aceptables.

A continuación se describen algunos métodos de cálculo cuya utilización se recomienda para las distintas situaciones que pueden plantearse en el análisis de la estabilidad de distintas situaciones de proyecto. En el apartado 3.3.9, se hacen algunos comentarios sobre la aplicación de modelos numéricos más complejos.

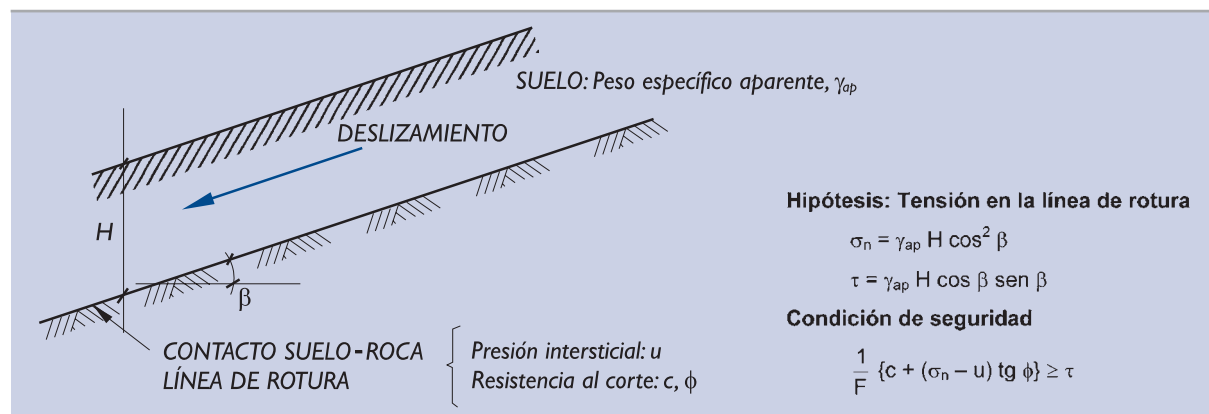
### **3.8.4.4 Deslizamiento plano indefinido**

Se denomina con este nombre al deslizamiento de suelos sobre rocas u otros suelos más firmes a lo largo de superficies aproximadamente paralelas a la superficie exterior del terreno.

Cuando la línea de rotura es suficientemente alargada se pueden despreciar las condiciones de los bordes superior e inferior y verificar la seguridad tal como se indica en la Fig. 3.8.3.

Los datos necesarios para el cálculo son el peso específico aparente medio del suelo y las características resistentes del terreno en la zona próxima a la línea de rotura, que suele ser el contacto del terreno débil con el terreno más firme.

El método es de aplicación al estudio de la estabilidad de laderas naturales y puede utilizarse, también, para analizar taludes artificiales en los que un manto de suelo menos resistente cubre a una formación (artificial o natural) de mayor resistencia.

**Figura 3.8.3. Comprobación de seguridad frente al deslizamiento plano indefinido**

En general el método será de aplicación siempre que la superficie de deslizamiento sea de gran longitud comparada con su profundidad.

### 3.8.4.5 Estudio de deslizamientos circulares

La forma de rotura circular, aparte de que es próxima a las formas realmente observadas en la práctica, tiene la ventaja adicional de simplificar bastante los cálculos respecto a otras posibles formas de rotura.

Dentro de los métodos de cálculo basados en la hipótesis de rotura circular, cabe recomendar los que se citan a continuación.

#### 3.8.4.5.1 MÉTODO DEL CÍRCULO DE ROZAMIENTO

Cuando el terreno es homogéneo o poco heterogéneo, de manera que la resistencia al corte pueda representarse con precisión suficiente mediante unos valores medios de los parámetros resistentes, se puede aplicar el método del círculo de rozamiento.

Según este método es preciso tantear varias líneas de rotura y comprobar que, para cada una de ellas, se cumple el criterio de seguridad correspondiente.

Para cada línea de rotura se deben realizar varios cálculos al objeto de obtener parejas de valores  $c, \phi$  que conducen a una situación de equilibrio estricto. Con esas parejas de valores se dibujará después el diagrama de estabilidad (parte derecha de Fig. 3.8.4). Ese diagrama es el lugar geométrico de los valores de  $c$  y  $\tan \phi$  que darían al talud un coeficiente de seguridad igual a la unidad.

Cada uno de los cálculos o tanteos se realizará suponiendo un valor arbitrario de la cohesión,  $c_i$ , para obtener el valor de  $\phi_i$  correspondiente.

El cálculo correspondiente a una determinada línea de rotura, y a una determinada cohesión, se realiza mediante el proceso que se indica en la Fig. 3.8.4. Para cada línea de rotura ha de calcularse primero la resultante de las acciones,  $R_A$ , debidas al peso propio y posibles cargas externas y, después, la resultante de las resistencias debidas a la cohesión que se haya supuesto.

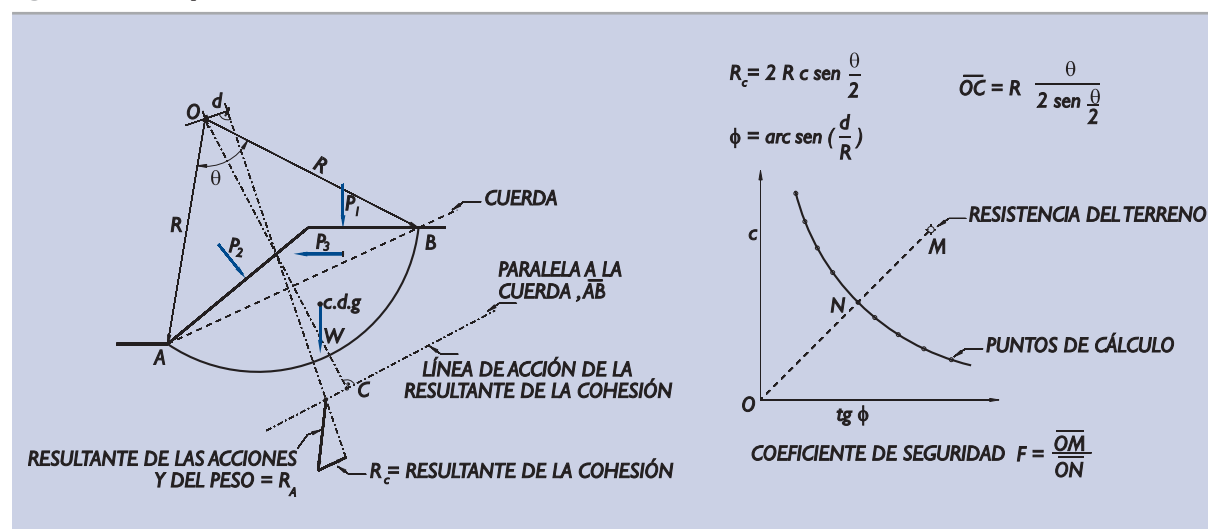
La distancia “d” del centro del círculo a la línea de acción de fuerza, que resulta al componer la resultante de las acciones y la resistencia debida a la cohesión, permite calcular el ángulo de rozamiento necesario para el equilibrio estricto que corresponde a la cohesión considerada.



Ese ángulo se calcula mediante la expresión siguiente:

$$\phi_{\text{necesario}} = \arcsen\left(\frac{d}{R}\right)$$

**Figura 3.8.4. Esquema de cálculo mediante el método del círculo de rozamiento**



Repitiendo el proceso para una serie de valores de la cohesión, se pueden obtener una serie de valores de los ángulos de rozamiento necesarios, para cada cohesión supuesta.

Con estas parejas de valores ( $c$  y  $\tan \phi$  de los sucesivos cálculos) se puede construir la curva de resistencia necesaria que se indica en la Fig. 3.8.4.

La comparación entre la resistencia existente (punto  $M$  del diagrama de Fig. 3.8.4) y la resistencia necesaria, según se indica en esa figura, permite obtener el valor de  $F$  correspondiente a esa línea de rotura.

Una vez concluido el cálculo del coeficiente de seguridad particular de una determinada línea de rotura, se procederá al cálculo de la siguiente, y así sucesivamente, hasta tantear suficiente número de círculos para asegurar que la ubicación de la línea de rotura más crítica se conoce con la precisión adecuada.

El método del círculo de rozamiento tiene una inconsistencia básica. Las tensiones en la línea de rotura, una vez descontada la parte debida a la cohesión, están desviadas un ángulo  $\phi$  respecto a la normal y, por lo tanto, pasan a una distancia  $d = R \cdot \sin \phi$  del centro del círculo. Eso lleva a suponer que su resultante cumple también esa condición. Precisamente en este hecho se basa el cálculo de  $\phi$  antes indicado. Y tal hecho no es cierto.

Debido a esa inconsistencia, el método del círculo de rozamiento puede conducir a errores, particularmente cuando los ángulos centrales " $\theta$ ", indicados en la Fig. 3.8.4, son grandes.

A pesar de ello, el método del círculo de rozamiento es el más adecuado para el estudio de taludes homogéneos sometidos a distintas cargas en su contorno e interior, aparte de la acción principal del peso propio.

### 3.8.4.5.2 ÁBACOS DE TAYLOR

Cuando sobre el talud homogéneo actúan exclusivamente las acciones gravitatorias, la comprobación de la seguridad por el método del círculo de rozamiento, tanteando un número de líneas de rotura suficientemente amplio, ha sido resuelto y tabulado en los ábacos de Taylor.

En esta solución, además, se tiene en cuenta la posible presencia de una capa rígida profunda que, si bien tiene poca trascendencia en aquellos casos en que el ángulo de rozamiento es apreciable ( $> 10^\circ$ ), resulta decisiva en aquellos casos extremos del cálculo en situaciones sin drenaje, en los que se supone  $\phi = 0$ .

Para el caso particular de  $\phi = 0$ , se puede aplicar el ábaco de la Fig. 3.8.5, del que puede obtenerse la cohesión necesaria para el equilibrio estricto en función de los datos geométricos del talud, que se indican en esa figura, y del peso específico del suelo.

En el ábaco se indica, además, el tipo de línea circular cuya estabilidad requiere una cohesión más alta (línea de rotura crítica). Esa línea puede ser un círculo de pie, de talud o profundo. La forma genérica de estas tres tipologías puede verse en la Fig. 3.8.2 y, también, en la propia Fig. 3.8.5.

Una vez conocida la tipología de la rotura, la parte inferior de esta figura permite precisar la situación de la línea de rotura crítica.

En el mismo ábaco se indica, con una línea de puntos, la cohesión necesaria para que un talud sea estable según círculos de pie, en aquellas situaciones en las que realmente la línea más crítica resulta ser un círculo profundo. Esta información puede ser útil en algunas situaciones.

En excavaciones en zanja, con taludes en cada uno de sus costados, no se pueden producir deslizamientos profundos, particularmente si la zanja tiene un fondo estrecho. La propia geometría de la zanja condiciona la cinemática de la rotura. En esas ocasiones, o en otras semejantes, es conveniente conocer la cohesión necesaria para mantener el equilibrio según líneas que no sean tan profundas.

Para el caso general, cuando existe cohesión y rozamiento, la estabilidad puede analizarse mediante el ábaco de la Fig. 3.8.6.

Con este ábaco se pueden obtener parejas de valores de los parámetros resistentes ( $c$  y  $\tan \phi$ ) que conducen al equilibrio estricto. Con esas parejas de valores, se puede construir un diagrama similar al indicado en la Fig. 3.8.4, que facilita la comparación con los parámetros resistentes del terreno y permite, por lo tanto, calcular el coeficiente de seguridad.

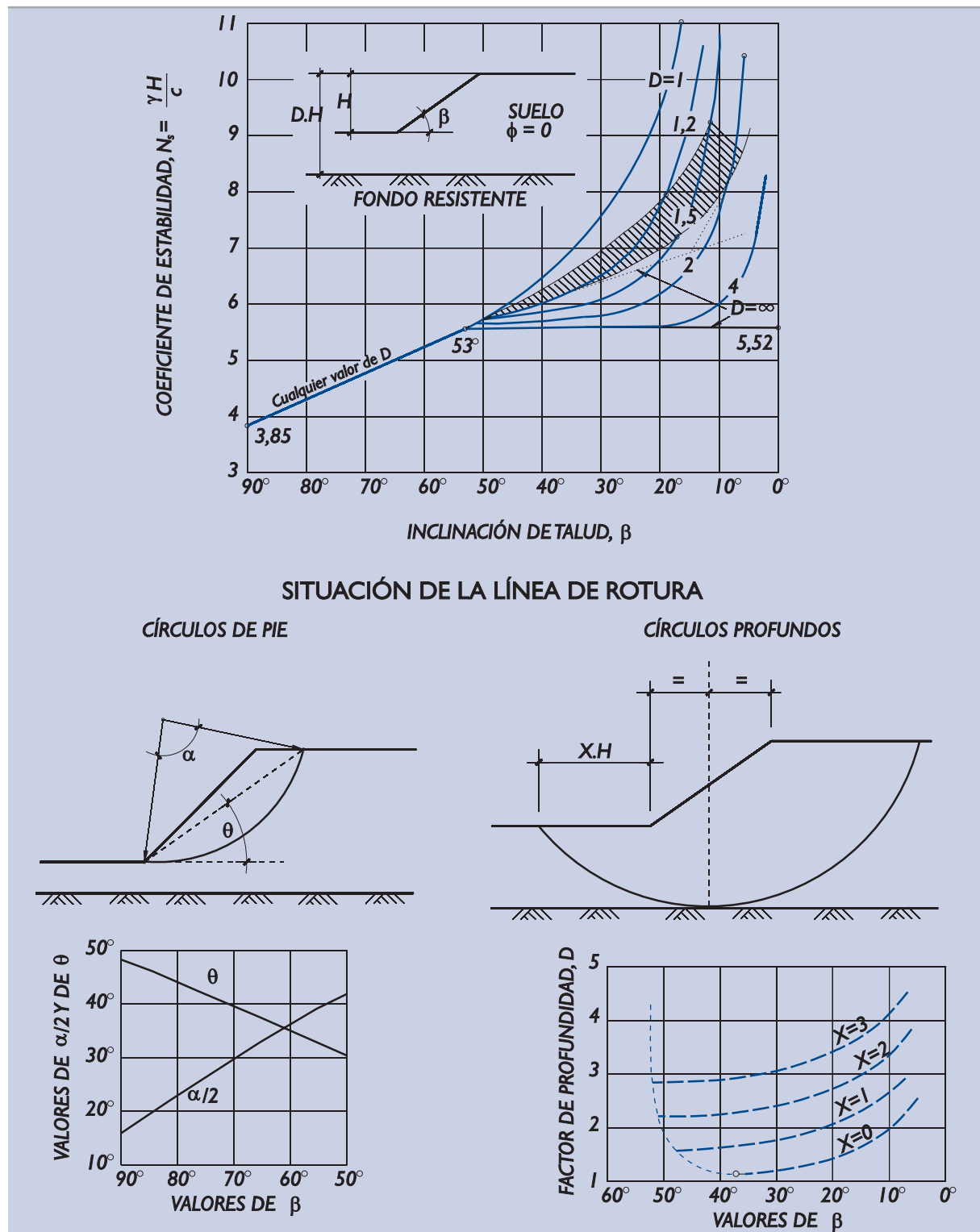
Este ábaco permite, también, conocer el tipo de círculo que condujo, en los cálculos de Taylor, a la línea de rotura más desfavorable.

### 3.8.4.5.3 MÉTODO DE LAS REBANADAS. LÍNEAS CIRCULARES

Cuando el terreno dista de ser homogéneo y, además, existen movimientos del agua en su interior, el método de cálculo más adecuado es el método de las rebanadas, que se indica esquemáticamente en la Fig. 3.8.7.

La evaluación de la seguridad correspondiente a una determinada línea circular exige dividir la masa deslizante en varias rebanadas verticales, de manera que en su base pueda suponerse un terreno homogéneo y se pueda, además, representar su fondo curvo por una línea recta. Es frecuente, para las precisiones que usualmente se requieren, dividir la masa deslizante en un mínimo de unas 10 rebanadas.

La consideración del equilibrio vertical en cada rebanada y la del equilibrio global de momentos respecto al centro del círculo conduce a la definición del coeficiente de seguridad que se indica en la Fig. 3.8.7.

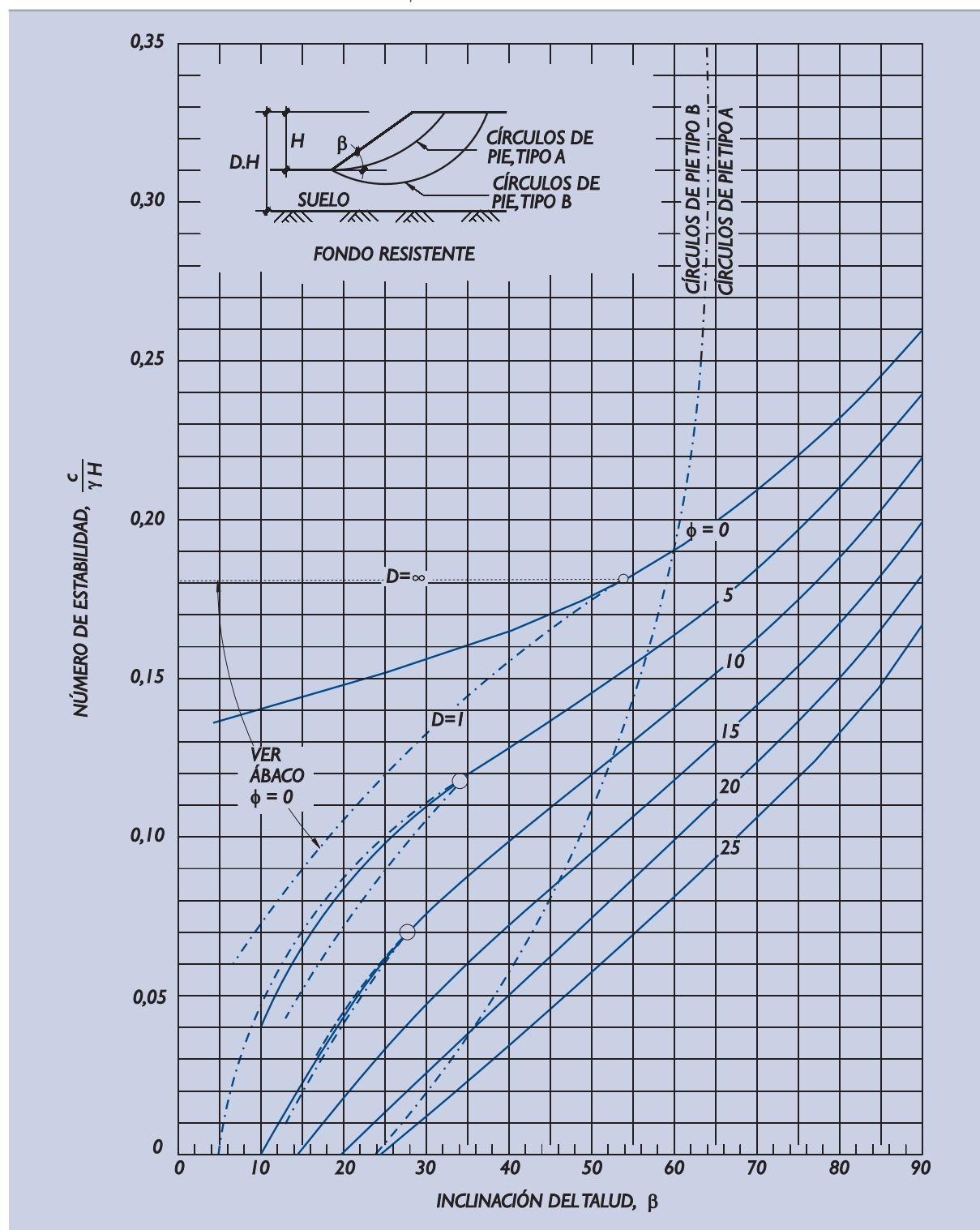
Figura 3.8.5. Ábaco de Taylor. Suelos puramente cohesivos,  $\phi = 0$ 

Nota: En la zona rayada y en su prolongación recta, para inclinaciones del talud mayores de  $53^\circ$ , la rotura se produce según círculos de pie. Por encima de esa zona la rotura obedece a círculos de talud y por debajo de ella a círculos profundos. La línea de puntos indica la estabilidad de círculos de pie en aquellos casos en que la rotura profunda es más crítica. Esta información puede ser útil para ciertos fines. Ver texto. La rotura según círculos que cortan al propio talud (círculos de talud), cuando ocurre, lo hace según círculos tangentes al fondo resistente.

Cuando se producen roturas mediante círculos profundos éstos tienen su centro situado en la vertical trazada por el punto medio del talud y son tangentes al fondo resistente.

Como puede verse, el coeficiente de seguridad no queda del todo definido, ya que las fuerzas  $\Delta T$  no son conocidas. Según la hipótesis que se realice para calcularlas, resultará uno u otro procedimiento diferente. De

**Figura 3.8.6. Ábaco de Taylor. Caso general,  $\phi \neq 0$**



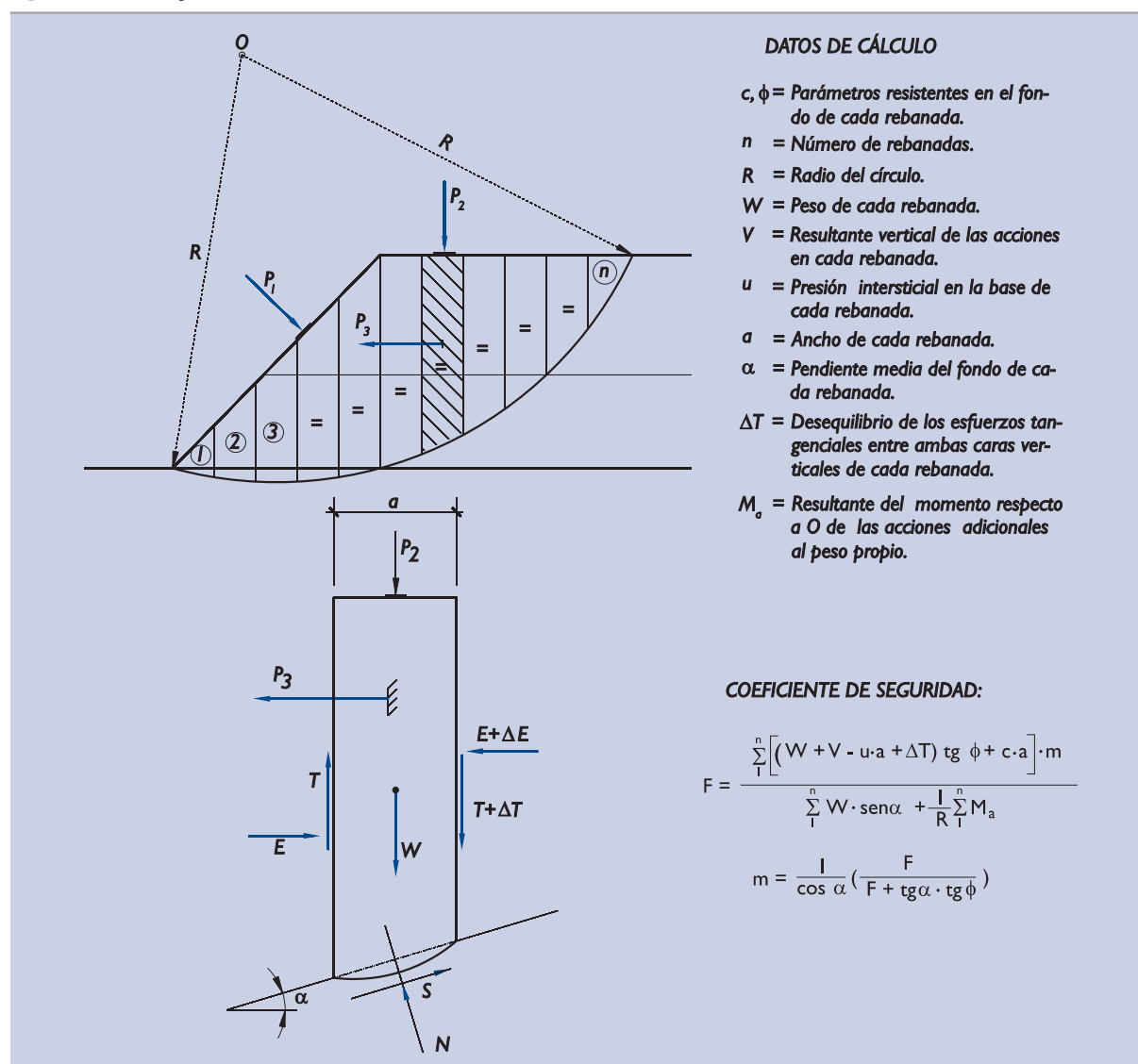
Nota: Las líneas de trazo discontinuo que se indican para ángulos de rozamiento pequeños corresponden a roturas según círculos profundos (trazo largo) o círculos de talud (trazo corto).

Para  $\phi > 10^\circ$  se puede suponer que las líneas de rotura son, siempre, círculos de pie.

entre las hipótesis más razonables, conviene destacar la correspondiente al método simplificado de Bishop en el que se supone  $\Delta T = 0$ .

Dado que la expresión de la condición de seguridad no es explícita, el cálculo debe realizarse mediante tanteos. El cálculo iterativo suele ser rápidamente convergente pero ha de cuidarse el procedimiento cuando se realiza con ordenador, pues en teoría existen tantas soluciones (valores de  $F$ ) al problema como rebanadas se utilizan en la división de la masa deslizante. Los programas de ordenador comerciales suelen determinar, para cada línea de rotura tanteada, el valor mayor de  $F$  que cumple la condición de seguridad. Pueden presentarse problemas de cálculo cuando aparezcan rebanadas con valores negativos de  $\alpha$ . En estos casos el coeficiente  $F$  puede converger a valores anormalmente altos.

**Figura 3.8.7. Esquema del método de las rebanadas en deslizamientos circulares**



Este hecho puede ser particularmente acusado en aquellas líneas de rotura con contrapendiente fuerte en el pie, cuando en esta zona el terreno es granular. En esos casos la hipótesis  $\Delta T = 0$  no es recomendable, ya que puede conducir a resultados optimistas (del lado de la inseguridad). Es, por lo tanto, preciso suponer valores razonables de  $\Delta T$  o modificar, al menos localmente, la forma de la línea de rotura.

En el apartado 4.7.4.5.1 se indica un procedimiento adecuado para resolver este inconveniente en el estudio de la estabilidad de los diques de abrigo. Ese procedimiento puede ser útil en otros problemas similares.

### 3.8.4.6 Estudio de deslizamientos no circulares

#### 3.8.4.6.1 MÉTODO DE LAS REBANADAS. LÍNEAS NO CIRCULARES

En aquellos casos en los que la configuración geométrica del terreno induzca a pensar en líneas de rotura no asimilables fácilmente a circunferencias, es preciso modificar las ecuaciones correspondientes ya que, en esos casos, la ecuación del equilibrio global de momentos toma otra forma, tal como se indica en la Fig. 3.8.8.

La solución del problema es similar a la descrita en 3.8.4.5.3. Igual que allí, es necesario hacer alguna hipótesis sobre los valores de  $\Delta T$ . Es necesario, igualmente, un proceso iterativo para resolver el problema y también existen soluciones parásitas.

Se recomienda, en estos casos, o bien suponer  $\Delta T = 0$  o bien intentar alguna hipótesis razonable sobre esos valores, pero entonces cumpliendo la ecuación global del equilibrio de momentos.

Los métodos que suponen cierta inclinación de los empujes entre rebanadas:

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{T}{E}$$

sólo cumplen el equilibrio de momentos cuando <sup>(18)</sup>:

$$\int_L R \cdot \operatorname{sen}(\delta - \alpha) dl = \sum H \cdot h$$

siendo R la resultante de E y T, esto es:

$$R = \sqrt{E^2 + T^2}$$

El método conocido con el nombre de Spencer supone que  $\delta$  es un valor constante. Esta hipótesis es en general aceptable pero puede ser optimista en algunas circunstancias. Es posible que el ángulo  $\delta$  necesario para satisfacer las condiciones de equilibrio sea excesivamente alto, particularmente si existen fuerzas horizontales aplicadas a la masa deslizante en el sentido desfavorable ( $\sum H \cdot h > 0$ ). Los valores altos de  $\delta$  pueden aumentar mucho la resistencia atribuida al pie de la línea de rotura, especialmente cuando en esta zona existe un ángulo de rozamiento elevado. El método de Spencer puede ser peligroso cuando en el pie del talud  $\phi$  es alto y  $\alpha$  es negativo.

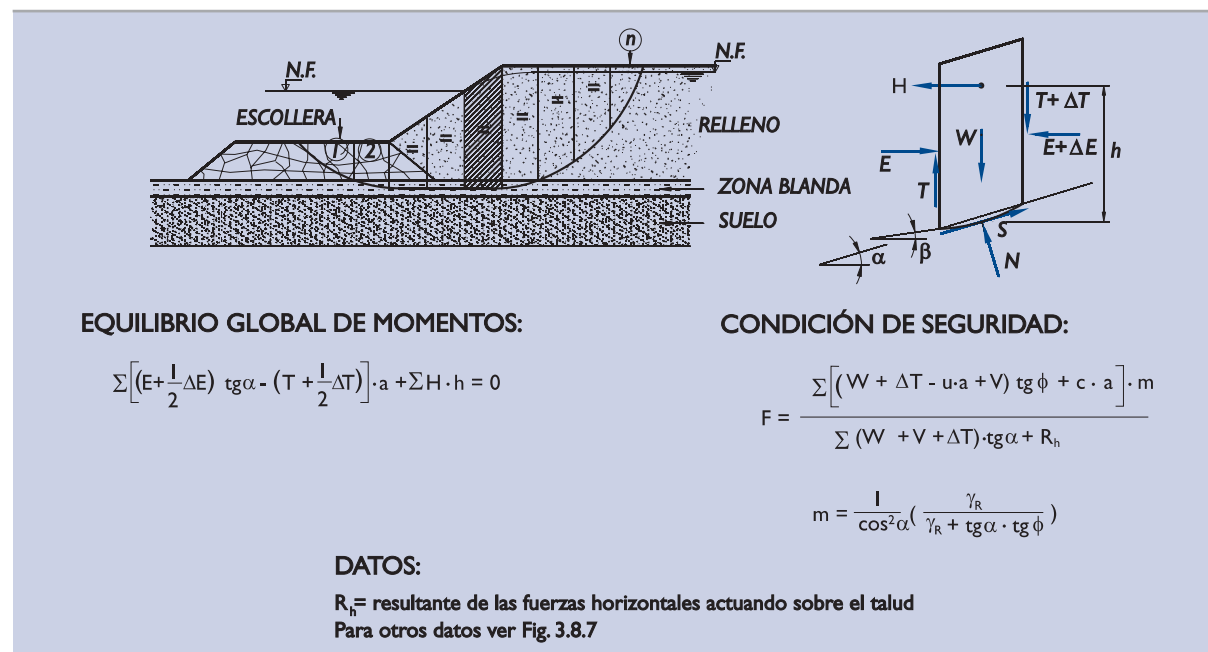
El método de Morgenstern-Price supone que:

$$\operatorname{tg} \delta = \lambda \cdot f(x)$$

siendo  $\lambda$  una constante a determinar y  $f(x)$  una función a especificar por el usuario. La variable x es la abscisa según un eje horizontal. El caso particular  $f(x) = 1$  es el método de Spencer antes comentado.

Es claro que el método de Morgenstern-Price supone un avance hacia una mejor solución. El valor de  $\lambda$  que cumple las ecuaciones de equilibrio es:

(18) Para que exista equilibrio de momentos es necesario que la integral del flujo del vector  $\bar{R}$  a través de la línea de deslizamiento sea igual al momento de las fuerzas horizontales aplicadas a la masa deslizante.

**Figura 3.8.8. Método de las rebanadas para superficies de rotura no circulares**

$$\lambda = \frac{\sum H \cdot h + \int_L E \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot dx}{\int_L f(x) \cdot E \cdot dx}$$

Para evitar problemas de convergencia, algunos programas comerciales impiden que el usuario especifique valores negativos de  $f(x)$  que podrían llegar a anular el denominador de la expresión precedente. Y, sin embargo, en algunos casos especiales (valores de  $\alpha$  negativos en zonas con  $\phi$  alto, por ejemplo) la solución adecuada exige que  $f(x) < 0$ .

Hay una alternativa elemental que suele seguirse y que consiste en no utilizar superficies de rotura con fuertes valores negativos de  $\alpha$  (limitación de la pendiente de salida de las líneas de rotura en zonas con  $\phi$  elevado). Aunque esto palía el problema, aún queda sin resolver completamente.

Finalmente, ha de advertirse que las líneas de rotura que se tanteen deben ser suaves, sin cambios bruscos de pendiente, cuidando su cinemática. Superficies poco realistas junto con ciertas hipótesis acerca de los valores de  $\Delta T$  pueden conducir a coeficientes de seguridad extraordinariamente altos pero también a coeficientes de seguridad muy bajos.

Dado que el método de las rebanadas no tiene solución única, se recomienda utilizar alguna simplificación razonable. Si el asunto es de importancia, al menos la línea de rotura pésima encontrada en los cálculos debe recalcularse (a mano o con un programa de cálculo auxiliar) haciendo distintas hipótesis verosímiles sobre la dirección de las fuerzas entre rebanadas y tratando de cumplir la ecuación del equilibrio global de momentos que, en estos problemas, y según indica la experiencia, es de máxima importancia.

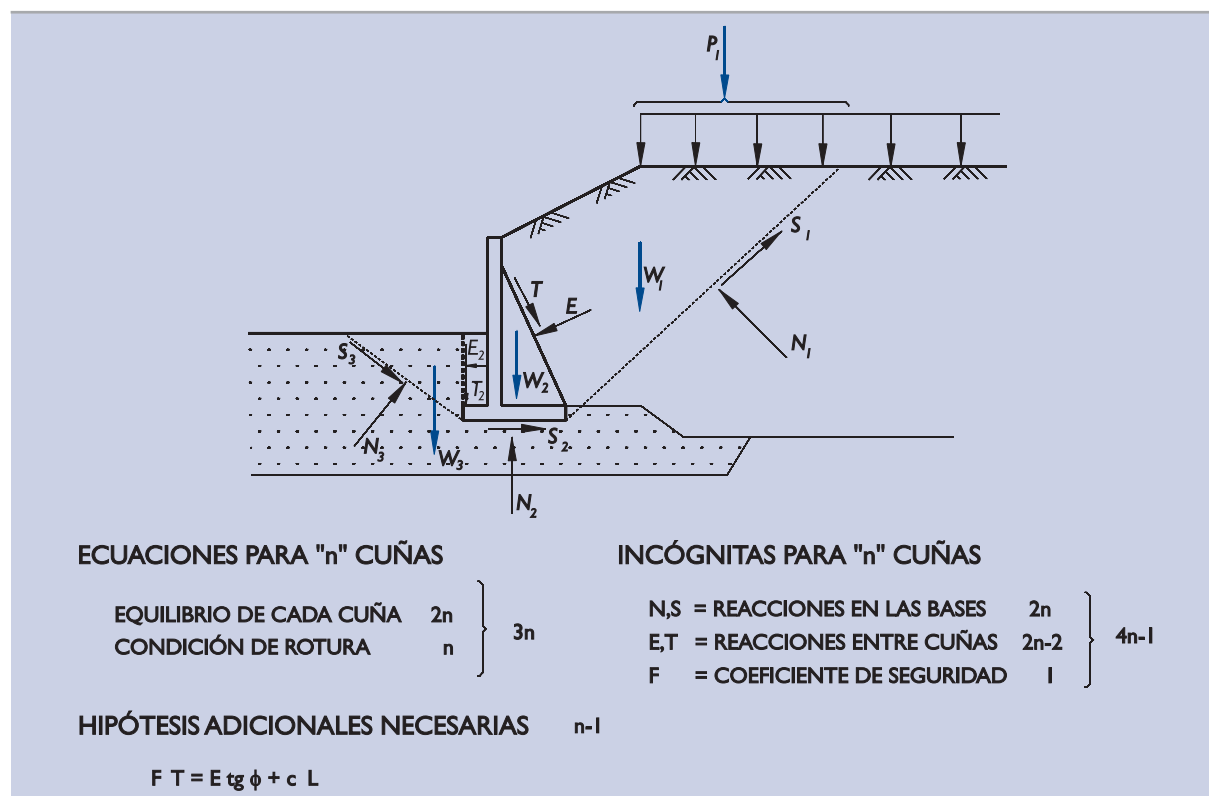
### 3.8.4.6.2 MÉTODO DE LAS CUÑAS

La división de la masa deslizante puede hacerse mediante líneas no verticales resultando así cuñas en lugar de rebanadas, tal como se indica en el esquema de la Fig. 3.8.9.

En esos casos se puede suponer un cierto movimiento relativo entre las cuñas y especificar algún dato sobre las relaciones entre las componentes tangencial "T" y normal "E" en las líneas de división, tal como la indicada en esa misma figura.

Este procedimiento de cálculo es, en general, más fácil de resolver, ya que no requiere dividir el conjunto en gran número de cuñas, resultando, por lo tanto, un número limitado de ecuaciones.

**Figura 3.8.9. Esquema del método de las cuñas**



El tanteo de posibles formas críticas de rotura debe extenderse no sólo a las localizaciones de la línea de rotura sino también a la inclinación de los planos de rotura entre cuñas.

El método puede tener la ventaja, sobre los métodos de rebanadas, de reproducir mejor la cinemática del movimiento en algunos casos concretos, además de ser más fácil de calcular. Sin embargo al no poderse plantear, al menos de una manera realista, el equilibrio global de momentos, es de temer que su precisión, en términos generales, sea menor que el de los métodos de rebanadas. Por eso, su utilización debe ser más restringida.

### 3.8.5 El cálculo de la estabilidad global en rocas

Los problemas de inestabilidad en macizos rocosos en las proximidades de desniveles importantes (taludes) tienen un carácter especial, ya que los macizos rocosos, en general, tienen un comportamiento en rotura muy condicionado por la existencia de planos de debilidad natural en sus juntas de estratificación (rocas sedimentarias) y en las diaclasas que existen en todo tipo de rocas.

En rocas muy diaclasadas, esto es, con espaciamento entre diaclasas pequeño, comparado con las dimensiones de la obra, y afectadas por familias de fracturas de distintas orientaciones, así como en las rocas muy altera-



das, es suficientemente conservador utilizar, para el estudio de estabilidad global, los procedimientos indicados en el apartado 3.8.4, suponiendo como resistencia al corte del terreno homogéneo equivalente el correspondiente a las litoclasas más débiles del macizo rocoso.

En rocas sanas, sobre todo si están poco diaclasadas, se deben utilizar procedimientos de análisis específicos de la mecánica de rocas para evaluar la seguridad frente a la estabilidad global de las obras realizadas en su entorno. En los apartados que siguen se dan algunas ideas básicas relativas a esos procedimientos de análisis.

### 3.8.5.1 Tipos de inestabilidad

En función de la orientación relativa del plano de discontinuidad principal del macizo rocoso (estratificación, esquistosidad, etc.) y a efectos de definir los procedimientos de análisis más adecuados, se pueden distinguir los tres casos típicos que se ilustran en la Fig. 3.8.10.

Cuando la dirección del plano del talud es sensiblemente paralela a la estratificación (o a la discontinuidad principal) y además el buzamiento de ésta resulta inferior al del plano del talud y del mismo signo, de manera que la estratificación buza hacia afuera, el mecanismo de rotura más crítico es de tipo plano.

En caso de que la dirección de la estratificación (o discontinuidad principal) resulte aproximadamente paralela al talud pero buzando hacia adentro, el mecanismo de rotura usualmente más crítico es el movimiento de bloques mediante vuelco (“toppling”).

El caso de deslizamiento más típico, sin embargo, es aquel en el que las direcciones de los planos de las discontinuidades principales y la dirección del plano del talud distan de ser paralelas. Entonces, la inestabilidad se puede producir a favor de dos planos de discontinuidad que delimitan una cuña cuya arista tenga salida hacia afuera del talud.

Además de esos tres tipos de rotura más elementales, existen otros de formas diversas tales como:

- ◆ Caída de bloques por descalce erosivo de estratos rocosos más blandos que los sustentan. Típico en series rocosas sedimentarias subhorizontales de estratos alternantes más y menos resistentes.
- ◆ Pandeo de estratos casi verticales en taludes excavados aproximadamente al hilo de la estratificación.
- ◆ Deslizamientos complejos en el entorno de zonas falladas.
- ◆ Deslizamientos a favor de capas especialmente débiles que puedan existir dentro del macizo rocoso y que queden próximas al talud de excavación.

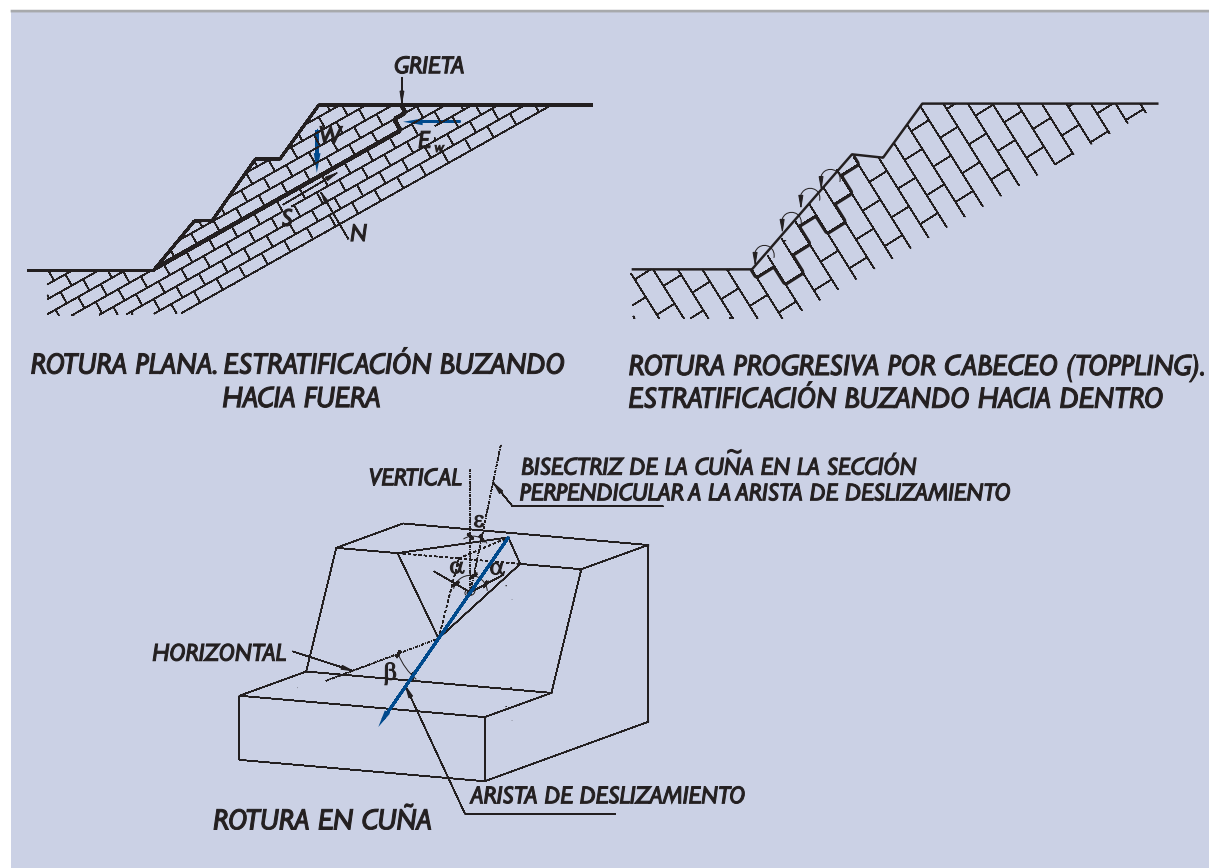
Cada tipología de inestabilidad será analizada con unos principios de cálculo comunes, tal como se indicará a continuación. Tales principios incluirán, además, la consideración de los efectos que pueden producir las acciones externas que puedan inducir obras próximas al talud rocoso o construidas en el propio talud, así como la consideración de los efectos estabilizadores producidos por los posibles elementos de contención.

Los procedimientos más clásicos de estabilización, en estos casos de roca sana, consisten en anclajes convenientemente dirigidos y su proyecto requiere estudios de estabilidad al deslizamiento que deben realizarse con los principios básicos que se indican a continuación.

### 3.8.5.2 Caracterización de la situación de proyecto

Los datos necesarios para el estudio de la estabilidad de macizos rocosos diaclasados son los relativos a la geometría, a las acciones y a la resistencia al corte a lo largo de las diaclasas.

Figura 3.8.10. Tipos de inestabilidades elementales en taludes rocosos



#### a. Definición de los parámetros geométricos

Los parámetros geométricos más importantes, aparte de los necesarios para describir la obra, son los relativos a la orientación de las discontinuidades de la roca.

Dado el carácter tridimensional del problema, su descripción geométrica suele ser compleja. A efectos de representar, de manera inteligible, la distribución de diaclasas, es preciso utilizar procedimientos especiales. Es, en este caso, recomendable utilizar la proyección estereográfica de igual área para representar las diaclasas medidas en el terreno. Cada diaclasa queda representada en ese diagrama por un punto y, del estudio de las nubes de puntos medidas en campo, se pueden obtener las orientaciones habituales de las distintas familias de diaclasas.

Además, de cada familia de diaclasas, será necesario conocer su continuidad, separación entre diaclasas consecutivas, etc. Es conveniente, en casos complejos o de cierta trascendencia, utilizar descripciones probabilísticas de los diaclasamientos de los macizos rocosos.

Un dato trascendente, en el estudio de la estabilidad de macizos rocosos diaclasados, es el relativo al estado de agua, ya que será necesario conocer, en las diaclasas que resulten más críticas, la presión del agua, que afectará de manera muy importante a la seguridad de la obra.

Los datos geométricos a adoptar en una determinada situación de proyecto serán una simplificación razonablemente conservadora de la realidad. En esta modelización geométrica se decidirá buena parte de la seguridad y por eso es recomendable, en casos de importancia, realizar cálculos de sensibilidad frente a las variables geométricas peor conocidas.

**b. Definición de las acciones**

Aparte del peso propio pueden actuar, en la situación del proyecto considerada, otras acciones tales como sobrecargas, pesos de parte de la estructura, etc. La forma de considerar esas acciones debe cumplir las ideas básicas indicadas en 3.8.4.2.b).

Los elementos de sujeción o estabilización del talud introducen, en general, uno de los dos tipos de fuerzas siguientes:

- a) Elementos activos. Suelen estar formados por anclajes largos y flexibles, colocados con carga inicial importante respecto a su carga de rotura.
- b) Elementos pasivos. Suelen estar formados por bulones cortos y rígidos colocados con carga inicial baja respecto a su carga de rotura.

La representación de los elementos activos en los cálculos de seguridad global, según líneas de rotura que los cortan entre la zona de su cabeza y la zona de anclaje en la roca profunda, puede realizarse mediante una fuerza igual a la carga de colocación aplicada en la zona de apoyo de su cabeza contra el talud rocoso. Para líneas de rotura que engloben su zona de anclaje, la presencia del elemento debe ser considerada de efecto nulo.

La presencia de elementos pasivos en los cálculos de estabilidad global quedará representada como una fuerza igual a la resistencia al arranque de la parte del elemento que queda fuera de la zona que puede deslizarse.

La diferencia de tratamiento de uno y otro tipo de elemento estriba en la deformación necesaria para movilizar la fuerza resistente. Sería teóricamente infinita para los elementos activos y nula para los pasivos. En caso de requerirse cálculos precisos o en aquellas situaciones en las que existan elementos de tipo intermedio entre los dos citados, se podrá representar la acción debida a su presencia mediante las fuerzas que correspondan a unas deformaciones razonables que el ingeniero habrá de fijar.

**c. Definición de las propiedades del terreno**

La resistencia de la matriz de la roca sana, salvo en ocasiones muy excepcionales, no interviene en los cálculos de estabilidad global. Es, sin embargo, un índice útil para evaluar indirectamente la resistencia al corte de las diaclasas.

La resistencia al corte de las diaclasas debe determinarse o bien directamente mediante ensayos de laboratorio o de campo, o bien indirectamente según correlaciones previamente establecidas de acuerdo con la experiencia.

El criterio del ingeniero, en este caso, es primordial. La elección de una u otra correlación, o la decisión de realizar ensayos específicos, dependerá de la importancia del caso y de la experiencia local en temas similares.

En cualquier caso, para hacer una evaluación expresa del coeficiente de seguridad global del macizo rocoso, será necesario definir los parámetros de resistencia al corte según cada una de las familias de litoclasas diferentes encontradas en las investigaciones de campo.

**d. Colaboración de los elementos estructurales**

Cuando la superficie de rotura tanteada corte a otros elementos estructurales, la resistencia de éstos será estimada como si de un elemento de sujeción pasivo se tratase y esa resistencia será considerada como una acción externa.

### 3.8.5.3 Principios generales de cálculo

Para calcular el coeficiente de seguridad frente a la inestabilidad global de un talud en roca es preciso tantear cuantos mecanismos de rotura sean imaginables y tengan una cinemática posible.

Cada uno de esos mecanismos está definido por una superficie de rotura que aísla la zona que se movería respecto de la zona que quedaría en reposo. Dentro de la zona que desliza se pueden producir, además, roturas internas con deslizamientos de unas zonas sobre otras.

El coeficiente de seguridad correspondiente a un posible mecanismo de rotura concreto se define como el factor  $F$  por el que habría de minorarse la resistencia al corte en la superficie de rotura tanteada, de manera que, en la situación de proyecto que se considera, se cumpliera el equilibrio estricto.

El coeficiente de seguridad frente a la estabilidad global de la obra será el menor de los encontrados tras analizar varias formas de rotura y considerar, dentro de cada forma, distintas variantes de detalle en cuanto a la definición concreta de los planos de rotura.

El cálculo concreto según una determinada línea de rotura se hará de acuerdo con los principios básicos de la mecánica racional. A esos efectos se indican algunas recomendaciones concretas en los apartados que siguen, para cada uno de los tres tipos elementales de inestabilidad de macizos rocosos sanos diaclasados.

#### a. Deslizamientos planos

En este tipo de situaciones conviene proyectar todas las acciones según dos direcciones, una normal y otra tangente al plano de deslizamiento.

Debe considerarse que en la cabeza del posible deslizamiento puede existir, previamente, una grieta de tracción llena de agua con el correspondiente empuje hidrostático.

La componente normal “ $N$ ” y la posible subpresión en el plano de deslizamiento “ $S_w$ ” permitirán evaluar la resistencia al corte:

$$\text{Resistencia} = (N - S_w) \operatorname{tg} \phi + c \cdot A$$

donde:

$c, \operatorname{tg} \phi$  = parámetros resistentes en el plano de deslizamiento.

$A$  = área donde actúan  $N$  y  $S_w$ .

Comparando esa resistencia con la componente tangencial “ $T$ ” de la resultante de las acciones, se obtiene el coeficiente de seguridad:

$$F = \frac{\text{Resistencia}}{T}$$

#### b. Vuelco o cabeceo de estratos. (Toppling)

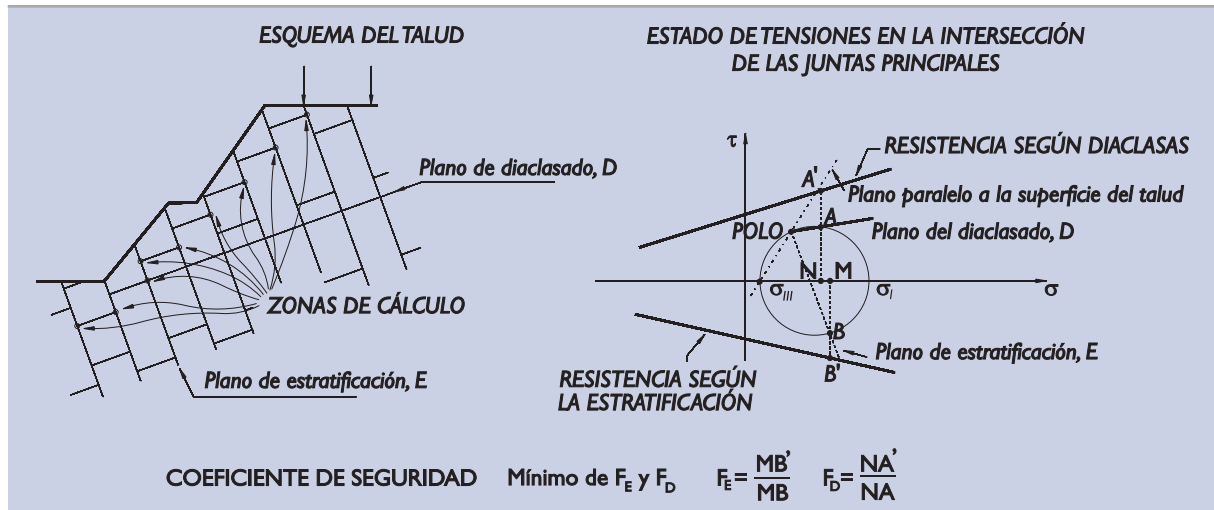
El estudio de estos casos, si el problema es de importancia, requiere hacer hipótesis sobre el detalle de los bloques existentes. Existen procedimientos de cálculo específicos que permiten esos estudios de detalle.

En general se considera suficientemente próximo a la realidad y suficientemente seguro calcular, como si de un terreno homogéneo se tratara, el estado tensional en el entorno del punto crítico donde se teme el inicio del vuelco. A esos efectos deberán realizarse tanteos, suponiendo distintas localizaciones de ese punto.

La definición del estado tensional puede requerir la utilización de soluciones publicadas en la literatura técnica o un cálculo numérico previo.

Definido el estado tensional en el punto en cuestión mediante su círculo de Mohr, tal como se indica en la Fig. 3.8.11, se puede estimar la sollicitación de corte en los planos de las diaclasas y, con estos datos, evaluar el coeficiente de seguridad correspondiente.

**Figura 3.8.11. Procedimiento simplificado de evaluación de la seguridad. Taludes rocosos diaclasados**



El coeficiente de seguridad mínimo alcanzado en diversas evaluaciones (según distintas litoclasas y en distintas zonas) será asignado como coeficiente de estabilidad del talud correspondiente.

### c. Deslizamientos en cuña

Identificada como cinemáticamente posible una determinada cuña formada por dos planos A y B, el problema mecánico resulta estáticamente determinado cuando se hace alguna hipótesis razonable para repartir las acciones sobre la cuña en las reacciones sobre A y B. A estos efectos es razonable y recomendable suponer que los esfuerzos de corte en las diaclasas son paralelos a la arista de deslizamiento.

Conviene citar que, para aquellos casos en los que no exista ni cohesión ni subpresión en las diaclasas y en los que, además, ambas diaclasas tengan igual rozamiento, el coeficiente de seguridad natural (sin acciones externas ni elementos de sujeción) viene dado por:

$$F = K \cdot \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \beta}$$

donde:

- $\phi$  = rozamiento en las diaclasas.
- $\beta$  = pendiente de la arista de deslizamiento.
- K = factor de cuña.

El factor de cuña viene dado por:

$$K = \frac{\cos \varepsilon}{\sin \alpha} \leq 1$$

donde:

- $\varepsilon$  = ángulo formado por el plano bisector de la cuña y el plano vertical de la arista de deslizamiento.  
 $\alpha$  = semiapertura del diedro de la cuña.

El significado de estos ángulos se indica en la Fig. 3.8.10.

### 3.8.6 Coeficientes de seguridad mínimos frente a la pérdida de estabilidad global

Los coeficientes de seguridad mínimos exigibles frente a los Estados Límite Últimos de estabilidad global deberán fijarse oportunamente en las bases de proyecto de cada obra en cuestión, en función de la importancia de la obra y de las consecuencias del fallo.

En términos generales, se considera aceptable que, en obras de ISA bajo, para la verificación de la seguridad frente al modo de fallo de pérdida de la estabilidad global, analizada con los criterios precedentes, se admitan como coeficientes de seguridad mínimos los incluidos en la Tabla 3.8.1.

**Tabla 3.8.1. Coeficientes de seguridad mínimos recomendados frente a la pérdida de la estabilidad global. Obras con ISA bajo (5 a 19)**

Combinación de acciones	Coeficientes de seguridad, F
Cuasi-Permanente, $F_1$	1,4
Fundamental, $F_2$	1,3
Accidental o Sísmica, $F_3$	1,1

Para obras con ISA no significativo o alto, o para otras probabilidades de fallo admisibles, los valores mínimos de F establecidos en la Tabla 3.8.1 pueden adecuarse según se indica en los apartados 3.3.8.2 y 3.3.10. Asimismo podrán adecuarse para situaciones transitorias (incluyendo situaciones geotécnicas de corto plazo) de acuerdo con lo previsto en 3.3.8.1.

### 3.8.7 Consideración de las deformaciones

En general, no deben colocarse estructuras rígidas en las proximidades de los taludes, ya que las deformaciones del terreno en su entorno suelen ser importantes. A pesar de ello, habrá situaciones en las que será imprescindible construir estructuras en la zona de afección de los taludes.

El cálculo de los movimientos en el entorno de los taludes debe realizarse mediante procedimientos numéricos. Se recomienda la utilización de métodos basados en la teoría de la elasticidad, ya sea lineal o no lineal. Tales procedimientos se consideran tanto más aplicables cuanto mayor sea el coeficiente de seguridad global.

Las deformaciones obtenidas serán, en todo caso, poco precisas por lo que, en general, se supondrá que una situación es aceptable cuando las deformaciones resultantes de la mejor estimación sean, al menos, tres veces menores que la que producen daño en la estructura próxima al talud.

A efectos de mejorar el grado de conocimiento y en aquellos casos en los que el aspecto deformacional sea importante, se recomienda especificar, como medida preventiva, la observación cuidadosa de movimientos durante la construcción, así como incluir las disposiciones contractuales oportunas para poder adaptar la obra en función de los resultados de estas observaciones.

## 3.9 MEJORA DEL TERRENO

### 3.9.1 Aspectos generales

La calidad del terreno puede ser mejorada mediante los distintos tipos de tratamiento que se indican en esta parte de la ROM.

Es posible que, en determinadas circunstancias, el tratamiento del terreno para mejorar alguna de sus características sea más conveniente que adaptar la solución de proyecto a las condiciones naturales del terreno.

Como ejemplo claro de esa situación se quiere citar la construcción de pavimentos sobre rellenos recientes. En esos casos el tratamiento del relleno y de su cimiento (si es que éste también es mejorable) puede ser más conveniente que construir un pavimento provisional y proceder a su reposición posterior. Ambas alternativas deben estudiarse y compararse.

Algo similar puede decirse respecto a la construcción de instalaciones ligeras sobre suelos blandos. Es posible resolver el problema de su cimentación mediante cimentaciones profundas o bien, alternativamente, con cimentaciones superficiales realizadas directamente sobre el terreno después de algún tratamiento de mejora.

Los tratamientos de mejora de terreno “a posteriori” son una solución casi obligada, en algunos casos patológicos.

Como caso excepcional debe citarse el tratamiento antilicuefacción de depósitos de suelos potencialmente inestables durante un hipotético terremoto u otras vibraciones similares. El tratamiento del terreno es, prácticamente, una medida ineludible.

Hay situaciones en las que la mejora del suelo no es procedente. Es más fácil y económico adaptar la solución proyectada a la calidad del terreno que proceder a su mejora.

Quiere adelantarse aquí, como punto de partida, que la mejor solución de tratamiento de un terreno problemático es su excavación y sustitución por otro mejor. Esa solución, adoptada en muchas ocasiones, ha de plantearse siempre como la primera alternativa.

Las técnicas actuales del tratamiento del terreno están encaminadas a aumentar la resistencia, a disminuir la deformabilidad o a disminuir la permeabilidad, ya sea de forma generalizada en toda su masa o en zonas locales, y ya sea de una manera permanente o transitoria.

A efectos de exposición en esta ROM, se han clasificado los procedimientos de mejora en los distintos tipos que se comentan a continuación. Esta división tiene el único objeto de facilitar los comentarios y las recomendaciones que se quieren hacer acerca de ellos. La clasificación no es fácil pues, como se verá, existen procedimientos mixtos que participan de las características de dos o más de los procedimientos que se describen.

Debe mencionarse también que no es clara la separación entre lo que es un tratamiento de mejora del terreno y lo que es un trabajo de ejecución de cimentación. Tal es el caso de las inclusiones rígidas descritas en el apartado 3.9.6 ó incluso algunos procedimientos de vibración profunda descritos en 3.9.3 ó de inyecciones mediante jet-grouting descritos en 3.9.7.4. Estos procedimientos pueden también considerarse como casos especiales de cimentaciones profundas mediante pilotajes no convencionales. En ese sentido, los procedimientos indicados en el apartado 3.6 de esta Recomendación pueden ser de aplicación al estudio de estos tipos de tratamiento de mejora.

También ha de añadirse que la compactación superficial es siempre adecuada como tratamiento único o como tratamiento complementario al realizado con otras técnicas.

### 3.9.2 Precargas

#### 3.9.2.1 Mejoras producidas por las precargas

Los terrenos que han de ser sometidos a una cierta carga se deforman más la primera vez que tal carga actúa que en ocasiones posteriores. La primera carga deja al suelo con mayor resistencia y menor deformabilidad, aunque tal carga sea retirada. Los terrenos arcillosos, en particular, son muy sensibles a este efecto beneficioso de las precargas.

Por otro lado, conseguir el efecto beneficioso de las precargas puede requerir un tiempo grande en aquellos terrenos que estén saturados. Ese tiempo es tanto mayor cuanto mayor sea el espesor de suelo blando, cuanto mayor sea su compresibilidad y cuanto menor sea su permeabilidad. Por ese motivo, las precargas aceleradas con medidas de drenaje artificial pueden ser mucho más efectivas.

Considérese, a modo de ejemplo, el muro en L que se indica en el croquis de la Fig. 3.7.3. En ese caso, con el trasdós virtual vertical, se obtendría un gran peso equivalente del muro  $W_o$ , que englobaría el de las tierras en la zona rayada, y un empuje horizontal  $E_a$ .

Las precargas aumentan la densidad del terreno, incrementan su resistencia y disminuyen su deformabilidad, mejorando así las condiciones frente a posibles problemas de estabilidad y frente a futuros problemas de deformaciones.

La precarga es un procedimiento tan efectivo que su consideración es siempre recomendable.

En cada caso particular y en función de las condiciones concretas de cada lugar, se conseguirán unos u otros efectos beneficiosos. El estudio de las precargas permitirá hacer una estimación razonable de estos efectos.

En la Tabla 3.9.1 se indican, sólo con fines ilustrativos, unas ideas sobre las mejoras que podrían inducir las precargas en dos tipos de suelo.

**Tabla 3.9.1. Ejemplo de posibles mejoras producidas por precargas**

	Antes de la precarga	Después de la precarga
<b>Suelos Cohesivos Blandos</b>		
Peso específico seco, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	12	15
Módulo de deformación (edométrico), $E_m$ (MPa)	2	10
Resistencia al corte sin drenaje, $s_u$ (kPa)	10	20
<b>Suelos Arenosos Flojos</b>		
Densidad relativa, $D_r$ (%)	40	70
Módulo de elasticidad, $E$ (MPa)	10	30
Ángulo de rozamiento interno, $\phi$	28	32

#### 3.9.2.2 Tipos de precargas

La precarga más clásica consiste en colocar tierras sobre los rellenos artificiales o suelos naturales blandos que se quieren mejorar, de manera que se produzcan asentamientos al consolidar el suelo bajo el peso de las tierras. Las tierras se retiran después total o parcialmente.

La precarga puede conseguirse por otros procedimientos, entre ellos:

- ◆ Acopio de bloques de hormigón o de mercancías pesadas.
- ◆ Cargas de agua en recintos estancos (depósitos).



- ◆ Rebajando artificial y temporalmente el nivel freático.
- ◆ Mediante gatos y anclajes en zonas localizadas.

La aceleración del proceso de consolidación mediante drenes artificiales es adecuada en aquellos casos en que los tiempos de consolidación son importantes.

Los drenes que comúnmente se utilizan son bandas drenantes prefabricadas. En el pasado se utilizaron drenes cilíndricos de arena que hoy parecen menos eficaces, aunque pueden tener algún otro efecto secundario beneficioso como elemento de refuerzo.

### 3.9.2.3 Reconocimientos previos

Antes de proyectar una precarga es preciso reconocer el terreno para determinar su estratigrafía, así como sus características geotécnicas. El reconocimiento geotécnico previo con ensayos de penetración estática continuos, especialmente midiendo las presiones intersticiales (piezocono o ensayo CPTU), es especialmente indicado. En particular es necesario conocer, de cada estrato o nivel:

- ◆ Densidad y humedad natural.
- ◆ Módulos de deformación.
- ◆ Coeficiente de consolidación.

Estos datos se pueden obtener directamente mediante ensayos edométricos realizados con muestras inalteradas. Pueden obtenerse también indirectamente mediante correlación con otros ensayos.

También es necesario investigar la resistencia al corte del terreno natural, no sólo para compararla con la resistencia correspondiente después del tratamiento, sino también para analizar los problemas de estabilidad que pueden provocar las precargas. Cargas de tierra altas en zonas de suelos blandos pueden provocar la rotura del terreno a corto plazo. Este problema debe ser considerado ya que, de ocurrir, significaría el hundimiento de la zona precargada, particularmente en sus bordes.

Los ensayos de molinete (vane test) o los ensayos de penetración estática son especialmente interesantes para conocer la resistencia en estos casos. Los ensayos triaxiales de laboratorio pueden ser también necesarios cuando el problema de la resistencia resulta crítico.

Es de especial importancia, en aquellos casos en los que se pretende acelerar la consolidación incluyendo drenes artificiales, considerar la anisotropía del suelo en cuanto a su coeficiente de consolidación,  $c_v$ , ya que éste suele ser, en muchos suelos naturales, varias veces mayor en la dirección horizontal que en la dirección vertical que es la que comúnmente se ensaya en laboratorio. Esa consideración puede hacerse vía empírica, por comparación con experiencias similares o mediante ensayos especiales de laboratorio con flujo horizontal.

El ensayo de penetración estática con medida de presiones intersticiales (piezocono), realizando paradas esporádicas para analizar la consolidación del exceso de presiones intersticiales provocado por la hincada del cono, es especialmente indicado a este respecto.

### 3.9.2.4 Proyecto de precargas

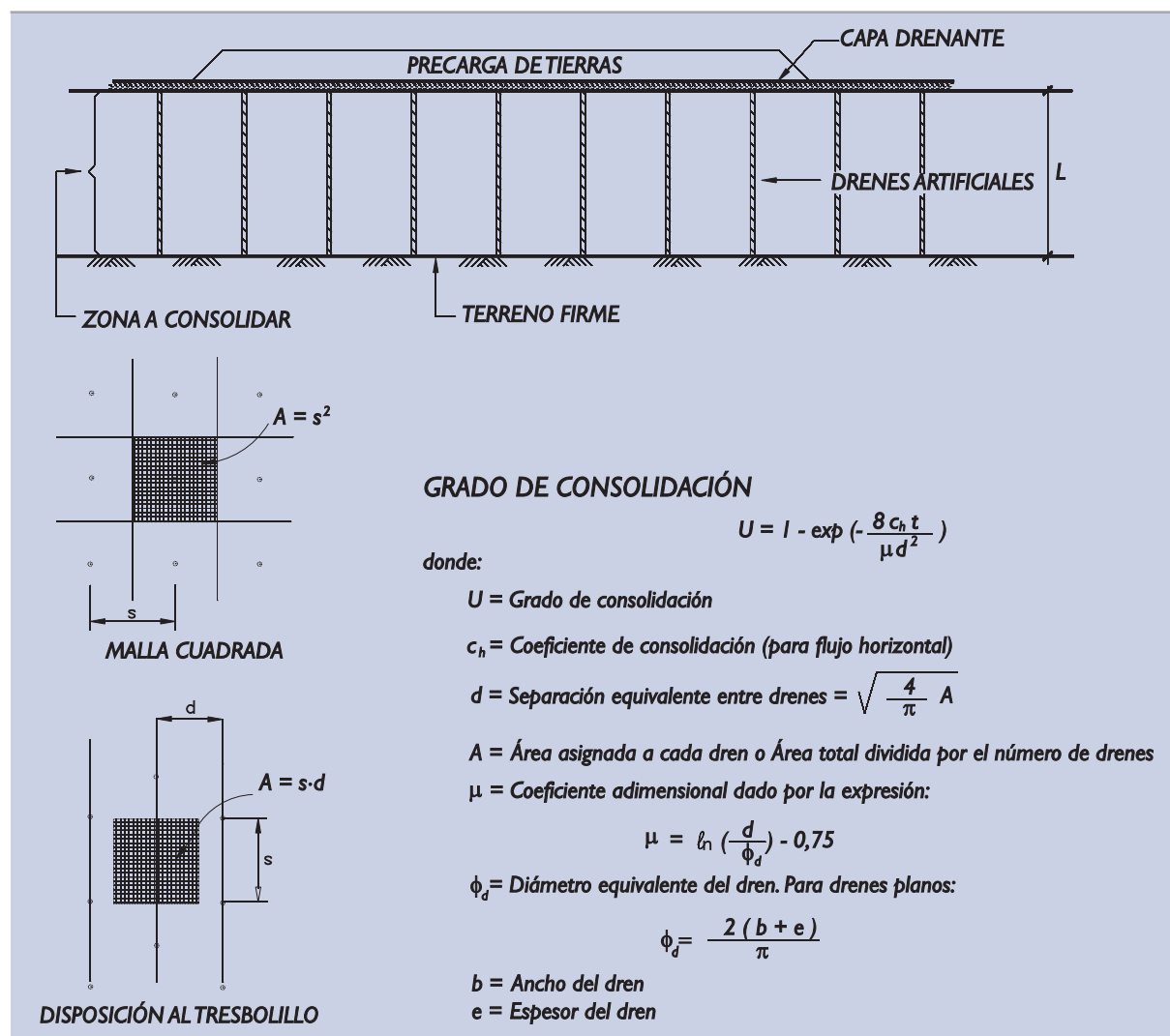
La intensidad de la precarga debe ser tanto mayor cuanto mayor sea el efecto pretendido. El límite superior de la intensidad de la precarga está marcado, aparte de los motivos económicos, por la propia estabilidad del terreno.

Al decidir la intensidad de la precarga (altura de terraplén en el caso usual de precarga con tierras), debe comprobarse que el terraplén creado es estable y que los movimientos que provoca no inducen efectos nocivos en estructuras próximas.

El grado de consolidación alcanzado con una determinada precarga se puede estimar aplicando la teoría de la consolidación unidimensional, cuando no se dispone drenaje artificial suplementario (ver apartado 3.4.8 de esta ROM).

Para el caso particular de precargas verticales sobre estratos horizontales de suelos en los que se dispone un drenaje artificial, se puede calcular el grado de consolidación alcanzado con la fórmula indicada en la Fig. 3.9.1.

**Figura 3.9.1. Estimación del grado de consolidación de precargas con drenaje acelerado**



Esa expresión analítica u otros cálculos numéricos más complejos pueden permitir la estimación del grado de consolidación alcanzado cuando se mantiene la precarga un cierto tiempo «t» y por lo tanto cuál es, en ese momento, la densidad y la resistencia del terreno.

En ocasiones el proceso de flujo vertical tiene cierta importancia, aunque se dispongan drenes para acelerar la consolidación. Su efecto beneficioso puede contabilizarse calculando, separadamente, el grado de consolidación que se hubiera alcanzado en caso de no existir drenes. Ese cálculo puede hacerse utilizando la teoría de la consolidación unidimensional para flujo vertical que se expone en el apartado 3.4.8.

El grado de consolidación conjunto,  $U$ , debido al drenaje radial horizontal y debido al flujo vertical, puede calcularse con la expresión:

$$1 - U = (1 - U_1)(1 - U_2)$$

donde  $U_1$  y  $U_2$  son los grados de consolidación que producirían cada uno de esos dos flujos separadamente.

Es usual y recomendable dejar las sobrecargas hasta que los grados de consolidación alcanzados sean del orden del 75% o mayores. En esas situaciones la retirada total o parcial de las precargas suele producir entumecimientos que son únicamente una pequeña fracción del asiento producido.

En cualquier caso, la determinación del coeficiente de consolidación  $c_h$  para flujo horizontal suele ser poco precisa y únicamente la observación detallada del proceso de consolidación puede permitir una cierta evaluación del beneficio obtenido con las precargas en suelos poco permeables.

### 3.9.2.5 Observación del tratamiento

La observación del tratamiento con precargas es siempre necesaria y debe dirigirse hacia tres aspectos fundamentales:

- ◆ Altura de tierras o intensidad de las cargas, que puede hacerse por procedimientos sencillos. En el caso de tierras, mediante control de su densidad aparente y nivelaciones topográficas.
- ◆ Asientos del terreno, que pueden controlarse mediante placas de asiento colocadas en la superficie del terreno natural. Conviene controlar también asientos a distintas profundidades, bien con extensómetros de suelos colocados verticalmente o mediante tubos telescópicos de medida de asientos.
- ◆ Presiones intersticiales, mediante piezómetros (neumáticos o de cuerda vibrante) introducidos en el terreno a distintas profundidades e intercalados entre los drenes artificiales, a la mayor distancia posible de ellos y con un replanteo cuidadoso de su ubicación exacta.

Estas u otras herramientas permitirán conocer la evolución del proceso de consolidación y decidir el momento en que debe darse por concluida una determinada mejora.

El reconocimiento geotécnico posterior, con procedimientos iguales o similares a los utilizados para reconocer el terreno antes del tratamiento, indicará la mejora obtenida y permitirá proyectar debidamente las estructuras y/o pavimentos a construir sobre el terreno tratado.

### 3.9.3 Vibración profunda

La vibración de los suelos granulares flojos induce una densificación que mejora su resistencia y disminuye su deformabilidad. Con esa idea se han vibrado, en ocasiones, depósitos arenosos flojos con técnicas muy variadas que se podrían denominar **vibrocompactación**.

En la Fig. 3.9.2 se incluyen, esquemáticamente, dos tipos de vibradores que han sido utilizados con éxito en nuestro país para tratar terrenos arenosos hasta profundidades de unos 15 m. Esa profundidad de tratamiento, o algunos metros más, parece ser el límite práctico de la experiencia actual.

La vibración transmitida al terreno provoca la inestabilidad de su estructura, induciendo una licuefacción parcial y provocando asientos en superficie.

El radio de acción de la vibración depende de la potencia del equipo y del tipo de terreno. En la práctica usual, se suele hacer el tratamiento con una columna de vibrado por cada 3 a 5 m<sup>2</sup>. Con esa densidad se pueden obtener mejoras medias de densidad muy apreciables.

### 3.9.3.1 Tipos de tratamiento

Para que el terreno se licúe con la vibración es preciso que su contenido en finos (limos más arcillas) sea prácticamente nulo. De otra forma no se produciría la licuefacción. Con contenidos de finos casi nulos ( $< 5\%$  aprox.), se pueden provocar densificaciones simplemente vibrando los torpedos que se introducen en el terreno. Ese tratamiento se suele denominar **vibroflotación**.

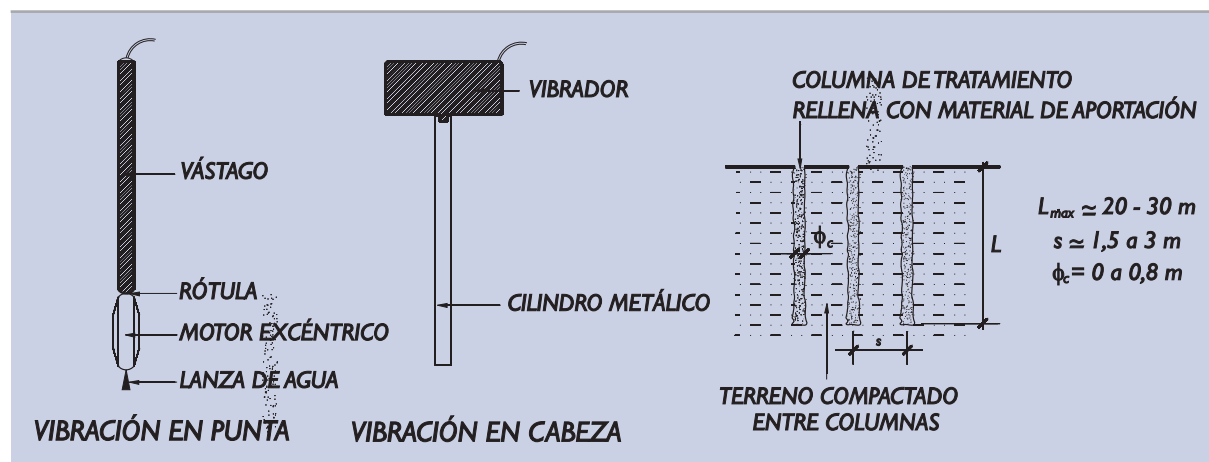
Cuando el contenido en suelos finos aumenta (rango del 5 al 20% aprox.), la vibración del torpedo densifica parcialmente los suelos de alrededor de la vertical en la que se introduce y deja un cilindro hueco, que se va rellenando con un material granular de aportación. Este procedimiento mixto de vibración e inclusión de un material más rígido se suele denominar **vibrosustitución**.

Con contenidos de finos superiores al 20 ó 25% la vibración no ayuda a compactar el suelo circundante y, de utilizarse este procedimiento, resultaría ya un tratamiento de inclusiones rígidas (columnas de grava, por ejemplo), de las que se hablará más adelante.

En cualquier caso estos tratamientos dejan la parte superior del terreno poco compactada. Por eso es necesario un tratamiento final de compactación con rodillos vibrantes en superficie.

En rellenos sumergidos no es fácil recomprimir la superficie del terreno después del tratamiento vibratorio. Esto hace que esta técnica no sea recomendable en esas ocasiones, particularmente si el espesor es reducido. En caso de aplicarse este tratamiento, el procedimiento debe completarse con algún sistema que resuelva el problema apuntado.

**Figura 3.9.2. Esquema del tratamiento de vibrocompactación**



### 3.9.3.2 Mejoras alcanzables

Con la vibración profunda se pueden alcanzar densidades relativas altas ( $D_r = 75\%$ ) y resistencias a la penetración dinámica (N del SPT) del orden de  $N = 25$  o superior, o resistencias a la penetración estática ( $q_c$  del cono holandés) superiores a 10 MPa.

El grado de densificación obtenido puede ser bastante homogéneo y, por lo tanto, esas medidas de densidad pueden diferir poco cuando se hacen a diferentes distancias de las verticales del tratamiento. Dentro de la columna de material de aportación (en el caso de la vibrosustitución) las densidades relativas y las resistencias a la hincia (estática o dinámica) pueden ser mayores.

En depósitos arenosos flojos, es posible mejorar el suelo de manera que se elimine la necesidad de realizar las cimentaciones profundas que en otro caso hubieran sido necesarias. Esto, que en general es cierto para estructuras ligeras, necesita una comprobación especial para el caso de grandes cargas.

En términos generales, la calificación de la aplicabilidad de estos métodos a los distintos tipos de terreno se resume en la Tabla 3.9.2.

**Tabla 3.9.2. Aplicabilidad de los tratamientos de vibración profunda a los distintos tipos de terrenos**

Tipo de terreno	Vibroflotación	Vibrosustitución
Arenas limpias (*)	Excelente	No es aplicable
Arenas limosas	Regular	Excelente
Fangos	Mala	Buena o regular
Arcillas	No es aplicable	Buena
Rellenos vertidos	Depende del tipo de material	Buena
Vertidos de inertes	No es aplicable	No es aplicable

\* Menos del 5% de finos.

### 3.9.3.3 Procedimientos de control

El control de una mejora de terreno mediante vibración profunda es siempre necesario.

Antes de proyectar el tratamiento se debe conocer con detalle el terreno. El proyecto del tratamiento debe incluir un pronóstico detallado de la mejora que se pretende obtener. Ese pronóstico debe expresarse en términos de la variación esperada de los parámetros más representativos (densidad relativa, índice N del SPT, resistencia a la penetración estática, etc.).

La mejora que se puede obtener puede conocerse en función de experiencias previas. En el apartado anterior se han indicado algunos valores típicos de arenas mejoradas por vibración profunda.

La realización de un tratamiento de vibración profunda, sea con o sin material de aporte, exige un control geométrico (puntos de tratamiento y nivelación superficial), así como de los consumos de material de aportación.

Para evaluar la eficacia del tratamiento, deben repetirse los ensayos de reconocimiento geotécnico realizados antes del tratamiento. Son especialmente indicados en estos casos los ensayos SPT, los ensayos de penetración dinámica continuos y los ensayos de penetración estática.

Los ensayos geofísicos y particularmente los ensayos de sísmica de refracción realizados en sondeos (cross-hole o sus variantes) pueden resultar útiles en la investigación de la mejora del terreno.

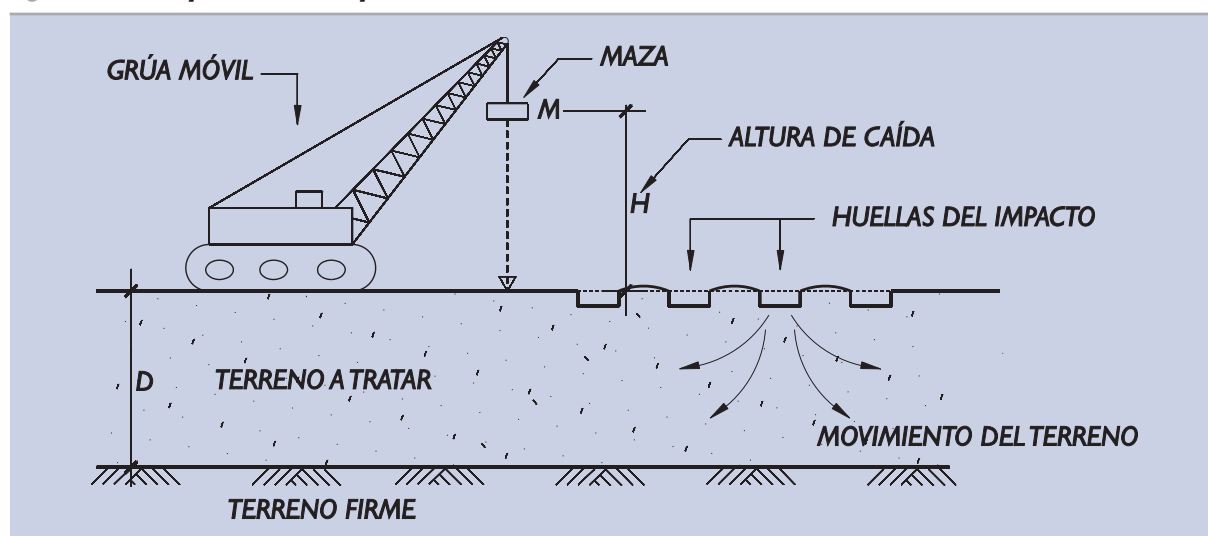
La evaluación de la capacidad de carga y la estimación de módulos de deformación pueden requerir la realización de ensayos de carga “in situ”, ya sea mediante placas de carga en calicatas más o menos profundas o mediante ensayos presiométricos en sondeos.

La experiencia indica que el paso del tiempo, después de finalizado el tratamiento, aumenta, en general, la resistencia del terreno y disminuye su deformabilidad. Por eso los reconocimientos geotécnicos de evaluación de la mejora realizados inmediatamente después del tratamiento de vibración pueden conducir a conclusiones pesimistas. Investigaciones hechas unos meses después de finalizar el tratamiento pueden aportar una idea más precisa del beneficio obtenido.

### 3.9.4 Compactación dinámica

La caída de grandes pesos desde gran altura provoca la rotura del suelo y su desplazamiento hacia los lados de la zona de impacto. A mayores profundidades, se puede producir también una mejora debido a la onda de presión que afecta a los granos del suelo y modifica sus uniones hacia una configuración más densa. Ver esquema de la Fig. 3.9.3.

**Figura 3.9.3. Esquema de la compactación dinámica**



El tratamiento superficial de suelos de esta forma se ha llevado a cabo con mazas de entre 1 t y más de 100 t y con alturas de caída de hasta 40 m.

El espaciamiento usual entre puntos de impacto suele estar comprendido entre los 2 ó 3 m para las mazas pequeñas y más de 10 m para las mazas pesadas.

El tratamiento suele realizarse en varias pasadas, ejecutando, en cada una de ellas, puntos de caída alternados en la malla final del tratamiento proyectado.

La profundidad de la zona densificada está relacionada con la energía del golpe. La experiencia indica que esa profundidad está dada por la fórmula empírica:

$$D = \alpha \cdot \sqrt{M \cdot H}$$

donde:

M = masa de la maza (t).

H = altura de caída (m).

D = profundidad efectiva del tratamiento (m).

$\alpha$  = factor dependiente del tipo de terreno y de las características del tratamiento. El valor usual es próximo a 0,5 (m/t)<sup>1/2</sup>. La presencia de un fondo rígido puede aumentar el valor de  $\alpha$ .

Si existe, a una profundidad menor que D, un estrato rígido, se tomará como valor de D esa profundidad menor.

Una vez que se eligen la masa de la maza y la altura de caída de manera que se pueda alcanzar una profundidad de tratamiento acorde con el problema que se quiere resolver, se debe decidir la intensidad del tratamiento, esto es el número de golpes de maza y su distribución espacial y temporal.

A estos efectos, conviene definir un parámetro de referencia que se denomina energía específica o energía aplicada por unidad de volumen de suelo tratado, que sería la siguiente:

$$E_s = \frac{1}{2} \cdot \sum_{i=1}^N \cdot \frac{M V_i^2}{A D}$$

donde:

- $E_s$  = energía específica.
- $N$  = número total de golpes.
- $M$  = masa de la maza.
- $V_i$  = velocidad de impacto.
- $A$  = área total en planta de la superficie tratada.
- $D$  = profundidad efectiva del tratamiento.

Existe una correlación entre la energía específica aplicada y el aumento medio de la densidad seca del terreno tratado. Pero esa relación depende mucho del tipo de terreno. Para suelos arenosos saturados se puede suponer que el aumento medio de densidad seca viene expresado por la siguiente relación:

$$\Delta \gamma_d (\%) = \eta \cdot E_s^{1/2}$$

donde:

- $\Delta \gamma_d (\%)$  = aumento medio de la densidad seca expresado en tanto por ciento de la densidad seca existente antes del tratamiento.
- $E_s$  = energía específica.
- $\eta$  = constante cuyo valor típico es del orden de  $0,2 \text{ kPa}^{-1/2}$ .

Una forma de verificar en obra que se consigue el aumento deseado de densidad seca es el control del asiento de superficie,  $s$ , pues, de acuerdo con las definiciones hechas, se cumple:

$$\Delta \gamma_d (\%) = 100 \frac{s}{D}$$

siendo:

- $s$  = asiento medio de la superficie del terreno, provocado por el tratamiento.
- $D$  = profundidad efectiva del tratamiento.

Las energías específicas de tratamientos usuales oscilan desde unos pocos cientos de kPa, en zonas de suelos blandos con poco espesor, hasta energía específica de varios miles de kPa en tratamientos de grandes espesores de suelos.

El número total de golpes  $N$  se suele aplicar en varias fases (usualmente dos o tres) utilizando puntos de caída dispuestos en planta según una malla rectangular o triangular con un punto de impacto cada  $10 \text{ m}^2$  (aprox.). En cada fase se golpea en el mismo punto varias veces seguidas (cuatro golpes es un número usual) y, al cambiar de fase, se cambia de puntos de golpes para intercalarlos entre los precedentes. Es conveniente establecer cierto plazo de espera entre dos fases consecutivas para facilitar la consolidación del terreno.

Después de la compactación dinámica, la superficie del terreno queda muy irregular. Puede ser preciso un trabajo posterior de regularización y compactación superficial, realizado con otros procedimientos.

Esta técnica se ha utilizado con éxito tanto en terrenos granulares como cohesivos blandos (en estos últimos los resultados son menos seguros) y parece particularmente indicada en el tratamiento de rellenos artificiales de naturaleza heterogénea, que son difícilmente mejorables con otros procedimientos.

Este tratamiento puede hacerse también bajo el agua (con ciertas formas hidrodinámicas de las pesas).

La compactación dinámica puede hacerse con carácter local para mejorar la zona de apoyo de cimentaciones individuales.

El efecto nocivo en las estructuras próximas (y el ruido) han de vigilarse, ya que la vibración producida en el terreno circundante puede ser importante, igual que ocurre con la hincas de grandes pilotes.

La evaluación de la eficacia del tratamiento requiere, como en las otras técnicas, un reconocimiento geotécnico posterior al tratamiento de mejora.

### 3.9.5 Compactación con explosivos

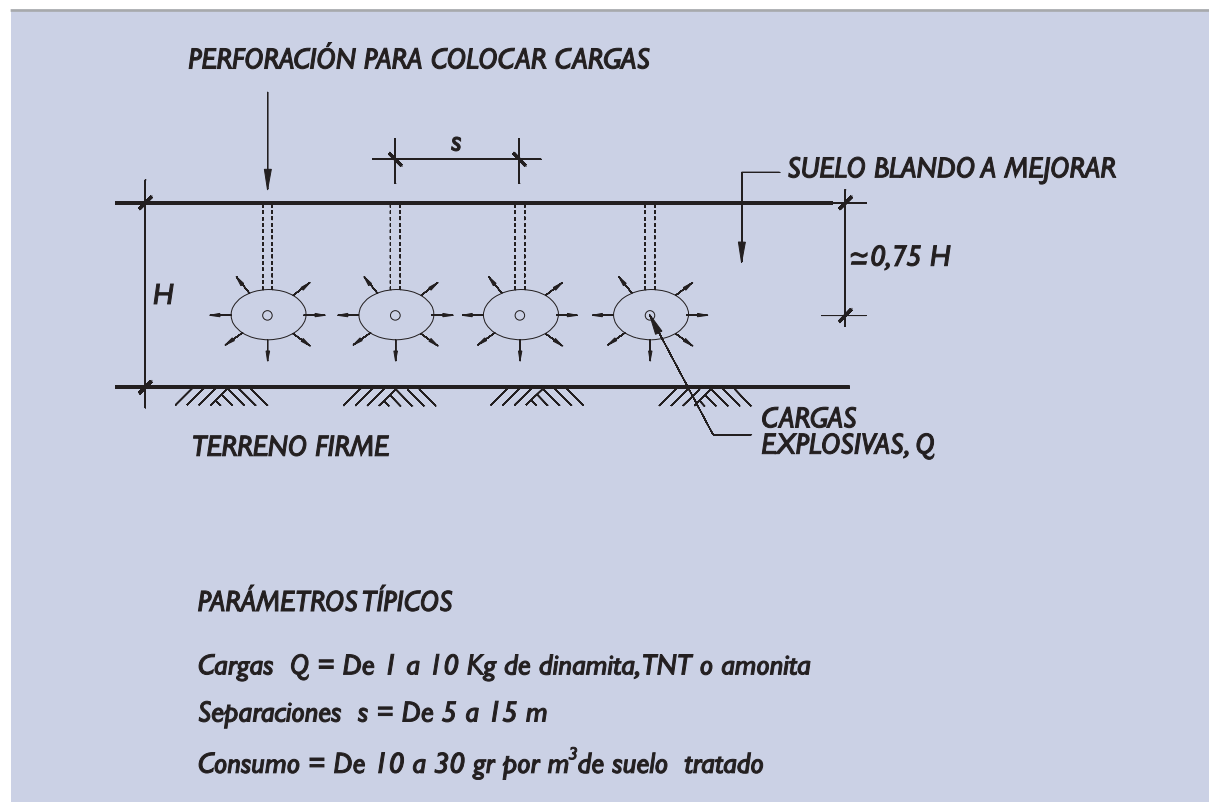
La explosión de cargas explosivas en el interior del terreno provoca la rotura en el entorno de la carga, el desplazamiento transitorio del terreno próximo y la vuelta hacia una situación posterior en general más estable y más densa.

La técnica ha sido utilizada en obras portuarias para desplazar fangos existentes bajo rellenos de mejor calidad y para compactar rellenos vertidos.

En depósitos de arenas finas, se puede provocar la licuefacción y conseguir aumentos de densidad posteriores importantes. En algunos tratamientos se han medido asientos superficiales de más de medio metro.

Normalmente, las cargas explosivas se colocan mediante perforaciones y se alojan a profundidades próximas al centro de la zona a densificar o algo más bajas. Ver Fig. 3.9.4.

**Figura 3.9.4. Esquema del tratamiento con explosivos**





En esa figura se indican algunos parámetros típicos de consumos y espaciamiento de cargas propios de suelos granulares. El tratamiento de otro tipo de suelos puede requerir mayores energías.

El control de vibraciones inducidas en estructuras próximas es necesario, ya que este tipo de tratamientos puede producir daños a distancias considerables de la zona de explosión.

La evaluación final del resultado obtenido puede y debe hacerse mediante la medición de los asentamientos alcanzados y repitiendo las prospecciones geotécnicas previas al tratamiento encaminadas a la determinación de la compacidad del terreno tratado.

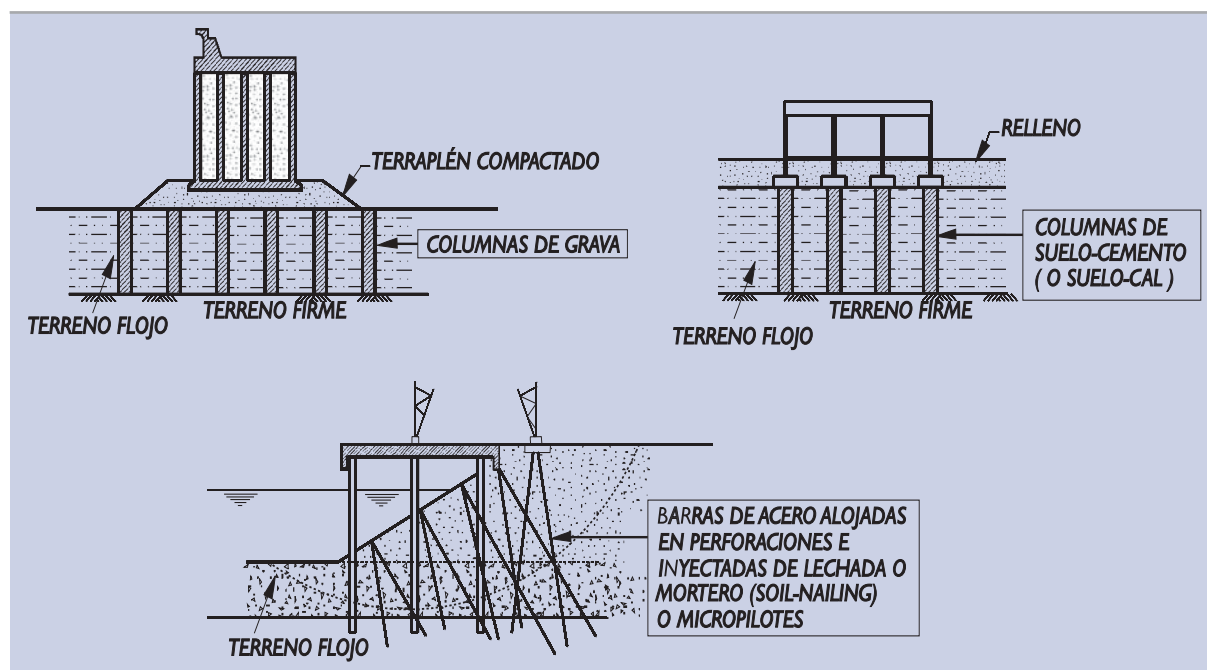
### 3.9.6 Inclusiones rígidas

La mejora del terreno mediante inclusiones rígidas es una técnica que puede ser considerada, más que como mejora, como técnica de ejecución de elementos de cimentación.

El tratamiento práctico que se da normalmente a este tipo de soluciones tiene sin embargo cierta similitud con el de otras técnicas de tratamiento de mejora del terreno, bien sea porque al terreno con inclusiones se lo considera como un medio homogéneo, con unas propiedades equivalentes mejoradas, o bien porque el propio suelo forma parte de la inclusión rígida. Desde ese punto de vista, a estas soluciones se las puede considerar como procedimientos de mejora.

Las inclusiones rígidas más usuales se ilustran en la Fig. 3.9.5 y son:

**Figura 3.9.5. Esquemas de algunos tratamientos de mejora mediante inclusiones rígidas**



- ◆ Las columnas de grava, ejecutadas con las técnicas de vibrosustitución o con técnicas específicas.
- ◆ Las columnas de suelo-cemento o suelo-cal que se suelen ejecutar con hélices que se hincan y remueven el suelo natural y lo mezclan con la cal o el cemento. También pueden utilizarse otros materiales aglomerantes.

- ◆ Las barras de acero alojadas en perforaciones e inyectadas con lechada de cemento (soil nailing) o en grupos de varias barras o tubos de acero alojados en perforaciones que se rellenan con lechada de cemento o mortero (micropilotes). El refuerzo del terreno con pilotes de madera (eucaliptus, principalmente) es una práctica habitual en zonas fangosas o de marisma.

Dentro de este tipo de refuerzo cabría también considerar las estructuras de tierra-armada bien sea con flejes metálicos, con geomallas o con otros productos artificiales.

De cada uno de estos tipos de tratamiento se tiene una experiencia ya amplia y existen procedimientos de proyecto específico que permiten dimensionar adecuadamente los refuerzos requeridos en cada circunstancia.

En general, comparados con los procedimientos de mejora antes citados (precargas, vibrocompactación, compactación dinámica y compactación con explosivos), estos otros métodos de inclusiones rígidas suelen ser de mayor coste, aunque éste puede ser menor que otros sistemas equivalentes de cimentación profunda.

### 3.9.6.1 Dimensionamiento de las inclusiones

Las inclusiones rígidas formadas por columnas de suelo-cemento o suelo-cal o por elementos similares a los pilotes convencionales (barras o tubos de acero, madera, etc.) deben analizarse como si se tratasen de pilotes pues su rigidez será, en general, mucho mayor que la del suelo circundante no tratado.

Las columnas de grava, sin embargo, tienen una rigidez que se debe principalmente al confinamiento lateral que produce el propio suelo que se quiere reforzar. Como consecuencia pueden resultar más flexibles que otro tipo de inclusiones. El reparto de cargas entre el suelo y las columnas puede realizarse siguiendo los siguientes pasos:

- a. En primer lugar ha de estimarse el asiento que experimentaría la superficie externa del terreno natural en caso de no realizarse ningún tratamiento y debido al espesor de terreno  $H$  donde se insertarán las columnas. Ese asiento se denominará  $s_0$ .
- b. En segundo lugar se supondrán unas determinadas características del tratamiento. Los parámetros que deben definirse son:
  - ◆ Diámetro de las columnas y su profundidad,  $D$  y  $H$ .
  - ◆ Ángulo de rozamiento de las gravas  $\phi$ .
  - ◆ Separación de las columnas de grava, asignando a cada columna un área de afección en planta  $A$ .

Con estos datos se puede definir el número adimensional " $\rho$ " que mide el volumen de suelo que ocupan las columnas respecto al total de suelo tratado en esa profundidad  $H$ .

$$\rho = \frac{\pi \cdot D^2}{4A}$$

- c. Cálculo del asiento con columnas de grava.

El hecho de construir las columnas de grava reduce el asiento  $s_0$  antes calculado al asiento estimado:

$$s = \alpha s_0$$

Por vía empírica y basándose en mediciones realizadas en actuaciones de mejora de este tipo, se ha llegado a relacionar  $\alpha$  y  $\rho$  con el siguiente baremo.

Correlación aproximada entre $\alpha$ y $\rho$					
Valores de $\rho$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
Valores aproximados de $\alpha$	0,8	0,65	0,47	0,35	0,25

- d. Normalmente las columnas de grava se construyen para aumentar la capacidad portante del terreno. De otra forma, si se utilizaran únicamente para reducir asentamientos, no tendrían una ventaja clara sobre otros procedimientos más simples.

Para estimar la resistencia del terreno después de colocar las columnas de grava es preciso conocer la tensión vertical que actúa sobre cada columna  $\sigma_v$ , que es mayor que la tensión vertical,  $p$ , que actúa sobre el suelo natural en caso de no existir columnas de grava. Al ser la columna algo más rígida que el terreno natural, el cociente  $\sigma_v/p$  es mayor que la unidad y se denomina aquí  $\beta$ .

Los valores <sup>(19)</sup> de  $\beta$  dependen fundamentalmente de  $\rho$  y son típicos los siguientes:

Correlación aproximada entre $\beta$ y $\rho$					
Valores de $\rho$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
Valores de $\beta$	2,8	2,4	2,2	2,0	1,7

- e. Para cálculos de estabilidad sin drenaje en el suelo natural (si hubiese necesidad de realizarlos), se puede suponer que el conjunto del terreno (suelo natural y columnas) equivale a un terreno homogéneo con los siguientes parámetros:

$$\begin{aligned} \text{Peso} & \quad \gamma = \gamma_1 (1-\rho) + \gamma_2 \cdot \rho \\ \text{Cohesión} & \quad c = s_u (1-\rho) \\ \text{Rozamiento} & \quad \tan \phi = \beta \cdot \rho \cdot \tan \phi_g \end{aligned}$$

Cuando se ejecutan columnas de grava ubicadas en planta fuera de la zona cargada, el ángulo de rozamiento equivalente del conjunto es claramente menor. Debe suponerse, en esa zona:

$$\tan \phi = \rho \tan \phi_g \quad (\text{fuera de la zona de carga})$$

La resistencia al corte sin drenaje del suelo natural es  $s_u$ . El valor que debe usarse es el que corresponde a la situación de cálculo correspondiente. A veces se establecen plazos de espera para aplicar las cargas y conseguir cierto aumento de  $s_u$ .

- f. Para cálculos en condiciones con drenaje se deben utilizar los siguientes parámetros geotécnicos equivalentes para todo el conjunto.

$$\begin{aligned} \text{Peso} & \quad \gamma = \gamma_1 (1-\rho) + \gamma_2 \cdot \rho \\ \text{Cohesión} & \quad c = c' (1-\rho) \\ \text{Rozamiento} & \quad \tan \phi = \alpha (1-\rho) \tan \phi'_s + [\beta \cdot \rho] \tan \phi_g \end{aligned}$$

(19) Cuando se supone que la presencia de las columnas disminuye el asiento  $s_0$  al valor  $\alpha \cdot s_0$ , se puede pensar que la carga que actúa sobre el suelo disminuye del valor  $p$  al valor  $\alpha \cdot p$ .

El equilibrio vertical se puede establecer sumando la carga que actúa por unidad de área sobre las columnas ( $\beta \cdot p \cdot \rho$ ) y sobre el suelo  $\alpha \cdot p (1 - \rho)$  e igualar la suma a la carga  $p$ . Con esto se obtiene:

$$\beta \cdot \rho + \alpha (1 - \rho) = 1$$

Como consecuencia, el valor de  $\beta$  puede estimarse una vez que  $\alpha$  y  $\rho$  son conocidos.

Para las zonas de tratamiento que queden fuera de la vertical de la zona de carga el rozamiento será:

$$\text{Rozamiento (fuera de la zona de carga): } \tan \phi = (1-p) \tan \phi'_s + p \tan \phi_g$$

Las densidades equivalentes  $\gamma$ , del suelo  $\gamma_1$  y de las gravas  $\gamma_2$ , consignadas en e) y f), serán las correspondientes a los valores aparentes, por encima del nivel freático. Para puntos situados por debajo del nivel freático, esos valores son los correspondientes al estado sumergido ( $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ ) de cada material.

Los parámetros resistentes del suelo natural en presiones efectivas se han denominado con las letras  $c'$  (cohesión efectiva), que normalmente se tomará igual a cero en los suelos blandos no preconsolidados, y  $\phi'_s$ , que es el ángulo de rozamiento efectivo.

El ángulo de rozamiento  $\phi_g$  es el que corresponde al material que conforma las columnas.

### 3.9.7 Inyecciones

La técnica de las inyecciones es especialmente útil en la reducción de la permeabilidad del terreno, aunque también pueden utilizarse para otros fines, entre ellos reforzar su resistencia y disminuir su deformabilidad.

Las inyecciones son especialmente útiles en el tratamiento de filtraciones hacia los sistemas de achique de diques secos con solera drenada, ya que pueden reducir notablemente los caudales de bombeo necesarios para mantener en seco el dique.

Las técnicas de inyección más usuales se recogen en el esquema de la Fig. 3.9.6. Los efectos que se consiguen con ellas se indican a continuación.

#### 3.9.7.1 Inyecciones de impregnación

La técnica más adecuada para reducir la permeabilidad del terreno consiste en forzar la entrada de lechadas de cemento y agua (con ciertas adiciones de bentonita y otros aditivos) a través de los poros del suelo.

Estas lechadas se han hecho circular con presiones moderadas, sin llegar a romper el suelo, a través de suelos granulares que sean ampliamente permeables ( $K > 10^{-1}$  cm/s, aprox.).

Utilizando cementos especialmente finos (microcemento) se han llegado a rellenar de lechada los poros de arenas más finas ( $K = 10^{-1}$  a  $10^{-2}$  cm/s).

Para suelos aún más finos ( $K = 10^{-2}$  a  $10^{-4}$  cm/s) se puede inyectar, sin romper el suelo, otros productos (silicatos, resinas, etc) de mayor poder de penetración.

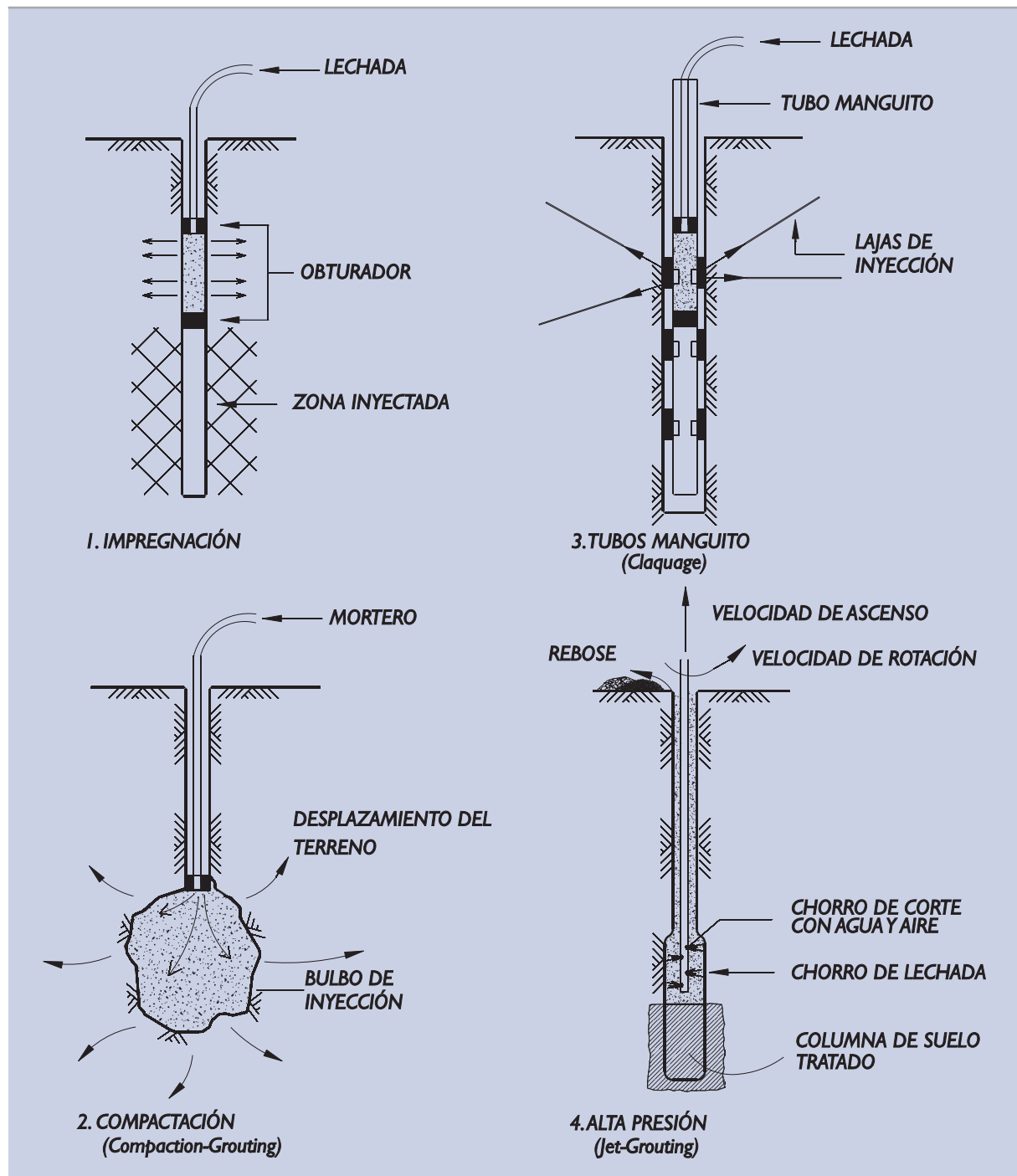
Las inyecciones se suelen realizar con espaciamientos cortos (de 1 a 3 m) si se quiere conseguir cierta estanqueidad. La permeabilidad de los terrenos tratados puede resultar bastante baja, del orden de  $10^{-5}$  cm/s o inferior.

La resistencia del terreno y su deformabilidad también quedan mejoradas con estos tratamientos de inyecciones de impregnación. Su eficacia debe investigarse en cada aplicación concreta.

#### 3.9.7.2 Inyecciones de compactación (Compaction-Grouting)

Esta técnica consiste en forzar un mortero de cemento y arena espeso en el fondo de un taladro vertical obligando al terreno a desplazarse y reducir su volumen.

Figura 3.9.6. Esquemas de algunos tipos de inyección usuales



Esta técnica ha sido utilizada con éxito para compensar, con levantamientos del terreno, los asentamientos producidos por otras causas.

### 3.9.7.3 Inyecciones con tubos manguito (Clauage)

La inyección de lechada de cemento según esta técnica se realiza a través de un tubo que tiene orificios regularmente espaciados y protegidos por el exterior mediante unos manguitos flexibles.

La inyección se hace por tramos, introduciendo lechada para que salga por uno o varios manguitos. Al aislar un tramo de tubo y forzar dentro de él la presión de la lechada, el manguito cede y la lechada sale al exterior, rompiendo el suelo según planos que pueden tener diversas orientaciones en función de su estado tensional.

Las presiones que se utilizan para provocar la rotura (claquage) suelen ser de varias decenas de bares. Para mantener el caudal de inyección, después de provocada la rotura, se utilizan presiones más moderadas, del orden de diez bares o inferiores.

Con esas presiones, la inyección recorre las grietas abiertas y comprime el suelo. Como resultado, el terreno queda reforzado con una serie de lajas de inyección.

Esta técnica se ha aplicado con éxito en operaciones de recalce de edificios cimentados en losa. Con esa tipología de cimentación se pueden producir levantamientos controlados.

#### **3.9.7.4 Inyecciones de alta presión (Jet-Grouting)**

El jet-grouting es una técnica destinada a tratamiento de suelos en profundidad para formar zonas de suelo mejorado o para sustituir el suelo por otros productos.

El útil principal del jet-grouting es una tubería con orificios pequeños (toberas) que permite formar chorros fluidos (jets) con velocidades muy altas y caudales de algunos litros por segundo.

El jet (o chorro) de corte del terreno puede estar formado por una lechada de cemento (Jet I), o por una lechada de cemento envuelta en un chorro de aire (Jet II), o bien por un chorro de agua envuelto en un chorro de aire. En este último caso, la lechada se inyecta a través de otras toberas suplementarias (Jet III).

Recientemente se utilizan dardos especialmente potentes para realizar columnas de gran tamaño; la técnica correspondiente se conoce con el nombre “superjet”.

El tratamiento del terreno se realiza de abajo a arriba. Primero se introduce el útil de la inyección hasta la profundidad deseada mediante una perforación previa y después se extrae a la velocidad conveniente rompiendo el suelo y mezclándolo con la lechada. La cantidad de lechada a mezclar con el suelo se puede controlar mediante la velocidad de extracción del útil de jet-grouting.

Con este procedimiento se pueden obtener columnas (girando el chorro de corte) o pantallas planas de lechada o mortero o de estos materiales mezclados con el suelo.

Su utilización en problemas de diversa índole está muy extendida, dada la versatilidad y rapidez con que pueden realizarse los tratamientos.

Con esta técnica se consiguen columnas de suelo tratado de hasta 3 m de diámetro (las mayores, en suelos granulares) y con resistencias tan altas como las de los hormigones (las más elevadas, en suelos granulares).

El control del producto obtenido es difícil y requiere reconocimientos complicados, ensayos de laboratorio, pruebas de ejecución previas e incluso ensayos de carga finales.

El procedimiento es aplicable a cualquier tipo de terreno, excepto en los excesivamente permeables (escollos o gravas muy limpias), en los que es preciso un tratamiento de cierre previo al jet-grouting. En suelos con materia orgánica pueden existir dificultades para el fraguado del conjunto lechada-terreno.

#### **3.9.8 Otros procedimientos**

Sólo al objeto de completar la mención de las distintas técnicas de tratamiento del terreno, deben citarse las siguientes:

### **Electroósmosis**

La introducción de barras de acero o de aluminio como ánodos dentro del terreno y la de tubos de well-point como cátodos, en disposición y con espaciamiento similar al descrito para los drenes de las precargas (apartado 3.9.2), origina en el terreno un flujo de agua hacia los cátodos cuando se establece, entre ánodos y cátodos, una corriente continua.

El procedimiento puede completarse con aportes químicos (silicatos por ejemplo) que son arrastrados por el agua y retenidos por el terreno en su curso hacia los cátodos.

Esta técnica permite acelerar la consolidación de masas de suelo y su refuerzo con inyecciones químicas y, aunque es muy sugerente y tiene una teoría bien desarrollada, su aplicación práctica está limitada debido al alto consumo de energía.

### **Tratamientos térmicos**

Los terrenos blandos y húmedos pueden desecarse para que ganen resistencia mediante la combustión de gasóleo u otros combustibles en pozos o sondeos practicados previamente en el terreno.

Esta técnica, que se sepa, no ha sido aún aplicada en España. El coste energético es muy elevado.

La generación de bajas temperaturas mediante nieve carbónica ( $\text{CO}_2$ ), o mediante la expansión de nitrógeno líquido en circuitos cerrados a través de tuberías dentro del terreno, o en circuitos abiertos en perforaciones previas, permite congelar el terreno dotándole de una gran resistencia temporal, que permite realizar ciertas labores de contención en excavaciones. La técnica, de coste elevado, se ha utilizado con éxito en varias obras en nuestro país.

## **3.10 EFECTOS DINÁMICOS**

### **3.10.1 Consideraciones generales**

Algunas acciones climáticas como las producidas por las oscilaciones del mar o el viento, los movimientos sísmicos, las acciones debidas a la operatividad del buque, entre otras causas, hacen que el terreno pueda quedar solicitado por tensiones variables de tipo cíclico o impulsivo, cuyo valor depende de complejos fenómenos de interacción o de respuesta dinámica conjunta de las estructuras y del terreno de apoyo al ser solicitados por dichas acciones.

Los efectos dinámicos en las obras marítimas y portuarias pueden ser especialmente importantes. Por ejemplo, los esfuerzos sobre los diques de abrigo verticales producidos por la acción del oleaje pueden amplificarse dependiendo de las características dinámicas del dique y de su cimiento.

El comportamiento del terreno frente a las acciones dinámicas tiene unos rasgos típicos que el ingeniero debe conocer. Los procedimientos de ensayo para la determinación de los parámetros del terreno que se deben utilizar en los estudios dinámicos así como los procesos de caracterización del terreno son diferentes, en algunos aspectos, a los correspondientes a condiciones estáticas.

La diferencia principal que se observa al considerar el comportamiento del suelo frente a sollicitaciones de carácter cíclico o alternativo es la generación de presiones intersticiales en algunos suelos saturados. En procesos de carga monótonos la presión intersticial crece de acuerdo con ciertas leyes. En un ciclo de carga-descarga la presión intersticial puede ser diferente en la fase de carga que en la de descarga y, como consecuencia, aunque la presión total añadida sea nula al final del ciclo, puede quedar una presión intersticial remanente. Nuevos ciclos de carga-descarga pueden provocar sucesivos incrementos de presión intersticial que, en caso de no drenarse, podrían debilitar la capacidad de carga o capacidad resistente del terreno.

Otro aspecto esencial que se observa en el comportamiento del terreno frente a cargas alternativas es la capacidad de disipación de energía. Esta cualidad, conocida como amortiguamiento, es de tipo histerético, dentro de un amplio rango de frecuencias de excitación (1 a 10 Hz, por ejemplo).

A su vez, la capacidad resistente de los suelos sometidos a cargas cíclicas depende, no sólo del nivel y grado de variación de las tensiones producidas, sino también de la capacidad de drenaje del suelo. Por esta causa pueden producirse en algunos suelos aumentos transitorios de las presiones intersticiales y, consiguientemente, reducciones de la capacidad resistente del suelo. En suelos granulares dilatantes este fenómeno puede ser inverso, dando lugar a una disminución de las presiones intersticiales y, consiguientemente, a aumentos de la capacidad resistente del suelo.

Frente a la actuación de cargas cíclicas puede considerarse que un suelo saturado se comporta en condiciones drenadas, parcialmente drenadas o no drenadas dependiendo del grado de similitud entre la escala de tiempos necesarios para la completa consolidación del suelo ante la actuación de la carga ( $t_{U(100\%)}$ ) (es decir, para drenar el exceso de presión intersticial) y la de separación entre ciclos de la carga ( $t_c$ ), equivalente al semiperíodo de la misma ( $t_c = T/2$ ) o a la duración de una carga impulsiva.

De esta forma, si:

- ◆  $t_{U(100\%)} \ll t_c$  puede considerarse que la acción, a los efectos del comportamiento del suelo, es estática y que éste se encuentra en condiciones totalmente drenadas.
- ◆  $t_{U(100\%)} \approx t_c$  puede considerarse que la acción, a los efectos del comportamiento del suelo, es cíclica y que éste se encuentra en condiciones parcialmente drenadas.
- ◆  $t_{U(100\%)} \gg t_c$  puede considerarse que la acción, a los efectos del comportamiento del suelo, es cíclica y que éste se encuentra en condiciones no drenadas

A estos efectos, de acuerdo con lo señalado en el apartado 3.4.8 de esta Recomendación, puede aproximarse el valor de  $t_{U(100\%)}$  por:

$$t_{U(100\%)} = H^2/c_v$$

siendo H la distancia más larga hasta el drenaje, es decir, el espesor del estrato menos permeable si este drena por una cara o la mitad si drena por ambas, o, si resultase menor que el espesor mencionado, la mitad del ancho de cimentación cuando la carga se transmite a través de una estructura monolítica; y  $c_v$  el coeficiente de consolidación del suelo.

De esta forma, el comportamiento del suelo frente a la acción del oleaje en condiciones de no rotura (período T en el rango entre 5 y 20 s) será en general en condiciones no drenadas para suelos saturados, tanto cohesivos como granulares finos. Las arenas medias podrán considerarse en condiciones parcialmente drenadas y las arenas gruesas, gravas y escolleras en condiciones drenadas.

Por otra parte, el comportamiento del suelo frente a la acción del oleaje en condiciones de rotura, a las acciones impulsivas producidas por el oleaje en estructuras monolíticas ( $t_c$  en el rango entre 0,01 y 0,05 s) o del sismo ( $t_c$  en el rango entre 0,05 s y 0,5 s) será en general en condiciones no drenadas para la mayoría de suelos y algunos rellenos de todo-uno.

Para estudiar el comportamiento del terreno frente a las solicitaciones de carga alternativas o cíclicas o para el estudio de problemas de interacción suelo-estructura, el ingeniero deberá examinar en primer lugar el tipo de drenaje esperado. El procedimiento de análisis más adecuado, que después habrá de proseguirse, depende de las condiciones de drenaje.

### 3.10.2 Comportamiento dinámico sin drenaje

El comportamiento de los suelos en laboratorio, y presumiblemente también en el campo, sometidos a ciclos de carga uniformes y sin permitir el drenaje, puede representarse mediante un modelo elástico lineal viscoso



equivalente donde, además, se impone cierto crecimiento de las presiones intersticiales dependiente del número de ciclos y de su intensidad. Los parámetros de uso más frecuentes y los ensayos de laboratorio que suelen realizarse para determinarlos son los que se indican a continuación.

### 3.10.2.1 Generación de presiones intersticiales

Cuando no existe drenaje, los ciclos de carga generan presiones intersticiales que pueden ajustarse, en general, mediante una expresión del siguiente tipo:

$$\frac{n}{N} = \left[ \frac{1}{2} \left( 1 - \cos \left( \pi \frac{u_n}{\sigma'_{vo}} \right) \right) \right]^\theta$$

donde

- $n$  = número de ciclos de carga realizados.
- $N$  = número de ciclos de carga que han de realizarse para alcanzar la rotura.
- $u_n$  = presión intersticial acumulada al final del ciclo número  $n$ .
- $\sigma'_{vo}$  = presión efectiva vertical al comienzo del ensayo.
- $\theta$  = parámetro del modelo. Un valor típico es  $\theta = 0,7$ .

Los ensayos de laboratorio permiten, para un determinado suelo y un determinado tipo de carga cíclica, determinar los valores de  $N$  y  $\theta$ , que son los parámetros de este modelo.

Superpuesta a esa ley de generación de presiones residuales al final del ciclo, durante cada ciclo se produce un cambio de presión intersticial:

$$\Delta u = \pm B \left( |\Delta \sigma_{oct}| + a |\Delta \tau_{oct}| \right)$$

siendo  $\Delta \sigma_{oct}$  y  $\Delta \tau_{oct}$  los cambios cíclicos de las tensiones octaédricas y  $a$  y  $B$  parámetros a determinar. Para suelos elásticos saturados se cumple que  $B = 1$  y  $a = 0$ . En general  $B$  y  $a$  han de medirse en laboratorio y pueden resultar dependientes del número de ciclos previos.

Existen muchas otras expresiones numéricas que pueden representar la variación de presiones intersticiales durante estos procesos de carga-descarga. Por ese motivo, el ingeniero debe consultar la literatura técnica especializada.

El conocimiento de las presiones intersticiales generadas por la acción del oleaje u otras oscilaciones del mar, así como por el sismo, en condiciones no drenadas es de particular importancia para la verificación de la estabilidad de muchas estructuras portuarias (diques en talud, banquetas de cimentación de diques verticales...). Para resolver este problema no existen soluciones tabuladas o fórmulas analíticas sencillas generales, debiéndose recurrir para cada caso a la literatura técnica especializada o a la utilización de modelos. Para algunos casos concretos, en esta ROM se recogen soluciones aproximadas en el apartado 3.4.11 en lo que respecta a las presiones intersticiales generadas por el oleaje y otras oscilaciones del mar, y en el apartado 3.10.4 en lo que respecta al sismo.

En muchas ocasiones, el cálculo geotécnico dinámico de las situaciones sin drenaje se realiza en presiones totales. En esos casos la definición del proceso de generación de presiones intersticiales puede obviarse.

### 3.10.2.2 Resistencia dinámica sin drenaje

La forma de caracterizar la resistencia dinámica de los suelos es, en general, mediante los parámetros de resistencia al corte definidos en condiciones estáticas y en término de presiones efectivas añadiendo a esa defi-

nición la ley de crecimiento de las presiones intersticiales que generan las alternancias de la carga. En general, todos los terrenos pueden suponerse con iguales parámetros efectivos de resistencia al corte en condiciones dinámicas que en las estáticas.

Generalmente, los esfuerzos de corte alternativos no generan presiones intersticiales importantes, excepto en las arenas finas saturadas con densidades relativas moderadas o bajas, así como en limos y arcillas y, de manera muy acusada, en otros suelos muy flojos o con estructura metaestable (quick clays, que no existen en los puertos españoles).

La alternancia de las cargas produce, en las arenas saturadas poco densas, aumentos de la presión intersticial, que puede llegar a crecer monótonamente. El crecimiento de la presión intersticial debilita la resistencia del suelo y puede, eventualmente, provocar su rotura.

La rotura se manifiesta (al menos en los ensayos de laboratorio) mediante un ablandamiento general. El suelo parece comportarse como un líquido. El nombre de licuación, o licuefacción, se suele utilizar para definir este tipo de rotura del terreno.

Normalmente se entiende que se ha alcanzado la rotura (licuefacción) cuando la deformación de corte acumulada iguala o supera el valor del 5%.

Es factible, también, caracterizar la resistencia al corte sin drenaje de un suelo mediante la definición del número de ciclos de carga que lo rompe en ensayos de laboratorio no drenados. Ese número de ciclos de carga será función de las características del terreno, de su estado tensional previo y de la intensidad de la carga dinámica.

En cada procedimiento de análisis dinámico, se utilizará una u otra metodología para caracterizar la resistencia dinámica. Los procedimientos de análisis no están bien establecidos y, por ese motivo, no se pueden dar recomendaciones de tipo general sobre la forma de caracterizar la resistencia.

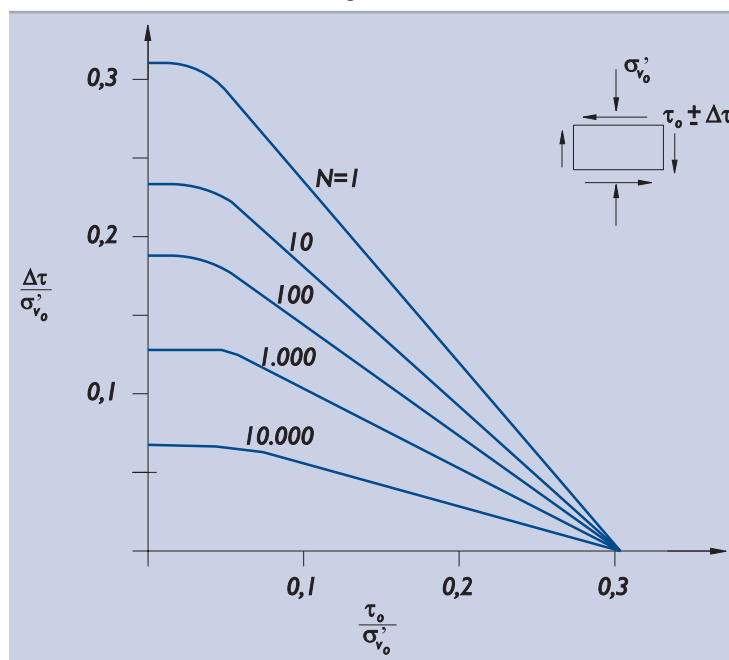
La resistencia dinámica de un suelo puede investigarse en el laboratorio mediante ensayos de corte simple cíclicos no drenados, cuyos resultados pueden expresarse tal como se indica en el gráfico de la Fig. 3.10.1 y que podría corresponder a una arena fina limo-arcillosa normalmente consolidada.

Los ensayos de corte simple cíclicos están particularmente indicados, pues representan el comportamiento frente al tipo de sollicitación que resulta ser más crítico: la alternancia de esfuerzos de corte con presión vertical constante.

Los ensayos triaxiales cíclicos pueden utilizarse también, con las debidas precauciones, para medir la resistencia, en caso de cimentaciones de estructuras sometidas a esfuerzos dinámicos.

En aquellos casos en que las tensiones de corte iniciales puedan suponerse nulas (consolidación isótropa), los diagramas de resistencia del suelo frente a la actuación de acciones dinámicas pueden simplificarse tal como se indica en la Fig. 3.10.2. Dicha figura

**Figura 3.10.1. Número de ciclos,  $N$ , necesarios para causar una deformación tangencial del 5%**



corresponde a un ensayo triaxial cíclico sin drenaje en el que las tensiones tangenciales previas a la carga dinámica son nulas.

La experiencia indica que la resistencia al corte cíclica sin drenaje es prácticamente independiente de la frecuencia de la excitación (rango 1 a 10 Hz).

### 3.10.2.3 Deformaciones bajo la actuación de cargas cíclicas, sin drenaje

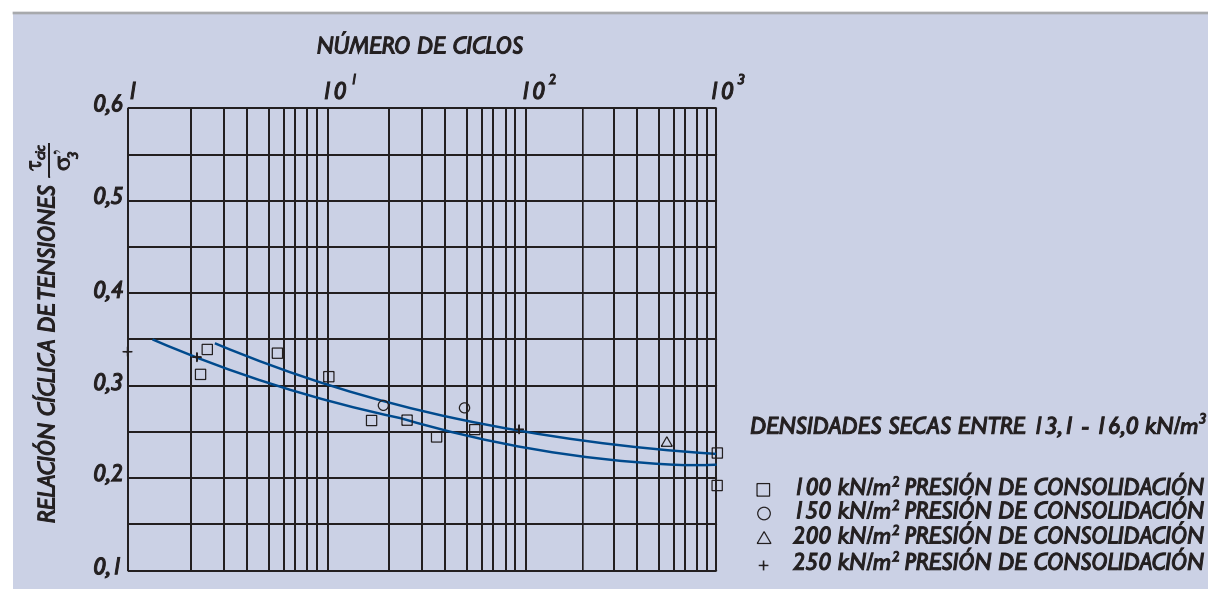
Las deformaciones volumétricas de los suelos cuando se calculan en condiciones no drenadas suelen suponerse nulas, pues la compresibilidad del agua generalmente es muy pequeña cuando se compara con la del propio suelo.

El cálculo geotécnico de deformaciones con volumen constante puede realizarse en términos de presiones totales o en término de tensiones efectivas. Generalmente se utiliza el primer método, cálculo tensodeformacional utilizando las tensiones totales como incógnita, cuando la condición de cálculo es “sin drenaje”.

En el cálculo en presiones totales, la relación tensión-deformación que debe usarse ha de conducir a un modelo de rigidez transversal,  $G$ , idéntico al que se utiliza en presiones efectivas y del que se habla en el apartado que sigue.

La condición de constancia de volumen puede conseguirse con valores equivalentes o aparentes del módulo de Poisson próximos a 0,50. El módulo de Poisson real del esqueleto del suelo no interviene en estos cálculos en presiones totales.

**Figura 3.10.2. Ejemplo típico de resistencia de una arena saturada frente a la actuación de cargas dinámicas (suelos arenosos del Puerto de Motril)**



Nota: Figura tomada de la tesis doctoral de C. Olalla “Problemas Geotécnicos y Comportamiento Dinámico de los Fondos Costeros Arenosos”. Universidad Politécnica de Madrid, Junio 1992.

Para realizar cálculos sin drenaje en presiones efectivas pueden utilizarse las leyes de tensión deformación que se indican más adelante y leyes de generación de presiones intersticiales acordes de forma que el volumen permanezca constante.

El valor del amortiguamiento viscoso equivalente que puede usarse en los cálculos no depende de las condiciones de drenaje, es sólo función de las deformaciones resultantes y no del tipo de cálculo que se realice. Los valores del amortiguamiento se indican en el apartado que sigue.

### 3.10.3 Comportamiento dinámico con drenaje

En una primera aproximación, el comportamiento deformacional de los suelos bajo cargas dinámicas, se puede asimilar al de un sólido elástico lineal con amortiguamiento viscoso. Los parámetros que definirían, en ese caso, el comportamiento tensodeformacional serían:

- G = módulo de rigidez transversal.
- $\nu$  = módulo de Poisson.
- D = amortiguamiento relativo.

Estos parámetros dependen de la amplitud de la deformación angular. Para deformaciones angulares muy pequeñas (en el rango  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$ ), los parámetros correspondientes  $G_o$  (también llamado  $G_{m\acute{a}x}$  en muchos textos) y  $\nu_o$  pueden obtenerse mediante reconocimientos geofísicos (ver apartado 2.6 de esta Recomendación). En ellos se pueden medir las velocidades de propagación de las ondas de compresión,  $v_p$ , y de las ondas de corte,  $v_s$ , y de esos dos datos deducir:

$$G_o = \rho_{ap} \cdot v_s^2$$

$$\nu_o = \frac{1 - 2\alpha}{2(1 - \alpha)}$$

donde:

$$\alpha = \frac{v_s^2}{v_p^2}$$

$\rho_{ap}$  = densidad aparente del terreno

Para deformaciones mayores, el módulo de rigidez transversal G es más pequeño, mientras que el valor del módulo de Poisson,  $\nu$ , cambia poco o aumenta.

Para conocer el valor de estos parámetros en otro rango de deformaciones, es preciso hacer ensayos específicos de laboratorio. El ensayo más adecuado es el de la columna de resonancia. En la Fig. 3.10.3 se reproducen unos resultados típicos de estos ensayos realizados en unas arenas limosas.

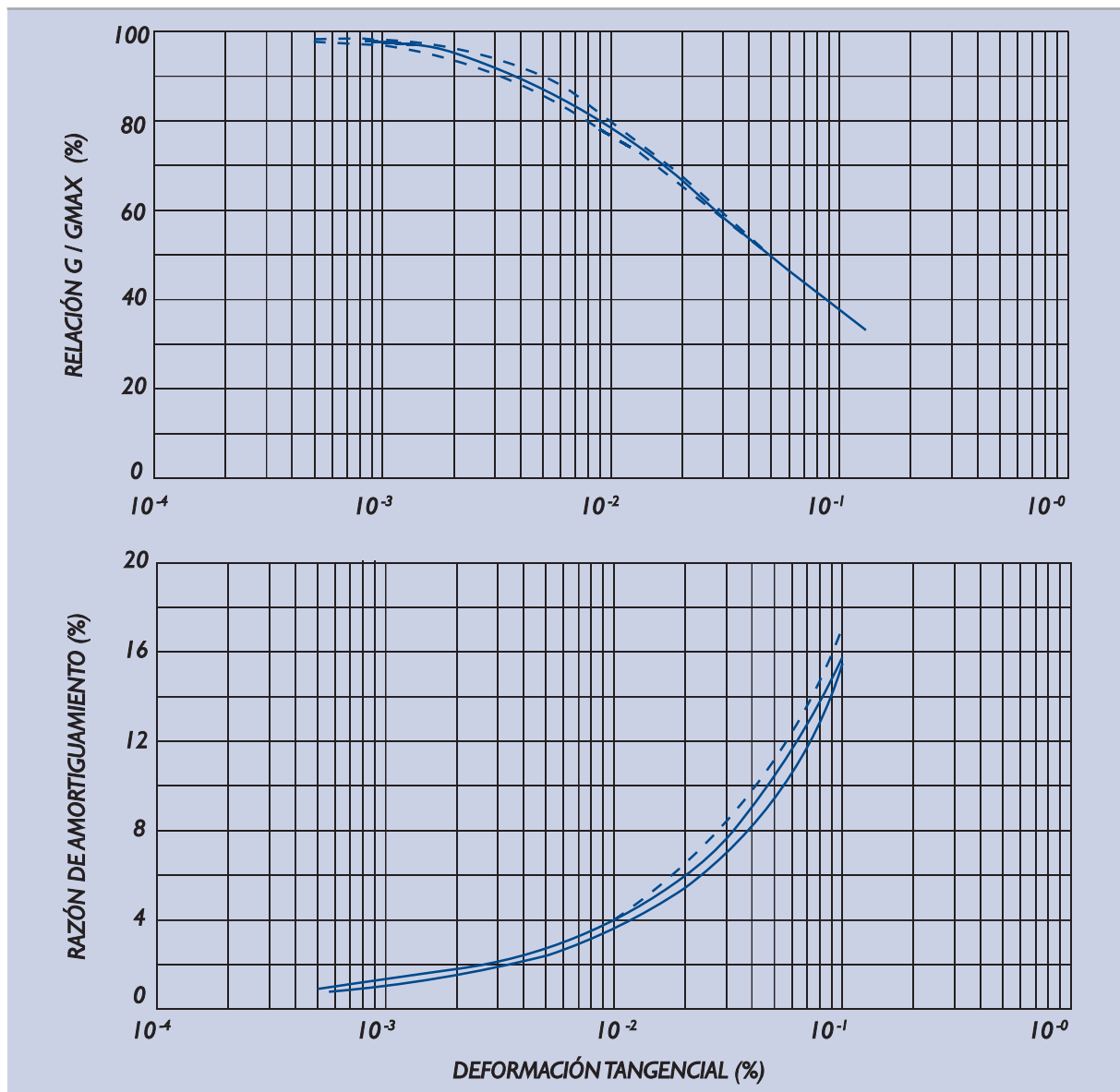
Además, el módulo de rigidez transversal  $G_o$ , para pequeñas deformaciones, depende de la presión de confinamiento. Esa relación ha de establecerse ensayando muestras bajo distintas presiones.

El amortiguamiento relativo, D, que generalmente aumenta con la amplitud del movimiento, puede obtenerse también de ese ensayo, con resultados típicos como los indicados en la misma Fig. 3.10.3.

Para la mayoría de los casos la representación del terreno mediante su resistencia al corte y los parámetros G, D y  $\nu$  (dependientes de la amplitud de la deformación) será, en general, suficientemente precisa. En problemas dinámicos especiales (plataformas off-shore, por ejemplo) pueden ser necesarios modelos de comportamiento del suelo más complejos.

Las cargas dinámicas alternativas y las vibraciones pueden inducir en los suelos no saturados, particularmente si son arenosos, una densificación. Ese aspecto puede ser investigado en laboratorio. En este fenómeno se basan varios de los procedimientos de mejora del terreno definidos en el apartado 3.9.

**Figura 3.10.3. Ejemplo típico de parámetros de comportamiento deformacional de un suelo bajo la actuación de cargas cíclicas (suelos arenosos del Puerto de Motril)**



Nota: Figuras tomadas de la tesis doctoral de C. Olalla "Problemas Geotécnicos y Comportamiento Dinámico de los Fondos Costeros Arenosos". Universidad Politécnica de Madrid. Junio 1992.

Cuando los suelos están saturados el proceso de densificación requiere la expulsión de parte del agua intersticial. Ese proceso de consolidación retrasará la posible densificación.

Como consecuencia de la densificación, se pueden producir asientos importantes. Serán tanto mayores cuanto mayor sea el número de alternancias de la carga y cuanto mayor sea su amplitud.

Si la sollicitación dinámica fuera de carácter cíclico, con un valor medio definido y con una oscilación sobre ese valor medio de amplitud constante, la deformación volumétrica permanente,  $\varepsilon_p$ , se podría aproximar mediante una expresión del siguiente tipo:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_0 \cdot N^\alpha \cdot \exp \frac{\beta}{F}$$

donde:

- $\varepsilon_0$  = deformación volumétrica causada por una carga estática igual al valor máximo de la carga dinámica.
- $N$  = número de ciclos.
- $F$  = relación entre la amplitud de la oscilación de la carga que provocaría la rotura del terreno en un solo ciclo y la amplitud que realmente actúa. Es equivalente a un coeficiente de seguridad local.
- $\alpha, \beta$  = parámetros adimensionales que pueden obtenerse de ensayos de laboratorio.

Los valores típicos de “ $\alpha$ ” oscilan entre menos de 0,05 y más de 0,15, dependiendo de la sensibilidad del suelo a las alternancias de carga. Los valores típicos de “ $\beta$ ”, por ese mismo motivo, oscilan entre 1 y 10, aproximadamente.

Si la sollicitación dinámica no es cíclica, sino de tipo irregular, siempre es posible, en primera aproximación, representarla por otra cíclica equivalente que produjera una deformación permanente semejante.

La resistencia de los suelos drenados en condiciones dinámicas puede suponerse en general igual que la correspondiente a condiciones estáticas. Los parámetros resistentes obtenidos en los ensayos estáticos convencionales drenados son de aplicación también al caso de cargas dinámicas.

Cuando el drenaje no es completo, habrá de hacerse alguna consideración relativa a las presiones intersticiales que puedan generarse.

El conocimiento de las variaciones de las presiones intersticiales generadas en el terreno como consecuencia de vibraciones, de acciones sísmicas o por la acción del oleaje o el viento, bien directamente o transmitidas a través de estructuras resistentes, en los fondos marinos en situaciones de drenaje parcial es muy complicado y asociado a importantes incertidumbres. Podría estimarse mediante la integración conjunta de las ecuaciones de la hidráulica y la elastodinámica sin olvidar la compresibilidad del agua y del esqueleto del suelo, tomando como condiciones en el contorno las variaciones de las tensiones totales causadas por la acción en cuestión. Estos cálculos son complejos y su consideración se sale del alcance de esta ROM (Ver ROM I.1. en lo que respecta a las debidas a la acción del oleaje). La mejor forma de conocerlas para cada caso concreto es mediante su observación en prototipo mediante técnicas de auscultación.

Un significativo carácter no elástico del comportamiento de algunos suelos en los que se produce una variación importante de presiones intersticiales al cambiar los esfuerzos de corte (p.e. suelos granulares dilatantes) puede alterar de forma notable los resultados correspondientes a cálculos basados en la simplificación de comportamiento elástico respecto a las leyes de presiones intersticiales que se generan.

Dada la complejidad del problema, se recomienda especialmente para estos casos disponer en obra de sistemas efectivos de observación (auscultación) que permitan contrastar con la realidad los cálculos teóricos que se hubieran realizado y que permita tomar, en su caso, las decisiones necesarias para la estabilidad de la obra.

### 3.10.4 Comportamiento del suelo frente al sismo

Los movimientos sísmicos son una de las acciones más importantes capaces de producir efectos dinámicos significativos en el conjunto suelo-estructura, así como de variar el comportamiento del suelo, tanto en lo que respecta a su capacidad resistente como a su comportamiento deformacional.

De acuerdo con lo señalado en el apartado 3.10.1 de esta Recomendación, el comportamiento del suelo frente a la acción sísmica será, en general, en condiciones parcialmente drenadas o no drenadas para todo tipo de suelos y rellenos, incluso podría darse en rellenos de todo-uno de escollera, dando lugar, especialmente en los suelos granulares flojos saturados, a crecimientos importantes de las presiones intersticiales y a la pérdida de su capacidad resistente frente a las sollicitaciones de corte. Este fenómeno, denominado licuefacción, es una de las principales causas de fallo a tomar en consideración en el proyecto de obras marítimas y portuarias en zonas sísmicas.

Por tanto y con carácter general, los parámetros de resistencia y de deformación del suelo a considerar en los cálculos cuando se considere la actuación de la acción sísmica, serán los correspondientes a comportamiento no drenado para suelos situados bajo el nivel freático, considerando además la degradación de los parámetros resistentes del suelo debido a la actuación de cargas dinámicas.

Dentro del Programa ROM está previsto dedicar una Recomendación específica a los efectos sísmicos en las obras marítimas y portuarias. Provisionalmente, en este apartado se adelantan algunas ideas básicas para ayudar al ingeniero en el estudio de estos efectos.

### 3.10.4.1 Caracterización del movimiento sísmico

Los factores principales que caracterizan un determinado terremoto son la magnitud, la intensidad, la aceleración del terreno y el espectro de respuesta. A continuación se incluyen algunas ideas básicas sobre estos cuatro factores.

#### 3.10.4.1.1 MAGNITUD

La energía total liberada por un sismo puede medirse, al menos conceptualmente, registrando los movimientos de la superficie terrestre que tienen lugar durante el terremoto. También puede estimarse mediante consideraciones energéticas aplicadas a la zona de rotura (momento sísmico).

Coexisten varias definiciones de magnitud, con los siguientes nombres:

- $M_L$  = magnitud local o de Richter.
- $M_s$  = magnitud de las ondas de superficie.
- $m_b$  = magnitud de las ondas internas de período corto.
- $m_\beta$  = magnitud de las ondas internas de período largo.
- $M_J$  = magnitud definida por la Agencia Meteorológica Japonesa.
- $M_w$  = magnitud basada en el momento sísmico.

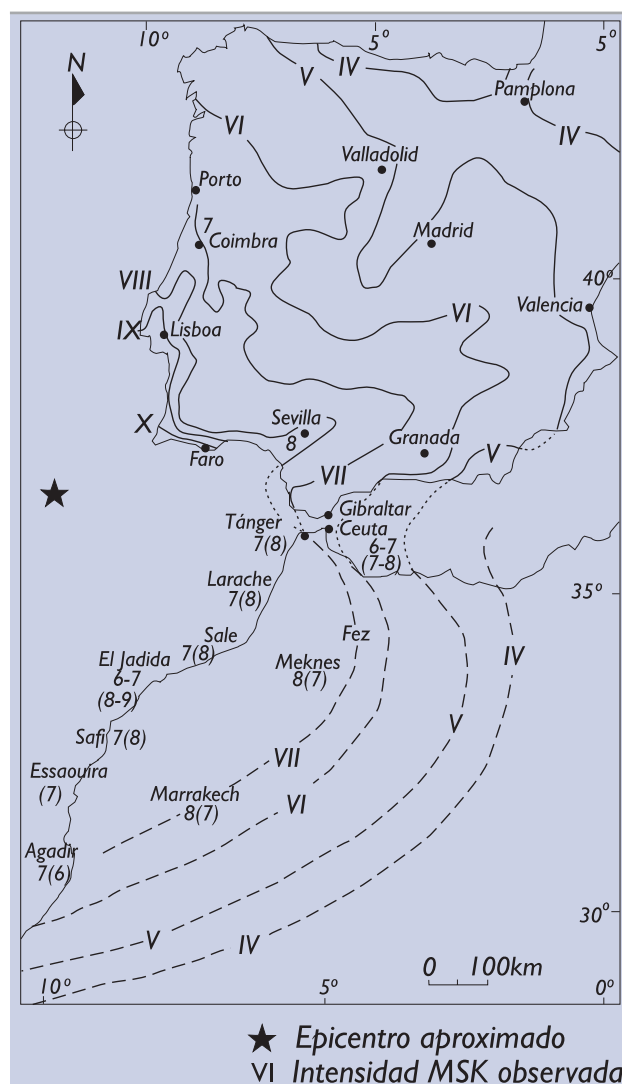
Actualmente se suelen utilizar más los valores de  $M_w$ .

En cada caso concreto en el que haya de utilizarse este concepto conviene asegurar cuál es su definición pues existen algunas diferencias que pueden ser de hasta una unidad para terremotos grandes.

#### 3.10.4.1.2 INTENSIDAD

La intensidad causada por un sismo puede valorarse de manera algo objetiva mediante escalas de daño previamente establecidas. En Europa se ha convenido la redacción de la Escala Macrosísmi-

**Figura 3.10.4. Isosistas del terremoto de Lisboa de 1755**



ca Europea, EMS, que es muy similar a la original MSK de Medvedev, Sponheuer y Karnik y que básicamente coincide (escala de doce grados) con la escala Mercalli Modificada (o Rossi-Forell) que se suele utilizar en América. En Japón se utiliza una escala propia de diez grados.

Cada terremoto produce intensidades de daño generalmente decreciente con la distancia al epicentro. Tras el censo de los daños causados por un determinado terremoto se puede preparar el mapa de “*atenuación*”, también llamado mapa de isosistas, correspondiente. En la Fig. 3.10.4 se incluye el mapa de isosistas del terremoto de Lisboa de 1755, el mayor de los que se conocen que hayan afectado a la península Ibérica.

La intensidad epicentral,  $I_0$ , tiene cierta relación con la magnitud del terremoto. En esa relación intervienen factores tales como la profundidad focal, la estructura geológica, el mecanismo focal, el recubrimiento de suelos, etc.

### 3.10.4.1.3 ACCELERACIÓN DEL TERRENO

La aceleración del terreno durante un movimiento sísmico puede definirse, en cada punto (tres coordenadas), mediante un vector (tres componentes). El registro continuo de una componente en un determinado lugar permite definir un acelerograma del sismo.

Los acelerogramas correspondientes a puntos ubicados en la superficie del terreno son diferentes dependiendo en la naturaleza del suelo que pueda recubrir la roca en el punto en cuestión.

Para una determinada zona, se suele definir el valor de la aceleración máxima,  $a_{\max}$ , también llamada aceleración de pico, PGA (Peak Ground Acceleration), que representa el mayor valor de la componente horizontal de la aceleración y que, además, suele referirse a las condiciones de “suelo firme” o roca.

El valor de  $a_{\max}$  correspondiente a determinados periodos de retorno está incluido en la mayoría de los códigos o normas sísmicas como parámetro definitorio de la acción sísmica.

En España está actualmente en vigor la Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSE-02) cuyas prescripciones de índole general son de aplicación obligatoria a las obras portuarias. En dicha norma se incluye, bajo la denominación de aceleración sísmica básica,  $a_b$ , un valor característico de la aceleración horizontal máxima, asociado a un periodo de retorno del orden de 500 años, correspondiente a cada municipio español. En la Fig. 3.10.5. se incluye el mapa de peligrosidad sísmica de dicha Norma que suministra simplificada-mente el valor de dicho parámetro.

### 3.10.4.1.4 ESPECTRO DE RESPUESTA

La acción del sismo sobre un móvil de un grado de libertad, con frecuencia de vibración natural

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (K = \text{constante de rigidez, } M = \text{masa})$$

y amortiguamiento viscoso de constante  $C$ , puede calcularse, de manera inmediata, mediante la expresión:

$$x(t) = \frac{1}{\omega_d} \int_0^t e^{-\omega_n \cdot D(t-\tau)} \cdot \cos [\omega_d(t-\tau)] \cdot a_g(\tau) \cdot d\tau$$

donde :

$x(t)$  = desplazamiento relativo del móvil respecto al terreno.

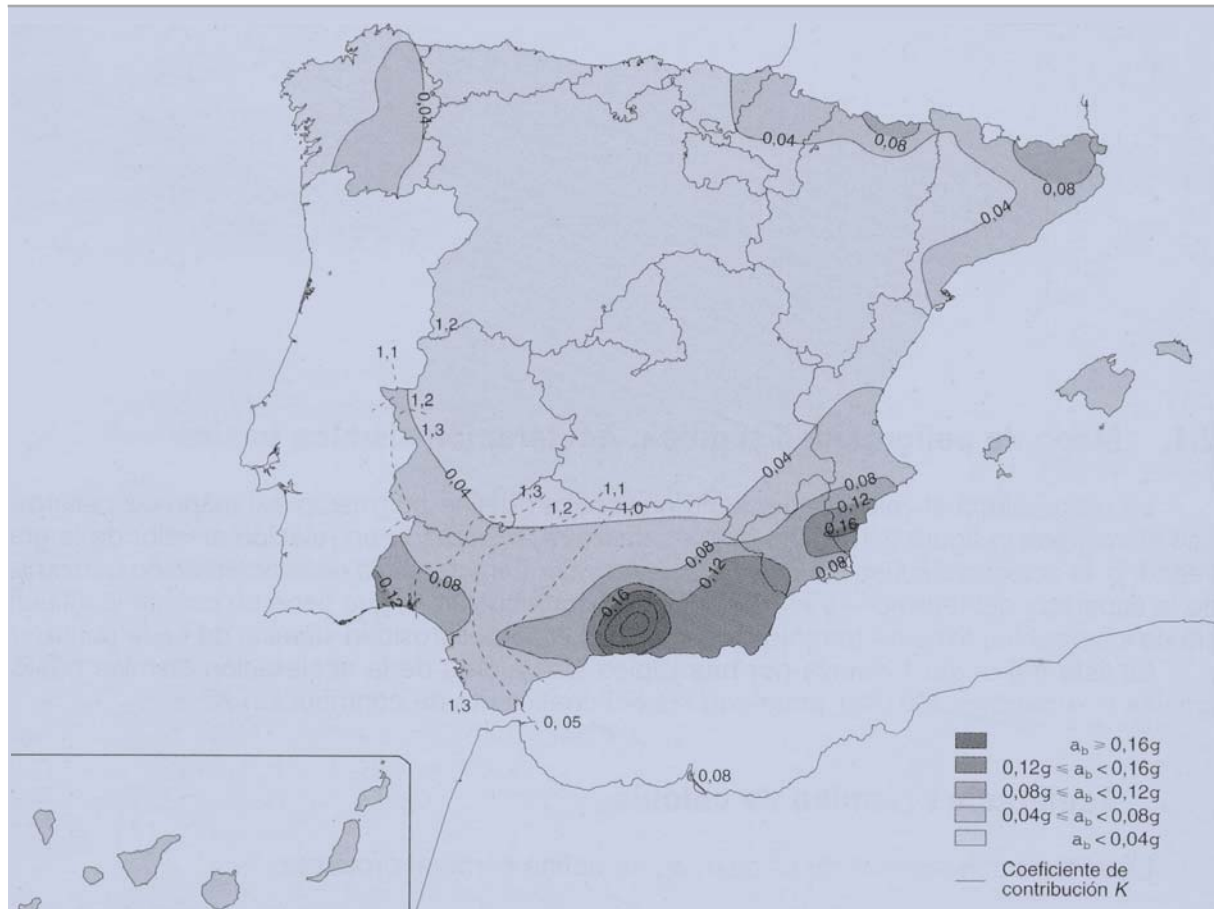
$a_g(\tau)$  = aceleración del terreno (acelerograma).

$\omega_n$  = frecuencia natural del móvil.

$\omega_d$  = frecuencia amortiguada del móvil;  $\omega_d = \omega_n \sqrt{1-D^2}$

$D$  = amortiguamiento relativo,  $D = \frac{C}{2\sqrt{KM}}$

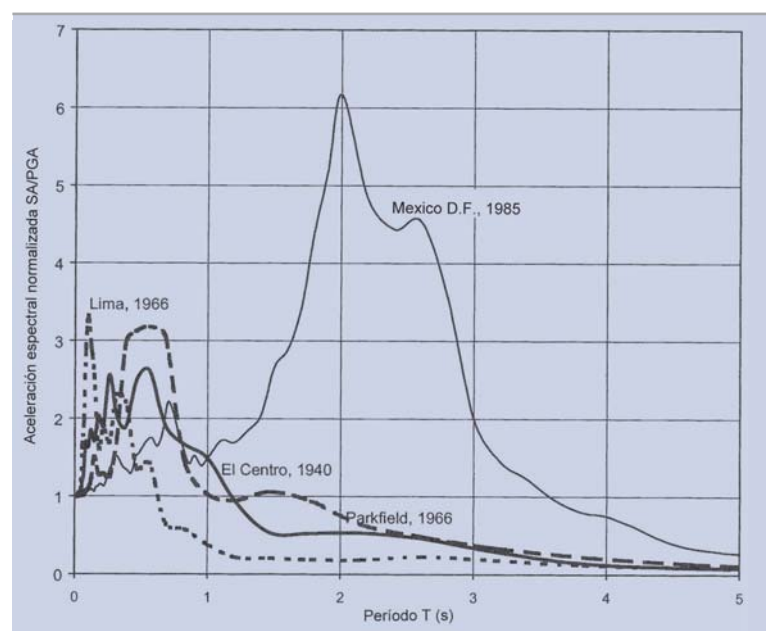


**Figura 3.10.5. Mapa español de peligrosidad sísmica (NCSE-02)**

De esa expresión es posible obtener la aceleración máxima del móvil o aceleración espectral, SA. Normalmente se utiliza la expresión aproximada  $SA = \omega_n^2 \times x_{max}$ ; y a ese valor se le denomina seudo-aceleración absoluta, que es función de su frecuencia natural  $\omega_n$  (o del periodo correspondiente  $T = 2\pi/\omega_n$ ) y de su amortiguamiento relativo, D.

Se define como espectro de respuesta de aceleraciones absolutas de un sismo a la función que relaciona el valor de SA con T y D. En la Fig. 3.10.6 puede verse un dibujo típico de algunos espectros de respuesta.

Para una determinada zona es posible definir espectros de respuesta estándar o envolventes de espectros reales para su utilización en los pro-

**Figura 3.10.6. Ejemplo de espectros de respuesta (amortiguamiento  $D = 5\%$ )**

yectos, correspondiente tanto a movimientos horizontales como verticales. La vigente Norma española (NCSE-02) define espectros tipo en España en función de las características locales del terreno, de la ubicación de la zona (fundamentalmente la distancia a la falla Azores-Gibraltar que domina la actividad sísmica peninsular) y del amortiguamiento relativo de la estructura resistente.

### 3.10.4.2 Licuefacción del suelo debido a la acción sísmica

Muchos de los daños producidos por terremotos en puertos han sido debidos a fenómenos de licuefacción del suelo. Un ejemplo claro es la destrucción prácticamente completa de Puerto Valdez durante el terremoto de Alaska (1964). Otros tipos de daños en puertos debidos a terremotos que se encuentran documentados se recogen en la Tabla 3.10.1.

Para predecir la posibilidad de que se produzca el fenómeno de la licuefacción en un suelo por la acción de un sismo es hoy prácticamente obligado seguir el procedimiento empírico que se describe a continuación. Además de este método el ingeniero puede y debe utilizar otros procedimientos o metodologías complementarias que considere convenientes, sin que ello aconseje omitir el método que aquí se describe.

**Tabla 3.10.1. Ejemplos de daños sísmicos en puertos en las últimas dos décadas**

Año	País	Puerto	Daños
1983	Japón	Akita	Dos muelles de tablestacas rotos. Colapso de grúas.
1984	Chile	San Antonio	Rotura muelles de bloques. Colapso de grúas
1985	Grecia	Patras	Colapso de dique de abrigo en talud
1986	Grecia	Kalamota	Rotura de muelle de bloques
1989	Argelia	Argel	Rotura de muelle de bloques
1989	EE.UU.	Oakland	Muelle de pilotes
1990	Filipinas	San Fernando	Muelle de pilotes
1993	Japón	Kushiro	Muelles de cajones y tablestacas
1993	Japón	Hakodate	Muelle de tablestacas
1993	EE.UU.	Guam	Muelle de tablestacas
1993	Japón	Okushuri	Dique de abrigo
1994	EE.UU.	Los Ángeles	Muelle de pilotes
1995	Japón	Kobe	Muelle de pilotes, duques de alba, muelle de recintos de tablestacas, dique de abrigo. Colapso de grúas
1999	Turquía	Devince	Colapso de grúas
1999	Taiwan	Taichung	Muelle de cajones

Lista basada en la información de la publicación "Seismic Guidelines for Port Structures" PIANC. Editado por Balkema. 2001.

### Reconocimiento geotécnico

En primer lugar, para evaluar la seguridad frente al fenómeno de la licuefacción debe realizarse un reconocimiento geotécnico detallado del terreno considerado. Ese reconocimiento debe permitir la determinación precisa de los siguientes parámetros:

- ◆ Densidad seca, humedad y peso específico de las partículas del suelo.
- ◆ Granulometría y, si hubiese componente arcillosa, plasticidad de la fracción fina del suelo.
- ◆ Índice N del ensayo SPT. Alternativamente se pueden realizar ensayos de penetración continua CPTU o ensayos penetrométricos dinámicos. En todo caso los ensayos SPT no deben omitirse y los resultados de otros posibles ensayos deben traducirse a valores equivalentes del SPT mediante correlaciones locales contrastadas.

Adicionalmente, la calidad del estudio mejorará si se dispone de ensayos geofísicos (cross-hole o similar) que permitan conocer la velocidad de propagación de ondas de corte,  $v_s$ , a cada profundidad.

El conocimiento de la posibilidad de que se produzca el fenómeno de la licuefacción será también más preciso si se dispone de ensayos dinámicos del suelo realizados en laboratorio, particularmente ensayos de columna resonante o ensayos de corte simple cíclico que permitan conocer los parámetros  $G$ ,  $D$  y  $v$  antes mencionados (apartado 3.10.2.3).

#### Valor de cálculo del índice $N$ del SPT. Valor $(\bar{N})_{60}$

Conocidos los datos precedentes, la resistencia de un determinado nivel del suelo a la licuefacción (capa situada a una profundidad  $z$ ) se define, a cada profundidad, en función del número  $(\bar{N})_{60}$  que es el valor medio del índice  $N$  del SPT después de corregirlo por el efecto de la sobrecarga (1) y por el efecto de la energía de ensayo (2). Estas dos correcciones pueden practicarse según se indica en los apartados 3.5.4.3 (corrección 1) y 2.9.1 (corrección 2).

#### Valor de la resistencia a la licuefacción. Parámetro CRR

Para cada valor de  $(\bar{N})_{60}$  se obtiene un valor del número adimensional CRR (Cyclic Resistance Ratio) que mide la resistencia a la licuefacción. Este número es diferente según el contenido en finos del terreno.

Los valores que en la actualidad se consideran más adecuados para el parámetro CRR se incluyen en la Tabla 3.10.2.

**Tabla 3.10.2. Valores del parámetro CRR**

$(\bar{N})_{60}$	Porcentaje de finos		
	$\leq 5\%$	15%	30%
5	0,06	0,10	0,13
10	0,11	0,16	0,18
15	0,16	0,23	0,26
20	0,22	0,29	0,40
25	0,29	>0,4	>0,5
30	>0,4		

Esta misma información se resume de manera gráfica en la Fig. 3.10.7. Estos valores son empíricos y están basados en datos de campo que van acumulándose. Es posible que sufran cierta modificación con el paso del tiempo.

El valor de CRR indicado está obtenido únicamente para terremotos de magnitud  $M_w = 7,5$ . Cuando la magnitud del terremoto sea diferente se deben multiplicar los valores de CRR por los factores de corrección siguientes.

**Tabla 3.10.3. Factor corrector del parámetro CRR en función de la magnitud del sismo (Youd e Idriss, 1997)**

Magnitud $M_w$	Factor de corrección
5,5	2,20 a 2,80
6	1,76 a 2,10
6,5	1,44 a 1,60
7	1,19 a 1,25
7,5	1
8	0,84
8,5	0,72

El valor obtenido de la resistencia adimensional, CRR, después de considerar el valor de  $(\bar{N})_{60}$ , el porcentaje de finos y la magnitud del terremoto, se debe comparar con la sollicitación que se describe en el subapartado siguiente.

### Sollicitación sísmica. Parámetro CSR

A una determinada profundidad dentro del depósito de suelos y con la información geotécnica disponible, se puede calcular el número adimensional siguiente:

$$CSR = 0,65 \frac{\sigma_{v_o}}{\sigma'_{v_o}} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot r_d$$

donde:

CSR = tensión de corte cíclica adimensional (Cyclic Stress Ratio).

$\sigma_{v_o}$  = tensión vertical total, antes del terremoto.

$\sigma'_{v_o}$  = tensión vertical efectiva, antes del terremoto.

$a_{max}$  = valor de cálculo de la aceleración horizontal máxima del terreno en el emplazamiento considerado, equivalente a la aceleración sísmica de cálculo obtenida a partir de la aceleración sísmica básica  $a_b$ , de acuerdo con lo previsto en la norma NCSR-02 (Ver Fig. 3.10.5).

$g$  = aceleración de la gravedad.

$r_d$  = factor de reducción que depende principalmente de la profundidad.

El último factor ( $r_d$ ) es siempre menor que la unidad y mide la reducción del valor de  $a_{max}$  con la profundidad. Su determinación requiere un cálculo específico de amplificación (deconvolución). Es también posible suponer el siguiente valor aproximado:

$$r_d = 1 - 0,001 \cdot z^2$$

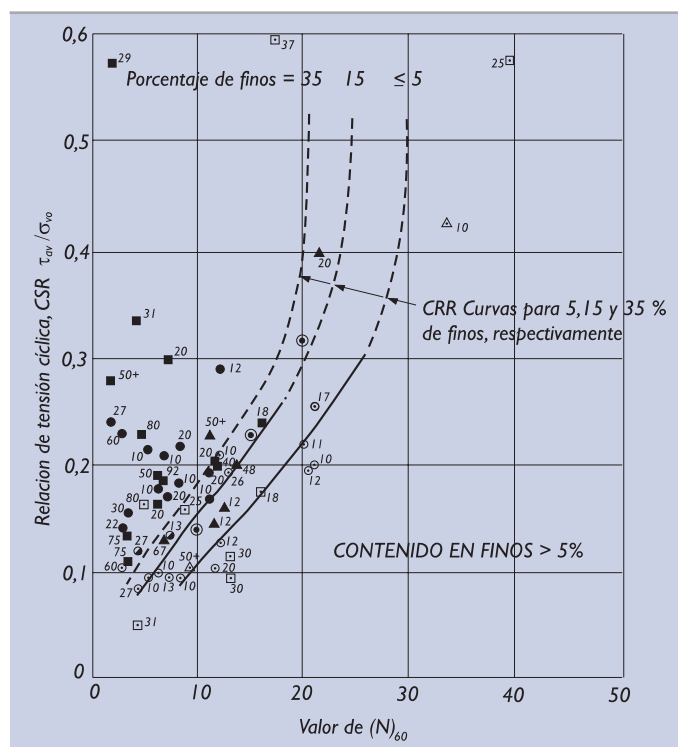
donde  $z$  es la profundidad de la zona cuya licuefacción se investiga, expresada en metros.

### Verificación de la seguridad frente a la licuefacción

La comparación de resistencia, CRR, y sollicitación, CSR, permite definir el coeficiente en seguridad frente a licuefacción:

$$F = \frac{CRR}{CSR}$$

Figura 3.10.7. Resistencia a la licuefacción (20)



(20) Figura preparada a partir de la información publicada por Youd, T.L. and Idriss I.M. (2001). "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. Apr. 2001. Vol. 127. N° 4.

Cuando este coeficiente es próximo a la unidad ( $0,9 < F < 1,1$ ) se debe entender que las posibilidades de licuefacción del suelo son altas. Aunque existen publicaciones que intentan cuantificar las posibilidades de licuefacción partiendo del valor de  $F$ , en la actualidad aún no es posible dar validez a este procedimiento.

Cuando el coeficiente de seguridad a la licuefacción no sea aceptable ha de procederse a cambiar la tipología de la solución o, en casos muy específicos, a proceder a un tratamiento o sustitución del terreno, o a la colocación de drenes para facilitar la disipación de las presiones intersticiales generadas. En España, por este motivo, se ha realizado un tratamiento masivo de densificación mediante la técnica de vibrosustitución (ver apartado 3.9.3) en las arenas de la bahía de Algeciras para construir las instalaciones de la Central Térmica de Los Barrios.

### **3.10.4.3 Acciones sísmicas transmitidas al terreno de cimentación a través de la estructura resistente**

La respuesta dinámica del conjunto suelo-estructura, o movimiento de este conjunto al ser solicitado por una acción sísmica, será tanto más acusada cuando más próximo sea el periodo propio de vibración de dicho conjunto suelo-estructura al periodo predominante del movimiento sísmico.

Una gran parte de las estructuras portuarias, especialmente las de gravedad, tienen periodos propios de oscilación similares a los periodos predominantes en los movimientos sísmicos ( $0,2 \text{ s} < T < 2 \text{ s}$ ), por lo que en la mayor parte de los casos se producirá un importante comportamiento dinámico del conjunto suelo-estructura durante el movimiento sísmico, que dará lugar a la transmisión de cargas importantes al terreno de cimentación.

Las acciones transmitidas al cimiento no son en este caso evidentes. Su determinación exige previamente realizar cálculos de interacción suelo-estructura.

El cálculo de interacción suelo-estructura bajo solicitación sísmica puede realizarse con metodologías muy diversas o con procedimientos empíricos aproximados de carácter pseudoestático.

En el apartado 3.10.5 de esta Recomendación se definen los procedimientos más comunes que han sido avalados por cierta experiencia de uso.

### **3.10.5 Cálculo dinámico del conjunto suelo-estructura**

El cálculo dinámico del conjunto suelo-estructura puede realizarse con metodologías muy diversas. Los procedimientos más comunes son los siguientes:

#### ***Cálculos con modelos numéricos con representación completa del cimiento***

##### **a. Este cálculo se realiza mediante los siguientes pasos**

- 1º Definición del modelo geométrico discreto (elementos finitos o diferencias finitas) que representa una sección plana del problema en estudio incluyendo tanto la estructura como una fracción significativa del cimiento. Los cálculos dinámicos tridimensionales son también posibles, aunque requieran un gran esfuerzo para la preparación del modelo geométrico. En los contornos del modelo han de incluirse muelles y amortiguadores que representen con cierta precisión el amortiguamiento de radiación.
- 2º Definición de parámetros del modelo de comportamiento elemental. Normalmente, para facilitar los cálculos, el terreno se representa mediante un modelo elástico lineal y viscoso en término de tensiones totales. Los parámetros que regulan la relación tensión-deformación ( $G$ ,  $v$  y  $D$ ) (ver apartados 3.10.2 y 3.10.3) deben adecuarse al nivel de deformación resultante, lo que requiere un cálculo iterativo hasta conseguir la precisión suficiente en la representación del comportamiento no lineal.

En lugar del modelo precedente, es también posible, aunque más complejo, realizar cálculos dinámicos en presiones efectivas, incluyendo, en este caso, una doble formulación acoplada: deformación (1), generación-disipación de presiones intersticiales (2). Estos cálculos son muy sensibles a pequeños detalles y su utilización generalmente está en la actualidad reservada a trabajos de investigación.

- 3° Definición de la acción. El cálculo dinámico trata de representar el comportamiento del conjunto estructura-terreno ante una situación de cargas rápidamente variables. El carácter dinámico proviene del hecho diferencial, respecto a las condiciones estáticas, de producirse aceleraciones significativas en la estructura y/o el terreno.

La acción dinámica puede representarse mediante la historia temporal de valores de los parámetros representativos correspondientes:

- ◆ En el caso del oleaje sería una historia temporal de empujes o presiones causados por la serie de alturas de ola.
- ◆ En el caso sísmico la forma de representar las acciones sísmicas y la forma de representar el problema (geometría y características de los materiales) deben guardar entre sí una cierta relación. Es decir, la acción sísmica depende del modelo geométrico utilizado para representar el problema.

Una de las formas de representarse es mediante un conjunto de fuerzas de inercia iguales a los productos de las masas del modelo de cálculo por las aceleraciones que se considera que afectan a la base del modelo. Una vez definidas estas fuerzas, los cálculos serán en todo semejantes a los cálculos dinámicos realizados para analizar los efectos de otras acciones dinámicas externas (oleaje, vientos, impactos, etc.). Como el movimiento sísmico se especifica con carácter general para el terreno firme, para obtenerlo en la base del modelo se requiere realizar cálculos previos de amplificación (aumentos de las aceleraciones debido a suelos blandos situados encima de terrenos firmes) y de deconvolución (reducciones de las aceleraciones con la profundidad) a partir del movimiento especificado.

- 4° Proceso de integración. Para realizar cálculos dinámicos acoplados (presiones efectivas) es obligado realizar la integración del problema mediante un esquema explícito de diferencias finitas para la variable tiempo.

Para los cálculos en presiones totales, el proceso de integración (resolución) del problema dinámico puede realizarse mediante un esquema explícito de diferencias finitas en el dominio del tiempo (alternativa 1) o mediante la aplicación de la transformación de Fourier para resolver el problema para cada frecuencia y posterior integración en ese dominio (alternativa 2) o mediante un análisis modal espectral (alternativa 3). Aunque estos procedimientos son teóricamente equivalentes, el primero parece ofrecer cierta ventaja para tratar problemas no lineales.

## **b. Cálculo con una representación simplificada del cimiento**

El cálculo dinámico estructural más extendido es aquél en que el cimiento queda representado por una serie de resortes y amortiguadores equivalentes. El modelo estructural puede consistir en una partición en elementos finitos o en un modelo de masas y resortes concentrados que representa la geometría, la rigidez y la inercia de la estructura en estudio de manera suficientemente precisa.

Tanto el terreno como la estructura han de suponerse elásticos lineales. Un cálculo iterativo permite adecuar los parámetros al nivel de deformaciones global.

El amortiguamiento del sistema ha de estimarse independientemente a partir de los resultados de los ensayos dinámicos que se deben realizar a estos efectos. La acción dinámica se define normalmente

mediante un sistema adecuado de fuerzas nodales. El proceso de integración puede ser cualquiera de los que se han indicado antes (subapartado a).

Las “constantes de resorte” son función de la amplitud de la deformación y de las frecuencias de la acción.

Cuando el proceso de integración se realiza en el dominio de las frecuencias no existe problema en la especificación de las “constantes de resorte” (relación fuerza-deformación) dependientes de este factor. En otros casos es necesario hacer alguna simplificación.

Como aproximación, “las constantes de resorte” pueden deducirse con las fórmulas de la estática citadas en los apartados precedentes de esta ROM para cimentaciones superficiales (apartado 3.5) o profundas (apartado 3.6). En estas fórmulas deben utilizarse los coeficientes dinámicos deducidos como se indica en el apartado 3.10.3.

Para cálculos sísmicos preliminares, o para aquellos casos de cálculos sísmicos en los que éstos no necesitan ser muy precisos, se puede suponer la siguiente relación entre el valor medio del módulo de rigidez transversal  $G$  que puede usarse y el módulo de rigidez transversal para pequeñas deformaciones,  $G_0$ .

Intensidad Local MSK	Relación $G/G_0$
VI	I
VII	0,80
VIII	0,50
IX	0,35

En estos cálculos preliminares o aproximados, no se aplicarán estas reducciones del módulo a aquellos suelos cuya sollicitación esté lejos de aquélla que puede provocar su rotura. A falta de otras estimaciones se podrá suponer que  $G = G_0$  para:

Todos los suelos cuya velocidad de propagación de ondas de corte, medida mediante ensayos geofísicos “in situ”, sea:

$$v_s > 300 \text{ m/s}$$

- Todos los suelos, cualquiera que sea su deformabilidad, que estén situados a más de 20 m de profundidad.
- En esos cálculos se adoptará un valor del amortiguamiento relativo acorde con el módulo de rigidez transversal correspondiente.

Cuando buena parte de la estructura está enterrada y el terreno se representa mediante muelles y amortiguadores, la definición de la acción sísmica en la base del modelo puede requerir unos cálculos previos. El movimiento al nivel de la unión entre la estructura y el cimiento es diferente del movimiento del terreno en campo libre (sin estructura) aún en el caso de que la estructura no tuviese inercia alguna. Este efecto adicional de interacción, que se conoce como interacción cinemática, será preciso considerarlo, bien con un cálculo dinámico previo, o bien con alguna consideración debidamente justificada. No obstante lo anterior, es relativamente frecuente despreciar este efecto (válido en algunos casos teóricos) y suponer que la acción sobre el modelo es, exclusivamente, un conjunto de fuerzas de inercia que actúan sobre la estructura y cuyo valor se estima a partir de las aceleraciones sísmicas al nivel del terreno de apoyo.

### 3.10.5.1 Cálculo dinámico de la cimentación

El cálculo dinámico de la cimentación puede realizarse conjuntamente con el cálculo estructural cuando el procedimiento (o la alternativa) elegida es la “a” antes mencionada. (Ver apartado 3.10.5). En otro caso (opción



“b”) es preciso realizar un modelo específico del cimiento y someterlo a las acciones dinámicas que se obtienen del cálculo estructural.

En ambos casos (cálculo conjunto o cálculo dinámico independiente), como resultados del cálculo de la cimentación se obtendrá, en cada zona del cimiento, la información siguiente:

- a. Evolución (o historia temporal) de desplazamientos y de tensiones totales y efectivas (cálculos acoplados tensión-deformación-flujo).
- b. Evolución de desplazamientos y tensiones totales, cuando el cálculo se realice en presiones totales sin consideración directa de las consecuencias del flujo de agua en el interior del terreno.

Con esta información podrá juzgarse acerca del comportamiento del sistema. En el primer caso de manera directa pues del cálculo se obtienen desplazamientos y tensiones efectivas que permiten enjuiciar la seguridad de la obra y la posible funcionalidad durante y después del evento (temporal u otra causa).

En el segundo caso (cálculo en presiones totales) es preciso un proceso de interpretación posterior para obtener las presiones intersticiales generadas por la acción dinámica. La base de partida de esta interpretación será la información sobre la resistencia dinámica del suelo obtenida en ensayos de laboratorio en tensiones totales con historias de tensiones similares a las resultantes del cálculo.

Si tras este proceso de evaluación resultara que en ninguna zona significativa del cimiento se supera el umbral de plastificación o rotura (licuefacción) en ningún momento, entonces la respuesta del cimiento podría considerarse prácticamente elástica. Debería concluirse que la situación es aceptable.

Para acciones dinámicas importantes, sin embargo, es posible que el cimiento experimente roturas parciales transitorias que podrían ser admisibles, pues no tendrían que significar necesariamente la ruina de la obra sino un desplazamiento residual apreciable.

El cálculo dinámico de desplazamientos en geotecnia ha sido practicado durante décadas y su aplicación a los problemas de rotura es adecuada y recomendable. Conceptualmente estriba en admitir la rotura instantánea según el mecanismo que indica el cálculo y postular una cierta ley de resistencia residual en ese momento.

Las leyes de la dinámica de bloques rígidos permitirán escribir las ecuaciones del movimiento de la parte móvil de ese mecanismo de rotura e integrarlas para conocer el desplazamiento que ocurre durante esa fase parcial del movimiento. Este procedimiento de cálculo está bien establecido para el cálculo de movimientos de muros y taludes y puede aplicarse de manera análoga también a las cimentaciones de obras marítimas y portuarias sometidas a la acción del oleaje.

### **3.10.5.2 Cálculo pseudo-estático de la cimentación**

El cálculo dinámico de una cimentación o en general de una construcción apoyada en el terreno (incluyendo excavaciones con o sin sostenimiento) puede abordarse con los procedimientos usuales de la estática pero añadiendo fuerzas adicionales que representan a la acción dinámica.

Las acciones estáticas equivalentes que han de suponerse dependen fundamentalmente del tipo de problema en estudio, tal como se comenta a continuación.

#### **3.10.5.2.1 ACCIONES ESTÁTICAS EQUIVALENTES A LA ACCIÓN DEL OLAJE O DEL VIENTO**

En los problemas de carga dinámica debida al oleaje, al viento sobre la estructura, etc., se pueden utilizar métodos de cálculo estático representando las acciones dinámicas mediante unas acciones estáticas equivalentes.



Las acciones del oleaje transmitidas al terreno de cimentación a través de una estructura resistente dependen del periodo y de la magnitud de la acción y, especialmente, de la respuesta del conjunto suelo-estructura o movimiento del mismo al ser solicitado por dicha acción.

Las estructuras portuarias como las obras de gravedad construidas con cajones, los espaldones y otras estructuras monolíticas tienen periodos naturales de oscilación en el rango entre 0,2 y 2 segundos (muy alejados de los periodos del oleaje), por lo que no son esperables amplificaciones dinámicas de las cargas transmitidas al terreno debidas a la acción del oleaje en condiciones de no rotura o a las oscilaciones del nivel del mar por la acción de las mareas, pudiendo aceptarse que éstas se transmiten al terreno con igual periodo que la acción actuante. En estos casos, la acción transmitida al cimiento podrá obtenerse por medio de análisis estático, en los que no es necesario considerar a priori, la rigidez del conjunto suelo-estructura.

Por el contrario, son esperables amplificaciones dinámicas importantes en las cargas transmitidas al terreno de cimentación cuando estas estructuras están solicitadas por oleajes en condiciones de rotura, al tener estas acciones periodos de oscilación del orden de magnitud de los del conjunto suelo-estructura. En estos casos, las acciones transmitidas al cimiento son de difícil evaluación, siendo necesario un cálculo dinámico específico o un procedimiento empírico aproximado alternativo (p.e. multiplicación de la acción estática por un factor dinámico de carga) que permita definir la acción dinámica transmitida al cimiento para la estructura en cuestión.

El cálculo dinámico del conjunto suelo-estructura puede realizarse con metodologías muy diversas. En el apartado 3.10.5. se definen los procedimientos más comunes, que han sido avalados por cierta experiencia de uso.

El proceso de obtención de las acciones estáticas equivalentes a la acción del oleaje o del viento incluye la consideración de ciertos “factores dinámicos de carga” o directamente de fuerzas equivalentes obtenidas a partir de formulaciones empíricas de base experimental, los cuales escapan del alcance de esta ROM.

En aquellos documentos ROM dedicados a las acciones del viento y del oleaje, así como a las obras específicas, se definirán las fuerzas estáticas equivalentes asociadas al valor representativo adoptado en cada combinación de acciones para el temporal de oleaje o viento.

Para evaluar el comportamiento frente a Estados Límite de Servicio puede hacerse una hipótesis semejante pero para un temporal menos intenso (más frecuente) según se indica en el apartado 3.3 de este documento.

Las fuerzas estáticas equivalentes que actúan sobre el cimiento podrán obtenerse a partir de un cálculo estructural estático considerando la actuación sobre la estructura de las acciones estáticas equivalentes a la acción dinámica o adoptando la fuerza máxima transmitida al cimiento deducida de un cálculo dinámico.

Para la evaluación de la seguridad frente a los modos de fallo asociados a los Estados Límite Últimos de las cimentaciones superficiales y profundas, cuando se analizan mediante las fórmulas estáticas que se indican en los apartados 3.4 y 3.5 de esta ROM, se recomienda no añadir, como acción dinámica debida a la inercia del suelo, ninguna fuerza adicional.

### **3.10.5.2.2. ACCIONES ESTÁTICAS EQUIVALENTES A LA ACCIÓN SÍSMICA**

Cuando, de forma aproximada, se verifiquen modos de fallo mediante formulaciones estáticas, la consideración del sismo podrá realizarse a través de acciones estáticas equivalentes. Dichas acciones equivalentes dependen de la tipología de la estructura, de las características de la interacción suelo-estructura y del modo de fallo analizado.

En el documento ROM 0.6 dedicado a la acción sísmica, así como en aquellos documentos ROM dedicados a las obras específicas, se definirán con detalle las fuerzas estáticas equivalentes a la acción sísmica.

No obstante lo anterior, se ha considerado conveniente incluir en esta Recomendación las fuerzas estáticas equivalentes a la acción sísmica necesarias para la verificación de los modos de fallo geotécnicos más usuales que se presentan en las obras marítimas y portuarias.

### 3.10.5.2.2.1 FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES SOBRE LOS CIMIENTOS

Las fuerzas estáticas equivalentes que actúan sobre el cimiento podrán obtenerse a partir de un cálculo estructural estático considerando la actuación sobre la estructura de las acciones estáticas equivalentes a la acción sísmica o adoptando un porcentaje de la fuerza máxima transmitida al cimiento deducida de un cálculo dinámico. A falta de otra información, podrá suponerse como fuerza estática equivalente el 65% de dicho valor máximo.

Si el cálculo dinámico no incluye la masa del propio elemento de cimentación (zapata o encepado), entonces habrá que añadir una fuerza adicional que, a falta de otra indicación más precisa que pudiera darse en otro lugar específico (otros documentos ROM), será el producto de su masa total (densidad emergida) por la aceleración horizontal,  $a_h$ , definida en el apartado 3.10.5.2.2.2.

### 3.10.5.2.2.2 FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES PARA LA VERIFICACIÓN DE MODOS DE FALLO DE PÉRDIDA DE LA ESTABILIDAD GLOBAL

Para comprobar el efecto de la acción sísmica en el estudio de los problemas de estabilidad global controlados por la resistencia del terreno, y a falta de un mejor procedimiento para realizar el cálculo dinámico, se podrá suponer que la acción sísmica equivale a unas fuerzas máximas de inercia definidas como el producto de la masa por las aceleraciones siguientes:

$$\text{Horizontal: } a_h = \alpha \cdot a_c$$

$$\text{Vertical: } a_v = \frac{1}{2} a_h$$

Siendo  $a_c$  la aceleración sísmica de cálculo en el emplazamiento, definida en la vigente Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02).

El factor “ $\alpha$ ” trata de evaluar la flexibilidad de la obra frente a los terremotos. Su valor debe ser tanto más alto cuanto más coartado esté el movimiento.

Taludes exentos y muelles de gravedad sin coacciones, etc.  $\alpha = 0,5$

Taludes con inclusiones rígidas (p.e. pilotes) o muros con coacciones en cabeza, muelles de pantallas ancladas, etc.  $\alpha = 0,75 \text{ a } 1$

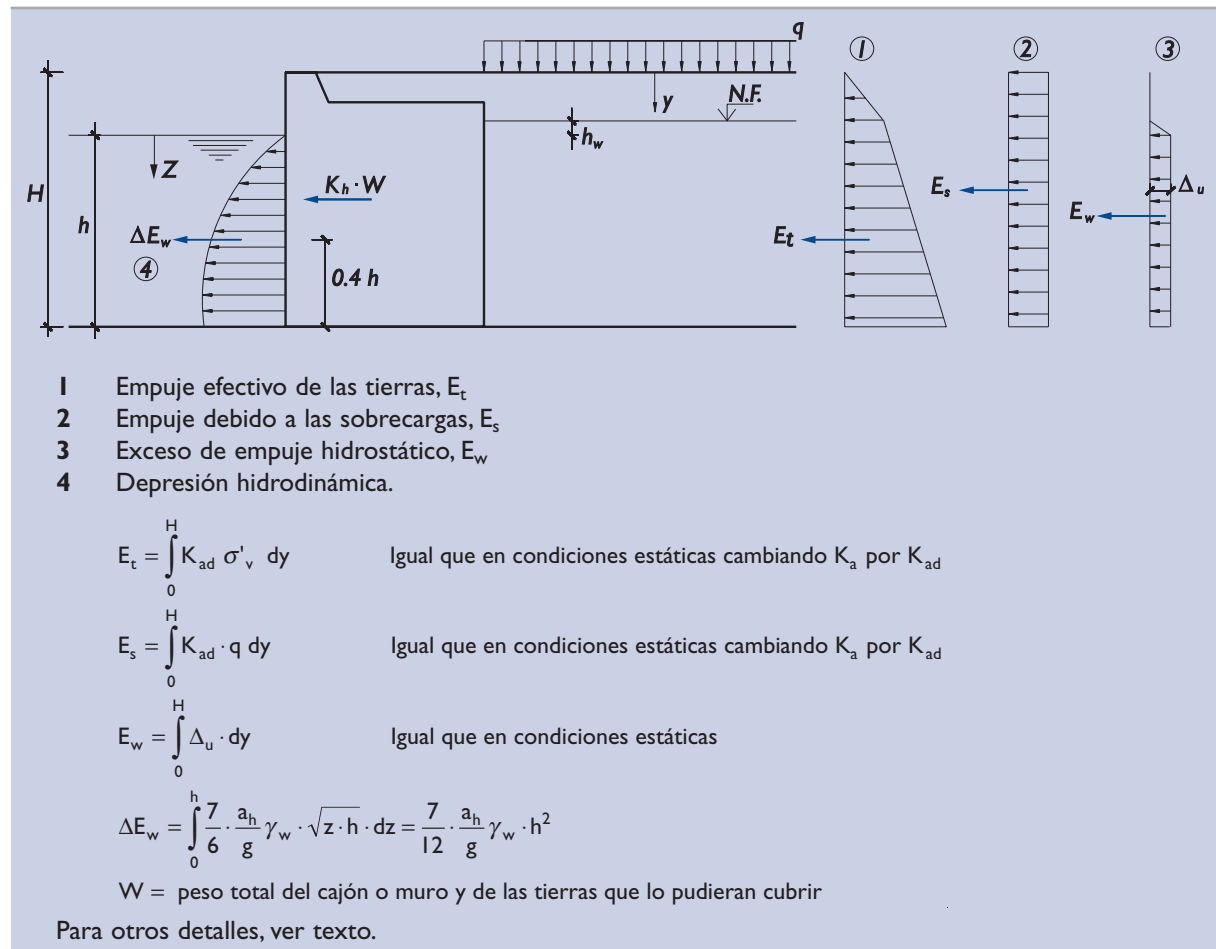
### 3.10.5.2.3 EMPUJES DE TIERRA EQUIVALENTES SOBRE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

La acción sísmica hace que el empuje sobre los muros aumente transitoriamente. El empuje activo en condiciones sísmicas es mayor que el correspondiente a la situación estática.

De forma similar, el empuje pasivo que pueden transmitir las estructuras de contención que se apoyan contra el terreno puede reducirse notablemente durante los sismos. El empuje pasivo en condiciones sísmicas es menor que el correspondiente a la situación estática.

En la ROM 0.6 “Acción Sísmica” se incluirán Recomendaciones detalladas sobre la metodología que debe seguirse para considerar el efecto sísmico en el proyecto de las estructuras de contención.

Provisionalmente, se avanza aquí un método sencillo para el cálculo de empujes, cuya aplicación es recomendable en aquellos casos en los que la acción sísmica sea de carácter moderado. Esto es, que no condicione de forma importante el proyecto. En otras circunstancias, el ingeniero debe usar métodos más adecuados.

**Figura 3.10.8. Esquema de empujes equivalentes sobre una estructura de contención en condiciones sísmicas****3.10.5.2.3.1 EMPUJE ACTIVO****a. Coeficiente de empuje activo en condiciones dinámicas**

El coeficiente de empuje activo en condiciones dinámicas se puede suponer igual al definido por la expresión:

$$K_{ad} = \frac{\cos(\alpha + \theta)}{\cos \theta \cdot \cos \alpha} \cdot K_a^*$$

El coeficiente  $K_a^*$  se obtendrá con las fórmulas que definen el coeficiente de empuje activo en condiciones estáticas (apartado 3.7.5), empleando en ellas, en el lugar de  $\alpha$ , el ángulo  $(\alpha + \theta)$  y, en el lugar de  $\beta$ , el ángulo  $(\beta + \theta)$ .

El ángulo  $\theta$  será el definido por las expresiones siguientes:

$$\theta = \arctg\left(\frac{a_h}{g - a_v}\right) \quad \text{Caso 1}$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{a_h}{g - a_v} \cdot \frac{\gamma_d}{\gamma'}\right) \quad \text{Caso 2}$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{a_h}{g - a_v} \cdot \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'}\right) \quad \text{Caso 3}$$

donde:

$g$  = aceleración de la gravedad.

$a_h, a_v$  = aceleraciones sísmicas equivalentes horizontal y vertical. Los valores de estos parámetros se definen en el apartado 3.10.5.2.2.2.

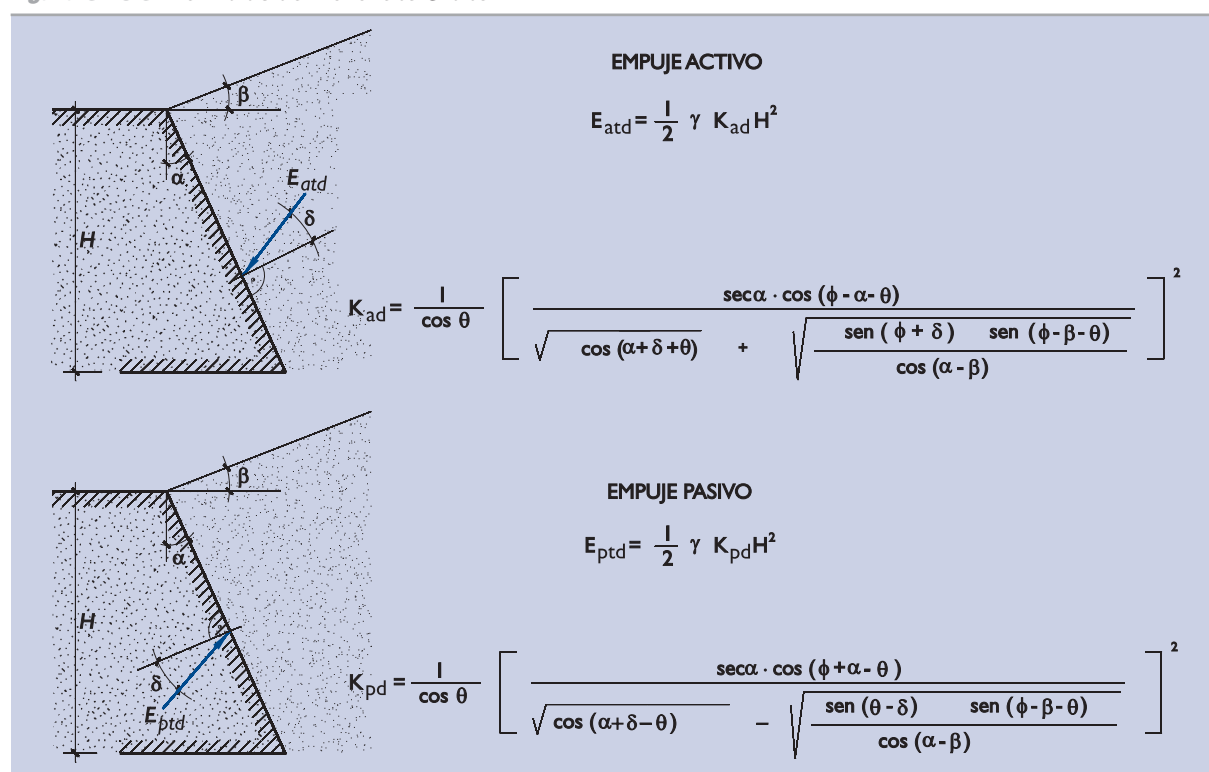
El “caso 1” corresponde a aquellos rellenos de trasdós que estén secos o parcialmente saturados, siempre situados sobre el nivel freático.

El “caso 2” corresponde a rellenos situados bajo el nivel freático y cuya naturaleza sea claramente drenante, incluso en condiciones sísmicas (escolleras, por ejemplo).

El “caso 3” corresponde a aquellos rellenos situados por debajo del nivel freático que no sean claramente drenantes.

Cuando en este proceso se emplean las fórmulas de Coulomb para el cálculo del coeficiente de empuje activo, resultan las fórmulas de Mononobe-Okabe que se recogen en la parte superior de la Fig. 3.10.9.

**Figura 3.10.9. Fórmulas de Mononobe-Okabe**



Una vez calculado  $K_{ad}$ , el proceso de estimación de empujes (empujes unitarios, efecto del agua, efecto de la cohesión, efecto de las sobrecargas, etc.) será, en todo, semejante al proceso descrito en 3.7.5 para el cálculo de empujes activos, aunque deben tenerse en cuenta las consideraciones que se indican a continuación.

#### b. Ángulo de rozamiento tierras-muro

El ángulo de rozamiento tierras-muro puede disminuir notablemente durante los terremotos. Esto significaría un aumento adicional del empuje activo.

Esta reducción de  $\delta$  será tanto mayor cuanto más sensible sea el material de relleno de trasdós al efecto de las vibraciones sísmicas.

El ingeniero debe tener en cuenta esta circunstancia y reducir prudentemente el ángulo “ $\delta$ ” a utilizar en los cálculos. La hipótesis  $\delta = 0$  es siempre conservadora.

#### c. Peso específico a utilizar en los cálculos

El cálculo del empuje efectivo debido al peso de las tierras se realizará con unos pesos específicos del terreno mayores que los reales.

El peso específico del terreno se aumentará, tanto en la zona situada por encima del nivel freático,  $\gamma_{ap}$ , como en la zona situada por debajo de él,  $\gamma'$ . En ambos casos el factor de amplificación de esos pesos específicos será:

$$f = 1 + \frac{a_v}{g}$$

#### d. Empuje debido al agua intersticial

El empuje del agua intersticial del relleno del trasdós, en condiciones sísmicas, se considerará igual que el calculado en condiciones estáticas.

#### e. Efecto de la cohesión

El posible efecto beneficioso de la cohesión puede considerarse igual que el de la situación estática; esto es, independiente de la acción sísmica.

#### f. Efecto de las cargas y sobrecargas en el trasdós

El efecto de las cargas y sobrecargas que pudieran existir en la zona del trasdós puede evaluarse con los mismos procedimientos de la estática que se indican en el apartado 3.7.5.

La intensidad de las sobrecargas deberá multiplicarse por el factor “f” definido en el subapartado c).

En las expresiones en las que aparezca el coeficiente de empuje activo, se debe utilizar el valor correspondiente a la situación dinámica, definido previamente.

#### g. Empuje del agua libre

Cuando existe agua libre en el intradós (como ocurre normalmente en los muelles portuarios), su empuje dinámico se debe considerar por algún procedimiento adecuado. A estos efectos, y como primera aproximación, se admite la hipótesis de Westergaard:

$$\Delta E_w = \pm \frac{7}{12} \frac{a_h}{g} \cdot \gamma_w h^2$$

donde:

$\Delta E_w$  = incremento de empuje de agua libre causado por el terremoto.

$h$  = calado del agua libre.

$g$  = aceleración de la gravedad.

$\gamma_w$  = peso específico del agua.

El valor de la aceleración sísmica equivalente horizontal “ $a_h$ ” se ha definido en el apartado 3.10.5.2.2.2.

Este incremento de empuje puede suponerse aplicado a una profundidad 0,6 h, medida desde el nivel del agua libre.

### 3.10.5.2.3 EMPUJE PASIVO

El empuje pasivo de los muros puede disminuir durante los terremotos. El estudio de esa reducción puede hacerse por un procedimiento semejante al indicado en los párrafos precedentes.

El coeficiente de empuje pasivo en condiciones dinámicas se puede obtener mediante la expresión:

$$K_{pd} = \frac{\cos(\alpha - \theta)}{\cos \alpha \cdot \cos \theta} \cdot K_p^*$$

El ángulo “ $\theta$ ” sería el mismo que el definido para el caso del empuje activo pero se utilizaría para restárselo a los ángulos “ $\alpha$ ” y “ $\beta$ ” en las fórmulas que definen el coeficiente de empuje pasivo en condiciones estáticas que se define en 3.7.7 y obtener así el correspondiente valor de  $K_p^*$ .

Cuando este procedimiento simplificado se aplica al método de Coulomb se obtiene la fórmula de Mononobe-Okabe para empuje pasivo que se indica en la Fig. 3.10.9, parte inferior. Para ángulos  $\delta$  o  $\beta$  grandes, esta fórmula puede ser optimista.

El factor de corrección “f” utilizado para mayorar los pesos específicos se obtendría cambiando el signo de la aceleración vertical, obteniéndose así valores de “f” menores que la unidad.

El ángulo de rozamiento tierras-muro debe reducirse prudentemente, atendiendo a los mismos criterios indicados para el caso activo.

### 3.10.5.2.4 FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES PARA LA VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES

El efecto sísmico en los taludes se puede analizar de la manera simplificada que se expone a continuación únicamente en los casos en que la acción sísmica no condicione de manera importante el proyecto. De otra forma sería necesario un estudio más detallado, fuera del alcance de esta ROM.

El efecto sísmico se considerará equivalente a unas fuerzas máscas iguales a:

$$\text{Fuerza horizontal} = \pm \frac{a_h}{g} \cdot \gamma \quad \text{Fuerza vertical} = \pm \frac{a_v}{g} \cdot \gamma$$

donde “ $\gamma$ ” es el peso específico del terreno y  $a_h$  y  $a_v$  las aceleraciones sísmicas equivalentes definidas en el apartado 3.10.5.2.2.

Independientemente de que el cálculo de estabilidad se haga con los pesos totales y descontando después el efecto de la subpresión, o en término de pesos efectivos y sin subpresión (ver apartado 3.8.4), el valor de  $\gamma$  a utilizar en la expresión anterior será el peso específico aparente del terreno.

Cuando existe agua libre sumergiendo totalmente el talud, el cálculo debe realizarse por el método de los pesos sumergidos por debajo del nivel de agua libre (ver apartado 3.8.4), ya que, de otra manera, se obtendrían resultados que pueden ser excesivamente pesimistas.

En este procedimiento simplificado no se tendría en cuenta el efecto hidrodinámico del agua libre. El efecto dinámico más nocivo en la estabilidad global de la obra es, sin embargo, la debilitación de la resistencia del terreno que pueden producir las alternancias de las cargas. La susceptibilidad de los suelos a esta disminución de resistencia, ya sea por crecimiento de las presiones intersticiales o por otros motivos, deberá ser investigada. Los parámetros resistentes a utilizar en los cálculos deberán tener en consideración este efecto.