

**TCVN**

**TIÊU CHUẨN QUỐC GIA**

**TCVN 12250:2018**

Xuất bản lần 1

**CẢNG THỦY NỘI ĐỊA - CÔNG TRÌNH BẾN -  
YÊU CẦU THIẾT KẾ**

*Inland port - Berth construction - Design standard*

**HÀ NỘI - 2018**

## Mục lục

1 Phạm vi áp dụng .....	5
2 Tài liệu viện dẫn .....	5
3 Thuật ngữ và định nghĩa .....	5
4 Phân cấp công trình bến cảng thủy nội địa .....	6
5 Chọn kết cấu công trình bến .....	6
6 Các kích thước cơ bản của bến cảng nội địa .....	10
6.1 Cao trình mặt bến .....	10
6.2 Mực nước tính toán .....	11
6.3 Độ sâu khu nước trước bến.....	11
7 Các đặc trưng của vật liệu và đất.....	13
8 Các yêu cầu chính về cấu tạo .....	14
9 Tải trọng và tác động .....	19
9.1 Các loại tải trọng và các tổ hợp tải trọng .....	19
9.2 Tải trọng tiêu chuẩn .....	20
9.3 Tải trọng tính toán.....	26
9.4 Các tác động.....	27
10 Các quy định chủ yếu về tính toán .....	28
10.1 Các nguyên tắc tính toán .....	28
10.2 Tính toán ổn định.....	30
10.3 Tính toán độ bền.....	30
10.4 Tính toán về biến dạng .....	31
Phụ lục A (Tham khảo) Đặc trưng chủ yếu của từng loại cọc cừ .....	36
Phụ lục B (Quy định) Các yếu tố về vị trí và độ sâu lỗ khoan (hoặc xuyên) khi khảo sát địa chất công trình .....	38
Phụ lục C (Tham khảo) Tính toán ổn định chung .....	40
Phụ lục D (Tham khảo) Tính toán và thiết kế kết cấu neo .....	64
Phụ lục E (Tham khảo) Xác định nội lực trong các cấu kiện công trình bến do lực va của tàu khi cập bến .....	81
Phụ lục F (Tham khảo) Tính toán khối gấn bích neo.....	87
Phụ lục G (Tham khảo) Các đặc trưng của đất.....	90
Phụ lục H (Tham khảo) Xác định áp lực hông của đất .....	94
Phụ lục I (Tham khảo) Xác định áp lực nước thấm .....	122
Phụ lục K (Tham khảo) Xác định tải trọng tàu va khi cập vào công trình.....	131
Phụ lục L (Tham khảo) Xác định lực kháng của hàng cọc.....	133
Phụ lục M (Tham khảo) Thông số kỹ thuật một số loại tàu sông .....	138

**Lời nói đầu**

TCVN 12250:2018 do Cục Đường thủy Nội địa Việt Nam biên soạn, Bộ Giao thông Vận tải đề nghị, Tổng Cục Tiêu chuẩn Đo lường Chất Lượng thẩm định, Bộ Khoa học và Công nghệ công bố.

## Cảng thủy nội địa – Công trình bến - Yêu cầu thiết kế

*Inland port – Berth construction – Design standard*

### 1 Phạm vi áp dụng

Tiêu chuẩn này quy định tiêu chuẩn thiết kế xây dựng mới, sửa chữa và cải tạo nâng cấp công trình bến cảng thủy nội địa.

### 2 Tài liệu viện dẫn

Các tài liệu viện dẫn sau rất cần thiết cho việc áp dụng tiêu chuẩn này. Đối với các tài liệu viện dẫn ghi năm công bố thì áp dụng phiên bản được nêu. Đối với các tài liệu viện dẫn không ghi năm công bố thì áp dụng phiên bản mới nhất, bao gồm cả các sửa đổi, bổ sung (nếu có).

TCVN 4253:2012, *Công trình thủy lợi – Nền các công trình thủy công – Yêu cầu thiết kế*;

TCVN 4116:1985, *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công – Tiêu chuẩn thiết kế*;

TCVN 8419:2010, *Thiết kế công trình bảo vệ bờ sông để chống lũ*;

TCVN 5574:2012, *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế*;

TCVN 8421:2010, *Công trình thủy lợi – Tải trọng và lực tác dụng lên công trình do sóng và tàu*;

TCVN 9386:2012, *Thiết kế công trình chịu động đất*;

TCVN 5575:2012, *Kết cấu thép – Tiêu chuẩn thiết kế*;

TCVN 10304:2014, *Tiêu chuẩn thiết kế móng cọc*;

TCVN 1651-2:2008, *Thép cốt bê tông – Phần 2: Thép thanh vằn*;

BS 6349-6-1989, *Maritime structures – Design of inshore moorings and floating structures*.

### 3 Thuật ngữ và định nghĩa

Trong Tiêu chuẩn này, các từ ngữ dưới đây được hiểu như sau:

**3.1** Công trình bến là công trình để phương tiện thủy neo đậu, xếp, dỡ hàng hóa, đón trả hành khách và thực hiện các dịch vụ hỗ trợ khác. Công trình bến cảng thủy nội địa gồm công trình bến hàng hóa, công trình bến hành khách, công trình bến tổng hợp và công trình bến chuyên dùng.

## TCVN 12250:2018

3.2 Công trình tạm (TA) là công trình để dùng trong thời gian thi công hoặc sửa chữa các công trình chính.

3.3 Mực nước tính toán là mực nước ứng với tần suất thiết kế P% (m) theo mục đích tính toán và phụ thuộc vào cấp công trình.

3.4 Trạng thái giới hạn là các trạng thái mà ngay sau đó công trình không tiếp tục đạt được các tiêu chí thiết kế.

## 4 Phân cấp công trình bến cảng thủy nội địa

Cấp công trình bến cảng thủy nội địa dựa vào cỡ phương tiện lớn nhất được xác định theo Bảng 1.

**Bảng 1 – Cấp công trình bến cảng thủy nội địa**

Loại bến	Tiêu chí phân cấp	Cấp công trình				
		Đặc biệt	I	II	III	IV
Bến hàng hóa	Tải trọng của tàu (DWT)	>5.000	3.000+5.000	1.500+<3.000	750 + <1.500	<750
Bến hành khách	Cỡ phương tiện lớn nhất (ghé)	>500	300+500	100+<300	50+<100	<50

CHÚ THÍCH Các công trình tạm thời phục vụ thi công lấy theo công trình cấp IV, trong một số trường hợp như công trình an ninh quốc phòng .... được phép nâng lên cấp cao hơn nhưng không cao hơn cấp của công trình chính.

## 5 Chọn kết cấu công trình bến

5.1 Việc chọn dùng kết cấu công trình bến phải thực hiện trên cơ sở so sánh kinh tế - kỹ thuật các phương án.

Khi so sánh hiệu quả đầu tư giữa các phương án kết cấu công trình bến cần xét đến yếu tố thời gian nếu có sự khác nhau về thời hạn đưa công trình vào khai thác.

5.2 Khi lựa chọn kết cấu công trình bến cảng thủy nội địa cần chú ý đầy đủ đến các đặc điểm về tác động bất lợi của điều kiện tự nhiên sau đây:

- Dao động mực nước giữa mùa cạn và mùa lũ thường có biên độ rất lớn;
- Dòng chảy trước bến thường có lưu tốc cao, đặc biệt là vào mùa lũ;
- Bờ và đáy sông ven công trình bến chịu tác động bồi xói theo chu trình, phụ thuộc vào quá trình diễn biến của lòng dẫn trên cả đoạn sông.

5.3 Kết cấu công trình bến được chọn phải thỏa mãn tốt nhất các yêu cầu sau:

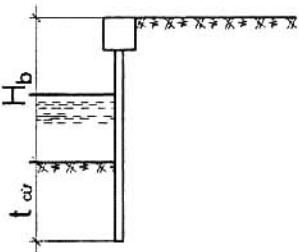
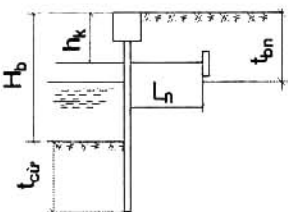
- Chi phí cho các vật liệu xây dựng chủ yếu (sắt thép, xi măng, gỗ) ở mức thấp nhất;
- Có tuổi thọ công trình phù hợp với thời hạn sử dụng bền quy định trong yêu cầu thiết kế;
- Khai thác thuận tiện, dễ duy tu sửa chữa.

5.4 Để chọn kết cấu công trình bến cảng thủy nội địa có thể tham khảo các điều kiện sử dụng chủ yếu và các kích thước đặc trưng ghi ở Bảng 2 với các công trình bến dùng cọc hoặc cọc cừ, và ở Bảng 3 đối với các công trình bến kiểu trọng lực. Ngoài ra cũng xét đến các giải pháp kết cấu khác có khả năng áp dụng trong từng điều kiện cụ thể.

5.5 Trong trường hợp cần thiết phải xem xét các giải pháp kết cấu sau đây khi thiết kế công trình bến:

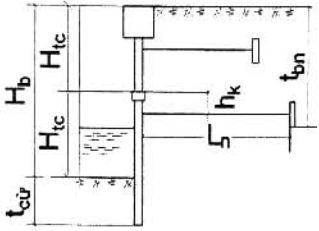
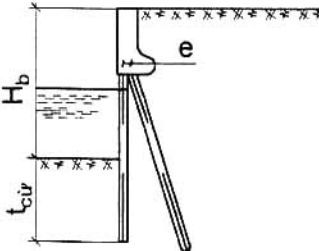
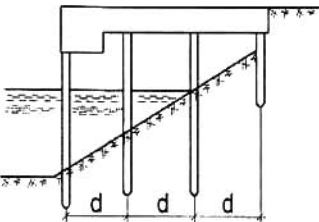
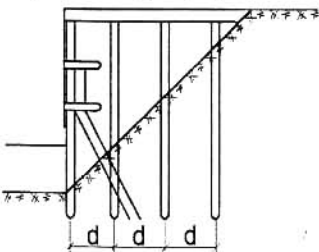
- Dùng các kết cấu giảm tải hoặc che chắn (bản giảm tải, lăng thể đá giảm tải, màn chắn bằng cọc v.v...);
- Gia tải để làm chặt trước cho đất;
- Gia cường hoặc thay đất;
- Đối với công trình bến xây dựng tại khu vực địa chất yếu và có mực nước thay đổi cần xem xét giải pháp kết cấu bến nổi khi thiết kế công trình.<sup>1)</sup>

Bảng 2 – Các loại bến tường cừ và bệ cọc

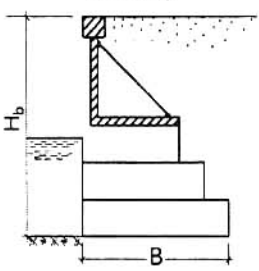
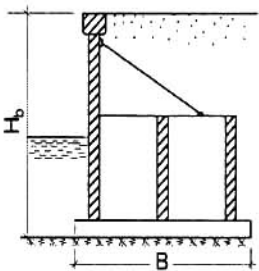
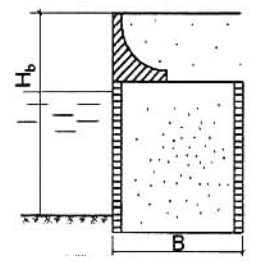
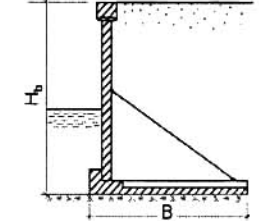
Loại bến tường cừ hoặc bệ cọc	Các điều kiện sử dụng chủ yếu khi đất có thể đóng được cọc và cọc cừ		Các kích thước chủ yếu
	Chiều cao bến, $H_b$ (m)	Điều kiện xây dựng và khai thác	
<p>Không neo</p> 	$\leq 6$	Không hạn chế	$t_{cừ} = (0,8 + 1,2) H_b$
<p>Một tầng neo</p> 	4 + 11	Mực nước thi công thấp hơn điểm gắn thanh neo	$h_k = (0,15 + 0,35) H_b$ $t_{cừ} = (0,4 + 0,8) H_b$ $t_{bn} = (0,4 + 0,5) H_b$ $L_n = (1 + 2) H_b$

<sup>1)</sup> Thiết kế hệ thống neo và bến nổi tham khảo hướng dẫn BS 6349-6-1989

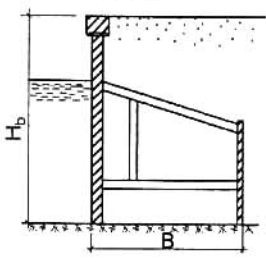
Bảng 3 – Các loại bển tường cừ và bệ cọc (kết thúc)

Loại bển tường cừ hoặc bệ cọc	Các điều kiện sử dụng chủ yếu khi đất có thể đóng được cọc và cọc cừ		Các kích thước chủ yếu
	Chiều cao bển, $H_b$ (m)	Điều kiện xây dựng và khai thác	
<p>Một tầng neo với kết cấu bên trên</p> 	11 ÷ 15	Mức nước thi công thấp hơn điểm gắn thanh neo	$H_H = 3 + 6 \text{ m}$ $h_k \leq 0,15 H_{tc}$ $t_{cừ} = (0,4 + 0,6) H_b$ $t_{bn} = (0,5 + 0,7) H_b$ $L_n = (1 + 2) H_b$
<p>Neo bằng cọc xiên</p> 	≤ 10	Dùng chủ yếu khi dải bờ hẹp, khó đặt các trụ neo loại khác	$h_k = 0,3 H_b$ $t_{cừ} = (0,6 + 0,9) H_b$ $e = 0,6 + 0,8 \text{ m}$ $i = (1:0,3) + (1:0,4)$
<p>Bệ cọc không chịu áp lực đất</p> 	Bất kỳ	Mức nước dao động ít	$d = 2 + 4 \text{ m}$
<p>Bệ cọc không chịu áp lực đất</p> 	Bất kỳ	Mức nước dao động lớn	$d = 2 + 4 \text{ m}$

Bảng 4 – Các loại bển trọng lực

Loại bển trọng lực	Các điều kiện chủ yếu để sử dụng bển trọng lực		Các kích thước đặc trưng
	Chiều cao bển, $H_b$ (m)	Điều kiện xây dựng và khai thác	
<p>Khối xếp</p> 	$\leq 14$	Dùng trong những trường hợp hạn hữu	$B = (0,5 + 0,8) H_b$
<p>Khối khổng lồ</p> 	$6 + 14$	Thi công ngầm dưới nước, có cơ sở chế tạo và khả năng chở nổi bằng đường thủy các khối khổng lồ	$B = (0,7 + 0,9) H_b$
<p>Cọc ống đường kính lớn</p> 	$\leq 10$	Chủ yếu khi thi công ngầm dưới nước	$B = (0,7 + 1,3) H_b$
<p>Tường góc có neo trong</p> 	$\leq 14$	Chủ yếu khi thi công trên khô	$B = (0,75 + 1) H_b$

Bảng 5 – Các loại bển trọng lực (kết thúc)

Loại bển trọng lực	Các điều kiện chủ yếu để sử dụng bển trọng lực		Các kích thước đặc trưng
	Chiều cao bển, $H_b$ (m)	Điều kiện xây dựng và khai thác	
Cọc cừ có kết cấu neo cứng 	$\leq 9$	Chủ yếu khi thi công ngầm dưới nước	$B = (0,8 \div 1,5) H_b$

**CHÚ THÍCH** Thi công ngầm dưới nước có nghĩa là thi công khi mực nước cao hơn đáy bển thiết kế, thi công trên khô khi mực nước thấp hơn đáy bển thiết kế.

- Sử dụng các kết cấu phụ trợ (neo, chân khay, gối tựa v.v...)

**5.6** Khi thiết kế bển trên đoạn bờ sông có khả năng bị xói lở thì trong hồ sơ thiết kế phải trừ định biện pháp gia cố đáy bển hoặc phải tính toán thiết kế bển với cao trình đáy đến độ sâu có thể bị xói lở sau này. Việc chọn một trong hai giải pháp đó phải dựa trên cơ sở so sánh kinh tế - kỹ thuật.

## 6 Các kích thước cơ bản của bển cảng nội địa

### 6.1 Cao trình mặt bển

Đối với các cảng nằm ven sông, mặt bển cần làm đến cao trình ngang với mực nước đỉnh lũ có tần suất tính toán vượt đỉnh lũ cao nhất hàng năm theo quy định ở Bảng 4.

Bảng 6 – Mực nước tính toán theo tần suất vượt đỉnh lũ hàng năm

Cấp công trình bển	Tần suất tính toán vượt đỉnh lũ cao nhất hàng năm, %
Đặc biệt, I, II	1 (1 lần trong 100 năm)
III	5 (1 lần trong 20 năm)
IV	10 (1 lần trong 10 năm)

- Được phép lấy cao trình mặt bển thấp hơn so với quy định ở các Điều 6.1, xuất phát từ yêu cầu công nghệ của bển hoặc khi có đủ luận cứ kinh tế - kỹ thuật về tính hợp lý của việc để cho bển bị ngập một thời gian trong năm.

- Khi thiết kế cải tạo cảng, nếu có đủ luận cứ thì được phép giữ nguyên cao trình mặt bến và mực nước tính toán đã dùng trước đây khi thiết kế cảng đó.

## 6.2 Mực nước tính toán

Mực nước tính toán lấy theo quy định đối với các cảng nằm ven sông như sau:

- Mực nước tính toán đối với các cảng nằm ven sông được xác định theo đường biểu diễn tần suất mực nước ngày quan trắc nhiều năm. Tần suất mực nước dùng để xác định mực nước tính toán phụ thuộc vào cấp công trình, lấy theo quy định ở Bảng 5.

**Bảng 7 – Tần suất dùng để xác định MNTT**

Cấp công trình bến	Tần suất mực nước theo đường biểu diễn nhiều năm của mực nước ngày, %
Đặc biệt, I, II	99
III	97
IV	95

CHÚ THÍCH 1 Trong trường hợp không đủ số liệu quan trắc nhiều năm tại địa điểm xây dựng thì cho phép tính chuyển từ các trạm mực nước trên cùng đoạn sông.

CHÚ THÍCH 2 Đối với cảng nằm trên sông chịu ảnh hưởng thủy triều, mực nước tính toán còn kiểm tra theo các quy định của tiêu chuẩn cảng biển hiện hành

- Khi xác định mực nước tính toán đối với các cảng ven hồ thì mực nước thấp nhất là mực nước khi hồ được tháo nước đến mức tối đa.

## 6.3 Độ sâu khu nước trước bến

Độ sâu nước trước bến được xác định tùy thuộc vào môn nước của tàu tính toán và các giá trị dự phòng cần thiết về độ sâu, theo công thức (1):

$$H = T + z_1 + z_2 \quad (1)$$

Trong đó

T môn nước của tàu tính toán (m), có thể tham khảo Phụ lục M;

$z_1$  dự phòng chạy tàu tối thiểu, xác định theo Bảng 6.

Bảng 8 – Độ sâu dự phòng

Món nước của tàu tính toán, (m)	Dự phòng chạy tàu tối thiểu, $z_1$ (m)		
	Tàu sông, sà lan tự hành và không tự hành		Bề màng (không phụ thuộc loại đất ở đáy)
	Đất sét, cát, sỏi	Đá khối, đá vụn thô	
< 1,5	0,1	0,2	0,2
1,5 – 3,0	0,2	0,2	0,3
> 3,0	0,2	0,3	0,3

$z_2 = 0,3$  m – dự phòng cho sa bồi và hàng rơi vãi, cho độ nghiêng lệch tàu khi bốc xếp hàng không cân đối, cho sóng và nước rút do gió.

#### 6.4 Chiều dài bến

Khi xác định chiều dài bến phải căn cứ vào chiều dài tàu tính toán, kiểu cấu tạo của bến, cách bố trí tuyến bến trong cảng, đồng thời cũng phải lưu ý đến khả năng thông qua và công nghệ bốc xếp.

Chiều dài cầu bến không nhỏ hơn 0,4 lần chiều dài tàu tính toán

Đối với các bến nằm trên cùng một tuyến bến chung thì khoảng trống giữa các tàu neo đậu ở hai bên cạnh nhau phải lấy theo Bảng 7.

Bảng 9 – Khoảng trống giữa các tàu neo đậu ở hai bên cạnh nhau

Kiểu cấu tạo bến	Khoảng trống giữa các tàu neo đậu ở hai bên cạnh nhau, (m)					
	Tàu tự hành có chiều dài (m)			Tàu không tự hành có chiều dài (m)		
	> 100	65 – 100	< 65	> 100	65 – 100	< 65
- Thăng đứng hoặc nửa dốc nghiêng	15	10	8	20	15	10
- Dốc nghiêng và dốc nghiêng có các trụ riêng rẽ	20	15	10	25	20	15
- Bến phao	25	20	15	25	20	15

CHÚ THÍCH 1 Đối với các bến cấu tạo từ các trụ, các bộ cọc cao hoặc các phao riêng rẽ, hoặc bến của các nhà máy đóng mới và sửa chữa tàu sông thì chiều dài bến được xác định căn cứ vào cách bố trí tàu neo đậu ở bến và các yêu cầu khai thác.

CHÚ THÍCH 2 Nếu theo yêu cầu công nghệ mà tàu phải di chuyển dọc bến trong quá trình bốc xếp thì phải tăng chiều dài bến để đủ cho đoạn di chuyển này.

## 7 Các đặc trưng của vật liệu và đất

**7.1** Các đặc trưng tính toán của vật liệu được xác định bằng cách lấy giá trị tiêu chuẩn của các đặc trưng đó chia cho hệ số an toàn của vật liệu. Các đặc trưng tính toán và đặc trưng tiêu chuẩn của vật liệu được lấy theo các Tiêu chuẩn thiết kế tương ứng cho từng loại kết cấu.

Khi tính toán theo nhóm II các trạng thái giới hạn thì hệ số an toàn của vật liệu được lấy bằng 1.

**7.2** Các đặc trưng tính toán của đất được xác định bằng cách lấy giá trị tiêu chuẩn chia cho hệ số an toàn của đất. Giá trị tiêu chuẩn của các đặc trưng của đất và các hệ số an toàn của đất được quy định trên cơ sở các số liệu khảo sát địa chất phù hợp với các quy định của các tiêu chuẩn hiện hành.

Trong các tính toán theo nhóm II các trạng thái giới hạn thì hệ số an toàn của đất được lấy bằng 1.

**7.3** Các đặc trưng của đất phải xác định khi cấu trúc và độ ẩm của đất phù hợp với thể nằm tự nhiên và điều kiện khai thác sau này (ví dụ, xét đến sự bão hòa nước của đất sau khi tích nước vào hồ v.v...). Cho phép xác định các đặc trưng của đất cát bằng những phương pháp thí nghiệm hiện trường (xuyên, cắt cánh, các phương pháp địa vật lý v.v...).

**7.4** Để tính toán công trình bên cần phải có các đặc trưng sau đây của đất:

- Thành phần hạt (phân tích cỡ hạt);
- Trọng lượng riêng của đất  $\gamma$ ;
- Trọng lượng riêng của đất khô  $\gamma_k$  (ở trạng thái tự nhiên và trạng thái độ chặt tối đa);
- Trọng lượng riêng của các hạt đất  $\gamma_s$ ;
- Tỷ trọng của đất  $\Delta$ ;
- Hệ số rỗng  $e$ ;
- Chỉ số dẻo  $J_p$  đối với đất có chứa sét;
- Chỉ số độ sệt  $J_L$  đối với đất có chứa sét;
- Độ ẩm  $G$ ;
- Góc ma sát trong  $\varphi$ ;
- Lực dính đơn vị  $c$ ;
- Môđun biến dạng  $E$ ;
- Hệ số độ chặt  $a$ ;
- Hệ số poát xông  $\mu$ ;
- Hệ số thấm  $k_i$ ;
- Hệ số dính  $\eta$  (đối với đất có chứa sét);

## TCVN 12250:2018

- Hệ số nhà nước  $v$ .

Khi bề mặt hố móng (hoặc bề mặt tự nhiên của đáy) cắt qua tầng đất có chứa sét thì phải xác định trị số góc ma sát trong  $\varphi_n$  và độ dính đơn vị  $c_n$  ở bề mặt này theo như quy định ở Điều 7.8.

Các giá trị tính toán của  $E, \mu, k, \eta, v$  cho phép lấy bằng giá trị tiêu chuẩn.

**CHÚ THÍCH** Các đặc trưng tính toán  $\varphi, c, \gamma$  của đất được ký hiệu là  $\varphi_I, c_I, \gamma_I$  trong các tính toán theo nhóm I các trạng thái giới hạn, và ký hiệu là  $\varphi_{II}, c_{II}, \gamma_{II}$  trong các tính toán theo nhóm II.

**7.5** Đối với cát thạch anh gồm những hạt có độ máit tròn cạnh khác nhau chứa dưới 20 % fenspat và dưới 5 % các tạp chất khác tính gộp thì cho phép xác định các giá trị tính toán của  $\varphi$  và  $c$  theo Bảng G.1 của Phụ lục G, không phân biệt nguồn gốc, tuổi địa chất và độ ẩm của cát.

**7.6** Ở các giai đoạn liên thiết kế cho phép lấy các giá trị tính toán  $\varphi$  và  $c$  của đất có chất sét thuộc trầm tích đệ tứ theo Bảng G.2 của Phụ lục G.

**7.7** Các giá trị của mô đun biến dạng  $E$ , hệ số poát xông  $\mu$ , hệ số thấm  $k$ , hệ số nhà nước  $v$  được xác định tương ứng theo các Bảng G.3 ÷ G.7 của Phụ lục G.

**7.8** Khi bề mặt hố móng (hoặc bề mặt tự nhiên của đáy) cắt qua tầng đất có chứa sét loại cứng, nửa cứng hoặc dẻo cứng thì các giá trị của  $\varphi_{nI,II}$  và  $c_{nI,II}$  được xác định theo kết quả thí nghiệm đất loại sét hoàn toàn bão hòa nước.

Trong mọi trường hợp khác, kể cả khi không có số liệu thí nghiệm, cho phép lấy  $\operatorname{tg}\varphi_{nI,II} = \operatorname{tg}\varphi_{I,II}$  nhưng không lớn hơn 0,55;  $c_{nI,II} = c_{I,II}$  nhưng không lớn hơn 0,005 MPa (0,5 T/m<sup>2</sup>).

Trong đó:

$\varphi_{nI,II}$  và  $c_{nI,II}$  tương ứng là góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất mà mặt trượt cắt qua (khi tính trượt theo mặt tiếp xúc giữa lớp đệm với đất cát ở nền thì giá trị  $\varphi_{nI,II}$  của đất cát cho phép lấy tăng lên 1,1 lần).

## 8 Các yêu cầu chính về cấu tạo

**8.1** Kết cấu công trình bến phải đảm bảo việc khai thác bình thường và độ tin cậy của công trình. Độ tin cậy của công trình được thể hiện ở các mặt: không làm đình trệ hoạt động, thuận tiện cho sửa chữa, đảm bảo tính nguyên vẹn và tuổi thọ.

**8.2** Khi thiết kế các công trình bến bằng bê tông cốt thép lắp ghép phải xét đến các quy định về cấu tạo của các cấu kiện bê tông cốt thép ở mặt trước bến, nên làm loại cấu kiện bê tông cốt thép có ứng suất trước.

**8.3** Đối với các công trình bến có dùng các kết cấu, chi tiết và nút liên kết bằng thép, khi thiết kế phải xét đến các quy định về cấu tạo theo TCVN 5575:2012.

**8.4** Hình dạng và kích thước tiết diện các cấu kiện bê tông cốt thép của công trình bến được quy định trên cơ sở so sánh kinh tế - kỹ thuật của các phương án thiết kế. Khi thực hiện điều này cần dựa vào các nguyên tắc sau:

- a) để tạo ra tường mặt kín liên tục cho công trình bến thì tiết kiệm nhất là dùng tiết diện chữ T hoặc tiết diện có sườn cho các cấu kiện bê tông cốt thép ở mặt trước bến, với khoảng cách giữa các sườn bằng 1,5 – 2 m;
  - b) cọc cừ tiết diện chữ nhật nên dùng để xây dựng các bến có chiều cao dưới 7,5 m khi có đủ luận cứ về mặt kinh tế - kỹ thuật.
  - c) phải cố gắng dùng các tiết diện có kích thước lớn nhất trong phạm vi cho phép quy định bởi gabari của các phương tiện vận tải, điều kiện chế tạo và lắp dựng, sức nâng của các thiết bị nâng cầu;
  - d) giảm đến mức tối thiểu bề mặt của các cấu kiện chịu tác động xâm thực;
  - e) bề rộng sườn trong các cấu kiện tiết diện chữ T của mặt trước bến nên giảm đến mức tối thiểu có thể được theo điều kiện bố trí cốt thép trong sườn, còn độ bền và độ chống nứt của tiết diện được đảm bảo bằng cách thay đổi độ cao của sườn;
  - f) ở những chỗ đặt các chi tiết chờ để gắn thanh neo trong các sườn nên làm các đoạn mờ rộng cục bộ để đảm bảo độ bền cho phần ngàm của chi tiết chờ;
  - g) bề dày các cấu kiện bê tông cốt thép của mặt trước bến phải lấy không nhỏ hơn:
    - 10 cm – khi không chịu tải trọng va và mài mòn;
    - 15 cm – khi chịu tải trọng va của tàu.
  - h) trong các cấu kiện phải đặt các vòng móc và các chi tiết chờ để dùng vào việc nâng cầu và buộc chặt các cấu kiện trong quá trình chế tạo, vận chuyển và lắp dựng.
- 8.5** Trong các cấu kiện công trình bến phải đặt sẵn các chi tiết chờ và các chi tiết khác cần thiết cho việc liên kết một số cấu kiện của bến hoặc để dùng khi thực hiện các công tác xây lắp (chi tiết chờ để gắn các thiết bị đệm tàu, bulông để gắn búa rung, văng móc để nâng cầu v.v...).
- 8.6** Lỗ khoét trong các cừ thép phải có dạng hình tròn hoặc elíp. Các lỗ hình elíp phải bố trí sao cho trục dài của lỗ nằm dọc theo chiều dài cừ.
- 8.7** Lỗ khoét trong các cừ thép dùng để gắn thanh neo và gắn dầm phân bố chỉ được làm trên các cọc cừ quay lưng về phía khu nước.
- 8.8** Nối để kéo dài cừ thép phải thực hiện bằng cách hàn thêm hai tấm ốp ở hai bên, tấm ốp phải làm có dạng hình thoi với các góc không hàn. Bề rộng tấm ốp phải gần bằng bề rộng các cấu kiện nối. Các mối hàn phải dừng lại cách chỗ nối giữa hai đoạn cừ 25 mm về mỗi phía.
- 8.9** Các cấu kiện ở mặt công trình bến liền bờ phải neo trong phạm vi 1/3 chiều sâu bến tùy thuộc vào cao trình mực nước thi công, còn các cọc cừ bê tông cốt thép tiết diện chữ nhật phải neo ở đỉnh cừ.

## TCVN 12250:2018

**8.10** Khi thiết kế các công trình bến phải trừ định:

- các khe biến dạng (khe nhiệt và khe lún – nhiệt);
- các kết cấu thoát nước ngầm (khi cần hạ thấp mực nước ngầm sau công trình);
- lấp đặt dầm mũ để liên kết đầu các cấu kiện mặt trước bến vào với nhau;
- các thiết bị neo tàu;
- bảo vệ đất lấp lòng bến không bị trôi qua các khe nối;
- bảo vệ các bề mặt không bị va và mài mòn do tác động của tàu và các vật trôi;
- bảo vệ đáy trước công trình không bị xói vì dòng chảy và chân vịt tàu;
- bảo vệ các cấu kiện công trình không bị ăn mòn;
- các biện pháp đảm bảo thực hiện các quy tắc an toàn kỹ thuật khi làm công tác bốc xếp.

**8.11** Kết cấu của khe biến dạng phải đảm bảo sự dịch chuyển tương đối giữa các phân đoạn bến cạnh nhau, tránh được hiện tượng các phân đoạn bên xô tựa vào nhau khi đất lún.

Khoảng cách giữa các khe biến dạng (chiều dài phân đoạn) được quy định trên cơ sở các điều kiện khí hậu và địa chất, các đặc điểm kết cấu của bến, trình tự thi công, nhưng trong mọi trường hợp không nên lấy quá 30 m.

Đối với các kết cấu kiểu trọng lực thì khoảng cách giữa các khe biến dạng phải được quy định sao cho cấu tạo địa chất nền trên chiều dài một phân đoạn không thay đổi đáng kể.

**8.12** Kết cấu của hệ thống thoát nước ngầm phải đảm bảo việc thoát nước bình thường quanh năm.

Khi làm hệ thống thoát nước ngầm kiểu kín trong các công trình cấp III phải bố trí các đường hào đi lại cùng với các giếng kiểm tra cách nhau trên 50 m, đối với các công trình cấp IV cho phép làm hệ thống thoát nước ngầm loại kín với các ống cống có thể thông dọn được qua các giếng kiểm tra.

**8.13** Dầm mũ phải liên kết chắc chắn với các cấu kiện mặt trước của bến, phân bố tải trọng tập trung cho các cấu kiện đó. Tùy theo kết cấu bến, dầm mũ phải làm bằng bê tông cốt thép lắp ghép hoặc đổ tại chỗ, và cũng có thể làm bằng thép.

**8.14** Thiết bị neo trên bến có thể là bích neo và móc neo. Theo chiều dài và chiều cao bến các bích neo và móc neo phải được bố trí theo yêu cầu công nghệ. Kích thước bích neo được lấy theo thiết kế điển hình tùy thuộc vào trị số lực neo và xét cả các yêu cầu về an toàn kỹ thuật. Trong các kết cấu bến tường cử các khối gấn bích neo thường phải được neo giữ.

**8.15** Việc chống trôi lọt của đất đắp ra phía khu nước bao gồm: đảm bảo độ kín (không trôi lọt đất) của khe nối giữa các cấu kiện ở mặt trước bến, ngăn ngừa sự xói mòn của đất lấp qua lớp đệm bằng đá hoặc đá dăm.

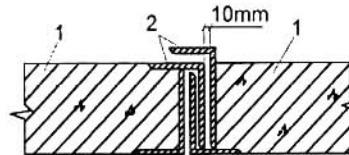
Độ kín (không trôi lọt đất) của khe nối giữa các cấu kiện ở mặt trước bến phải được đảm bảo trên suốt chiều cao bến và xuống đến một độ sâu  $\geq 1,5$  m kể từ đáy thiết kế.

Khi bến đặt ở nơi mà đáy có khả năng bị xói sâu trên 1m thì giới hạn dưới của kết cấu lèn kín khe nổi phải được xác định bằng tính toán.

Khe nổi giữa các cấu kiện mặt trước bến được cấu tạo theo một số kiểu như sau:

- dùng các khóa liên kết bằng bê tông cốt thép hoặc thép;
- dùng màn chắn bằng các vật liệu đàn hồi;
- làm tầng lọc ngược;
- chèn kín bằng các loại nhựa đàn hồi và các biện pháp khác.

Trên Hình 1 là một kiểu kết cấu hợp lý nhất cho khe nổi giữa các cọc cừ bê tông cốt thép tiết diện chữ T; kết cấu này đảm bảo độ kín (không trôi lọt đất) của khe nổi mà không phải làm lớp lọc ngược ở phía đất đắp.



#### CHÚ DẪN

- 1 Phần cánh của cọc cừ
- 2 Chi tiết đặt sẵn bằng thép góc

**Hình 1 – Kết cấu khe nổi kín (không trôi lọt đất)**

**8.16** Việc bảo vệ bề mặt trước bến khỏi bị tàu va vào thường được thực hiện bằng cách dùng các thiết bị đệm tàu. Kết cấu của thiết bị đệm tàu phải bảo vệ được công trình và có thể thay thế dễ dàng trong khi công trình vẫn đang khai thác.

Nên chọn dùng các kiểu kết cấu thiết bị đệm tàu trong các thiết kế điển hình.

**8.17** Khi đáy nền trước công trình là đất thì thường phải có biện pháp bảo vệ đáy bến khỏi bị bào xói do dòng chảy hoặc do chân vịt tàu, dải đáy được bảo vệ phải có bề rộng lớn hơn 1/2 bề rộng của tàu tính toán. Lớp bảo vệ đáy có thể làm bằng đá đổ hoặc làm bè chìm bằng các tấm bê tông cốt thép. Lớp đá đổ phải có bề dày  $\geq 40$  cm và đặt trên một lớp lót bằng đá dăm hoặc sỏi. Bề dày lớp lót phải lấy  $\geq 30$  cm nếu thi công ngầm dưới nước và  $\geq 20$  cm nếu thi công trên khô.

Đối với các bến nằm trên vũng đào và có kết cấu kiểu tường cừ có neo thì cho phép không làm lớp chống xói cho đáy trước bến nếu như:

- khi xác định độ sâu trước bến đã lấy độ dự phòng cho sa bồi  $\geq 0,5$  m;
- cọc cừ được đóng sâu  $\geq 5$  m;
- không có cát rời ở lớp mặt đáy bến.

## TCVN 12250:2018

Khi xây dựng bến trên bờ sông bị xói thì phải lập riêng hồ sơ thiết kế công trình bảo vệ bờ và đáy trước bến.

**8.18** Mọi cấu kiện công trình bến, kể cả các chi tiết chôn sẵn, đều phải có lớp phủ chống ăn mòn, không phụ thuộc vào mức độ xâm thực của môi trường.

Chỉ không làm lớp phủ chống ăn mòn ở các đoạn cấu kiện sẽ đổ bê tông liên kết liền khối. Khi môi trường nước không xâm thực thì cũng cho phép không làm lớp phủ chống ăn mòn cho bề mặt trước bến của các cấu kiện bê tông cốt thép.

Việc lựa chọn lớp bảo vệ chống ăn mòn được thực hiện trên cơ sở nghiên cứu môi trường xâm thực, đặc điểm khí hậu và các điều kiện làm việc của cấu kiện, có xét đến các quy định của các tiêu chuẩn về chống ăn mòn các kết cấu xây dựng. Khi môi trường thuộc loại xâm thực trung bình và xâm thực mạnh thì thiết kế chống ăn mòn cho kết cấu phải do các cơ quan chuyên môn thực hiện.

Các chi tiết lắp sẵn và các chi tiết dùng khi xây lắp phải được bảo vệ bằng lớp mạ kim loại (kẽm và nhôm) nếu môi trường nước thuộc loại không xâm thực.

**8.19** Nếu trên các bến chuyên dụng bốc xếp và bảo quản các hàng hóa là hóa chất không bao bì, dễ hòa tan và có tính xâm thực đối với bê tông và kim loại thì mặt bãi phải có kết cấu không thấm nước và phải làm hệ thống dẫn nước từ mặt bến cho chảy ra ngoài phạm vi công trình bến.

**8.20** Để đảm bảo an toàn khi tiến hành các công tác bốc xếp phải xét đến các quy định về an toàn kỹ thuật.

**8.21** Đất để lấp lòng bến phải lựa chọn trên cơ sở kinh tế - kỹ thuật.

Nên dùng đất cát và đất vụn thô chứa không quá 7 % các hạt < 0,1 mm và không quá 5 % (theo trọng lượng) các hợp chất hữu cơ và hòa tan.

Độ chặt của đất được quy định bằng hệ số đầm lèn tiêu chuẩn  $k = \gamma_k / \gamma_{gh}$ , trong đó  $\gamma_k$  và  $\gamma_{gh}$  tương ứng là trọng lượng riêng của đất khô trong khối đắp và trọng lượng riêng của đất được đầm lèn tới mức tối đa trong máy đầm lèn tiêu chuẩn.

Đất lấp là cát hoặc hỗn hợp cát – sỏi phải có hệ số đầm lèn tiêu chuẩn không nhỏ hơn 0,9.

CHÚ THÍCH:

Độ chặt của đất cho phép được quy định bằng hệ số lỗ rỗng  $e$ , xác định theo công thức:

$$e = \frac{\gamma_s}{k\gamma_{gh}} - 1; \quad (2)$$

Trong đó:

$\gamma_s$  trọng lượng riêng của các hạt đất.

**8.22** Để hạ các cọc cừ bê tông cốt thép vào trong đất cát nên dùng phương pháp xói, còn khi nền là đất sét, á sét và cuội – sỏi thì nên dùng búa rung. Trong một số trường hợp cũng cho phép hạ cọc cừ vào đất sét bằng búa rung kết hợp xói, khi đó nên dùng máy bơm có lưu lượng bé và áp lực cao.

Đối với các cọc cừ bê tông cốt thép được hạ bằng búa rung thì mũi cọc phải bọc bằng đế kim loại.

**8.23** Nếu bề mặt hố móng cắt qua lớp đất loại sét thì trên taluy hố móng phải làm các bậc thềm rộng 1 – 1,5 m.

## 9 Tải trọng và tác động

### 9.1 Các loại tải trọng và các tổ hợp tải trọng

**9.1.1** Các tải trọng tác động lên công trình bến được phân thành hai loại: thường xuyên và tạm thời (gồm tạm thời tác động kéo dài, tạm thời tác động nhanh và tạm thời đặc biệt).

- *Tải trọng thường xuyên gồm:*

- a) trọng lượng các cấu kiện công trình;
- b) tải trọng do các kết cấu, thiết bị và máy móc đặt cố định trên công trình theo yêu cầu công nghệ;
- c) trọng lượng đất;
- d) áp lực hông của đất (chủ động, bị động) có xét ảnh hưởng của tải trọng thường xuyên đặt trên mặt đất;
- e) tải trọng do ứng suất trước.

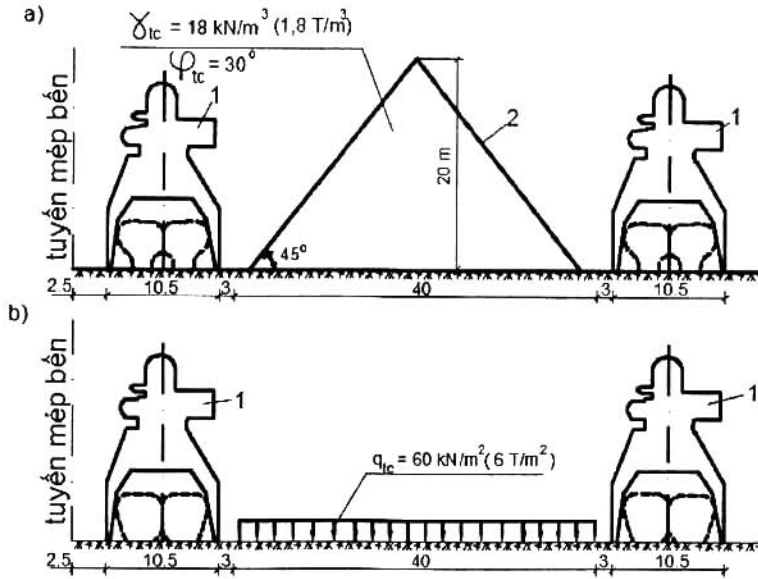
- *Tải trọng tạm thời tác động kéo dài gồm:*

- a) tải trọng trên mặt bến do các phương tiện bốc xếp và vận tải;
- b) tải trọng do hàng hóa xếp trên mặt bến;
- c) áp lực hông của đất do ảnh hưởng của tải trọng tạm thời trên mặt bến;
- d) áp lực thấm của nước (kể cả áp lực thủy tĩnh) trong điều kiện hệ thống thoát nước ngừng hoạt động bình thường.

- *Tải trọng tạm thời tác động nhanh gồm:*

- a) tải trọng sóng;
- b) tải trọng dòng chảy;
- c) tải trọng gió;
- d) tải trọng do tàu;
- e) tải trọng trong giai đoạn thi công;
- f) tải trọng ngang do cần cẩu;





**CHÚ DẪN**

- a Đối với hàng rời đồ đồng
- b Đối với các loại hàng khác, trừ hàng rời đồ đồng
- 1 Cản cầu
- 2 Đồng hàng rời

**Hình 2 - Các sơ đồ tải trọng tiêu chuẩn trên vùng mép bển**

Tải trọng do cản cầu và đoàn tàu hỏa phải được xem là phân bố đều cho cả hai phía: dọc theo đường ray và theo chiều rộng dầm dưới ray cản cầu hoặc theo chiều dài tà vẹt.

Tải trọng phân bố đều tiêu chuẩn theo chiều rộng dầm dưới ray cản cầu hoặc theo chiều dài tà vẹt được xác định theo công thức:

$$q_1^{tc} = \frac{P_1^{tc}}{b}; \tag{5}$$

Trong đó:

- $q_1^{tc}$  tải trọng tiêu chuẩn trên một mét dài (dọc ray) do cản cầu hoặc đoàn tàu hỏa;
- b bề rộng dầm dưới ray hoặc chiều dài tà vẹt.

Giá trị tiêu chuẩn của tải trọng trên một mét dài (dọc ray) do cản cầu được phép xác định theo công thức:

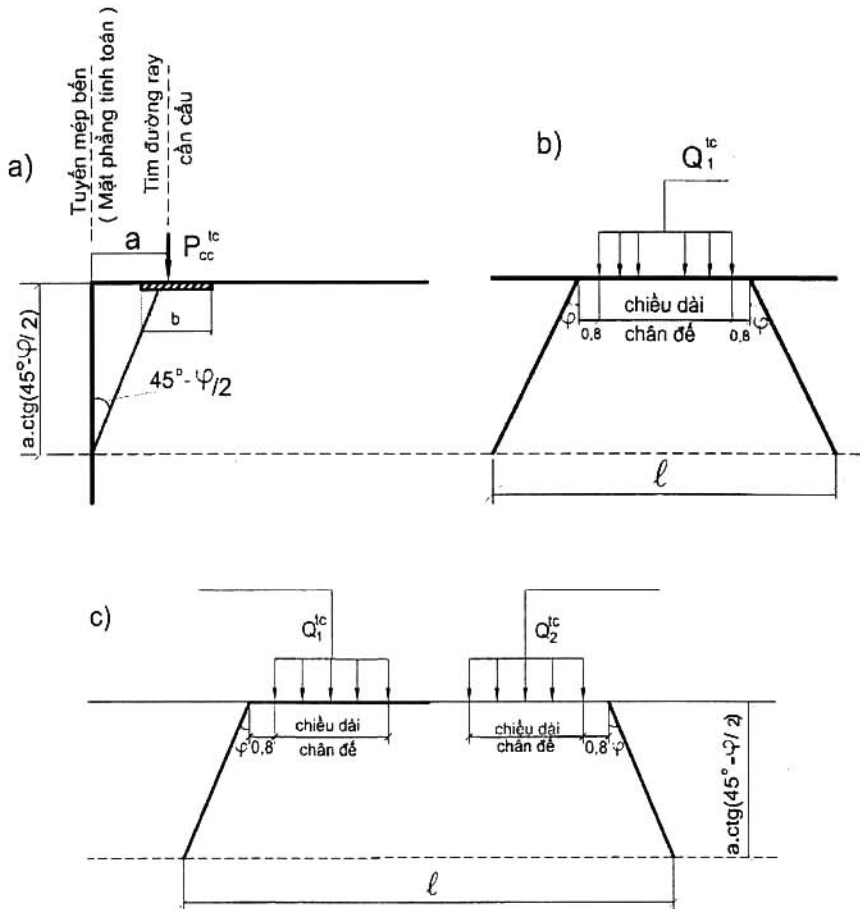
$$P_{cc}^{tc} = \frac{Q_1^{tc} + Q_2^{tc}}{l}; \tag{6}$$

Trong đó:

$Q_1^{tc}$  tải trọng lớn nhất trên một chân cầu;

$Q_2^{tc}$  tải trọng có thể đạt đến trên một chân cầu đứng bên cạnh (Hình 3); nếu trên bến chỉ đặt một cầu cầu thì  $Q_2^{tc} = 0$ .

l chiều dài đoạn phân bố tải trọng dọc theo bến, xác định theo các sơ đồ Hình 3.



### CHÚ DẪN

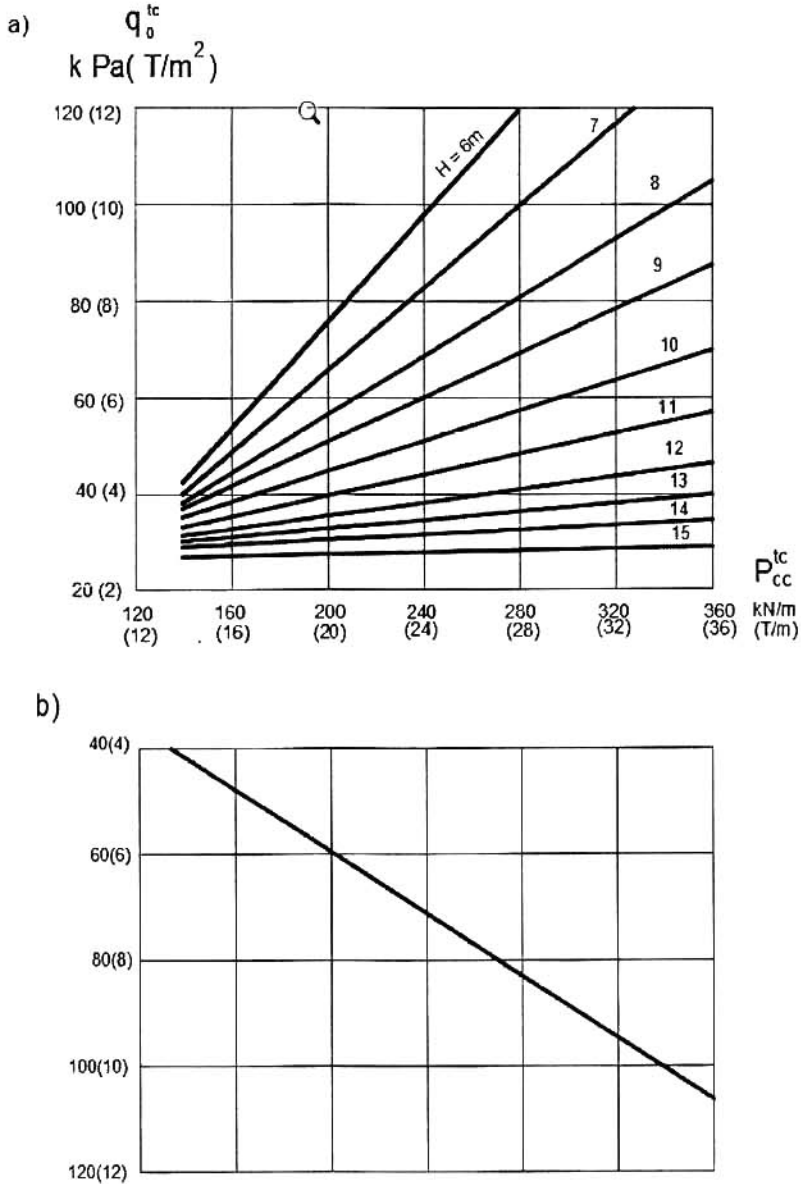
- Sơ đồ tải trọng dưới chân cầu cầu theo hướng chiều rộng bến
- Sơ đồ phân bố tải trọng dọc bến dưới một chân cầu cầu
- Sơ đồ phân bố tải trọng dọc bến dưới hai chân của hai cầu cầu đứng cạnh nhau

**Hình 3 – Sơ đồ xác định tải trọng trên một mét dài dưới chân cầu cầu  $P_{cc}^{tc}$**

Bảng 8 ghi các giá trị tiêu chuẩn của tải trọng trên một mét dài đối với một số loại cầu cầu khi chất tải tối đa cho đường ray cạnh mép bến, cách đường mép bến một đoạn  $a = 2 \div 3$  m.

**TCVN 12250:2018**

Khi tính toán độ bền của tường cừ một tầng neo và bèn tường góc thì cho phép thay tải trọng do cần cầu và đoàn tàu hỏa ở dải mép bèn bằng một tải trọng phân bố đều tương đương ( $q_0$ ). Giá trị hiệu chuẩn  $q_0$  phải xác định theo Hình 4 tùy thuộc vào trị số  $P_{cc}^{tc}$ . Bề rộng đặt tải trọng tương đương  $q_0$  phải lấy từ đường mép bèn vào đến chỗ bắt đầu của bãi chất hàng hóa.



**CHÚ DẪN**

- a dùng để xác định mô men uốn
- b dùng để xác định nội lực trong thanh neo
- $H_b$  chiều cao bèn từ đỉnh công trình đến cao độ đáy thiết kế

**Hình 4 – Trị số tiêu chuẩn của tải trọng phân bố đều tương đương**

Bảng 10 – Trị số tải trọng tiêu chuẩn của một số cần cẩu

Loại cần cẩu	Trị số tải trọng tiêu chuẩn trên 1m dài $P_{cc}^{tc}$ , kN/m (1 kN/m ≈ 0,1 T/m)	
	Cho đường ray cần cẩu gần mép bến	Cho đường ray cần cẩu phía trong
- Cần cẩu cổng các loại, sức nâng ≤ 16 t (khi các cần cẩu làm việc cạnh nhau)	130 (50)	50 (130)
- Cần cẩu cổng KIM 32-30-10,5 (khi các cần cẩu làm việc cạnh nhau)	180 (50)	50 (180)
- Cần cẩu cổng KIM 80/50 – 19/30 (khi các cần cẩu làm việc cạnh nhau)	210 (100)	100 (210)
- Máy bốc xếp côngtenơ, sức nâng 30,5T (khi chỉ đặt một cần cẩu)	160 (100)	100 (160)
- Cần cẩu chân đế, sức nâng 320t		
• Khi đặt đơn độc	300 (250)	250 (300)
• Khi đặt cạnh nhau	360 (300)	300 (360)
CHÚ THÍCH: Trong ngoặc là các trị số của $P_{cc}^{tc}$ khi chất tải tối đa cho ray cần cẩu phía trong.		

**9.2.7** Nếu không có các số liệu cho trước thì giá trị tiêu chuẩn của tải trọng ngang do cần cẩu tác động theo hướng vuông góc với mép bến ra phía khu nước có thể lấy bằng  $0,1 G_{cc}^{tc}$  (trong đó  $G_{cc}^{tc}$  - trọng lượng tiêu chuẩn của cần cẩu).

Tải trọng ngang do cần cẩu cho phép đặt ở cao độ đỉnh công trình bến và phân bố đều trên chiều dài một phân đoạn bến.

**9.2.8** Tải trọng trên các bến hành khách phụ thuộc vào điều kiện khai thác, nhưng trong mọi trường hợp giá trị tiêu chuẩn của tải trọng này không được lấy thấp hơn 20kPa ( $2T/m^2$ ).

**9.2.9** Áp lực thấm của nước cho phép xác định theo các chỉ dẫn ở Phụ lục I, trong đó giá trị tiêu chuẩn của lực thấm được xác định khi trong các công thức tính toán cũng dùng các đại lượng theo giá trị tiêu chuẩn.

Đối với các công trình bến kiểu trọng lực có lớp đệm đá hoặc đá dăm dày từ 1m trở lên thì được phép không xét đến áp lực thấm của nước.

**9.2.10** Giá trị tiêu chuẩn của áp lực sóng được xác định theo TCVN 8421:2010.<sup>1)</sup>

Áp lực sóng khi trước công trình là chân sóng có thể không xét đến trong các trường hợp sau:

- đối với tường cử không neo khi chiều cao sóng < 0,5 m;

<sup>1)</sup> Thiết kế hệ thống neo và bến nổi tham khảo hướng dẫn BS 6349-6-1989

## TCVN 12250:2018

**9.4.3** Tác động mài mòn của tàu, các vật trôi v.v... có thể không cần xét đến khi tính toán công trình, nhưng trong những trường hợp cần thiết phải trừ định các biện pháp bảo vệ các cấu kiện khỏi các tác động mài mòn.

**9.4.4** Sự bào xói đất trước tường bến do dòng chảy, do hoạt động của chân vịt tàu có thể không cần xét đến khi tính toán công trình, nhưng phải trừ định việc gia cố đáy trước tường bến.

**9.4.5** Sự ăn mòn các cấu kiện công trình bến phải xem xét theo yêu cầu của các tiêu chuẩn chống ăn mòn cho kết cấu xây dựng nói ở trong trường hợp đã sử dụng các biện pháp bảo vệ thích hợp và tin cậy thì có thể không cần xét đến ăn mòn đến trong tính toán kết cấu.

## 10 Các quy định chủ yếu về tính toán

### 10.1 Các nguyên tắc tính toán

**10.1.1** Các công trình bến cảng thủy nội địa phải tính toán theo hai nhóm trạng thái giới hạn:

Nhóm một gồm các trạng thái giới hạn làm mất khả năng chịu lực và hoặc làm cho bến không còn sử dụng được nữa.

Nhóm hai gồm các trạng thái giới hạn gây trở ngại cho việc khai thác bình thường của bến.

Theo nhóm I phải thực hiện các tính toán sau đây:

- Độ bền và độ ổn định chung của công trình;
- Độ bền và độ ổn định của các cấu kiện và các nút liên kết của công trình;
- Biến dạng của các cấu kiện có ảnh hưởng đến độ bền của các kết cấu chịu lực của công trình (gối neo trong các bến tường cừ có neo v.v...)

Theo nhóm II phải thực hiện các tính toán sau đây:

- Biến dạng của công trình và các cấu kiện công trình;
- Hình thành và mở rộng vết nứt trong các cấu kiện bê tông và bê tông cốt thép;
- Tác động nhiệt v.v...

**10.1.2** Tính toán phải tiến hành với các tải trọng tính toán và các đặc trưng tính toán của đất và của vật liệu, xuất phát từ các điều kiện:

- Theo trạng thái giới hạn giới hạn I

$$n_c N_p \leq \frac{m m_d}{k_n} R \quad (7)$$

- Theo trạng thái giới hạn giới hạn II:

$$N_p \leq R \quad (8)$$

Trong đó:

$n_c$  hệ số tổ hợp tải trọng, lấy:

$n_c = 1$  đối với tổ hợp chính.

$n_c = 0,90$  đối với tổ hợp đặc biệt;

$n_c = 0,95$  đối với tổ hợp tải trọng trong thời gian thi công;

$N_p$  trị số tính toán của lực tác động tổng quát (tổng các tải trọng, nội lực hoặc ứng suất), biến dạng, bề rộng vết nứt hoặc các thông số khác mà với nó cần đánh giá trạng thái giới hạn trong tính toán này;

$m$  hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 1,15;

$m_d$  hệ số phụ điều kiện làm việc, để xét đến tính giả định của sơ đồ tính toán, lấy theo quy định cho từng loại tính toán;

$k_n$  hệ số bảo đảm theo tầm quan trọng của kết cấu, lấy

$k_n = 1,3$  đối với công trình cấp đặc biệt;

$k_n = 1,25$  đối với công trình cấp I;

$k_n = 1,20$  đối với công trình cấp II;

$k_n = 1,15$  đối với công trình cấp III;

$k_n = 1,10$  đối với công trình cấp IV

$R$  trị số tính toán giới hạn của lực kháng (khả năng chịu lực của nền, của công trình, cấu kiện công trình) hoặc của ứng suất, mô men lực của độ biến dạng cho phép theo điều kiện khai thác, của bề rộng vết nứt hoặc của các thông số khác, được quy định trong các tiêu chuẩn thiết kế tương ứng.

Tải trọng tính toán phải xác định theo các quy định ở Điều 9.3; đặc trưng tính toán của đất và vật liệu - ở các Điều 7.1, 7.2, 7.5 – 7.8; tổ hợp tải trọng phải lấy theo quy định ở Điều 9.1.2.

**10.1.3** Công trình bền phải tính toán cho giai đoạn thi công và giai đoạn khai thác. Các kết cấu và cấu kiện riêng rẽ cũng còn phải tính toán cho điều kiện chế tạo, bảo quản, bốc xếp và vận chuyển.

Thông thường thì phương pháp và trình tự thi công phải được chọn sao cho kết quả tính toán cho giai đoạn thi công không đòi hỏi tăng kích thước công trình và các cấu kiện công trình.

**10.1.4** Nếu trong tính toán được phép lấy đặc trưng đất, tải trọng hoặc các thông số khác bằng giá trị bình quân gia quyền trong phạm vi một chiều dài định trước của công trình, thì giá trị bình quân gia quyền này phải tính theo công thức:

$$A_{tb} = \frac{\sum_1^n A_i Z_i}{\sum_1^n Z_i} \quad (9)$$

Trong đó

$A_{tb}$  giá trị bình quân gia quyền của thông số;

$A_i$  giá trị của thông số trên đoạn  $i$  (lớp  $i$  v.v...);

$Z_i$  chiều cao của đoạn  $i$ ;

$n$  số đoạn có các giá trị khác nhau của thông số trong phạm vi chiều cao định trước.

## 10.2 Tính toán ổn định

Tính toán ổn định công trình bến phải tiến hành theo nhóm I các trạng thái giới hạn và bao gồm:

- tính toán ổn định chung của công trình;
- tính toán ổn định các cấu kiện riêng rẽ của công trình (cọc cừ, góik neo, kết cấu tầng trên v.v...).

Tính toán ổn định chung của bến phải thực hiện theo chỉ dẫn ở Phụ lục C. Ngoài ra có thể vận dụng các phương pháp tính toán ổn định khác để tính toán kiểm tra so sánh, có thể sử dụng các.

Tính toán ổn định các cấu kiện riêng rẽ của công trình phải tiến hành theo quy định riêng về tính toán cho từng kiểu loại công trình bến, trong đó phải xem xét mọi sơ đồ mất ổn định có thể xảy ra đối với cấu kiện, ổn định của bản neo thẳng đứng có thể tính toán theo chỉ dẫn ở Phụ lục D.

Nếu nền công trình là một mái dốc tự nhiên hoặc nhân tạo thì phải tiến hành tính toán ổn định mái dốc theo sơ đồ trượt sâu phù hợp với quy định của TCVN 4253:2012.

## 10.3 Tính toán độ bền

**10.3.1** Tính toán độ bền phải thực hiện theo nhóm I các trạng thái giới hạn phù hợp với quy định của các tài liệu tiêu chuẩn thiết kế về kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công, kết cấu thép, kết cấu bằng đá, kết cấu gỗ và các tiêu chuẩn khác (xem Phụ lục A).

- Nội lực được xét đến trong tính toán độ bền các cấu kiện công trình và các nút liên kết phải được xác định có xét đến sự kết hợp chịu lực giữa kết cấu và đất lấp hoặc đất theo quy định về tính toán từng loại công trình bến. Khi xét đến độ biến dạng chung của đất và kết cấu thì độ cứng  $B$  của các cấu kiện bê tông cốt thép phải được xác định có xét đến tính dẻo của bê tông và khả năng xuất hiện các vết nứt ở vùng chịu kéo của cấu kiện theo công thức sau đây:

$$B = \theta E_b J_n; \quad (10)$$

Trong đó:

$\theta$  hệ số, lấy theo bảng 10;

$E_b$  mô đun đàn hồi ban đầu của bê tông; lấy theo TCVN 4116-85 “Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công. Tiêu chuẩn thiết kế”.

$J_n$  mô men quán tính của tiết diện tính đối của cấu kiện đối với trọng tâm tiết diện.

**Bảng 12 – Hệ số xét đến tính dẻo của bê tông**

Đặc trưng của cấu kiện bê tông cốt thép	Hệ số $\theta$ khi chịu tác động của	
	Tải trọng ngắn hạn	Mọi tải trọng khác
1. Có khả năng chống nứt (ứng suất trước và không ứng suất trước)	0,85	0,60
2. Ứng suất trước một phần, không có khả năng chống nứt.	0,70	0,50
3. Không ứng suất trước, không có khả năng chống nứt	0,50	0,35

**10.3.2** Độ bền của kết cấu neo (bản neo thẳng đứng, thanh neo và các nút liên kết) có thể tính toán theo chỉ dẫn ở Phụ lục D.

**10.3.3** Khi tính toán đảm mũ và các cấu kiện bê tông cốt thép lắp ghép có tiết diện chữ nhật và chữ T của bến tường cừ, bến tường góc, kết cấu tầng trên thì nội lực trong các cấu kiện do lực va của tàu khi cập vào công trình có thể xác định theo các chỉ dẫn ở Phụ lục E.

#### **10.4 Tính toán về biến dạng**

**10.4.1** Tính toán về biến dạng của công trình bến và các cấu kiện riêng rẽ (trừ bản neo trong bến tường cừ) phải thực hiện theo nhóm II các trạng thái giới hạn phù hợp với quy định tính toán của từng loại công trình bến.

- Tính toán về biến dạng của bản neo trong bến tường cừ có neo phải thực hiện theo nhóm I các trạng thái giới hạn, tham khảo các chỉ dẫn ở Phụ lục D.

**10.4.2** Đối với các công trình bến xây dựng trên đất cát và đất vụn thô (trừ bến tường cừ không neo) thì tính toán về biến dạng phải thực hiện đối với tác động của hoạt tải, còn trong số các tải trọng thường xuyên chỉ xét tải trọng trên mặt bãi (hoặc mặt bến) do trọng lượng của các kết cấu cố định.

CHÚ THÍCH: Trong tính toán về biến dạng không xét đến độ lún của lớp đệm.

**10.4.3** Trị số biến dạng giới hạn của từng loại công trình bến phải lấy theo Bảng 11.

Bảng 13 – Trị số biến dạng giới hạn

Kết cấu bến	Trị số giới hạn của		
	Độ lún bình quân $S_{gh}$ (cm)	Chuyển vị ngang $U_{gh}'$ (cm)	Góc nghiêng bình quân của mặt tường $\omega_{gh}$ (radian)
1. Cừ không neo	-	0,02 $H_b$	
2. Cừ một tầng neo			
a) cừ thép			
- ở cao độ đỉnh tường	-	8	-
- ở cao độ điểm neo	-	(1,15 $H_g - h_k$ ) 0,008	-
b) cừ BTCT			
- ở cao độ đỉnh tường	-	5	-
- ở cao độ điểm neo	-	(1,15 $H_b - h_k$ ) 0,005	-
3. Bến trọng lực			
a) khi có đường sắt và đường cần cầu	15	5 (đỉnh tường)	0,005
b) không có đường sắt và đường cần cầu	20	8 (đỉnh tường)	0,008
CHÚ THÍCH: Chiều cao bến $H_b$ và chiều cao đoạn hẫng $h_k$ tính bằng cm.			

10.4.4 Đối với các công trình bến trọng lực kiểu tường góc, khối xếp, khối không lỏ thì không cần tính toán về biến dạng nếu ở nền không có các lớp kẹp thuộc loại đất yếu ( $E < 5\text{MPa}$ , tức  $E < 50\text{ kG/cm}^2$ ), độ lệch tâm  $e$  của điểm đặt hợp lực tất cả các tải trọng không vượt quá  $B/5$  đồng thời đảm bảo điều kiện sau:

$$P_{tp} = R_A; \tag{11}$$

Trong đó:

$P_{tp}$  áp lực trung bình trên lớp nền dưới đáy lớp đệm, xác định theo công thức:

$$P_{tp} = \frac{P}{B+2h_d} + \gamma_{II}' \cdot h_d \tag{12}$$

$R_A$  áp lực giới hạn trên đất, xác định theo công thức:

$$R_A = m_1 [A_1 (B + 2h_d) \gamma_{II} + A_2 (d + h_d) \gamma_{II}' + Dc_{II}] \tag{13}$$

$P$  tổng các thành phần thẳng đứng của các tải trọng trong phạm vi bề rộng  $B$  trên một đơn vị chiều dài công trình (với các hệ số vượt tải cho nhóm II các trạng thái giới hạn);

$h_d$  bề dày của lớp đệm (hoặc của chân khay lớp đệm) dưới mép công trình về phía khu nước;

$\gamma_{II}, \gamma_{II}'$  tương ứng là trọng lượng riêng của đất dưới lớp đệm và trọng lượng riêng của vật liệu làm lớp đệm;

$m_1$  hệ số điều kiện làm việc;

- khi thi công trên khô, lấy

$m_1 = 0,8$  - đối với cát pha bụi bão hòa nước;

$m_1 = 1,0$  - đối với các loại đất khác;

- khi thi công ngâm dưới nước, lấy:

$m_1 = 0,7$  - đối với cát pha bụi;

$m_1 = 0,9$  - đối với các loại đất khác;

$A_1, A_2, D$  hệ số không thứ nguyên, lấy theo bảng 12 tùy thuộc vào góc nội ma sát của đất  $\varphi_{II}$ ;

$\varphi_{II}$  góc ma sát trong của đất;

$d$  độ chôn sâu của đáy công trình kể từ cao trình đáy thiết kế;

$c_{II}$  lực dính đơn vị của đất dưới đáy lớp đệm.

Nếu trong phạm vi độ sâu bằng  $\frac{1}{3}B$  kể từ đáy công trình có loại đất với độ bền bé hơn độ bền của lớp đất bên trên thì cũng cần kiểm tra điều kiện (11) cho cả lớp đất bên dưới bằng cách lấy các đặc trưng của đất có độ bền nhỏ hơn để tính trong các công thức (12) và (13) đồng thời thay các giá trị  $(B + 2h_d)$  và  $(d + h_d)$  tương ứng bằng các giá trị  $(B + 2h_d + h_1)$  và  $(d + h_d + h_1)$ , trong đó:  $h_1$  – khoảng cách từ đáy lớp đệm đến bề mặt lớp đất có độ bền bé hơn.

Khi xác định áp lực trung bình  $P_b$  trên đất cần phải:

- đưa vào đại lượng  $P$  thành phần thẳng đứng của áp lực đất chủ động trên mặt phẳng thẳng đứng vẽ qua mép sau của đáy công trình;
- đặt hoạt tải trên công trình bắt đầu từ mép bên hoặc từ ranh giới có thể chất tải của bên.
- lấy mực nước trước công trình ở cao trình tính toán thấp nhất.

Bảng 14 – Trị số  $A_1, A_2, D$ 

$\varphi_{II}$ (độ)	Hệ số			$\varphi_{II}$ (độ)	Hệ số		
	$A_1$	$A_2$	D		$A_1$	$A_2$	D
0	0	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,21	9,21
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,25	9,98
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	5,00	40	2,46	10,84	11,73
18	0,43	2,72	5,31	42	2,87	12,50	12,77
20	0,51	3,05	5,66	44	3,37	14,48	13,96
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Khi xác định áp lực  $R_A$  cần chú ý:

a) khi không làm lớp đệm hoặc khi bề dày lớp đệm  $h_d < 0,3m$  thì phải thay thế giá trị  $\gamma_{II}$  bằng trị số bình quân gia quyền của trọng lượng riêng của đất nằm trước công trình từ độ cao độ đáy công trình trở lên;

b) khi  $(d + h_d) < 1m$ , thì trong công thức (13) phải lấy  $(d + h_d) = 1m$ ,

trừ trường hợp khi nền là cát pha bụi bão hòa nước hoặc đất có chất sét với độ sệt  $J_L < 0,5$ , khi đó giá trị  $(d + h_d)$  lấy theo thực tế.

## 10.5 Tính toán các cấu kiện bê tông cốt thép theo sự hình thành và mở rộng vết nứt

10.5.1 Tính toán các cấu kiện bê tông cốt thép theo sự hình thành và mở rộng vết nứt phải thực hiện theo nhóm II các trạng thái giới hạn phù hợp với các quy định của TCVN 4116-85.

Tính toán theo sự hình thành vết nứt được thực hiện:

- đối với các cấu kiện được hạ vào trong đất bằng cách đóng hoặc rung;
- đối với các cấu kiện mặt trước bến tại vùng mà mặt trước bến sẽ chịu kéo dưới tác động của tải trọng khai thác.

Trong mọi trường hợp khác các cấu kiện bê tông cốt thép phải được tính toán theo độ mở rộng vết nứt.

Khi có đủ luận cứ cũng cho phép tính theo độ mở rộng vết nứt đối với các cấu kiện mặt trước bến tại vùng mà mặt trước bến sẽ chịu kéo dưới tác động của tải trọng khai thác, nhưng với điều kiện là cấu kiện đó không hạ vào trong đất bằng cách đóng hoặc rung.

**10.5.2** Các cấu kiện bê tông cốt thép đã tính toán theo sự hình thành vết nứt khi chịu tải trọng khai thác thì đồng thời cũng phải tính theo sự hình thành vết nứt khi chịu các tải trọng phát sinh trong quá trình chế tạo, vận chuyển và xây lắp.

**10.5.3** Trị số giới hạn của độ mở rộng vết nứt phải lấy theo quy định của TCVN 5574:2012; trong các môi trường xâm thực thì trị số giới hạn của độ mở rộng vết nứt phải quy định có xét đến các yêu cầu của các tiêu chuẩn chống ăn mòn cho kết cấu xây dựng hiện hành.

**10.5.4** Khi tính toán theo sự hình thành và mở rộng vết nứt thì nội lực trong các cấu kiện bê tông cốt thép phải được xác định theo quy định về tính toán của từng loại kết cấu bền.

\* CHÚ THÍCH: Tính toán xói đầu bền thượng lưu theo TCVN 8419:2010.

Phụ lục A

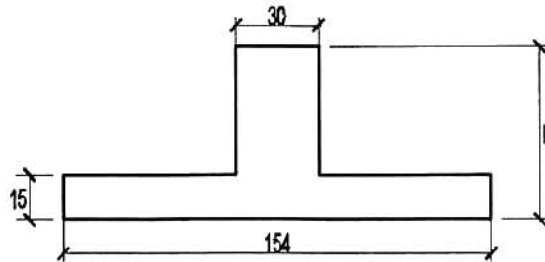
(Tham khảo)

Đặc trưng chủ yếu của từng loại cọc cừ

Bảng A.1 – Đặc trưng chủ yếu của cọc cừ bê tông cốt thép ứng suất trước tiết diện chữ T

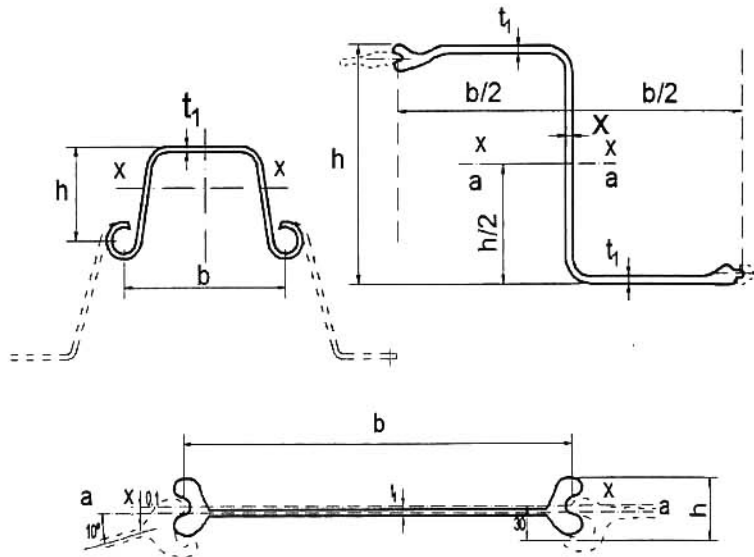
Chiều cao tiết diện h, cm	Diện tích tiết diện cốt thép UST		Mômen quán tính tính đối $J_{td}$ , $cm^4$	Mômen uốn tính toán do tiết diện chịu, 1 kN.m (1kN.m = 0,1 Tm)			
	ở cánh $F_c$ , $cm^2$	ở bụng, $F_b$ , $cm^2$		Theo độ bền		Theo độ chống nứt	
				ở cánh $M_c$	ở bụng $M_b$	ở cánh $m_c$	ở bụng $m_b$
40	34,4	14,7	368.000	235	215	180	140
50	43,1	18,5	734.000	390	340	350	190
60	43,1	18,5	1.246.000	560	435	480	250
70	56,3	24,1	2.031.000	800	640	740	365
80	56,3	24,1	2.958.000	1020	765	860	425
90	56,3	24,1	4.109.000	1260	835	1020	485

CHÚ THÍCH: Khi xác định các đặc trưng đã dùng:  
 Cấp bê tông: B30  
 Cốt thép loại A - III B  
 Kích thước tiết diện (cm) theo hình vẽ:



Bảng A.2 – Các đặc trưng kỹ thuật chủ yếu của một số loại cừ thép thường dùng

Mặt cắt	Kích thước tiết diện, mm				Diện tích tiết diện $\text{cm}^2$	Cho 1m dài bển		Khối lượng cho $1\text{m}^2$ tường kg
	h	b	$t_1$	$t_2$		Mô men quán tính theo trục a-a $J_{a_a}$ $\text{cm}^4$	Mô men kháng theo trục a-a $W_{a_a}$ $\text{cm}^3$	
Lòng máng:								
Larsen IV	180	400	14,8	-	94	39.600	2.200	185
Larsen V	172	420	21	-	127	50.943	2.962	238
Larsen VI	220	420					4.200	290
Larsen VII	230	460					5.000	310
Phẳng:								
SP-1	81	400	10	-	82,1	960	188	160
SP-2	57	200	8	-	39	482	166	150
Chữ Z:								
SD-3	240	400	10	9	78	19.000	1.575	153
SD-5	320	400	14	12	119	50.250	3.140	213
SK-1	110	400					285	125
SK-2	169,5	400					650	145



## Phụ lục B

(Quy định)

### Các yếu tố về vị trí và độ sâu lỗ khoan (hoặc xuyên) khi khảo sát địa chất công trình

**B.1** Khoảng cách giữa các lỗ khoan (hoặc xuyên) trong phạm vi một mặt cắt trầm tích địa chất được phép lấy theo quy định ở Bảng B.1, nhưng trong mọi trường hợp số lượng lỗ khoan (hoặc xuyên) trong một mặt cắt không được ít hơn 3.

CHÚ THÍCH Việc đánh giá sơ bộ và cấu trúc địa chất của khu vực xây dựng được thực hiện trên cơ sở các tài liệu khảo sát đã làm trước đó, các tài liệu lưu trữ v.v...

**B.2** Độ sâu trung bình của lỗ khoan (hoặc xuyên) được lấy bằng  $(H_b + h_{đh})$ : đối với bển tường cứng không neo thì lấy  $\geq 1,5 H_b$  (trong đó  $H_b$  – chiều cao tự do của tường kể từ đỉnh công trình đến cao độ đáy thiết kế;  $h_{đh}$  – chiều cao của đồng hàng rời đổ trên bển).

Độ sâu lỗ khoan (hoặc xuyên) có thể tăng hoặc giảm so với trị số trung bình nêu trên phụ thuộc vào độ phức tạp của cấu trúc địa chất ở điểm xây dựng, tính chất và cường độ tải trọng trên bển.

**B.3** Để đánh giá cấu trúc địa chất công trình của các lớp đất nằm sâu hơn thì trong phạm vi vùng xây dựng bển phải có một lỗ khoan (xuyên) có độ sâu gấp 1,5 – 2 lần độ sâu trung bình nêu trên, còn nếu đã phát hiện thấy đá gốc thì phải khoan vào tầng đá gốc ít nhất là 2m.

**B.4** Đất yếu và đất có cấu trúc bị thay đổi (khi thấm ướt v.v...) thì thường phải khoan (hoặc xuyên) qua hết tầng đất đến tận độ sâu mà các loại đất đó không còn ảnh hưởng tới độ ổn định của công trình bển.

**B.5** Khoảng cách giữa các mặt cắt trầm tích địa chất phải lấy theo quy định ở Bảng B.1, nhưng trong mọi trường hợp phải có ít nhất ba mặt cắt ngang và ba mặt cắt dọc. Các mặt cắt phải bố trí sao cho các lớp đất yếu đều nằm trong phạm vi khảo sát.

Mặt cắt địa chất chủ yếu theo hướng dọc phải đặt tại tuyến mép bển, các mặt cắt dọc khác phải nằm về hai phía của mặt cắt chủ yếu này.

Bảng B.1 – Khoảng cách giữa các mặt cắt trầm tích địa chất

Điều kiện địa chất công trình	Khoảng cách (m) giữa		
	Các lỗ khoan (xuyên) trong một mặt cắt	Các mặt cắt ngang	Các mặt cắt dọc
1. Số địa mạo; địa hình khá đồng nhất; không quá ba lớp đất với độ dày các lớp không đổi; tầng đá gốc trong đới hoạt động có bề mặt không bị chia cắt; không có các quá trình địa vật lý.	$\frac{50-40}{40-30}$	$\frac{120-100}{60-50}$	$\frac{50-40}{40-30}$
2. Một số yếu tố địa mạo; địa hình không đồng nhất; không quá năm lớp đất với độ dày thay đổi từ từ; tầng đá gốc trong đới hoạt động có bề mặt bị chia cắt ở mức độ ít; các hiện tượng địa vật lý phát triển ở mức độ hạn chế.	$\frac{40-30}{30-20}$	$\frac{100-80}{50-40}$	$\frac{40-30}{30-20}$
3. Một số yếu tố địa mạo; địa hình chia cắt mạnh; các lớp đất với độ dày thay đổi lớn; tầng đá gốc trong đới hoạt động có bề mặt bị chia cắt mạnh; các quá trình địa vật lý phát triển rộng.	$\frac{30-20}{20}$	$\frac{80-50}{40-30}$	$\frac{30-20}{20}$
CHÚ THÍCH: ở tử số sử dụng cho giai đoạn nghiên cứu tiền khả thi và nghiên cứu khả thi; ở mẫu số - giai đoạn thiết kế kỹ thuật và kỹ thuật thi công.			

**Phụ lục C**

(Tham khảo)

**Tính toán ổn định chung****C.1 Tính toán công trình bến****C.1.1** Tính toán công trình bến về mặt ổn định chung bao gồm:

- tính toán ổn định công trình theo sơ đồ trượt phẳng (chỉ định đối với các bến trọng lực);
- tính toán ổn định công trình theo sơ đồ trượt sâu (đối với mọi loại kết cấu bến).

**C.1.2** Tính toán ổn định công trình theo các sơ đồ trượt phẳng và trượt sâu được thực hiện theo nhóm I các trạng thái giới hạn, xuất phát từ điều kiện sau:

$$n_c N_p \leq \frac{m \cdot m_d}{k_n} R \quad (\text{C.1})$$

Trong đó

 $n_c$  hệ số tổ hợp tải trọng, lấy bằng: $n_c = 1,0$  – đối với tổ hợp cơ bản; $n_c = 0,9$  – đối với tổ hợp đặc biệt; $n_c = 0,95$  – đối với tổ hợp tải trọng trong thời gian thi công; $N_p$  và  $R$  tương ứng là lực gây trượt tổng hợp và lực kháng giới hạn, xác định khi tính toán ổn định theo sơ đồ trượt phẳng theo chỉ dẫn ở Mục C.2, còn khi tính toán ổn định theo sơ đồ trượt sâu thì theo chỉ dẫn ở Mục C.3; $m$  hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng: 1,15; $m_d$  hệ số phụ điều kiện làm việc, lấy theo các Mục C.2.3, C.3.2.1, C.3.3.1 tùy thuộc vào phương pháp tính toán; $k_n$  hệ số đảm bảo theo tầm quan trọng của kết cấu, lấy bằng: $k_n = 1,3$  - đối với công trình đặc biệt; $k_n = 1,25$  - đối với công trình cấp I; $k_n = 1,2$  - đối với công trình cấp II; $k_n = 1,15$  - đối với công trình cấp III; $k_n = 1,1$  - đối với công trình cấp IV.

**C.1.3** Tính toán ổn định chung của công trình phải thực hiện cho điều kiện bài toán phẳng hoặc bài toán không gian. Bài toán không gian phải được xem xét khi  $\frac{L}{B} < 3$  hoặc  $\frac{L}{(H_h + t)} < 3$ , cũng như trong những trường hợp khi mặt cắt ngang công trình, tải trọng, điều kiện địa chất thay đổi trong phạm vi chiều dài  $< 3B$  hoặc  $< 3(H_h + 1)$ .

Trong đó:

L và B là chiều dài và chiều rộng công trình;

$H_h$  chiều cao tường kể từ đỉnh công trình đến cao độ đáy thiết kế;

t độ chôn sâu của công trình (cọc cừ) kể từ cao độ đáy thiết kế.

Đối với bài toán phẳng các tính toán được thực hiện cho 1m chiều dài công trình; còn đối với bài toán không gian – cho suốt chiều dài công trình hoặc chiều dài đoạn đang xét.

**CHÚ THÍCH** Khi tính toán ổn định chung cho điều kiện bài toán không gian, tức là trong trường hợp  $\frac{L}{B} < 3$  hoặc  $\frac{L}{(H_h + t)} < 3$ , trong thành phần lực kháng cần cộng thêm vào lực ma sát và lực dính ở các mặt bên của lăng thể đất trượt.

Lực ma sát cho phép lấy bằng tích số giữa thành phần nằm ngang của áp lực hông của đất tác dụng trên mặt bên của lăng thể trượt với hệ số ma sát, lấy bằng  $\tan \varphi_{1,II}$  (trong đó:  $\varphi_{1,II}$  - góc ma sát trong của đất ở mặt bên của lăng thể trượt).

Lực dính được xác định bằng tích số giữa lực dính đơn vị của đất với diện tích mặt bên của lăng thể trượt trong phạm vi có xét đến lực dính.

**C.1.4** Khi tính toán ổn định chung cần chú ý:

a) lực kháng và tải trọng được xác định với cùng một cao trình mực nước.

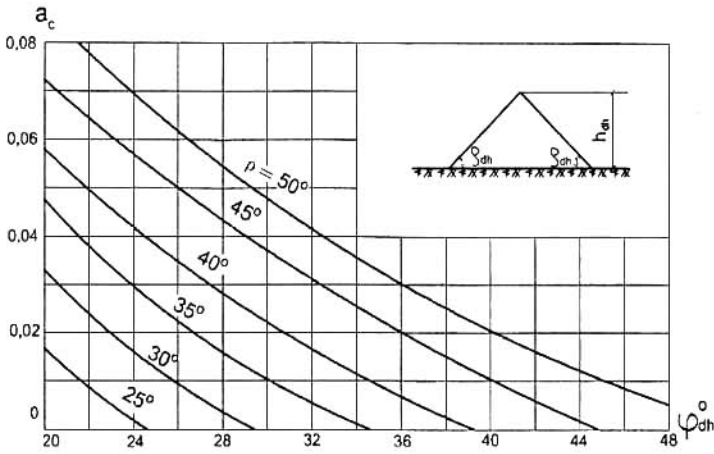
b) tải trọng neo cho phép phân bố đều theo chiều dài công trình trên đoạn bên nằm giữa hai bích neo;

c) các tổ hợp tải trọng được lấy theo quy định ở Điều 9.1 nếu mặt trượt (sụt) đi qua hai mặt tiếp giáp giữa hai lớp đất, thì trên mặt trượt cần lấy các đặc trưng của lớp đất xấu hơn; nếu không thể nhận biết được lớp đất nào là lớp đất xấu hơn thì phải tính toán ổn định hai lần theo các đặc trưng của lớp này rồi đến lớp kia; nếu mặt trượt trùng với bề mặt của một hố móng có bậc thềm (thì trên mặt trượt trong phạm vi các bậc thềm phải lấy các đặc trưng của đất lấp;

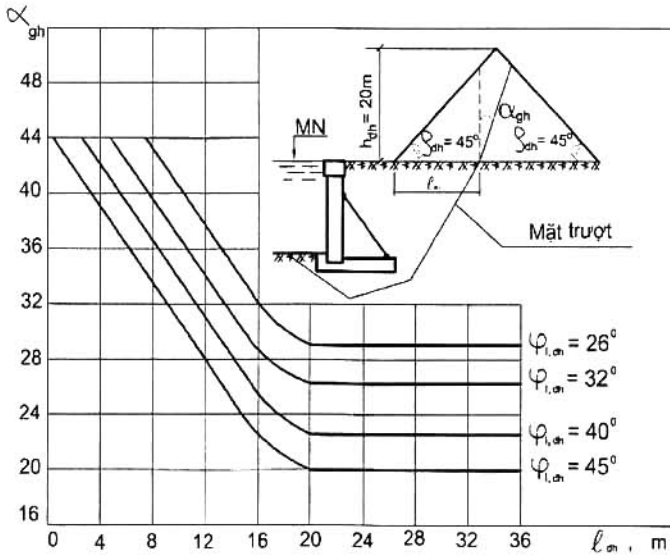
e) nếu bên dưới các đồng hàng rời đổ trên bên là một kết cấu có khả năng loại trừ việc truyền tải trọng ngang từ đồng hàng rời xuống đất thì tải trọng do hàng hóa phải xem là tải trọng phân bố thẳng đứng; nếu không có một kết cấu như vậy thì đồng hàng rời được xem như là đất có đặc trưng tương ứng với các loại hàng rời đổ đồng đó;

f) nếu mái dốc của đống hàng rời có góc nghiêng  $\rho_{dh}$  lớn hơn góc ma sát trong  $\varphi_{1,dh}$  của hàng rời đổ đống thì phải lấy lực dính đơn vị của hàng rời đổ đống bằng  $c_{l,dh} = a_c \cdot \gamma_{l,dh} \cdot h_{dh}$ , trong đó  $a_c$  – hệ số, xác định theo đồ thị trên Hình C.1 (đối với các giá trị trung gian của  $\rho_{dh}$  thì hệ số  $a_c$  được xác định bằng nội suy tuyến tính);  $\varphi_{1,dh}$  - trọng lượng riêng của hàng rời đổ đống;  $h_{dh}$  – chiều cao đống hàng;

g) đối với đống hàng rời đổ trên bến có chiều cao  $h_{dh} = 20\text{m}$  và góc của hai mái dốc  $\rho = 45^\circ$  thì góc nghiêng  $\alpha_{gh}$  (so với đường thẳng đứng) của mặt trượt (sụt) nguy hiểm nhất được xác định cho mặt thẳng đứng tính toán theo đồ thị ở Hình C.2 tùy thuộc vào trị số  $l_{dh}$  và góc ma sát trong  $\varphi_{1,dh}$  của loại hàng đổ đống (với giá trị trung gian của  $\varphi_{1,dh}$  thì trị số  $\alpha_{gh}$  được xác định nội suy tuyến tính).



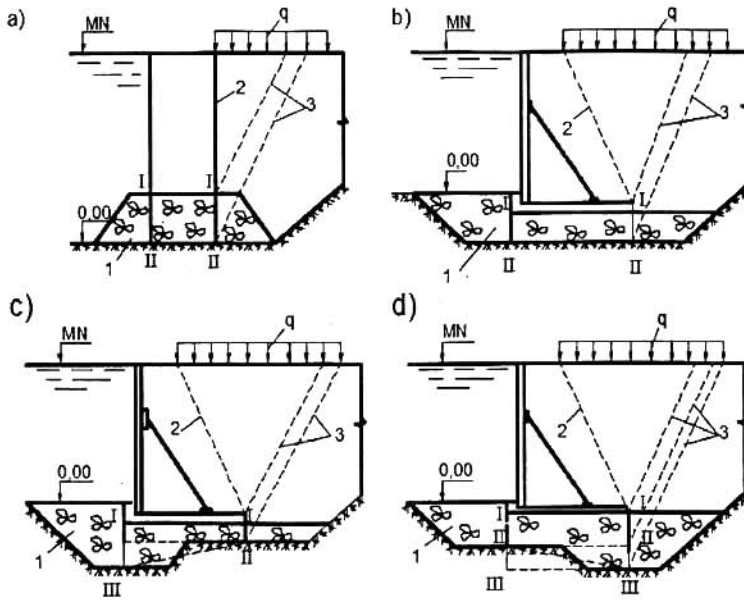
Hình C.1 – Đồ thị xác định hệ số  $a_c$



Hình C.2 – Đồ thị để xác định góc  $\alpha_{gh}$  trong đống hàng rời

## C.2 Tính toán ổn định công trình theo sơ đồ trượt phẳng

C.2.1 Khi tính toán ổn định công trình theo sơ đồ trượt phẳng thì xem xét khả năng trượt của công trình dưới tác động gây trượt của lăng thể đất phía sau công trình (lăng thể sụt) theo các mặt tiếp xúc sau đây (Hình C.3):



### CHÚ DẪN

- |                               |   |
|-------------------------------|---|
| a đệm trần                    | b đệm chìm;                                 |
| c đệm có chân khay phía trước | d đệm có chân khay phía sau                 |
| 1 lớp đệm                     | 2 mặt phẳng tính toán                       |
| 3 mặt sụt                     | I-I, II-II, III-III các mặt trượt đặc trưng |

**Hình C.3 – Các mặt trượt đặc trưng đối với các công trình có đệm ở nền**

- giữa công trình và đất (khi không làm lớp đệm ở nền công trình);
- giữa công trình với lớp đệm;
- giữa lớp đệm với đất.

Khi công trình hoặc lớp đệm có đáy không phẳng thì xem xét ổn định trượt theo các mặt nằm ngang vẽ qua các đoạn nằm ngang của đáy, và theo các mặt nằm nghiêng cắt qua lớp đệm, chân khay lớp đệm hoặc đất (Hình C.3);

Lăng thể sụt được giới hạn bởi một bên là mặt phẳng tính toán (2), qua đó áp lực đất được truyền lên công trình và một bên là mặt sụt (3) vẽ qua giao điểm giữa mặt tính toán với mặt trượt (Hình C.3).

## TCVN 12250:2018

**CHÚ THÍCH** Khi lớp đệm đá hoặc đá dăm có bề dày không thay đổi  $\leq 1$  m thì có thể không cần tính toán ổn định theo mặt tiếp xúc giữa công trình và lớp đệm nếu đất có  $tg \varphi_{đn} < 0,55$ .

**C.2.2** Tính toán ổn định theo sơ đồ trượt phẳng khi không có áp lực nước thấm (do chênh giữa mực nước trước bến và mực nước ngầm) được thực hiện khi mực nước trước công trình ở vị trí cao nhất, còn khi có áp lực nước thấm thì phải tính toán để chọn vị trí bất lợi nhất của mực nước trước công trình.

**C.2.3** Khi dùng công thức (C.1) để tính toán ổn định công trình theo sơ đồ trượt phẳng thì lấy  $m_d = 1$ , còn các đại lượng  $N_p$  và  $R$  cho 1m dài công trình được xác định theo công thức sau:

- khi mặt trượt nằm ngang (Hình C.4)

$$N_p = E_{a,n} + T_n \quad (C.2)$$

$$R = P \cdot tg \varphi_{nl} + F \cdot c_{nl} + E_{n,m} + \sum_1^k Q_i \quad (C.3)$$

- khi mặt trượt nghiêng ra phía khu nước (Hình C.3.c)

$$N_p = (E_{a,n} + T_n) \cos \beta + P \cdot \sin \beta \quad (C.4)$$

$$R = [P \cos \beta - (E_{a,n} + T_n - E_{n,n}) \sin \beta] \cdot tg \varphi_{nl} + E_{n,n} \cos \beta + \frac{F \cdot c_{nl}}{\cos \beta} + \frac{\sum_1^k Q_i}{\cos \beta} \quad (C.5)$$

- khi mặt trượt nghiêng về phía khối đất lấp (Hình C.3.d):

$$N_p = (E_{a,n} + T_n) \cos \beta - P \sin \beta \quad (C.6)$$

$$R = [P \cos \beta + (E_{a,n} + T_n - E_{n,n}) \sin \beta] tg \varphi_{nl} + E_{n,n} \cos \beta + \frac{F \cdot c_{nl}}{\cos \beta} + \frac{\sum_1^k Q_i}{\cos \beta} \quad (C.7)$$

Trong đó:

$E_{a,n}$  và  $E_{a,d}$  thành phần ngang và thành phần đứng của áp lực đất chủ động tác động lên mặt phẳng tính toán từ mặt trượt trở lên, xác định theo chỉ dẫn ở Mục C.2.4.;

$T_n$  và  $T_d$  tổng các thành phần ngang và tổng các thành phần đứng của các tải trọng đặt trực tiếp vào công trình, trong đó gồm các tải trọng tạm thời tác động kéo dài (trừ áp lực hông của đất) và một trong các tải trọng tác động nhanh;

$P$  tổng các thành phần đứng của các tải trọng trên mặt trượt, lấy bằng:

$$P = G + G_d + G_n + T_d + E_{a,d} - E_{n,d} \quad (C.8)$$

$G$  trọng lượng riêng của kết cấu, tính với hệ số đảm bảo của tải trọng là  $n = 0,95$ ;

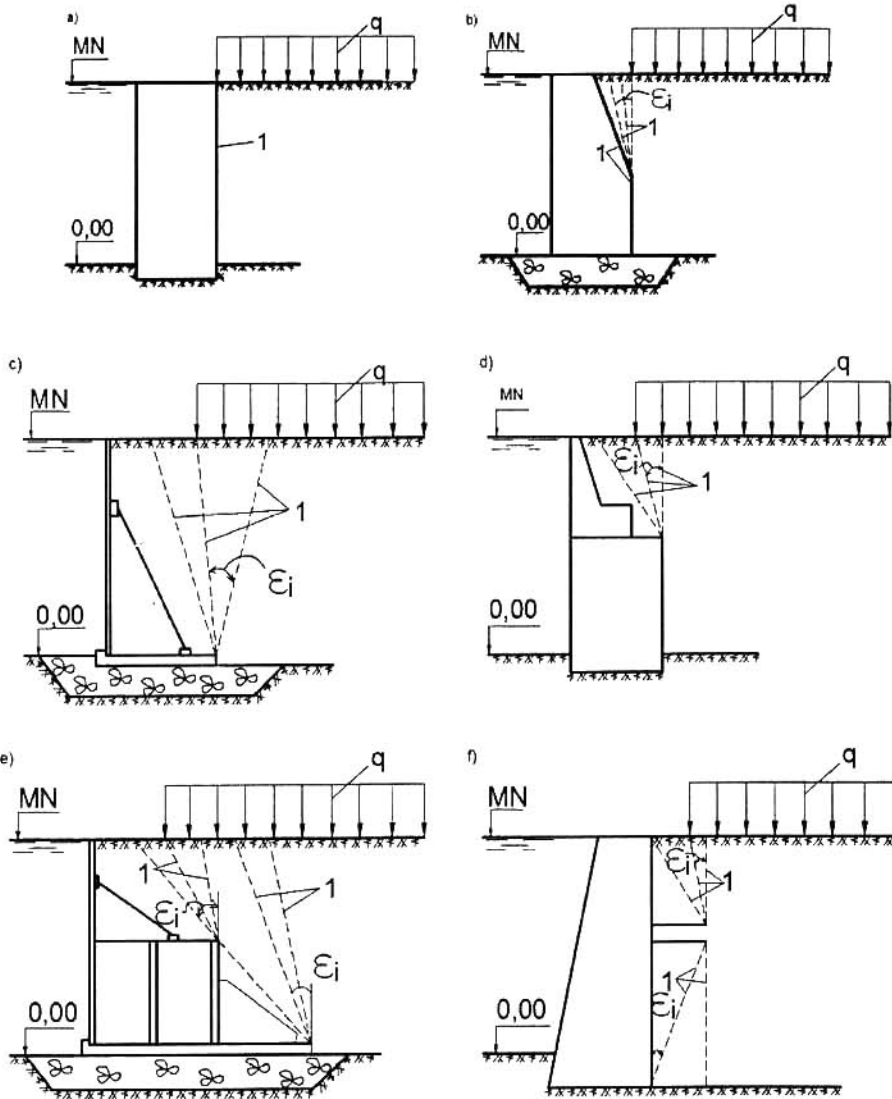
$G_d$  và  $G_n$  trọng lượng của khối đất và của lớp đệm sẽ bị trượt cùng với công trình, tính với hệ số đảm bảo của tải trọng là  $n = 0,9$ ;



a) Mặt phẳng tính toán phải lấy như sau:

- trong phạm vi chiều cao lớp đệm: là mặt phẳng thẳng đứng vẽ qua mặt sau của đế công trình;

- trong phạm vi chiều cao công trình: là bề mặt mà ở đó đại lượng  $\left(\frac{m.m_d}{k_n} - n_c.N_p\right)$  có giá trị nhỏ nhất.



**CHÚ DẪN**

a khi mặt sau thẳng đứng

b,c khi mặt sau gãy khúc

d, e ở đoạn kết cấu tầng trên

f khi mặt sau có hình dạng phức tạp

1 mặt phẳng tính toán khả dĩ

**Hình C.5 – Sơ đồ các mặt phẳng tính toán khả dĩ**

Phải tính toán để chọn mặt phẳng tính toán trong phạm vi chiều cao công trình. Khi thực hiện việc tính toán này phải xem xét các mặt phẳng không cắt qua mặt sau công trình và có góc nghiêng  $\varepsilon$  so với đường thẳng đứng không lớn hơn  $(45^\circ - \varphi_1/2)$ , trong đó  $\varphi_1$  - góc ma sát trong của đất trong phạm vi chiều cao của đoạn thẳng trên mặt phẳng tính toán khả dĩ. Sơ đồ các mặt phẳng tính toán khả dĩ đối với một số dạng công trình bến trình bày trên Hình C.3.

Nếu mặt bến là mặt phẳng nằm ngang và trên bến là tải trọng phân bố đều  $q$  thì vị trí của mặt phẳng tính toán trong đất cát có góc nghiêng  $\varepsilon_{gh}$  là so với đường thẳng đứng có thể xác định theo đồ thị Hình C.6 mà không cần tính chọn.

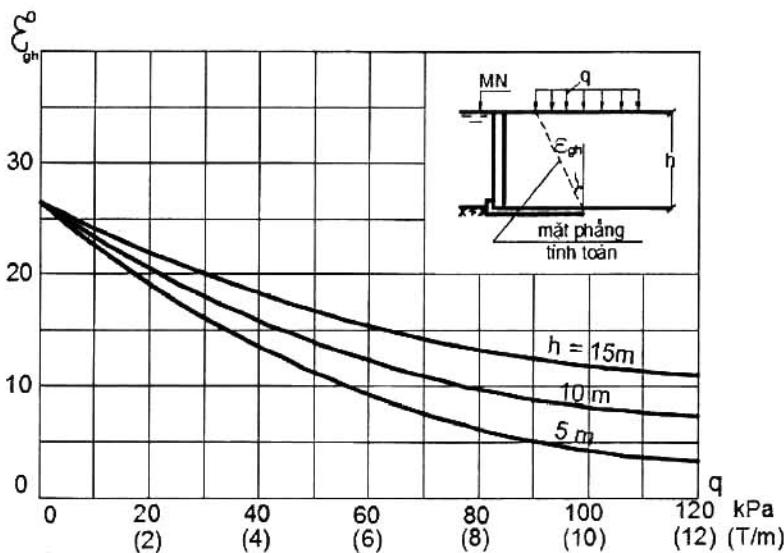
b) Tải trọng tạm thời do các phương tiện vận tải và bốc xếp, do hàng hóa xếp trên bến được được đặt trong phạm vi từ mặt phẳng tính toán trở vào.

c) Nếu bề mặt hố móng cắt qua lớp đất loại sét và góc nghiêng của mái dốc lớn hơn góc ma sát trong của đất đó thì áp lực chủ động của đất cũng được xác định như hướng dẫn ở các điểm a, b trên đây, xuất phát từ khả năng sụt của đất ở phía sau công trình theo theo bề mặt hố móng.

Trong tính toán này lấy góc ma sát trong của đất ở bề mặt hố móng là  $\varphi_1 = \varphi_{n,l}$  và lực dính đơn vị là  $c_1 = c_{n,l}$ , trong đó  $\varphi_{n,l}$  và  $c_{n,l}$  là các đặc trưng của đất loại sét xác định theo Điều 7.4 của Tiêu chuẩn này, có xét đến các khuyến nghị ở Mục C.1.4, d trên đây.

d) Đối với các công trình có neo ngoài thì áp lực chủ động của đất cũng phải xác định như hướng dẫn ở các điểm a, b trên đây, xuất phát từ khả năng hình thành các mặt sụt đi qua chân gối neo.

**C.2.5** Thành phần ngang  $E_{n,n}$  và thành phần đứng  $E_{n,d}$  của áp lực đất bị động được xác định theo Phụ lục H. Đồng thời phải chú ý các điểm sau:



**Hình C.6** – Đồ thị để xác định góc nghiêng  $\varepsilon_{gh}$  so với đường thẳng đứng của mặt phẳng tính toán trong đất cát

## TCVN 12250:2018

- a) Mặt phẳng tính toán là mặt phẳng thẳng đứng vẽ qua mặt trước của đế công trình
- b) Giá trị tính toán của trọng lượng đất phải xác định với hệ số đảm bảo của tải trọng là 0,9.
- c) Khi có lớp đệm thì áp lực bị động thường chỉ xác định ở đoạn từ đáy công trình trở xuống, còn đất hoặc vật liệu lấp nằm cao hơn đáy công trình được xem là tải trọng phân bố thẳng đứng.
- d) Khi có lớp đệm thì cần xác định áp lực bị động của đất theo các mặt trượt (ép trộn bên trong lớp đệm và trùng với mặt tiếp xúc giữa lớp đệm và đất. Trong tính toán sẽ dùng trị số áp lực đất bị động nhỏ nhất trong số các giá trị tìm được.

**C.2.6** Thành phần nằm ngang của các lực kháng trượt của thanh neo, cọc neo hoặc các cấu kiện khác của công trình khi mặt sạt cắt qua các cấu kiện đó được xác định như sau:

- a) Thành phần nằm ngang  $Q_1$  của lực kháng trượt của thanh neo trong các công trình neo giữ bằng bản neo hoặc bằng hàng cọc cừ được phép lấy bằng thành phần nằm ngang  $R_n$  của nội lực trong thanh neo (cho 1m dài công trình), giá trị của nội lực này nhân được qua tính toán tĩnh học.
- b) Thành phần nằm ngang  $Q_1$  của lực kháng trượt trong các cọc neo hoặc các cấu kiện khác của công trình được phép lấy bằng  $Q_{hc}$ , đại lượng này được tính theo các chỉ dẫn ở Phụ lục L.

### C.3 Tính toán ổn định công trình theo sơ đồ trượt sâu

#### C.3.1 Các phương pháp tính toán ổn định công trình theo sơ đồ trượt sâu

- Phương pháp mặt trượt gãy khúc, với giả thiết một sơ đồ mất ổn định do chuyển vị dịch tịnh tiến của khối đất trượt cùng với công trình.
- Phương pháp mặt trượt cong tròn với giả thiết một sơ đồ mất ổn định do chuyển vị dịch quay của khối đất trượt cùng với công trình.

Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt gãy khúc được thực hiện theo chỉ dẫn ở các Mục C.3.2 dưới đây, còn bằng phương pháp mặt trượt cong tròn – theo chỉ dẫn ở các Mục C.3.3

#### C3.2 Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt gãy khúc

**C.3.2.1** Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt gãy khúc được tiến hành như sau:

- a) dự kiến một số mặt trượt khả dĩ có xét đến cấu tạo địa chất của nền, kết cấu công trình và dạng tải trọng theo chỉ dẫn ở Mục C.3.2.2 dưới đây;
- b) tiến hành đánh giá độ ổn định của khối đất trượt cùng với công trình theo một trong các mặt trượt khả dĩ đã dự kiến, xuất phát từ điều kiện (1) với  $m_d = 1,1$ , còn các giá trị của  $N_p$  và  $R$  được xác định theo các chỉ dẫn ở Mục C.3.2.4 dưới đây. Nếu điều kiện (1) không thỏa mãn thì ngừng tính toán và để đảm bảo ổn định cần phải thay đổi các kích thước gabari của công trình, giảm tải trọng, hoặc dùng các giải pháp kết cấu khác;
- c) tương tự như vậy sẽ tiến hành đánh giá độ ổn định của công trình theo các mặt trượt dự kiến khác, số lượng và vị trí các mặt trượt sẽ được điều chỉnh lại trong quá trình tính toán nhằm mục đích cuối

cùng là tìm được mặt trượt nguy hiểm nhất, tương ứng với giá trị nhỏ nhất của đại lượng

$$\left( \frac{m.m_d}{k_n} - n_c.N_p \right); \text{ ở đây cần lưu ý rằng việc tìm mặt trượt nguy hiểm nhất thường là bài toán biến phân}$$

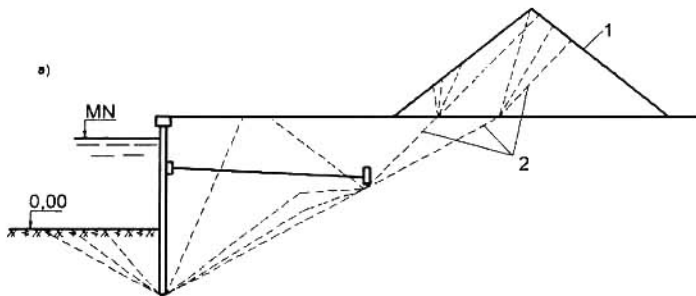
đa cực trị, đòi hỏi một khối lượng tính toán lớn, bởi vậy nên thực hiện bài toán này trên các máy vi tính.

**C.3.2.2** Khi tính toán, ổn định công trình cần xem xét các mặt trượt sau đây:

- đối với bên tường cừ: các mặt trượt đi qua chân tường cừ và chân gối neo (Hình C.7.a);
- đối với bên trọng lực: các mặt trượt vẽ qua mặt sau của đáy công trình, còn nếu có lớp đệm: qua giao điểm đáy lớp đệm với đường thẳng đứng đứng xuống từ mép sau của đáy công trình (Hình C.8.a);
- khi tải trọng có dạng đồng hàng rời rạc trên mặt nền hoặc khi nền là đất yếu: các mặt trượt nằm thấp hơn đáy công trình, chân cọc cừ hoặc gối neo (Hình C.7.b và C.8.b);
- khi ở nền công trình có lớp kẹp hoặc lớp đất loại sét: mặt trượt có một phần hoặc toàn bộ vẽ qua lớp kẹp hoặc qua mặt tiếp giáp giữa các lớp đất (Hình C.7.c và C.8.c), đồng thời chúng có thể cắt ngang các bộ phận kết cấu (cọc cừ, thanh neo, cọc v.v...);
- khi hố móng có bề mặt đi qua lớp đất loại sét và có góc nghiêng mái dốc lớn hơn góc ma sát trong của loại đất đó: mặt trượt sẽ có một phần hay toàn bộ vẽ qua bề mặt hố móng (Hình C.7.d và C.8.d).

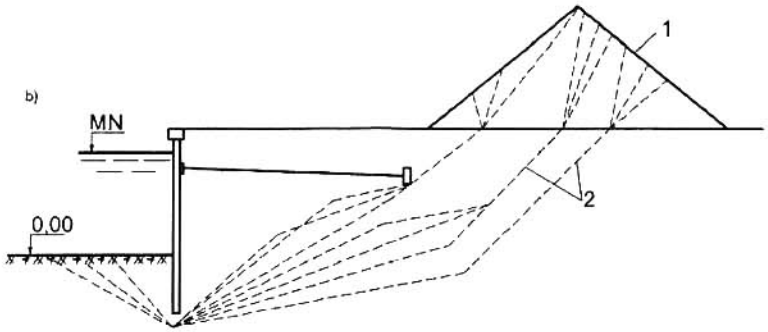
Khi dự kiến các mặt trượt khả dĩ cho phép làm như sau:

- a) Nếu không có các lớp kẹp hoặc các lớp đất loại sét thì các đoạn mặt trượt phía trước công trình và phía sau gối neo được xem là các đoạn thẳng (Hình C.7, C.8), còn giữa công trình và gối neo thì mặt trượt gồm hai mặt phẳng (Hình C.7.a, C.7.b);
- b) nếu các lớp đất nằm ngang và trên mặt đất là tải trọng phân bố đều  $q$  thì vị trí các loại mặt trượt phẳng nguy hiểm nhất phía trước công trình, phía sau gối neo (hoặc phía sau các công trình không có neo ngoài) được xác định tương ứng theo các đồ thị ở Hình C.9;
- c) trong đồng hàng rời rạc được xem như đất thì vị trí mặt trượt nguy hiểm nhất được xác định theo chỉ dẫn ở Mục C.1.4.g.

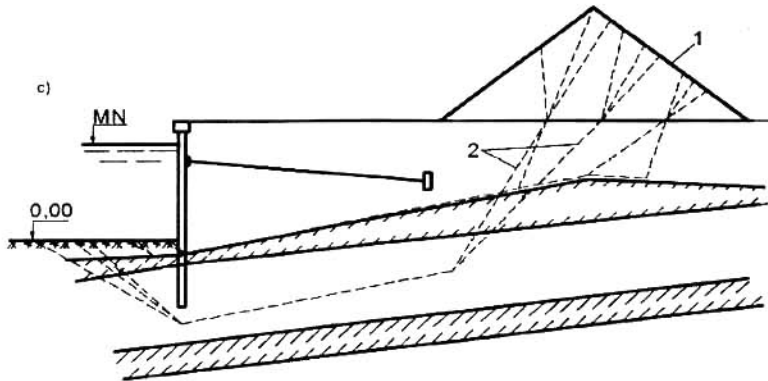


a) Cho mọi trường hợp tính toán

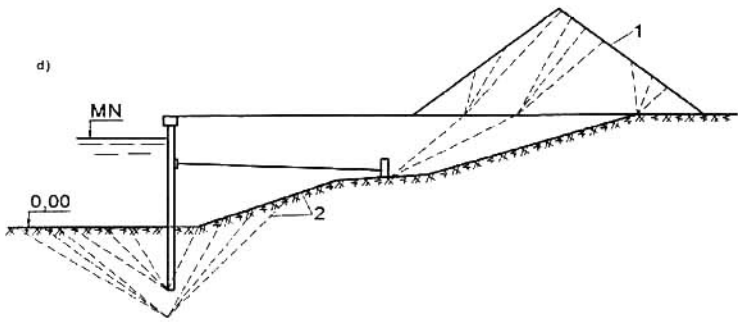
Hình C.7 – Sơ đồ các mặt trượt khả dĩ đối với kết cấu bên tường cừ (tiếp theo)



b) Khi có đồng hàng rời đổ trên mặt bên hoặc khi nền là đất yếu



c) Khi có các lớp kẹp hoặc các lớp đất loại sét



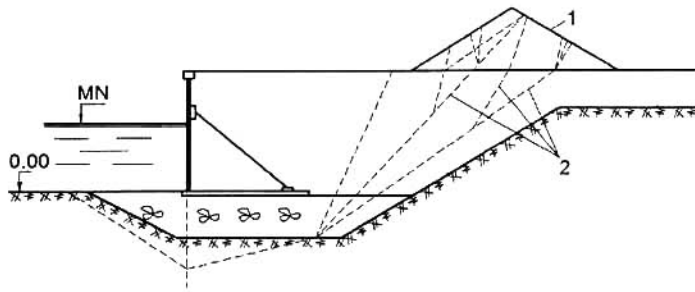
d) Khi bề mặt hố móng cắt qua lớp đất loại sét;

**CHÚ DẪN**

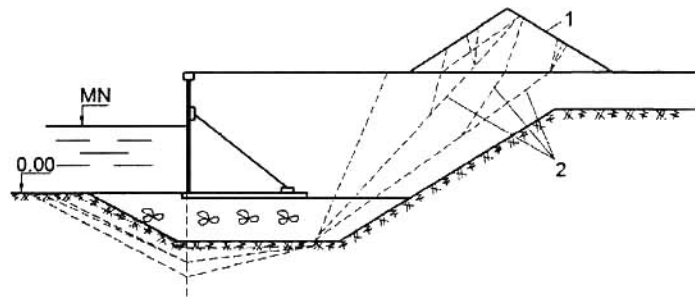
1 đồng hàng rời được xem như đất

2 mặt trượt khả dĩ

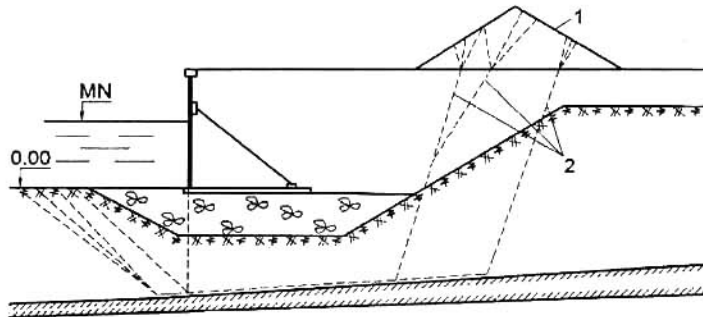
Hình C.7 – Sơ đồ các mặt trượt khả dĩ đối với kết cấu bên tường cừ (kết thúc)



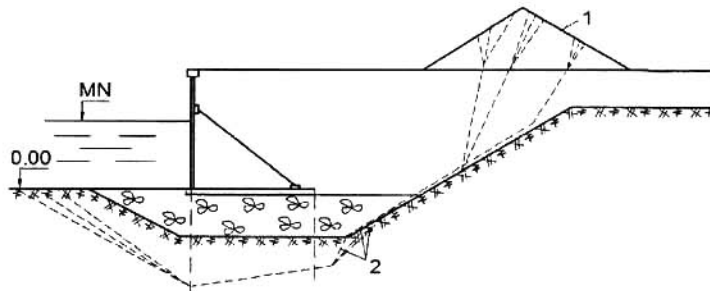
a) Cho mọi trường hợp tính toán



b) Khi có đồng hàng rời đồ trên mặt bèn hoặc khi nền là đất yếu



c) Khi có các lớp kẹp hoặc các lớp đất loại sét



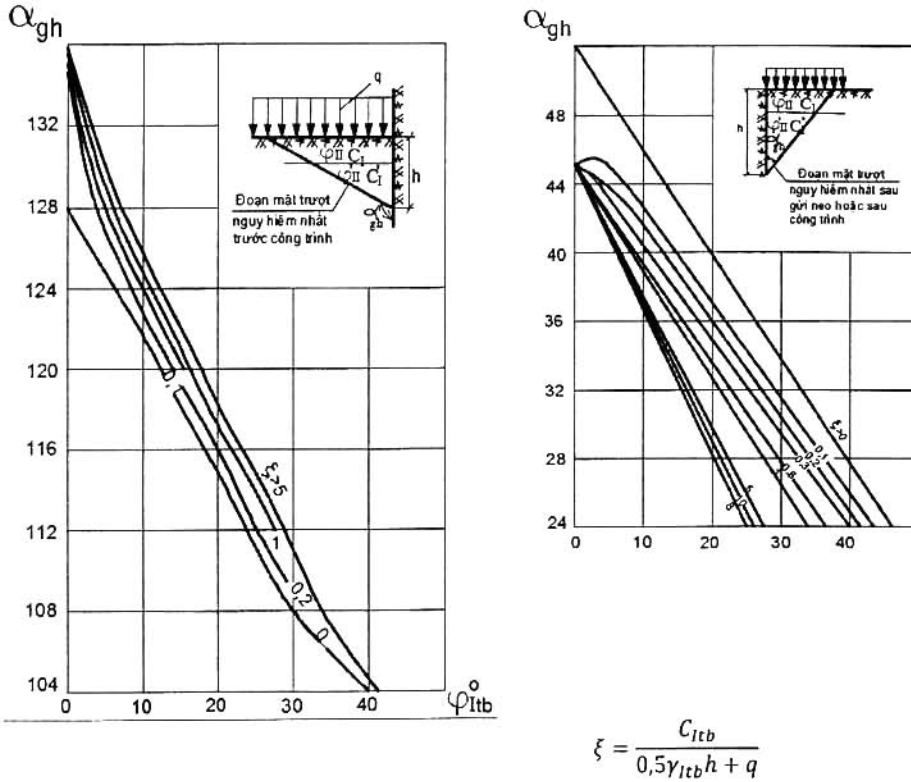
d) Khi bề mặt hố móng cát qua lớp đất loại sét;

**CHÚ DẪN**

1 đồng hàng rời được xem như đất

2 mặt trượt khả dĩ

Hình C.8 – Sơ đồ các mặt trượt khả dĩ đối với kết cấu bèn trọng lực (kết thúc)



Trong đó

$C_{Itb}, \gamma_{Itb}, \phi_{Itb}$  là các giá trị bình quân gia quyền của  $C_i, \gamma_i, \phi_i$  trong phạm vi chiều cao  $h$

**Hình C.9 – Đồ thị để xác định góc nghiêng  $\alpha_{gh}$  của các đoạn thuộc mặt trượt nguy hiểm nhất**

**C.3.2.3.** Các giá trị của  $N_p$  và  $R$  cho 1m dài công trình được xác định theo các công thức:

$$N_p = E_{t,n} + T_n \tag{C.9}$$

$$R = E_{g,n} + \sum_1^k Q_i \tag{C.10}$$

Trong đó

$E_{t,n}, E_{g,n}$  tương ứng là tổng các thành phần ngang của lực gây trượt và lực giữ (chống trượt) của áp lực đất, xác định theo chỉ dẫn Mục C.3.2.4 dưới đây;

$T_n$  tổng các thành phần ngang của các tải trọng tạm thời tác động kéo dài (trừ áp lực hông của đất) và một trong số các tải trọng tạm thời tác động nhanh, đặc trực tiếp trên công trình;

$Q_i$  thành phần nằm ngang của lực kháng trượt của cấu kiện công trình (cọc, cọc cừ v.v...) được xét đến khi mặt trượt cắt qua các cấu kiện này; giá trị  $Q_i$  đối với cọc, cọc cừ và các cấu kiện công trình khác được phép lấy bằng giá trị  $Q_{hc}$  xác định theo mục L.1 của Phụ lục L.

k số lượng các cấu kiện bị mặt trượt cắt qua;

**C.3.2.4** Các giá trị của  $E_{t,n}$  và  $E_{g,n}$  được xác định theo công thức:

$$E_{t,n} = \sum \Delta E_{n,i}^{(+)} \quad (C.11)$$

$$E_{g,n} = -\sum \Delta E_{n,i}^{(-)} \quad (C.12)$$

Trong đó  $\Delta E_{n,i}^{(+)}$  và  $\Delta E_{n,i}^{(-)}$  là các thành phần nằm ngang  $\Delta E_{n,i}$  mang dấu dương và mang dấu âm, được xác định theo các công thức:

$$\Delta E_{n,i} = \frac{G_i - c_{l,i} b_i [\text{tg}(\alpha_i + \varphi_{li}) + \text{cotg} \alpha_i]}{\text{tg} \beta_i + \text{tg}(\alpha_i + \varphi_{li})} \quad (C.13)$$

Để xác định đại lượng  $\Delta E_{n,i}$  cần chia khối đất nằm trong mặt trượt khả dĩ ra thành một số phần tử riêng rẽ bằng các mặt phẳng thẳng đứng (Hình C.10) sao cho đáy của mỗi phần tử đều có đất đồng nhất và có thể coi là đáy phẳng. Khi đó công trình phải được xem là một phần tử mà đặt phân cách là mặt phẳng đi qua mép trước và mép sau của đáy công trình. Cọc cừ và bản neo không coi là phần tử riêng rẽ nhưng các mặt phân cách được vẽ qua mép trước của chúng. Sau đó đối với từng phần tử sẽ tính toán thành phần nằm ngang  $\Delta E_{n,i}$  của áp lực đất theo công thức (C.13),

Trong đó:

$G_i$  trọng lượng của phần tử  $i$  có xét các thành phần thẳng đứng của tải trọng trên mặt phần tử;

$\alpha_i$  góc giữa đường thẳng đứng với bề mặt của đáy phần tử, tính theo chiều kim đồng hồ và được lấy không lớn hơn  $(173^\circ - \alpha_{li} - \beta_i)$ .

$\varphi_{li}$ ,  $c_{l,i}$  góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất ở đáy phần tử;

$b_i$  bề rộng của phần tử;

$\beta_i$  góc nghiêng của áp lực đất  $\Delta E_i$  so với đường trục giao của mặt phẳng phân cách, lấy theo chỉ dẫn của Bảng C.1 đối với bển tường cừ hoặc Bảng C.2 đối với bển trọng lực.

Khi tính  $\Delta E_{n,i}$ , ngoài các chỉ dẫn ở Mục C.1.4 (b-g) cần lưu ý các điểm sau:

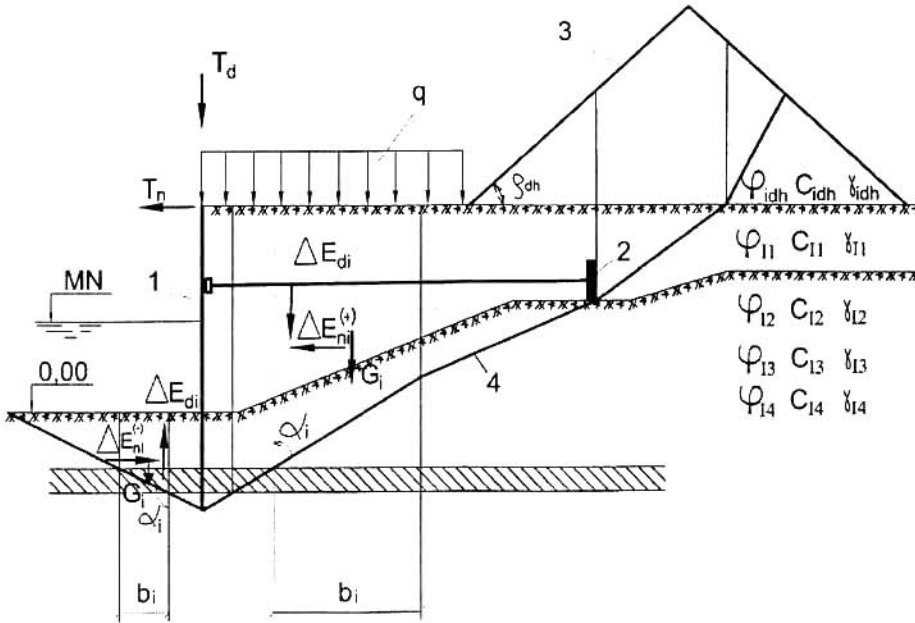
a) Trong trường hợp công trình được tách riêng ra thành một phần tử thì giá trị  $\Delta E_n$ , đối với phần tử này phải xác định sau cùng, đồng thời đưa các đại lượng  $T_d$  và  $\sum \Delta E_{d,i}$  vào giá trị trọng lượng của phần tử này.

$T_d$  tổng các thành phần thẳng đứng của các tải trọng tạm thời tác động kéo dài và một trong các tải trọng tác động nhanh (trừ áp lực hông của đất) đặt trực tiếp lên công trình:

$\Delta E_{d,i}$  thành phần thẳng đứng của áp lực đất, được xác định theo công thức:

$$\Delta E_{d,i} = \Delta E_{n,i} \text{tg} \beta_i \quad (C.14)$$

- b) Trong trường hợp công trình được tách riêng ra thành một phần tử và mặt trượt ở đáy phần tử này cắt qua các lớp đất có đặc trưng khác nhau thì khi tính  $\Delta E_{n,i}$  phải lấy giá trị bình quân gia quyền của các đặc trưng đất ở đáy phần tử này, xác định theo các khuyến nghị ở Điều 10.1.4 của Tiêu chuẩn này;
- c) Mức nước trước công trình phải lấy ở cao độ tính toán thấp nhất nếu không có áp lực nước thấm hoặc nếu sau công trình không có các phần tử có  $(\alpha_i + \varphi_i) > 90^\circ$  làm bên trên mặt trượt nguy hiểm nhất; nếu có áp lực nước thấm (do chênh lệch mực nước phía trước và phía sau công trình) thì vị trí của mực nước thường phải xác định bằng tính toán chọn nghiệm để tìm giá trị bất lợi nhất;



a) Sơ đồ xác định các giá trị  $E_{n,i}$  và  $E_{d,i}$  trong bển tường cừ

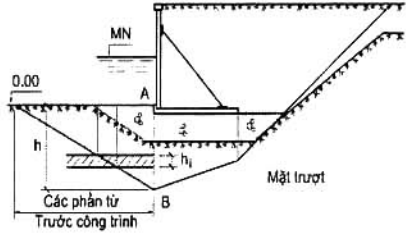
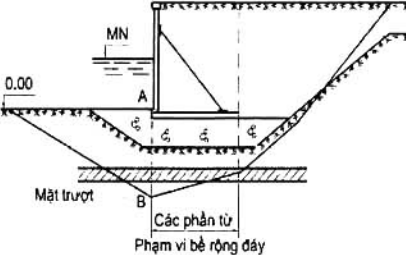
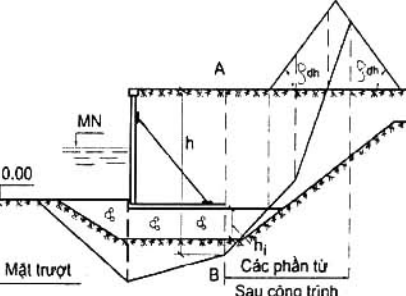
Hình C.10 – Sơ đồ tính toán ổn định công trình theo phương pháp mặt trượt gãy khúc (tiếp theo)



Bảng C.1 - Trị số  $\beta_i$  đối với bên tường cừ

Sơ đồ bố trí các phần tử	Trị số $\beta_i$ đối với bên tường cừ
	<p>Đối với các phần tử nằm trước tường cừ</p> $\beta_i = \frac{2}{3} \delta_{bq}$ <p>Khi xác định <math>\delta_{bq}</math> lấy <math>\delta_i = \varphi_{li}</math> nhưng <math>\leq 30^\circ</math>.</p>
	<p>Đối với các phần tử nằm giữa tường cừ và góI neo:</p> <p><math>\beta_i = \delta_{bq}</math> nhưng <math>\leq 20^\circ</math>, nếu <math>(\alpha_i + \varphi_{li}) &gt; 90^\circ</math>. Khi xác định <math>\delta_{bq}</math> lấy:</p> <p><math>\delta_i = \varphi_{li}</math> nếu mặt phẳng tính toán nằm trong đất;</p> <p><math>\delta_i = \frac{2}{3} \varphi_{li}</math> nếu mặt phẳng tính toán là mặt sau công trình.</p>
	<p>Đối với các phần tử nằm sau góI neo:</p> <p><math>\beta_i = \delta_{bq}</math> nhưng <math>\leq 20^\circ</math>, nếu <math>(\alpha_i + \varphi_{li}) &gt; 90^\circ</math>. Khi xác định <math>\delta_{bq}</math> lấy:</p> <p><math>\delta_i = \varphi_{li}</math> nếu mặt phẳng tính toán nằm trong đất;</p> <p><math>\delta_i = \frac{2}{3} \varphi_{li}</math> nếu mặt phẳng tính toán trùng với mặt góI neo;</p>
<p>Trong đó:</p> <p><math>\delta_{bq}</math> - trị số bình quân gia quyền của góc ma sát giữa đất với mặt phẳng tính toán AB trong phạm vi chiều cao h, xác định theo công thức: <math display="block">\delta_{bq} = \frac{\sum \delta_i h_i}{h}</math></p> <p><math>\delta_i</math> - góc ma sát của lớp đất i trên mặt phẳng AB</p> <p><math>h_i</math> - chiều cao lớp đất i tại mặt phẳng AB</p> <p><math>\varphi_{li}</math> - góc ma sát trong của lớp đất i tại mặt phẳng AB</p>	

Bảng C.2 - Trị số  $\beta_i$  đối với bên trọng lực

Sơ đồ bố trí các phần tử	Trị số $\beta_i$ đối với bên trọng lực
	<p>Đối với các phần tử nằm trước công trình</p> $\beta_i = \frac{2}{3} \delta_{bq}$ <p>Khi xác định <math>\delta_{bq}</math> lấy <math>\delta_i = \varphi_{li}</math> nhưng <math>\leq 30^\circ</math>.</p>
	<p>Đối với các phần tử nằm trong phạm vi đáy công trình: <math>\beta_i = 0</math></p>
	<p>Đối với các phần tử nằm sau công trình:</p> $\beta_i = \delta_{bq} \text{ nhưng } \leq 20^\circ, \text{ nếu } (\alpha_i + \varphi_{li}) > 90^\circ .$ <p>Khi xác định <math>\delta_{bq}</math> lấy:</p> $\delta_i = \varphi_{li} \text{ nếu mặt phẳng tính toán nằm trong đất;}$ $\delta_i = \frac{2}{3} \varphi_{li} \text{ nếu mặt phẳng tính toán trùng với mặt sau công trình;}$
<p>Trong đó</p> <p><math>\delta_{bq}</math> trị số bình quân gia quyền của góc ma sát giữa đất với mặt phẳng tính toán AB trong phạm vi chiều cao h, xác định theo công thức: <math display="block">\delta_{bq} = \frac{\sum \delta_i h_i}{h}</math></p> <p><math>\delta_i</math> góc ma sát của lớp đất i trên mặt phẳng AB</p> <p><math>h_i</math> chiều cao lớp đất i tại mặt phẳng AB</p> <p><math>\varphi_{li}</math> góc ma sát trong của lớp đất i tại mặt phẳng AB</p>	

d) Trong các phần tử có  $(\alpha_i + \varphi_{hi}) \leq 90^\circ$  cần phải:

- xét đến hoạt tải trên bề mặt phần tử;
- lấy hệ số đảm bảo của tải trọng là  $n = 1,1$  đối với trọng lượng đất, và  $n = 1,3$  đối với trọng lượng của hàng rời đổ đống.

e) Trong các phần tử có  $(\alpha_i + \varphi_{hi}) > 90^\circ$  cần phải:

- không xét đến hoạt tải trên bề mặt phần tử, trừ tải trọng của đống hàng rời;
- lấy hệ số đảm bảo của tải trọng là  $n = 0,9$  đối với trọng lượng đất, và  $n = 1,0$  đối với trọng lượng của hàng rời đổ đống.

f) Nếu mặt trượt trùng với bề mặt hố móng (hoặc mặt đáy tự nhiên) thì phải lấy  $\varphi_{hi} = \varphi_{nI}$  và  $c_{hi} = c_{nI}$  (trong đó  $\varphi_{nI}$  và  $c_{nI}$  - góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất trên bề mặt hố móng, xác định theo Điều 7.8 của Tiêu chuẩn này, có xét đến các khuyến nghị ở Mục C.1.4.d trên đây).

CHÚ THÍCH Đối với các phần tử nằm trước công trình (khi mặt trượt ở đoạn này là phẳng) thì cho phép không phải tính các trị số  $\Delta E_{nI}$ , mà lấy tổng của chúng bằng  $\Delta E_{n,n}$ , nhưng đồng thời trong công thức (1) phải lấy  $m_d = 1$  (trong đó  $\Delta E_{n,n}$  - thành phần nằm ngang của áp lực đất bị động trước công trình).

Đối với các phần tử nằm sau bản neo hoặc nằm sau các công trình không có neo ngoài thì cũng cho phép không phải tính các trị số  $\Delta E_{nI}$ , mà lấy tổng của chúng bằng  $E_{a,n}$  (trong đó  $E_{a,n}$  - thành phần nằm ngang của áp lực đất chủ động trên mặt phẳng thẳng đứng vẽ qua mép sau của trụ neo hoặc mép sau của đáy công trình không có neo ngoài).

### C.3.3 Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn

C.3.3.1 Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn được tiến hành như sau:

a) dự kiến các tâm của các cung trượt khả dĩ có xét đến cấu tạo địa chất của nền, kết cấu công trình và dạng tải trọng theo Mục C.3.3.2 dưới đây;

b) từ một trong các tâm trượt ta vẽ một cung, xem đó là một cung trượt khả dĩ, với cung trượt này sẽ tiến hành đánh giá độ ổn định của khối đất và công trình theo điều kiện (1), trong đó lấy  $m_d = 1$ , còn các giá trị  $N_p$  và  $R$  được xác định theo Mục C.3.3.3 dưới đây [nếu điều kiện (1) không thỏa mãn thì ngừng tính toán, và để đảm bảo ổn định công trình cần phải thay đổi các kích thước gabari của công trình, giảm tải trọng, hoặc dùng các giải pháp kết cấu khác];

c) theo cách làm tương tự để tiến hành đánh giá ổn định công trình cho cung trượt khả dĩ khác; số lượng và vị trí các cung trượt điều chỉnh dần trong quá trình tính toán nhằm tìm được cung trượt nguy hiểm nhất ứng với giá trị nhỏ nhất của đại lượng  $(\frac{m \cdot m_d}{k_n} R - n_c N_p)$

Cần nhớ rằng việc xác định cung trượt nguy hiểm nhất thường là bài toán biến phân đa cực trị.

**C.3.3.2** Khi tính toán ổn định công trình cần xem xét các cung trượt sau đây:

- đối với bến tường cừ: các cung trượt đi qua chân tường cừ;
- đối với bến trọng lực: các cung trượt đi qua mép sau của đáy công trình, còn nếu có lớp đệm: đi qua mép sau của lớp đệm;
- đối với bến kiểu bệ cọc: các cung trượt vẽ qua chân cọc của hàng trước và chân cọc của hàng trong cùng;
- khi tải trọng có dạng đồng hàng rời đổ trên bến hoặc khi nền là đất yếu ( $E < 5 \text{ MPa}$ , tức  $E < 50 \text{ kG/cm}^2$ ): các cung trượt nằm thấp hơn đáy công trình, chân cọc cừ (hoặc hàng cọc) hoặc gối neo;
- khi nền công trình có các lớp kẹp hoặc các lớp đất loại sét: các cung trượt đi qua các lớp kẹp hoặc qua mặt tiếp giáp giữa các lớp; đồng thời các cung trượt này có thể cắt qua các cấu kiện công trình (cọc cừ, thanh neo, cọc v.v...).

**C.3.3.3** Khi xác định  $N_p$  và  $R$  thì dùng các mặt phẳng thẳng đứng để chia khối đất nằm bên trong cung trượt (Hình C.11) ra thành  $n$  phần tử có bề rộng như nhau (thường bề rộng phần tử bằng  $0,1 r$  hoặc  $1-2 \text{ m}$ ).

Các trị số  $N_p$  và  $R$  cho  $1\text{m}$  dài công trình được tính theo công thức:

$$N_p = M_t = r \sum_1^n G_i \sin \alpha_i + \sum \Delta M_i \quad (\text{C.15})$$

$$R = M_g = r \cdot (\sum_1^n G_i \cos \alpha_i \cdot tg \varphi_{ll,i} + \sum_1^n c_{ll,i} \cdot l_1 + \sum_1^k Q_1) \quad (\text{C.16})$$

Trong đó:

- $M_t$  tổng các mô men lực gây trượt công trình, tính đối với tâm cung trượt đã chọn;
- $M_g$  tổng các mô men lực giữ cho công trình khỏi trượt, tính đối với tâm cung trượt đã chọn;
- $G_i$  trọng lượng của phần tử  $i$  có tính cả các thành phần đứng của tải trọng trên bề mặt phần tử;
- $\alpha_i$  góc giữa đường thẳng đứng và bán kính  $r$  vẽ đến điểm giữa của phần tử  $i$ , bằng:

$$\alpha_i = \arcsin \frac{S_i}{r} \quad (\text{C.17})$$

$S_i$  khoảng cách theo chiều nằm ngang từ tâm cung trượt đến điểm giữa của phần tử  $i$  (lấy với dấu trừ cho các phần tử nằm bên trái đường thẳng đứng đi qua tâm trượt);

$\sum \Delta M_i$  tổng các mô men do các thành phần thẳng đứng và nằm ngang của các tải trọng tạm thời

tác động kéo dài ( $T_{n,kd}$  và  $T_{d,kd}$ ) và một trong các tải trọng tạm thời tác động nhanh ( $T_{n,nh}$  và  $T_{d,nh}$ ) đặt trực tiếp vào công trình và làm cho công trình quay quanh tâm cung trượt đã chọn;

$\varphi_{l,i}$ ,  $c_{ll,i}$  góc ma sát trong và lực dính đơn vị ở nền của phần tử  $i$ ;

## TCVN 12250:2018

$l_i$  chiều dài cung ở nền của phần tử  $i$ ;

$Q_i$  lực kháng trượt của cấu kiện công trình (thanh neo, cọc, cọc cừ v.v....), vuông góc với bán kính  $r$ , được xét đến khi cung trượt cắt qua cấu kiện và tính toán theo chỉ dẫn ở Mục C.3.3.4 dưới đây;

$k$  số các cấu kiện bị cung trượt cắt qua.

Khi xác định  $N_p$  và  $R$  phải lưu ý những điểm sau đây:

a) các hệ số đảm bảo của tải trọng, của đất và của vật liệu đều lấy bằng 1;

b) khi không có áp lực nước thấm thì mực nước trước công trình lấy ở cao độ tính toán thấp nhất; khi có áp lực nước thấm (do chênh lệch mực nước trước bến và mực nước ngầm sau bến) thì phải tính toán để chọn vị trí bất lợi nhất của mực nước trước bến;

c) hoạt tải phân bố đều ở vùng mép bến được đặt cách đường mép bến một đoạn bằng:

$$l_q = r \sin \alpha - a \quad (C.18)$$

Trong đó

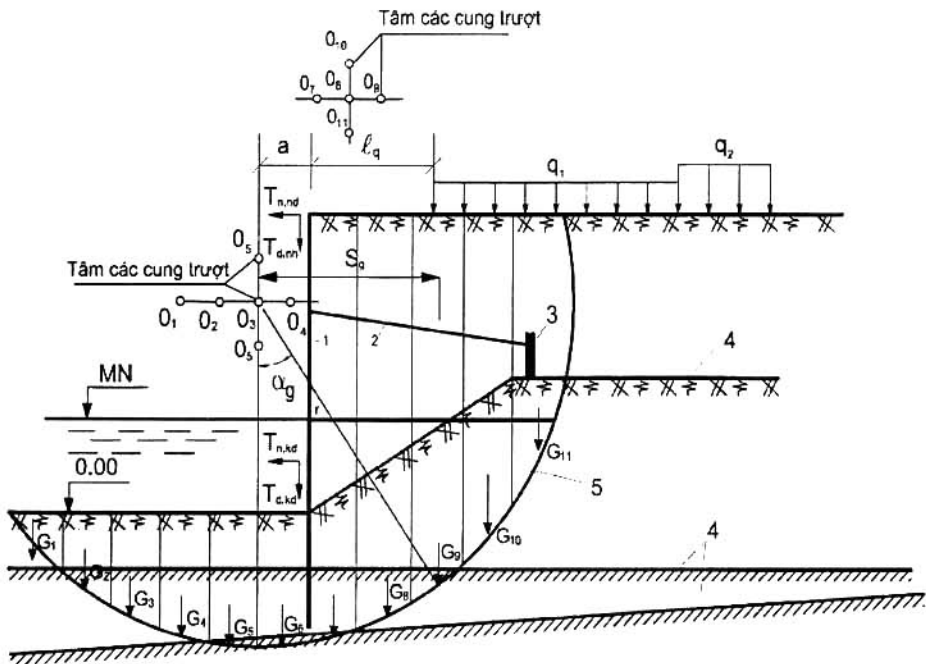
$\alpha$  góc giữa đường thẳng đứng và bán kính  $r$  vẽ đến nền của phần tử  $i$  mà với nó  $\alpha = \varphi_{n,i}$ ;

$a$  khoảng cách từ tâm cung trượt đến mặt trước công trình.

d) nếu cung trượt cắt qua lớp mặt của đất loại sét ở móng (hoặc mặt đáy tự nhiên) thì trong phạm vi 0,25 m của lớp này sẽ lấy  $\varphi_{n,i} = \varphi_{n,II} \cdot c_{II,i} = c_{n,II}$  (trong đó  $\varphi_{n,II}$  và  $c_{n,II}$  - góc ma sát trong và lực dính đơn vị ở bề mặt hố móng, có xét đến các khuyến nghị ở Mục C.1.4.d trên đây);

e) trong phạm vi một phần tử nếu cung trượt cắt qua lớp đất có các đặc trưng khác nhau thì trong tính toán sẽ lấy giá trị bình quân gia quyền của các đặc trưng ở đáy phần tử

g) nếu tâm cung trượt nằm thấp hơn mặt đất thì đoạn mặt trượt hình cung nằm cao hơn tầm được thay bằng mặt phẳng thẳng đứng.



### CHÚ DẪN

- |                     |                         |
|---------------------|-------------------------|
| 1 Cọc cừ            | 2 Thanh neo             |
| 3 Gối neo           | 4 Ranh giới các lớp đất |
| 5 Cung trượt khả dĩ |                         |

**Hình C. 11 – Sơ đồ tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn**

**C.19.** Lực kháng trượt của các thanh neo, cọc neo, cọc cừ hoặc các cấu kiện khác khi bị cung trượt cắt qua được xác định như sau:

- lực kháng trượt  $Q_i$  của cọc neo, cọc cừ và các cấu kiện khác được phép lấy bằng  $Q_{hc}$  tính theo chỉ dẫn ở Phụ lục L;
- lực kháng trượt  $Q_n$  của thanh neo được phép lấy bằng  $Q_n$ , xác định theo công thức:

$$Q_n = \frac{Q_d}{\cos \varepsilon} (\cos \delta \cdot \text{tg} \alpha_{ll,n} + \sin \delta) \quad (\text{C.19})$$

Trong đó

$Q_d$  lực kháng trượt của khối đất nằm giữa gối neo và mặt trượt (cho 1m dài công trình), lấy không lớn hơn  $R_n$ ;

$R_n$  thành phần nằm ngang của nội lực trong thanh neo (cho 1m dài công trình) lấy từ kết quả tính toán tĩnh học;

$\alpha_{ll,n}$  góc ma sát trong của đất tại vị trí mặt trượt cắt qua thanh neo;

$\varepsilon$  góc nghiêng của thanh neo so với đường nằm ngang;

$\zeta$  góc lệch của thanh neo so với đường kính vẽ tới giao điểm giữa mặt trượt với thanh neo, lấy với dấu "trừ" khi thanh neo lệch theo chiều kim đồng hồ (Hình C.12).

Khi dùng bản neo thẳng đứng và  $h_{bn} \geq \frac{1}{3}t_{bn}$  (Hình C.12) thì được phép xác định  $Q_d$  theo công thức:

$$Q_d = (k'_n \cdot E_{n,n} - k'_a \cdot E_{a,n}) \frac{b_{bn}}{l_n} \quad (C.20)$$

Trong đó

$h_{bn}, b_{bn}$  chiều cao và chiều rộng bản neo;

$t_{bn}$  độ chôn sâu của chân bản neo so với mặt đất;

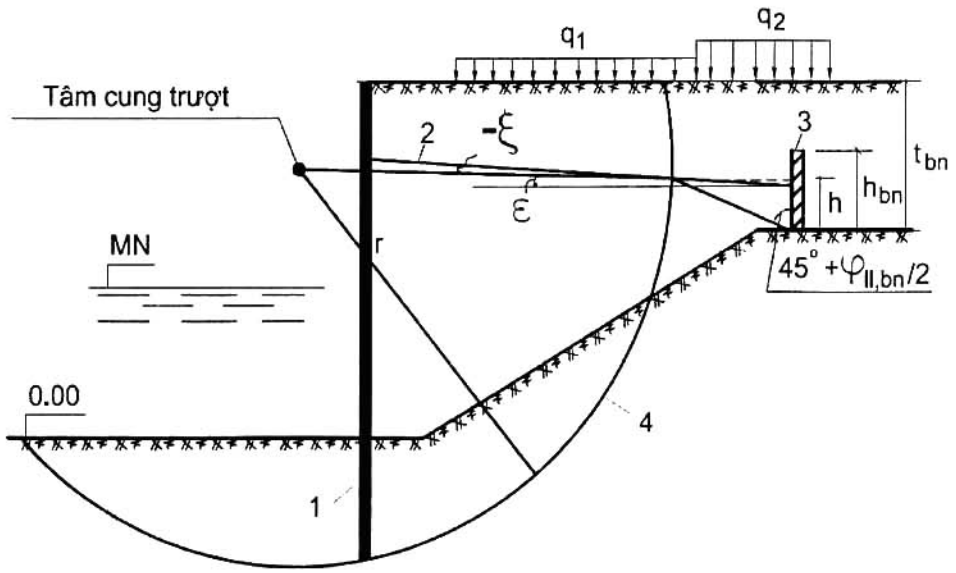
$k'_n, k'_a$  các hệ số dùng để xét sự làm việc không gian của đất trong lăng thể ép trôi và trong lăng thể sụt tại gó neo; giá trị của các hệ số này được phép xác định theo các công thức (H.58) và (H.59) của Phụ lục H khi  $y = 0,5h$  đối với  $k'_n$  và khi  $y = 0,5t_{bn}$  đối với  $k'_a$ ;

$\varphi_{II, bn}$  góc ma sát trong của đất trước bản neo trong phạm vi chiều cao  $h$ ;

$E_{n,n}$  thành phần nằm ngang của áp lực đất bị động nằm giữa bản neo và cung trượt trong phạm vi chiều cao  $h$ ; giá trị  $E_{n,n}$  được xác định theo chỉ dẫn ở Phụ lục H, trong đó lấy  $\delta = 0$  và xem lớp đất nằm bên trên trong khoảng chiều cao  $(t_{bn} - h)$  là tải trọng thẳng đứng phân bố đều;

$E_{a,n}$  thành phần nằm ngang của áp lực đất chủ động trên bản neo trong phạm vi chiều cao  $t_{bn}$ , xác định theo chỉ dẫn ở Phụ lục H có xét đến tải trọng sau bản neo, lấy  $\delta = (2/3)\varphi_{II}$  trong phạm vi  $h_{bn}$  và  $\delta = \varphi_{II}$  trong phạm vi  $(t_{bn} - h_{bn})$ ;

$l_n$  khoảng cách (tim đến tim) giữa các thanh neo.

**CHÚ DẪN**

- 1 Cọc cừ
- 2 Thanh neo
- 3 Gối neo
- 4 Cung trượt khả dĩ

**Hình C.12 – Sơ đồ xác định lực kháng trượt của khối đất nằm giữa bàn neo và cung trượt**

**Phụ lục D**

(Tham khảo)

**Tính toán và thiết kế kết cấu neo****D.1 Tính toán kết cấu neo bao gồm:**

- tính toán gối neo;
- tính toán độ bền thanh neo;
- tính toán các nút liên kết và nối thanh neo.

Trong Phụ lục này trình bày các chỉ dẫn về tính toán các bản neo thẳng đứng (các mục D.2), các thanh neo (các Mục D.3), các nút kiểu khớp để liên kết và nối thanh neo (các mục D.4), và các yêu cầu về cấu tạo đối với kết cấu neo (các Mục D.5).

**D.2 Tính toán các bản neo thẳng đứng****D.2.1 Tính toán các bản neo thẳng đứng bao gồm:**

- tính toán ổn định;
- tính toán về biến dạng;
- tính toán độ bền;
- tính toán các bản neo bê tông cốt thép về mở rộng vết nứt.

Các tính toán về ổn định và về độ bền, cũng như các tính toán về biến dạng của các bản neo trong kết cấu bến tường cừ, phải tiến hành theo nhóm các trạng thái giới hạn thứ nhất. Các tính toán khác được thực hiện theo nhóm các trạng thái giới hạn thứ hai.

**D.2.2 Tính toán ổn định**

**D.2.2.1** Tính toán ổn định các bản neo thẳng đứng khi góc nghiêng của thanh neo  $\leq 15^\circ$  so với đường nằm ngang được tiến hành xuất phát từ điều kiện:

$$n_c(T_{n,b} + \rho E_{a,n}) \leq \frac{mm_d}{k_n} \rho E_{n,n} \quad (D.1)$$

Trong đó

$n_c, m, k_n$  như trong công thức (C.1) của Tiêu chuẩn này;

$T_{n,b}$  thành phần nằm ngang của nội lực trong thanh neo truyền sang bản neo; trị số  $T_{n,b}$  cho phép xác định theo công thức:

$$T_{n,b} = R_n l_n \frac{\gamma_{lat} h_{tb} L_d}{4} \quad (D.2)$$

$R_n$  phản lực ngang tại điểm thanh neo liên kết với cấu kiện tường mặt (cho 1m dài công trình), xác định theo chỉ dẫn tính toán từng loại công trình bến;

$l_n$  khoảng cách giữa các thanh neo;

$\gamma_{lat}$  trọng lượng riêng của đất lấp nằm cao hơn các thanh neo, được xác định với hệ số đảm bảo của tải trọng là  $n = 0,9$ ;

$h_{tb}$  chiều dày trung bình của lớp đất bên trên thanh neo;

$L$  chiều dài thanh neo, xác định theo chỉ dẫn tính toán từng loại công trình bến;

$d$  đường kính hoặc bề dày thanh neo có xét cả lớp chống gỉ;

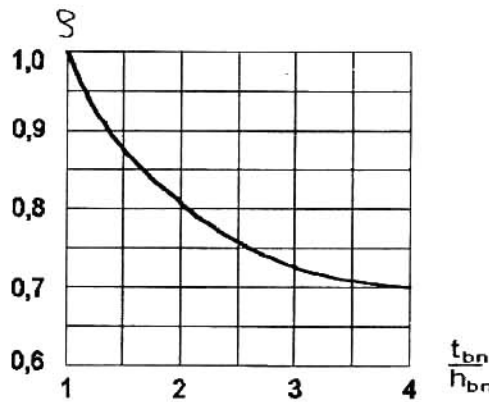
$\rho$  hệ số, lấy theo đồ thị trên Hình D.1;

$E_{a,n}$  thành phần nằm ngang của áp lực đất chủ động, xác định theo chỉ dẫn ở Mục D.2.2.2 dưới đây;

$m_d$  hệ số phụ điều kiện làm việc, lấy bằng 1;

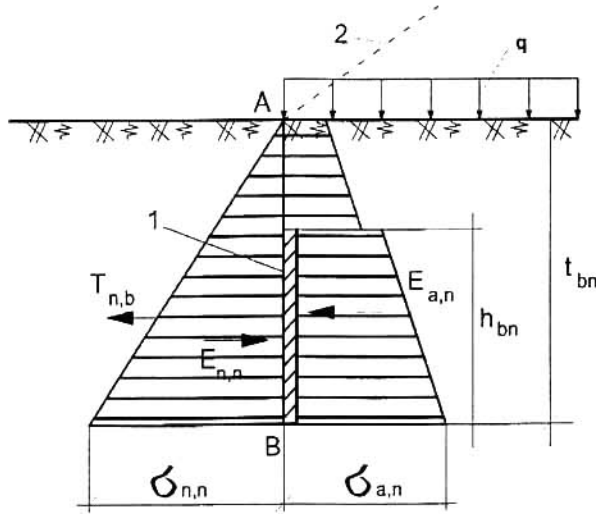
$E_{n,n}$  thành phần nằm ngang của áp lực đất bị động, xác định theo chỉ dẫn ở Mục D.2.2.3 dưới đây.

Các giá trị  $R_n$ ,  $E_{a,n}$  và  $E_{n,n}$  được tính toán với mực nước cao nhất trước bến.



Hình D.1 - Đồ thị để xác định hệ số  $\rho$

**D.2.2.2** Áp lực đất chủ động  $E_{a,n}$  được xác định cho bề mặt tính toán AB (Hình D.2) trong phạm vi độ chôn sâu  $t_{b,n}$  của bản neo; trong đó hoạt tải trên mặt bến được đặt từ mặt phẳng tính toán trở vào.



**CHỈ DẪN**

- 1 bản neo
- 2 đồng hàng rời đổ trên bển

**Hình D.2 - Sơ đồ tính toán ổn định bản neo thẳng đứng**

Khi mặt bển là mặt nằm ngang, với hoạt tải phân bố đều q đặt từ bản neo trở vào và khoảng hở giữa các bản neo  $\leq 0,2 l_n$  thì thành phần nằm ngang  $E_{a,n}$  của áp lực chủ động của đất đồng nhất trên bản neo được tính theo công thức:

$$E_{a,n} = (q + 0,5 \gamma_{ld}t) \lambda_{a,n1} t l_n + (q + \gamma_{ld}t + 0,5 \gamma_{ld}h_{bn}) h_{bn} \lambda_{a,n2} t l_n \quad (D.3)$$

Trong đó

$\gamma_{ld}$  trọng lượng riêng của đất lấp sau bản neo, được xác định với hệ số đảm bảo của tải trọng là  $n = 1,1$ ;

t độ chôn sâu của đỉnh bản neo tính từ mặt đất lấp;

$h_{bn}$  chiều cao bản neo;

$\lambda_{a,n1}, \lambda_{a,n2}$  các hệ số thành phần nằm ngang của áp lực đất chủ động, xác định theo Bảng H.1 của Phụ lục H

khi  $\varepsilon = 0$  và tương ứng  $\delta = \varphi_{ld}$  và  $\delta = 2/3 \varphi_{ld}$

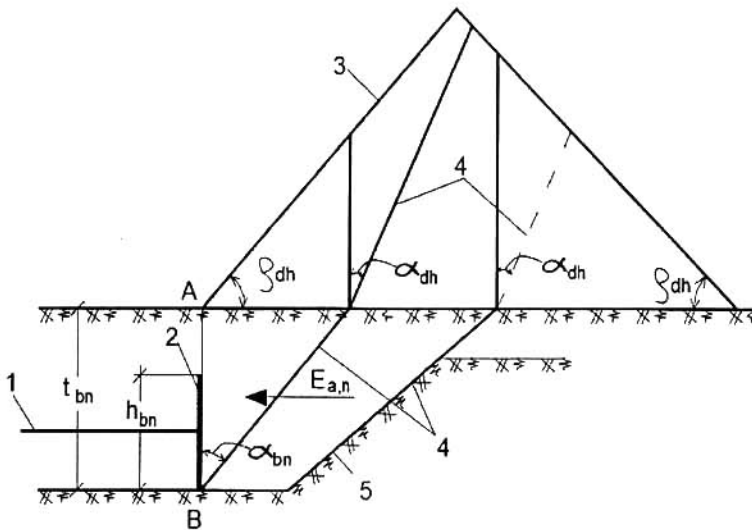
$\varphi_{ld}$  góc ma sát trong của đất lấp sau bản neo.

Trong các trường hợp khác, thành phần nằm ngang  $E_{a,n}$  của áp lực đất chủ động trên bản neo được xác định theo chỉ dẫn ở Phụ lục H, khi đó cần lưu ý các điểm sau:

a) nếu bản neo nằm dưới đồng hàng rời đổ trên bến thì trị số  $E_{a,n}$  phải xác định theo công thức (H.30) của Phụ lục H, khi đó phải đặt đồng hàng ở phía sau mặt phẳng tính toán AB và lấy mặt sụt nguy hiểm theo đường gãy khúc (Hình D.3). Góc nghiêng của mặt sụt nguy hiểm nhất sau bản neo cho đoạn nằm dưới đất ( $\alpha_{bn}$ ) và cho đoạn nằm trong đồng hàng ( $\alpha_{dh}$ ) được phép xác định theo các đồ thị trên Hình D.4 theo các quy định ghi trên hình;

b) khi khoảng hở giữa các bản neo  $\leq 0,2 l_n$  thì trị số  $E_{a,n}$  phải xác định cho chiều dài  $l_n$ ;

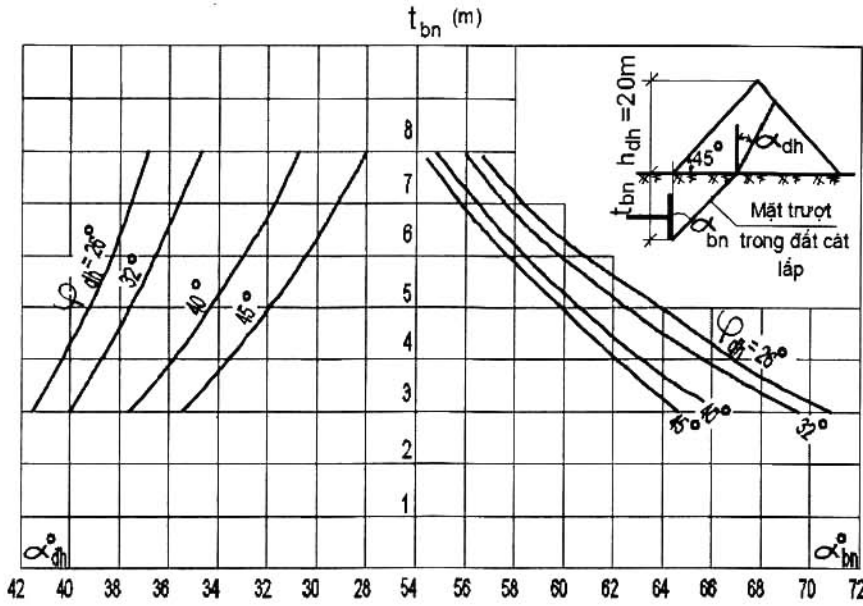
c) khi khoảng hở giữa các bản neo  $> 0,2 l_n$  thì trị số  $E_{a,n}$  phải xác định như đối với trụ riêng rẽ theo chỉ dẫn ở Mục H.2.1.8 của Phụ lục H.



#### CHÚ DẪN

- 1 Thanh neo
- 2 Bản neo
- 3 Đồng hàng rời đổ trên bến
- 4 Mặt sụt nguy hiểm nhất
- 5 Mặt hồ móng

**Hình D.3 - Sơ đồ xác định áp lực đất chủ động lên bản neo khi bản neo nằm dưới đồng hàng rời đổ trên bến**



Hình D.4 - Đồ thị để xác định các góc nghiêng  $\alpha_{bn}$  và  $\alpha_{dh}$  của mặt sụt nguy hiểm nhất sau bản neo

D.2.2.3 Áp lực đất bị động  $E_{n,n}$  được xác định cho mặt phẳng tính toán AB (hình D.2) trong phạm vi độ chôn sâu  $t_{bn}$  của bản neo, khi đó không xét đến hoạt tải trên mặt bển.

Khi mặt bển là mặt nằm ngang, và khoảng hở giữa các bản neo  $\leq 0,2 l_n$  thì thành phần nằm ngang của áp lực bị động của đất đồng nhất  $E_{n,n}$  trên một bản neo được tính theo công thức:

$$E_{n,n} = 0.5 \gamma_{ldl} t_{bn}^2 \lambda_{n,n} l_n \quad (D.4)$$

Trong đó

$\gamma_{ldl}$  trọng lượng riêng của đất lấp trước bản neo, xác định với hệ số đảm bảo của tải trọng là  $n = 0,9$ ;

$\lambda_{n,n}$  hệ số thành phần nằm ngang của áp lực đất bị động, xác định theo Bảng H.2 của Phụ lục H khi  $\varepsilon = 0$  và  $\delta = \varphi_{ldl}$ .

$\varphi_{ldl}$  góc ma sát trong của đất lấp trước bản neo.

Trong các trường hợp khác, thành phần nằm ngang  $E_{n,n}$  của áp lực đất bị động được xác định theo chỉ dẫn ở Phụ lục H, khi đó cần lưu ý các điểm sau:

- a) khi khoảng hở giữa các bản neo  $\leq 0,2 l_n$  thì trị số  $E_{n,n}$  phải xác định theo chiều dài  $l_n$ ;
- b) khi khoảng hở giữa các bản neo  $> 0,2 l_n$  thì trị số  $E_{n,n}$  phải xác định như đối với các trụ riêng rẽ, theo chỉ dẫn ở Mục H.2.2.3 của Phụ lục H.

### D.2.3 Tính toán về biến dạng

Tính toán biến dạng các bản neo được tiến hành từ điều kiện:

$$U \leq U_{gh} \quad (D.5)$$

Trong đó

$U$  trị số vị dịch ngang của bản neo, xác định theo công thức:

$$U = \frac{T_{n,b} + \rho \cdot E_{a,n}}{h_{bn} b_{bn} k_m} \quad (D.6)$$

$T_{n,b}$  thành phần nằm ngang của nội lực trong thanh neo, xác định theo công thức (D.2);

$\rho$  hệ số, lấy theo đồ thị trên Hình D.1;

$E_{a,n}$  thành phần nằm ngang của áp lực đất chủ động, xác định theo chỉ dẫn ở Mục D.2.2.2 trên đây;

$h_{bn}, b_{bn}$  chiều cao và bề rộng bản neo;

$k_m$  hệ số mềm của đất trước bản neo, phụ thuộc vào loại đất, độ chặt của đất, độ chôn sâu của bản neo v.v...; đối với đất cát có độ chặt trung bình khi  $h_{bn} \geq \frac{1}{3} t_{bn}$  nên lấy  $k_m = 8MN/m^3$  ( $800 T/m^3$ );

$t_{bn}$  độ chôn sâu của chân bản neo tính từ mặt đất lấp;

$U_{gh}$  trị số giới hạn của độ vị dịch ngang của bản neo, lấy bằng trị số giới hạn của độ vị dịch ngang của tường cừ ở cao độ gấn thanh neo, xác định theo Bảng 11 của Tiêu chuẩn này.

Các trị số  $E_{a,n}$  và  $T_{n,b}$  trong tính toán các bản neo trong bển tường cừ được xác định với hệ số vượt tải của tải trọng và của đất theo nhóm các trạng thái giới hạn thứ nhất, còn đối với các bản neo khác thì lấy hệ số vượt tải của tải trọng và của đất bằng 1.

Chiều cao bản neo phải lấy  $\geq \frac{1}{3} t_{bn}$ .

### D.2.4 Tính toán độ bền

**D.2.4.1** Tính toán độ bền của các bản neo bằng bê tông cốt thép phải thực hiện theo các quy định của TCVN 4116-85 "Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công - Tiêu chuẩn thiết kế". Tính toán độ bền của các bản neo bằng cọc ván thép – theo các quy định của TCVN 5575:2012 "Kết cấu thép - Tiêu chuẩn thiết kế". Khi đó hệ số phụ điều kiện được lấy bằng 1.

**D.2.4.2** Tính toán độ bền của các bản neo được tiến hành với các nội lực sinh ra do tác động của phản áp lực đất trước bản neo (Hình D.5). Cường độ của phản áp lực đất ở cao độ đáy và đỉnh bản neo được xác định theo công thức:

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{T_{n,b}}{b_{bn} h_{bn}} \left( 1 \pm \frac{6e}{h_{bn}} \right) \quad (D.7)$$

Trong đó

$T_{n,b}$  thành phần nằm ngang của nội lực trong thanh neo, tính theo công thức (D.2) với mực nước thấp nhất trước bến;

$b_{bn}, h_{bn}$  bề rộng và chiều cao của bản neo;

$e$  khoảng cách từ giữa chiều cao bản neo đến điểm liên kết thanh neo.

Khi chiều cao của bản neo  $< 1,5$  m, cũng như trong những trường hợp khi  $\sigma_{max} < 1,5\sigma_{min}$  thì cường độ của phản áp lực đất được phép lấy phân bố đều theo chiều cao và chiều rộng bản bằng cách tính theo công thức.

$$\sigma = \frac{T_{n,b}}{b_{bn} \cdot h_{bn}}; \tag{D.8}$$

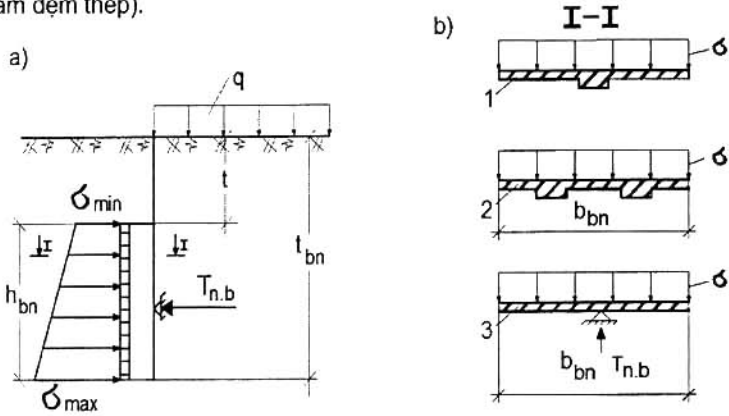
**D.2.4.3** Nội lực trong bản neo theo phương thẳng đứng được xác định bằng cách tính toán bản như một dầm có hai côngxon với điểm gối tại vị trí liên kết thanh neo (Hình D.5.a).

Khi trị số  $e \leq \frac{1}{20} h_{bn}$  thì mô men uốn lớn nhất  $M_{max}$  (cho bề rộng  $b_{bn}$ ) được phép xác định theo công thức:

$$M_{max} = 0,125T_{n,b}b_{bn}; \tag{D.9}$$

Trong đó:  $e, T_{n,b}, h_{bn}, b_{bn}$  như trong công thức (D.7).

Trong các bản neo có mặt cắt chữ nhật mô men uốn lớn nhất (cho bề rộng  $b_{bn}$ ) phải giảm đi một lượng là  $0,1 T_{n,b}h_{qt}$  nhằm xét ảnh hưởng của tấm đệm thép dùng để truyền nội lực  $T_{n,b}$  sang bản neo (trong đó  $h_{qt}$  – chiều cao tấm đệm thép).



a) Sơ đồ tính toán để xác định nội lực theo phương thẳng đứng

b) Sơ đồ tính toán để xác định nội lực theo phương ngang;

**CHÚ DẪN**

- 1 bản neo tiết diện chữ T;
- 2 bản neo có sườn;
- 3 bản neo tiết diện chữ nhật.

**Hình D.5 - Sơ đồ xác định nội lực trong bản neo**

**D.2.4.4** Trong các bản neo có mặt cắt chữ T hoặc bản có sườn thì nội lực theo phương ngang được xác định tại điểm tiếp giáp giữa cánh và sườn bằng cách xem cánh như một công xôn, còn bản giữa hai sườn thì xem như một dầm có ngàm ở hai đầu (Hình D.5.b).

Trong các bản neo có mặt cắt chữ nhật thì nội lực theo hướng ngang được xác định bằng cách tính toán bản như một dầm có hai công xôn với điểm gối tại vị trí liên kết thanh neo (xem Hình D.5.b), khi đó mô men uốn lớn nhất (cho chiều cao  $h_{bn}$ ) phải giảm đi một lượng bằng 0,1.  $T_{n,b}$  để xét ảnh hưởng của tấm đệm thép dùng để truyền nội lực  $T_{n,b}$  sang bản neo (trong đó  $b_{dt}$  – bề rộng tấm đệm thép).

Cường độ  $\sigma$  của phần lực đất trên đoạn tính toán được phép lấy bình quân và xem là phân bố đều.

## D.2.5 Tính toán các bản neo bằng bê tông cốt thép theo độ mở rộng vết nứt.

**D.2.5.1** Tính toán các bản neo bê tông cốt thép theo độ mở rộng vết nứt phải được thực hiện các quy định của TCVN 4116-85.

**D.2.5.2.** Khi tính toán về mở rộng vết nứt thì dùng các nội lực đã được xác định như khi tính toán độ bền (xem các Mục D.2.4.2 – D.2.4.4 trên đây), nhưng trị số  $T_{n,b}$  được tính với hệ số vượt tải của tải trọng và của đất  $n = 1$ .

## D.3 Tính toán độ bền của thanh neo

**D.3.1** Nếu thực hiện đúng các yêu cầu cấu tạo nêu trong Phụ lục này (ví dụ, có độ võng thi công v.v...) và nếu đảm bảo được độ chặt của đất lấp bên dưới thanh neo theo đúng yêu cầu thì các thanh neo thép có hai đầu liên kết khớp được tính toán chịu kéo theo điều kiện:

$$n_c \frac{T_n}{F_{nt}} \leq \frac{m_d}{k_n} R_y; \quad (D.10)$$

Trong đó

$n_c, m, k_n$  như trong công thức (C.1) của Tiêu chuẩn này;

$T_n$  lực kéo lớn nhất trong thanh neo, xác định theo công thức:

$$T_n = \frac{R_n l_n}{\cos \alpha}; \quad (D.11)$$

$R_n$  phản lực ngang lớn nhất tại vị trí thanh neo liên kết vào cấu kiện tường mặt (cho một đơn vị chiều dài công trình), xác định theo chỉ dẫn tính toán từng loại công trình bên;

$l_n$  khoảng cách giữa các thanh neo;

$\alpha$  góc nghiêng của thanh neo so với đường nằm ngang;

$F_{nt}$  diện tích thực của thanh neo;

$m_d$  hệ số phụ điều kiện làm việc,

$m_d = 0,38$  đối với các loại thép CT38;

$m_d = 0,75$  đối với các loại thép khác.

## TCVN 12250:2018

$R_v$  cường độ tính toán của vật liệu làm thanh neo, lấy theo Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép đối với thép BCT 38 có bề dày > 40 mm phải lấy  $R_y = 195$  Mpa (1950 kG/cm<sup>2</sup>).

**D.3.2** Tính toán độ bền của các thanh neo bằng bê tông cốt thép và tính toán về hình thành và mở rộng vết nứt được thực hiện theo các quy định của TCVN 4116-85;

### D.4 Tính toán độ bền của các nút liên kết và nối thanh neo

**D.4.1** Tính toán độ bền của các nút liên kết khớp giữa thanh neo với cấu kiện tường mặt (thường là cấu kiện bê tông cốt thép) có cấu tạo như trên Hình D.6 bao gồm việc tính toán độ bền của tai thanh neo và tấm má. Đường kính  $d_{dc}$  của đỉnh chốt để liên kết tại thanh neo với tấm má phải lấy như sau:

$d_{dc} \geq d$  – đối với thanh neo tròn;

$d_{dc} \geq 1,15\sqrt{F_{nt}}$  - đối với thanh neo có tiết diện khác trong đó  $d$ ,  $F_{nt}$  – đường kính và diện tích tiết diện thực của thanh neo.

Tại thanh neo (Hình D.6.c,d,e) được tính chịu ép dập và chịu kéo xuất phát từ các điều kiện sau:

- chịu ép dập:

$$n_c \frac{T_n}{\delta_{in} d_{in}} \leq \frac{mm_d}{k_n} R_p; \quad (D.12)$$

- chịu kéo:

$$n_c \frac{T_n}{0,4\delta_{in} b_{tn}} \leq \frac{mm_d}{k_n} R_y; \quad (D.13)$$

Trong đó

$n_c$ ,  $m$ ,  $k_n$  như ở công thức (C.1) của Tiêu chuẩn này;

$T_n$  như ở công thức (D.11);

$\delta_{in}$ ,  $b_m$  chiều dày và chiều cao tai thanh neo;

$d_{in}$  đường kính tai thanh neo, lấy bằng  $d_{dc}$ ;

$m_d$  hệ số phụ điều kiện làm việc, lấy bằng 0,7;

$R_p$  cường độ tính toán của tai thanh neo đối với ép dập bề mặt, lấy theo Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép;

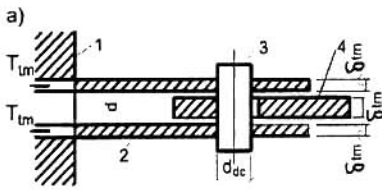
$R_y$  như ở công thức (D.10).

Chiều dài tai thanh neo  $l_{tn}$  (Hình D.6):

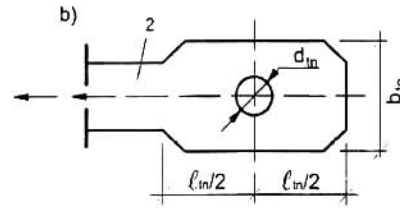
$$l_{tn} = 1,35b_{tn} \quad (D.14)$$

Trong đó

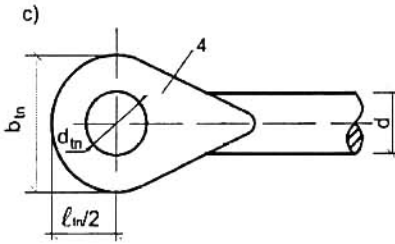
$b_{tn}$  bề rộng (tối thiểu) của tai thanh neo, tính theo điều kiện (13) với dấu bằng (=) trong biểu thức.



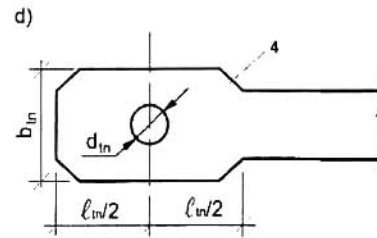
a) Sơ đồ liên kết khớp (mặt bằng)



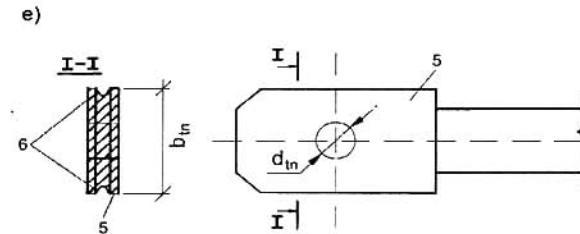
b) Tấm má



c) Tai thanh neo tròn



d) Tai thanh neo bằng thép bản

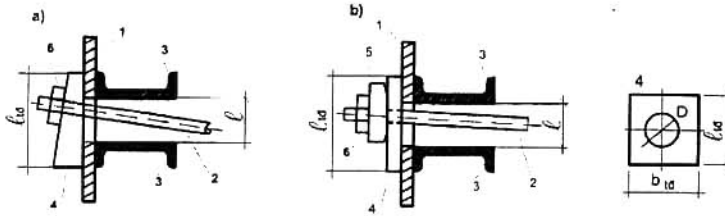


e) Tai có mặt cắt ghép

**CHÚ DẪN**

- 1 cấu kiện tường mặt
- 2 tấm má
- 3 đinh chốt
- 4 tai
- 5 tấm nẹp
- 6 mối hàn

Hình D.6 - Sơ đồ tính toán nút liên kết khớp giữa thanh neo với cấu kiện tường mặt



a) Nút có tấm đệm phẳng

b) Nút có tấm đệm hình cầu;

**CHÚ DẪN**

- |                            |                 |
|----------------------------|-----------------|
| 1 cọc ván                  | 2 thanh neo     |
| 3 thanh I của đai liên kết | 4 tấm đệm phẳng |
| 5 tấm đệm hình cầu         | 6 écú           |

**Hình D.7 - Sơ đồ tính toán nút liên kết khớp giữa thanh neo với cọc ván thép**

Khi tại thanh neo có mặt cắt ghép thì chiều dài của tấm nẹp để tăng cường tiết diện được xác định bằng chiều dài mỗi hàn. Khi dùng hai tấm nẹp (4 mỗi hàn) thì chiều dài mỗi mỗi hàn được tính toán chịu một nội lực là  $T_n/4$  (Hình D.6.e).

Tấm má của nút liên kết khớp (Hình D.6.b) được tính toán chịu kéo theo điều kiện

$$n_c \frac{T_{tm}}{0,4\delta_{tm}b_{tm}} \leq \frac{mm_d}{k_n} R_y \tag{D.15}$$

Trong đó

$T_{tm}$  lực kéo trong tấm má, tính theo công thức:

$$T_{tm} = 0,5k_s T_n \tag{D.16}$$

$k_s$  hệ số, lấy bằng:

$$k_s = 1 + 0,8 \left( 1 - \frac{\delta_m}{a} \right) \tag{D.17}$$

$\delta_m$  bề dày tại thanh neo;

$a$  khoảng hở giữa hai tấm má;

$T_n$  như trong công thức (D.11);

$\delta_{tm}$  bề dày tấm má, xác định theo công thức:

$$\delta_{tm} = 0,5k_s \delta_m; \tag{D.18}$$

$\delta_m$  bề dày tối thiểu của tai neo tính theo điều kiện (D.12) với dấu bằng (=);

$b_{tm}$  chiều cao tấm má;

$m_d$  hệ số phụ điều kiện làm việc, bằng 0,7;

$R_y$  như trong biểu thức (D.10).

Chiều dài tấm má  $l_{tm}$  (Hình D.6.b) phải lấy bằng:

$$l_{tm} = 1,35b_{tm} \quad (D.19)$$

Trong đó  $b_{tm}$  chiều cao (tối thiểu) của tấm má, tính theo điều kiện (D.15) với dấu bằng (=).

Trong mọi trường hợp diện tích tiết diện tấm má theo hướng tác động của lực không được nhỏ hơn  $\frac{\delta_{tm}(b_{tm} - d_{dc})}{2}$ .

Khi tăng cường tiết diện tại thanh neo bằng các tấm nẹp thì bề dày  $\delta_{tm}$  trong các công thức (D.12) và (D.13) gồm cả bề dày các tấm nẹp.

**D.4.2** Tính toán độ bền của nút liên kết giữa thanh neo với cọc ván thép theo cấu tạo vẽ trên Hình D.7 bao gồm việc tính độ bền các tấm đệm thép đặt dưới ê cu.

Các tấm đệm thép dạng phẳng dưới ê cu (Hình D.7) được tính toán chịu uốn theo điều kiện:

$$n_c \frac{M}{W_d} \leq \frac{m m_d}{k_n} R_y; \quad (D.20)$$

Trong đó

$n_c$ ,  $m$ ,  $k_n$  như trong công thức (C.1) của Tiêu chuẩn này;

$M$  mô men uốn trong tấm đệm; khi có đai phân bố thì trị số  $M$  được xác định bằng cách tính toán tấm đệm như một rầm trên hai gối theo công thức:

$$M = 0,25T_n(l_i - 0,25D) - P_l(0,05D - 0,4r_1); \quad (D.21)$$

$T_n$  như trong công thức (D.11);

$l_i$  chiều dài nhịp tính toán, lấy bằng  $(1 + \delta)l$ ;

$l$  khoảng cách giữa hai thanh  $l$  của đai liên kết, tính bằng cm theo công thức:

$$l = 2(h_t g \alpha + \Delta) + d; \quad (D.22)$$

$h_t, \delta$  chiều cao và chiều dày bản bụng thanh  $l$  của đai liên kết, tính bằng cm;

$\alpha$  góc nghiêng của thanh neo so với đường nằm ngang;

$\Delta$  khoảng hở cấu tạo, lấy  $\geq 3$ cm;

$d$  đường kính chốt của thanh neo, cm;

$D$  đường kính lỗ trong tấm đệm, cm, lấy bằng:

$$D = d + 1,5; \quad (D.23)$$

## TCVN 12250:2018

$P_1$  nội lực truyền sang diện tích gối dưới ê cu, xác định theo công thức:

$$P_1 = \frac{T_n F_{dg}}{\pi(r_1^2 - 0,25D^2)}; \quad (D.24)$$

$F_{dg}$  diện tích gối dưới ê cu, tính theo công thức:

$$F_{dg} = r_1^2 \frac{\pi\psi}{180^\circ} - 0,5D\sqrt{r_1^2 - 0,25D^2} \quad (D.25)$$

$r_1$  bán kính ngoài của diện tích gối dưới ê cu, được phép lấy bằng:

$$r_1 = d - 0,5; \quad (D.26)$$

$\psi$  góc, lấy bằng:

$$\psi = \arccos \frac{0,5D}{r_1}; \quad (D.27)$$

$W_d$  mô men kháng của tiết diện tấm đệm, tính theo công thức:

$$W_d = \frac{(\delta_{td}^2 + \delta_{cv}^2)b}{6}; \quad (D.28)$$

$\delta_{td}, \delta_{cv}$  bề dày tấm đệm (ở đoạn giữa) và bề dày thành cọc ván;

$b$  chiều rộng tính toán của tấm đệm, lấy bằng  $2D$ ;

$m_d$  hệ số phụ điều kiện làm việc, bằng 0,85;

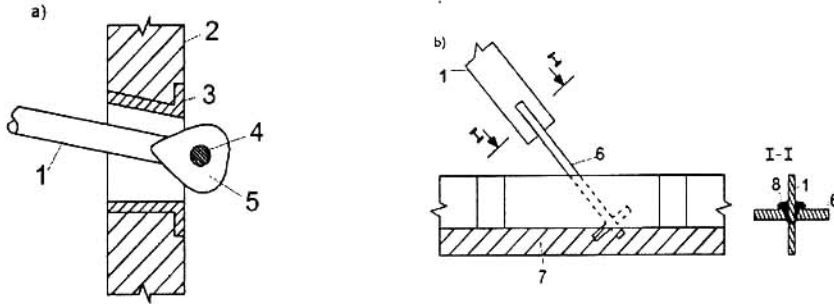
$R_y$  như ở công thức (D.10).

Chiều dài  $l_{td}$  của tấm đệm, cm, phải lấy  $\geq (1 + \delta + 7)$ , còn bề rộng  $b_{td} \geq 3D$ .

Chiều dày phần giữa và đường kính của các tấm đệm hình cầu (Hình D.7) phải được lấy như đối với các tấm đệm phẳng.

**D.4.3** Tính toán độ bền của nút liên kết giữa thanh neo với bản neo bê tông cốt thép có cấu tạo như trên Hình D.8.a bao gồm việc tính tấm đệm thép dùng làm điểm tựa cho thanh chốt. Đường kính thanh chốt phải lấy theo chỉ dẫn ở Mục D.4.1 trên đây.

Kích thước trong mặt bằng của tấm đệm được xác định bằng tính toán chịu nén cục bộ (ép dập) và tính toán chịu ép cục bộ của bê tông dưới tấm đệm do tác động của lực  $T_{nb}$  theo các quy định của Tiêu chuẩn thiết kế bê tông và bê tông cốt thép, trong đó  $T_{nb}$  – như trong công thức (D.2) trên đây.



a) Sơ đồ tính toán nút liên kết khớp giữa thanh neo với bản neo bê tông cốt thép

b) Sơ đồ tính toán nút liên kết khớp giữa thanh neo với bản đáy

#### CHÚ DẪN

- 1 thanh neo
- 3 tấm đệm thép
- 5 tai thanh neo
- 7 bản đáy

- 2 bản neo
- 4 thanh chốt
- 6 chi tiết chờ của bản đáy
- 8 mối hàn

**Hình D.8 - Sơ đồ tính toán nút liên kết khớp giữa thanh neo với bản neo hoặc bản đáy**

Tấm đệm được tính toán chịu uốn theo hai phương thẳng đứng và nằm ngang từ điều kiện sau:

$$n_c \frac{M}{W_{td}} \leq \frac{m m_d}{k_n} R_y; \quad (D.29)$$

Trong đó:

$n_c, m, k_n$  như trong công thức (C.1) của Tiêu chuẩn này;

$M$  mô men uốn ở giữa tấm đệm, xác định bằng cách tính toán tấm đệm như một dầm trên nền cứng theo các công thức sau:

+ theo hướng thẳng đứng:

$$M = 0,1 T_{n,b} h_{td}; \quad (D.30)$$

+ theo hướng nằm ngang:

$$M = 0,1 T_{n,b} b_{td} \quad (D.31)$$

$T_{n,b}$  như trong công thức (D.7);

$h_{td}, b_{td}$  chiều cao và chiều rộng tấm đệm thép;

$W_{td}$  mô men kháng của mặt cắt thực của tấm đệm;

$m_d$  hệ số phụ điều kiện làm việc, bằng 0,85;

$R_y$  như trong công thức (D.10).

## TCVN 12250:2018

**D.4.4** Tính toán độ bền của nút liên kết giữa thanh neo trong các bản tường góc với chi tiết cho ở bản đây (Hình D.8.b) bao gồm việc tính toán mối hàn góc về chịu cắt xuất phát từ các điều kiện sau:

- đối với thép của mối hàn:

$$n_c \frac{0,5T_n}{\beta_f k_f l_{mh}} \leq \frac{m m_d}{k_n} R_{mh,f}; \quad (D.32)$$

- đối với thép ở biên bị nóng chảy:

$$n_c \frac{0,5T_n}{\beta_z k_f l_{mh}} \leq \frac{m m_d}{k_n} R_{mh,z}; \quad (D.33)$$

Trong đó:

$n_c$ ,  $m$ ,  $k_n$  như trong công thức (C.1) của Tiêu chuẩn này

$T_n$  như trong công thức (D.10) trên đây;

$\beta_f$  hệ số, lấy bằng 0,7;

$\beta_z$  hệ số, lấy bằng 1,0;

$k_f$  cạnh góc vuông của mối hàn;

$l_{mh}$  chiều dài tính toán của mối hàn, lấy bé hơn chiều dài hàn thực tế một đoạn bằng 10 mm;

$m_d$  hệ số phụ điều kiện làm việc, bằng 0,7;

$R_{mh,f}$ ,  $R_{mh,z}$  lực kháng cắt (qui ước) ở mối hàn góc của vật liệu mối hàn và vật liệu ở biên nóng chảy, lấy theo Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép.

**D.4.5** Tính toán độ bền của các nút nối khớp để nối các đoạn thanh neo với nhau cũng được làm như đối với các nút liên kết ở hai đầu thanh neo (xem các Mục D.4.1- D.4.4).

## D.5 Các yêu cầu cấu tạo

**D.5.1** Các gối neo trong bản tường cử thường nên làm theo dạng bản bê tông cốt thép thẳng đứng.

Bản neo bê tông cốt thép nên làm với tiết diện chữ nhật.

Khoảng hở giữa các bản neo bê tông cốt thép không được < 5 cm

Khi bản neo được lắp đặt dưới nước thì mặt đất phải được san bằng sơ bộ.

**D.5.2** Thanh neo nên làm bằng thép tiết diện tròn hoặc chữ nhật. Trong một vài trường hợp nếu có cơ sở sản xuất thì nên dùng thanh neo bê tông cốt thép với cốt thép cường độ cao ứng suất trước.

**D.5.3** Các thanh neo và các chi tiết của nút liên kết và nút nối thanh neo nên làm bằng thép mác CT38 (theo TCVN 1651 - 85) hoặc các loại thép có tính năng tương tự.

**D.5.4** Thanh neo bằng thép tròn nên dùng khi neo vào các gối đứng riêng (tường neo, bản neo v.v...)

Tùy thuộc vào chiều dài thanh neo, điều kiện vận chuyển và lắp đặt mà các thanh neo được làm từ các đoạn có chiều dài  $\leq 12$  m, được nối vào nhau bằng các khớp nối. Các khớp nối phải đặt cao hơn mực nước thi công.

**D.5.5** Các thanh neo thép tiết diện chữ nhật nên dùng trong các công trình bến kiểu trọng lực khi neo vào bản đáy, vào khối khổng lồ hoặc vào các cấu kiện khác của công trình. Thanh neo loại này thường được chế tạo nguyên cả đoạn.

Tiết diện chữ nhật hợp lý của thanh neo là tiết diện có tỷ số giữa bề rộng (bề dày) trên chiều cao 1:5 đến 1:10. Khi đó bề dày thanh neo phải lấy  $\geq 12$  mm.

Hàn nối các đoạn thanh neo vào với nhau phải dùng cách hàn tiếp xúc đối đầu, hàn mảng tự động bằng que hàn dẹt và các cách hàn khác đảm bảo được độ bền yêu cầu.

**D.5.6** Các nút liên kết thanh neo thường phải làm theo kiểu khớp. Kết cấu nối khớp phải đảm bảo cho thanh neo không bị ngâm vào nút (xem các Hình D.6-D.8).

Liên kết thanh neo tiết diện chữ nhật vào các cấu kiện bê tông cốt thép của bến trọng lực nên thực hiện theo kiểu khớp bằng thanh chốt (Hình D.6) ở một đầu thanh neo, còn đầu kia của thanh neo thì hàn vào chi tiết chờ. Kết cấu của nút liên kết hàn phải đảm bảo cho thanh neo có thể quay trong mặt phẳng thẳng đứng ở nút liên kết nhờ độ cứng bé của chi tiết chờ (khớp dẻo). Yêu cầu này được thỏa mãn khi dùng kết cấu nút liên kết vẽ ở Hình D.8. Việc bố trí các nút liên kết kiểu khớp và kiểu hàn phụ thuộc vào điều kiện thi công khi xây dựng bến.

**D.5.7** Các thanh neo trong bến tường cử nên lắp đặt với độ võng thi công.

Đối với các thanh neo bằng thép tròn thì độ võng thi công được lấy  $\leq 0,01 L$  (trong đó  $L$  – chiều dài thanh neo). Trong trường hợp này các thanh neo nên được căng trước với một lực căng đến 30 KN (3 tấn).

Đối với các thanh neo bê tông cốt thép thì độ võng xây dựng được xác định bằng tính toán.

**D.5.8** Khi tạo độ võng thi công cho thanh neo bằng cách đóng các cọc đỡ dưới thanh neo thì phải đảm bảo sau khi lấp đất dưới thanh neo mũi cọc nằm ở độ sâu  $\leq 2$  m.

Không được tạo độ võng thi công bằng cách buộc thanh neo vào các cọc không có khả năng lún xuống.

**D.5.9** Các thanh neo thép phải được bảo vệ chống gỉ. Để bảo vệ chống gỉ có thể dùng nhựa bitum, nhựa epoxit, nhựa than đá – epoxit, vật liệu bọc kín và vật liệu dạng băng cuộn (băng policlovinyl, butyl – cao su và các loại băng dính khác).

Nhựa bitum – cao su được quét thành hai lớp với tổng chiều dày  $\geq 3$  mm, băng policlovinyl được cuộn vòng nọ chồng lên vòng kia một đoạn  $\geq 3$  cm và bọc thành hai lớp, còn băng brizol chỉ bọc một lớp với các vòng cuộn không chồng lên nhau.

**TCVN 12250:2018**

Trước khi làm lớp bảo vệ chống gỉ, bề mặt thanh neo phải được làm sạch và sơn lót. Chiều dày lớp sơn lót phải bằng 0,1 – 0,2 mm.

Phải rót nhựa bitum – cao su vào các nút liên kết và nút nổi thanh neo.

**Phụ lục E**

(Tham khảo)

**Xác định nội lực trong các cấu kiện công trình bến do lực va của tàu khi cập bến**

**E.1** Phụ lục này trình bày các khuyến nghị về xác định nội lực trong dầm mũ, trong các cấu kiện tường mặt bằng bê tông cốt thép lắp ghép tiết diện chữ I hoặc chữ nhật của bến tường cừ, bến tường góc, của các kết cấu tầng trên v.v...do chịu lực va của tàu khi cập bến.

**E.2** Mô men uốn trong mặt cắt ngang của cấu kiện tường mặt được tính toán cho hai trường hợp:

- Khi tàu va vào dầm mũ;

- Khi tàu va vào cấu kiện tường mặt ở cao độ neo (đối với các cấu kiện có neo) hoặc ở cao độ thành tàu của tàu tính toán với mực nước chạy tàu thấp nhất (đối với tường cừ không neo).

Ngoài ra, trong các cấu kiện tường mặt có tiết diện chữ T còn tính cả mô men uốn theo hướng dọc tại giao điểm giữa bản cánh và bản bụng.

**E.3** Được phép không xét đến mô men uốn trong mặt cắt ngang các cấu kiện, tường mặt có neo trong những trường hợp sau:

a) Khi tàu va vào dầm mũ:

- đối với bến tường góc có chiều cao  $H_b \geq 12$  m;

- đối với bến tường cừ có  $H_b \geq 6$  m với thiết bị đệm bằng lớp ô tô đường kính 1m;

- đối với bến tường cừ có  $H_b \geq 9$  m khi không có thiết bị đệm;

b) Khi tàu va vào cấu kiện tường mặt:

- đối với bến có  $H_b$  bất kỳ với thiết bị đệm là hai lớp lớp ô tô đường kính 1 m khi tàu tính toán có lượng rẽ nước  $D_1 \geq 2000$  t;

- đối với bến có  $H_b \geq 9$  m với chiều cao đoạn hẫng  $h_c \geq 0,3 H_b$  (hoặc  $h_c \geq 3$  m) và thiết bị đệm bằng lớp ô tô đường kính 1m khi tàu tính toán có lượng rẽ nước  $D_1 \leq 2000$  t;

- đối với bến có  $H_b \geq 9$  m với chiều cao đoạn hẫng  $h_c \geq 0,3 H_b$  (hoặc  $h_c \geq 3$  m) và thiết bị đệm là hai lớp ô tô đường kính 1 m khi tàu tính toán có lượng rẽ nước  $D_1 \leq 6000$  t;

- đối với bến có  $H_b$  bất kỳ khi thỏa mãn điều kiện:

$$H_x \leq R_n b_{bm}; \quad (E.1)$$

Trong đó

$H_x$  tải trọng nằm ngang vuông góc với mép bến do tàu va khi cập bến, xác định theo Phụ lục I;

## TCVN 12250:2018

$R_n$  thành phần nằm ngang của nội lực lớn nhất trong thanh neo, xác định theo chỉ dẫn về tính toán cho từng loại công trình bến;

$b_{bm}$  bề rộng cấu kiện tường mặt, lấy  $\leq 3$  m.

**E.4** Giá trị lớn nhất của mô men uốn trong dầm mũ  $M_{rm}$  (khi mặt trước hoặc mặt sau chịu kéo) do lực tàu va khi cập bến được xác định theo công thức:

$$M_{rm} = 0,15H_x X_{rm}; \quad (E.2)$$

Trong đó:

$H_x$  tải trọng nằm ngang vuông góc với mép bến do tàu va khi cập bến, xác định theo Phụ lục K;

$X_{rm}$  khoảng cách từ tải trọng  $H_x$  đến mặt cắt cần xác định  $M_{rm}$ , lấy bằng 3 m.

**E.5** Tung độ của biểu đồ mô men uốn trong mặt cắt ngang của cấu kiện tường mặt có bề rộng  $b_{bm}$  do lực va tàu được tính theo công thức:

- Khi tàu va vào dầm mũ:

$$M_1 = 0,5\bar{M}_1 H_x b_{bm}; \quad (E.3)$$

- Khi tàu va vào cấu kiện tường mặt ở cao độ neo:

$$M_2 = 0,5\bar{M}_2 (H_x - R_n b_{bm}) b_{bm}; \quad (E.4)$$

Trong đó

$\bar{M}_1$  tung độ biểu đồ đơn vị của mô men uốn, lấy theo Hình E.1 tùy thuộc tỷ số  $y/H_b$ ;

$\bar{M}_2$  tung độ biểu đồ đơn vị của mô men uốn, lấy theo các Hình E.2, E.3 hoặc E.4 tùy thuộc loại thiết bị đệm và các trị số  $h_c$  và  $y/H_b$ ;

$h_c$  chiều cao đoạn hẫng từ điểm neo đến đỉnh công trình;

$y$  khoảng cách từ đỉnh công trình đến mặt cắt cần tính  $M_1$  hoặc  $M_2$ ;

$H_b$  chiều cao tường bến từ cao độ đáy thiết kế đến đỉnh công trình;

$H_x$  như ở công thức (E.2);

$R_n$  như ở công thức (E.1);

**CHÚ THÍCH** Khi  $M_1$  và  $M_2$  mang dấu trừ thì có nghĩa là trong mặt cắt này thứ chịu kéo nằm ở mặt trước của cấu kiện.

**E.6** Trong các cấu kiện tường mặt tiết diện chữ T rộng  $1,5 \div 1,6$  m mô men uốn lớn nhất trong mặt cắt dọc tính cho 1m tại chỗ tiếp xúc giữa bản cánh và bản bụng  $M_{c1}$  và  $M_{c2}$  (kNm/m) được xác định theo các công thức sau (Hình 5):

$$M_{c1} = 0,5b_c^2 (\sigma_{p,n1} + \sigma_{p,n2} + \sigma_{1,n}) \quad (E.5)$$

$$M_{c2} = 0,6H_x \frac{b_c - 0,25d_1}{2b_c + d_2} - 0,5b_c^2 (\sigma_{p,n2} + \sigma_{a,n2}) \quad (E.6)$$

Trong đó

$M_{c1}$  mômen uốn lớn nhất ở độ sâu  $y$  kể từ đỉnh công trình làm cho mặt trước của bản cánh bị kéo (khi đặt tải trọng  $H_x$  vào dầm mũ hoặc vào bản bụng của cấu kiện);

$M_{c2}$  mômen uốn lớn nhất ở độ sâu  $y_H$  kể từ đỉnh công trình làm cho mặt trước của bản cánh bị kéo (khi đặt tải trọng  $H_x$  vào bản cánh của cấu kiện);

$y_H$  khoảng cách từ đỉnh bển đến điểm đặt của tải trọng  $H_x$ ;

$b_c$  bề rộng bản cánh;

$\sigma_{p,n1}$  và  $\sigma_{p,n2}$  thành phần nằm ngang của phản lực đất ở độ sâu  $y$  và  $y_H$  xác định theo các công thức sau:

+ đối với tường không neo:

$$\sigma_{p,n1} = H_x \bar{\sigma}_{p,n}; \quad (E.7)$$

$$\sigma_{p,n2} = 0,6H_x \bar{\sigma}_{p,n}; \quad (E.8)$$

+ đối với tường có neo:

\* khi  $y \leq h_c$ :

$$\sigma_{p,n1} = \left( H_x - R_{n1} b_{bm} \frac{y_H - 0,5b_{dm}}{h_c - 0,5b_{dm}} \right) \bar{\sigma}_{p,n}; \quad (E.9)$$

nhưng không lớn hơn  $H_x \bar{\sigma}_{p,n}$  và không được nhỏ hơn 0;

$$\sigma_{p,n2} = \left( 0,6H_x - R_{n2} b_{bm} \frac{y_H - 0,5H}{h_c - 0,5H} \right) \bar{\sigma}_{p,n}; \quad (E.10)$$

nhưng không lớn hơn  $0,6H_x \bar{\sigma}_{p,n}$  và không được nhỏ hơn 0;

\* khi  $y > h_c$ :

$$\sigma_{p,n1} = \left( H_x - R_{n1} b_{bm} \frac{h_c}{y_H} \right) \bar{\sigma}_{p,n}; \quad (E.11)$$

$$\sigma_{p,n2} = (0,6 H_x - R_{n2} b_{bm} \frac{h_c}{y_H}) \bar{\sigma}_{p,n} \quad (E.12)$$

nhưng không nhỏ hơn 0;

$H_x$  như ở công thức (E.2);

$\bar{\sigma}_{p,n}$  thành phần nằm ngang của phản áp lực đất ở độ sâu  $y$  do tải trọng đơn vị, xác định theo Hình 6 tùy thuộc vào  $H_b$  và  $y_H$ ;

$H_b$  chiều cao tường bến từ cao độ đáy đến đỉnh công trình;

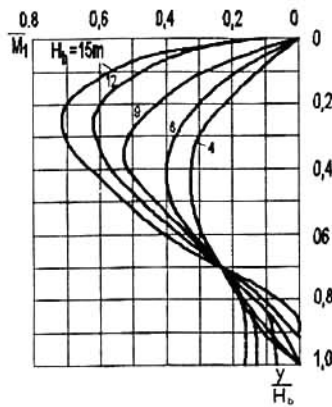
$y_H$  khoảng cách từ đỉnh công trình đến điểm đặt của lực  $H_x$ ;

$\sigma_{a,n1}$  thành phần nằm ngang của áp lực đất chủ động ở độ sâu  $y$ , được tính khi hoạt tải trên mặt bến đặt sát mép bến đến mức tối đa có thể được;

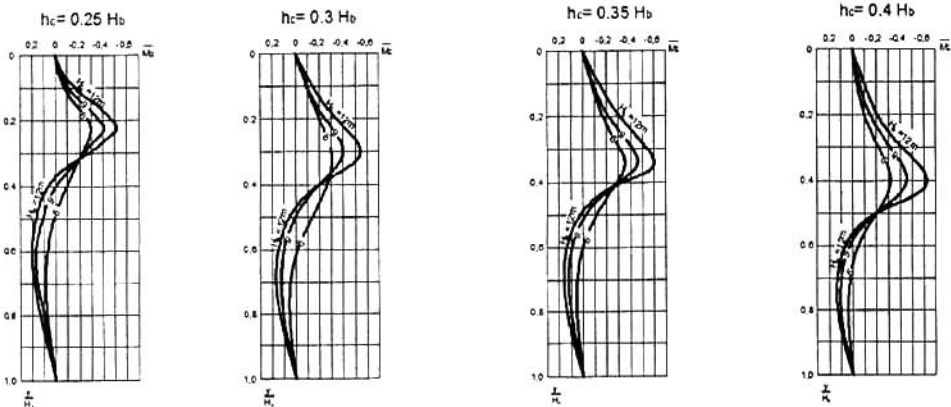
$\sigma_{a,n2}$  thành phần nằm ngang của áp lực đất chủ động ở độ sâu  $y_H$ , được tính khi không có hoạt tải trên mặt bến và với các hệ số đảm bảo của tải trọng và của đất là  $n = 1$ ; cho phép lấy

$$\sigma_{a,n2} = 0,5\sigma_{a,n1};$$

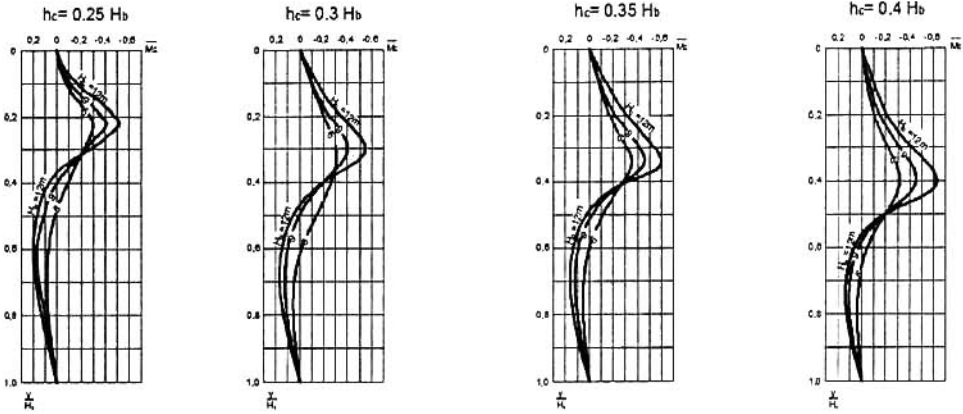
$R_{n1}$  thành phần nằm ngang của nội lực lớn nhất trong thanh neo trong một đơn vị chiều dài công trình, xác định bằng tính toán tĩnh học;



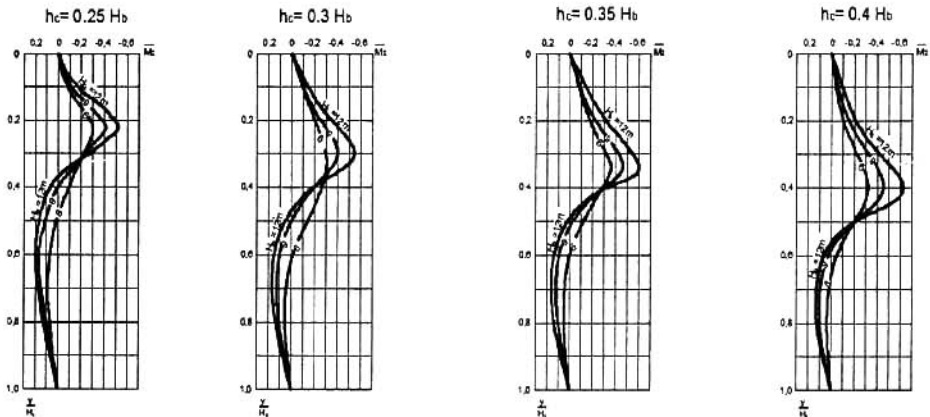
Hình E.1 – Biểu đồ đơn vị của mô men uốn  $\bar{M}_1$  trong các cấu kiện tường mặt khi tàu và trên dầm mũ



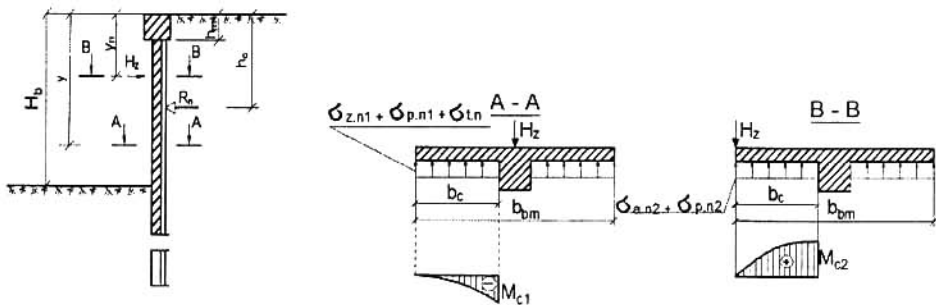
Hình E.2 – Biểu đồ đơn vị của mô men uốn  $\bar{M}_2$  trong các cấu kiện tường mặt khi tàu và ở cao độ neo và không có thiết bị đệm tàu



Hình E.3 – Biểu đồ đơn vị của mô men  $\bar{M}_2$  trong các cấu kiện tường mặt khi tàu và ở cao độ neo và thiết bị đệm tàu là các ống thép nhồi bê tông



Hình E.4 – Biểu đồ đơn vị của mô men  $M_2$  trong các cấu kiện tường mặt khi tàu và ở cao độ neo và thiết bị đệm tàu là các lớp ô tô đường kính 1 m



Hình E.5 – Sơ đồ xác định mô men uốn lớn nhất  $M_{c1}$  và  $M_{c2}$  tại chỗ tiếp xúc giữa bản cánh và bản bụng do lực và tàu khi cập bến

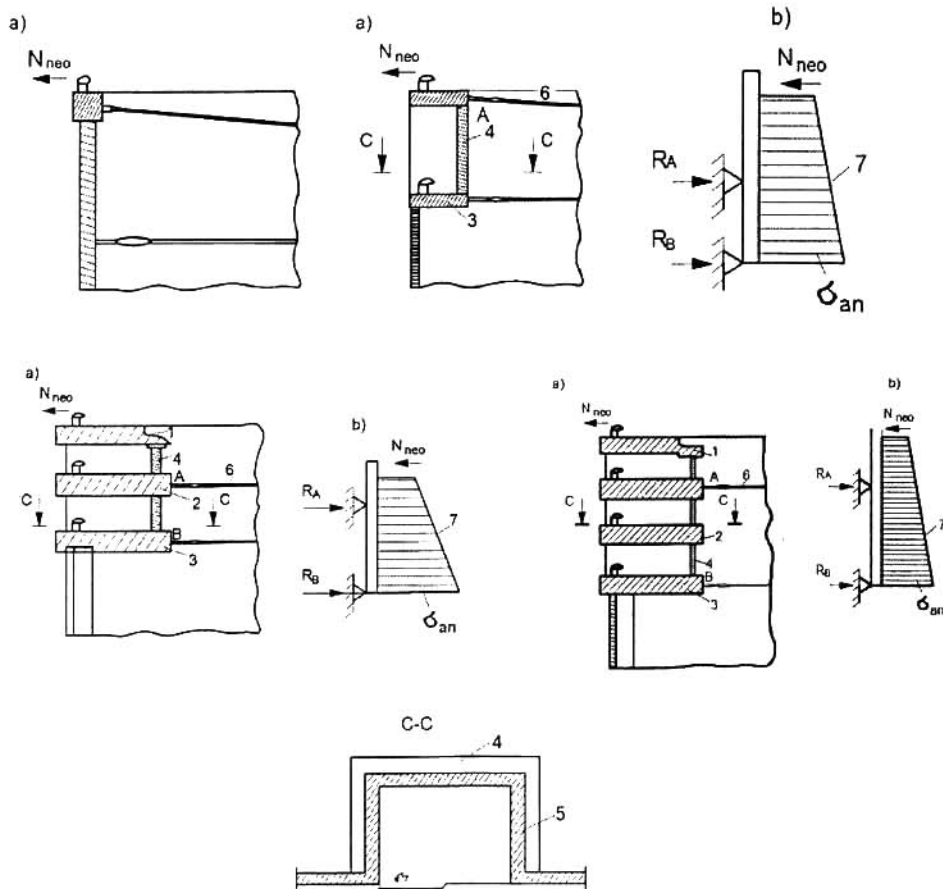
**TCVN 12250:2018**

Cho phép chỉ tính toán các thanh neo trên của các khối gắn bích neo vẽ ở Hình F.1, còn kích cỡ của thanh neo dưới và của các nút liên kết nên lấy giống như kết cấu neo của các cấu kiện tường mặt của công trình bên.

Tính toán độ bền của thanh neo và của các nút liên kết thanh neo với khối gắn bích neo và các gó neo phải thực hiện theo các chỉ dẫn ở Phụ lục D. Khi đó phản lực nằm ngang lớn nhất  $R_n$ , tại điểm liên kết giữa thanh neo với khối gắn bích neo được xác định như sau (xem Hình F.1):

a) đối với Sơ đồ 1:  $R_n = N_{neo}$  (trong đó  $N_{neo}$  – thành phần nằm ngang của lực kéo của các dây neo).

b) đối với các Sơ đồ 2, 3 và 4 trị số  $R$  được xác định bằng cách tính toán khối gắn bích neo như một dầm trên hai gối tại các điểm liên kết thanh neo (hoặc tại điểm tựa của mép dưới của tường hậu):



**a) Sơ đồ kết cấu khối gắn bích neo      b) Sơ đồ tính toán để xác định các trị số  $R_A$  và  $R_B$**

**CHÚ DẪN**

- 1 sàn trên      2 sàn giữa      3 sàn dưới      4 tường hậu      5 tường bên      6 thanh neo trên
- 7 biểu đồ thành phần nằm ngang       $\sigma_{a,n}$  của cường độ áp lực đất chủ động

**Hình F.1 – Sơ đồ tính toán khối gắn bích neo**

Đối với thanh neo trên:  $R_n = R_A$ , trong đó:  $R_A$  – phản lực gối.

Khi xác định các trị số  $R_A$  và  $R_B$  phải đưa vào tổ hợp cơ bản các tải trọng sau:

- áp lực đất chủ động có xét đến các hoạt tải thực tế trên mặt bên, xác định theo Phụ lục H;
- áp lực nước thấm;
- tải trọng do lực kéo của các dây neo.

Mức nước trên bên phải lấy ở cao trình mà với nó  $R_A$  có giá trị lớn nhất.

**F.5** Tính toán gối neo phải bao gồm các tính toán về ổn định, về độ bền, tính toán về biến dạng và độ mở rộng vết nứt (đối với các gối neo bằng bê tông cốt thép).

Cho phép chỉ tính toán các gối neo dùng cho thanh neo tầng trên của các khối gắn bích neo vẽ ở Hình F.1, còn kích thước và độ chôn sâu của các gối neo dùng cho thanh neo tầng dưới thì nên lấy tương tự như các gối neo dùng cho các neo của cấu kiện tường mặt của công trình bên.

Tính toán ổn định của các bản neo thẳng đứng được thực hiện theo chỉ dẫn ở các Mục D.2 của Phụ lục D, trong đó thành phần nằm ngang  $R_n$ , tại điểm liên kết giữa thanh neo với cọc cừ được xác định bằng các tính toán tĩnh học khối gắn bích neo theo chỉ dẫn ở Mục D trên đây. Trong tính toán này mực nước trước bên được phép lấy ở cao trình tính toán cao nhất nếu như không có áp lực nước thấm; còn khi có áp lực nước thấm thì phải tính toán để chọn vị trí bất lợi nhất của mực nước trước bên.

Khoảng cách  $L_n$  từ bản neo đến mặt sau của khối gắn bích neo được xác định như sau:

a) đối với Sơ đồ 1 (Hình F.1) cho phép lấy  $L_n = 1,7t_{bn}$  (trong đó  $t_{bn}$  – độ chôn sâu của chân bản neo kể từ mặt bên, xác định từ tính toán ổn định bản neo);

b) đối với các bản neo tầng trên trong các sơ đồ 2 và 4 (Hình F.1) trị số bé nhất của  $L_n$  được xác định từ điều kiện:

$$R_B = E_{a,n}; \quad (F.1)$$

Trong đó

$R_B$  – phản lực gối, xác định từ tính toán tĩnh học khối gắn bích neo theo chỉ dẫn ở Mục F.4 trên đây;

$E_{a,n}$  – thành phần nằm ngang của áp lực chủ động trong phạm vi từ điểm B lên đến đỉnh khối gắn bích neo, xác định theo chỉ dẫn ở Mục H.2.1.5 của Phụ lục H với mặt trượt nguy hiểm nhất đi qua chân bản neo.

Tính toán độ bền các bản neo và tính toán biến dạng được tiến hành theo các chỉ dẫn ở Phụ lục D, trong đó  $R_n$  cũng có giá trị như khi tính toán độ bền các thanh neo (xem Mục F.4 trên đây).

Tính toán độ mở rộng vết nứt của các bản neo bê tông cốt thép được thực hiện theo chỉ dẫn ở các Điều 10.5, khi đó cho phép xác định nội lực bằng cách nhân các giá trị nội lực tìm được khi tính toán độ bền với hệ số điều kiện làm việc  $m = 0,8$ .

**Phụ lục G**

(Tham khảo)

**Các đặc trưng của đất****Bảng G.1 – Giá trị tính toán và giá trị tiêu chuẩn của lực dính đơn vị và góc ma sát trong của cát (không phụ thuộc vào nguồn gốc, tuổi địa chất và độ ẩm)**

Loại đất cát	Ký hiệu các đặc trưng của đất	Đặc trưng của đất khi hệ số rỗng e bằng			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Cát sỏi và cát thô	$c^{tc}$	0,002	0,001	-	-
	$c_1$	0,001	0,0007	-	-
	$\varphi^{tc}$	43	40	38	-
	$\varphi_1$	40	37	35	-
Cát hạt trung	$c^{tc}$	0,003	0,002	0,001	-
	$c_1$	0,002	0,001	0,0007	-
	$\varphi^{tc}$	40	38	35	-
	$\varphi_1$	37	35	32	-
Cát nhỏ	$c^{tc}$	0,006	0,004	0,002	-
	$c_1$	0,004	0,003	0,001	-
	$\varphi^{tc}$	38	36	32	28
	$\varphi_1$	35	33	30	26
Cát pha bụi	$c^{tc}$	0,008	0,006	0,004	0,002
	$c_1$	0,005	0,004	0,003	0,001
	$\varphi^{tc}$	36	34	30	26
	$\varphi_1$	33	32	28	24

**CHÚ THÍCH:**

- Các đặc trưng đã nêu là của cát thạch anh với các cát có độ mài mòn cạnh khác nhau, chứa không quá 20 % fenspat và không quá 5 % các hợp chất khác tính gộp.
- Trị số c tính bằng MPa (1 MPa = 10 kG/cm<sup>2</sup>),  $\varphi$  - bằng độ.
- Với các trị số e trung gian cho phép xác định c và  $\varphi$  bằng cách nội suy.

Bảng G.2 – Giá trị tính toán và giá trị tiêu chuẩn của lực dính đơn vị, (Mpa)

(1 MPa = 10 kG/cm<sup>2</sup>) và góc ma sát trong (độ) của đất loại sét.

Loại đất dính và phạm vi giá trị độ sệt		Ký hiệu các đặc trưng của đất	Đặc trưng của đất khi hệ số rỗng e bằng						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Á cát	0 ≤ J <sub>L</sub> ≤ 0,25	c <sup>tc</sup>	0,015	0,011	0,008	-	-	-	-
		c <sub>1</sub>	0,01	0,007	0,005	-	-	-	-
		φ <sup>tc</sup>	30	29	27	-	-	-	-
		φ <sub>1</sub>	27	26	24	-	-	-	-
	0,25 ≤ J <sub>L</sub> ≤ 0,75	c <sup>tc</sup>	0,013	0,009	0,006	0,003	-	-	-
		c <sub>1</sub>	0,009	0,006	0,004	0,002	-	-	-
		φ <sup>tc</sup>	28	26	24	21	-	-	-
		φ <sub>1</sub>	25	23	21	18	-	-	-
Á sét	0 ≤ J <sub>L</sub> ≤ 0,25	c <sup>tc</sup>	0,047	0,037	0,031	0,025	0,022	0,019	-
		c <sub>1</sub>	0,031	0,025	0,021	0,017	0,015	0,013	-
		φ <sup>tc</sup>	26	25	24	23	22	20	-
		φ <sub>1</sub>	23	22	21	20	19	18	-
	0,25 < J <sub>L</sub> ≤ 0,25	c <sup>tc</sup>	0,039	0,034	0,028	0,023	0,018	0,015	-
		c <sub>1</sub>	0,026	0,023	0,019	0,015	0,012	0,01	-
		φ <sup>tc</sup>	24	23	22	21	19	17	-
		φ <sub>1</sub>	21	20	19	18	17	15	-
	0,5 ≤ J <sub>L</sub> ≤ 0,75	c <sup>tc</sup>	-	-	0,025	0,02	0,016	0,014	0,012
		c <sub>1</sub>	-	-	0,017	0,013	0,011	0,009	0,008
		φ <sup>tc</sup>	-	-	19	18	16	14	12
		φ <sub>1</sub>	-	-	17	16	14	12	10
Sét	0 ≤ J <sub>L</sub> ≤ 0,25	c <sup>tc</sup>	-	0,081	0,068	0,054	0,047	0,041	0,036
		c <sub>1</sub>	-	0,054	0,045	0,036	0,031	0,027	0,024
		φ <sup>tc</sup>	-	21	20	19	18	16	14
		φ <sub>1</sub>	-	19	18	17	16	14	12
	0,25 < J <sub>L</sub> ≤ 0,5	c <sup>tc</sup>	-	-	0,057	0,05	0,043	0,037	0,032
		c <sub>1</sub>	-	-	0,038	0,033	0,029	0,025	0,021
		φ <sup>tc</sup>	-	-	18	17	16	14	11
		φ <sub>1</sub>	-	-	16	15	14	12	10
	0,5 < J <sub>L</sub> ≤ 0,75	c <sup>tc</sup>	-	-	0,045	0,041	0,036	0,033	0,029
		c <sub>1</sub>	-	-	0,03	0,027	0,024	0,022	0,019
		φ <sup>tc</sup>	-	-	15	14	12	10	7
		φ <sub>1</sub>	-	-	13	12	10	9	6

Bảng G.3 – Giá trị mô đun biến dạng của đất loại sét

Nguồn gốc và tuổi địa chất của đất loại sét		Loại đất và phạm vi giá trị độ sệt tiêu chuẩn		Mô đun biến dạng E, MPa (1 MPa = 10 kG/cm <sup>2</sup> ) khi hệ số rỗng e bằng										
				0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Trầm tích kỷ đệ tứ	Bồi tích (aluvi) Sườn tích (deluvi)	Á cát	$0 \leq J_l \leq 0,75$	-	32	24	16	10	7	-	-	-	-	-
		Á sét	$0 \leq J_l \leq 0,25$	-	34	27	22	17	14	11	-	-	-	-
			$0,25 < J_l \leq 0,5$ $0,5 < J_l \leq 0,75$	-	32	25	19	14	11	8	-	-	-	-
	Trầm tích hồ Aluvi – hồ	Sét	$0 \leq J_l \leq 0,25$	-	-	28	24	21	18	15	12	-	-	-
			$0,25 < J_l \leq 0,5$	-	-	-	21	18	15	12	9	-	-	-
			$0,5 < J_l \leq 0,75$	-	-	-	-	15	12	9	7	-	-	-
	Trầm tích băng thủy	Á cát	$0 \leq J_l \leq 0,75$	-	33	24	17	11	7	-	-	-	-	-
			$0 \leq J_l \leq 0,25$	-	40	33	27	21	-	-	-	-	-	-
		Á sét	$0,25 < J_l < 0,5$ $0,5 < J_l \leq 0,75$	-	35	28	22	17	14	-	-	-	-	-
	Băng tích	Á cát	$J_l \leq 0,5$	75	55	45	-	-	-	-	-	-	-	-
Á sét														
Trầm tích biển bậc Ocfocdi		Sét	$0,25 \leq J_l \leq 0$	-	-	-	-	-	-	27	25	22	-	-
			$0 < J_l \leq 0,25$	-	-	-	-	-	-	24	22	19	15	-
			$0,25 < J_l \leq 0,5$	-	-	-	-	-	-	-	-	16	12	10

Bảng G.4 – Giá trị mô đun biến dạng của đất cát (không phụ thuộc nguồn gốc, tuổi địa chất và độ ẩm)

Loại đất	Mô đun biến dạng E							
	MPa				kG/cm <sup>2</sup>			
	Khi hệ số rỗng e bằng				Khi hệ số rỗng e bằng			
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,45	0,55	0,65	0,75
Cát sỏi và cát thô	50	40	30	-	500	400	300	-
Cát trung	50	40	30	-	500	400	300	-
Cát bé	48	38	28	18	480	380	280	180
Cát pha bụi	39	23	18	11	290	230	180	110
<b>CHÚ THÍCH:</b> 1. Các giá trị mô đun biến dạng trên đây là của cát thạch anh với các hạt có độ mài mòn cạnh khác nhau, chứa không quá 20 % fenspat và không quá 5 % các tạp chất tinh gộp. 2. Đối với các giá trị trung gian của e thì xác định trị số E bằng nội suy.								

**Bảng G.5 – Các giá trị của hệ số poát xông**

Loại đất	Hệ số poát xông, $\mu$
Vụn thô	0,27
Cát và á cát	0,30
Á sét	0,33 – 0,37
Sét cứng	0,38 – 0,45
CHÚ THÍCH Các giá trị bé hơn của hệ số $\mu$ là của đất chất hơn	

**Bảng G.6 – Các giá trị của hệ số thấm  $k_v$** 

Loại đất	Hệ số thấm $k_v$ , m/ngày đêm
Sét và á sét	< 0,01
Á cát	0,01 – 0,1
Cát pha bụi	0,1 – 1,0
Cát bé	1 – 5
Cát trung	5 – 10
Cát thô	10 - 20

**Bảng G.7 – Các giá trị của hệ số nhà nước  $v$** 

Loại đất	Hệ số nhà nước, $v$
Á cát	0,10
Cát pha bụi	0,15
Cát nhỏ	0,20
Cát trung	0,20
Cát thô	0,25

**Bảng G.8 – Các giá trị của hệ số  $k'$  đặc trưng cho sự biến thiên của hệ số nền của đất theo độ sâu**

Loại đất	Hệ số $k'$ , MPa/m <sup>2</sup> (T/m <sup>4</sup> )
Sét, á sét, á cát dẻo mềm; cát pha bụi	Từ 2 đến 4 (từ 200 – 400)
Sét, á sét, á cát dẻo cứng; cát nhỏ và cát trung	Từ 4 đến 6 (từ 400 – 600)
Sét, á sét, á cát cứng; cát thô	Từ 6 đến 10 (từ 600 – 1000)
Đất vụn thô, cát sỏi, sét rất cứng (aleurit) v.v...	Từ 10 đến 20 (từ 1000 – 2000)
CHÚ THÍCH Đối với cát chặt ( $e \leq 0,6$ ) có thể tăng trị số $k'$ lên đến 30 %.	

**Phụ lục H**

(Tham khảo)

**Xác định áp lực hông của đất****H.1 Nguyên tắc tính toán**

**H.1.1** Phụ lục này trình bày các chỉ dẫn về xác định áp lực hông của đất ở trạng thái cân bằng giới hạn (áp lực chủ động và bị động), và áp lực hông của đất ở giai đoạn trước trạng thái giới hạn cho một số trường hợp riêng (áp lực ở trạng thái tĩnh và áp lực lên thành vách bên trong các kết cấu dạng ô).

Áp lực đất chủ động được xác định theo chỉ dẫn ở các Mục H.2.1, áp lực bị động ở các Mục H.2.2, áp lực ở trạng thái tĩnh - ở các Mục H.3.1, áp lực lên thành vách bên trong các kết cấu dạng ô - ở các Mục H.3.2.

**CHÚ THÍCH** Việc xác định áp lực hông của đất có xét đến biến dạng công trình, ảnh hưởng của các kết cấu màn chắn và giảm tải phải thực hiện theo các chỉ dẫn tính toán của từng loại công trình bên.

**H.1.2** Áp lực hông của đất được xác định cho một mặt phẳng tính toán

Mặt phẳng tính toán là mặt phẳng công trình tiếp xúc với đất hoặc mặt phẳng qui ước có một phần hoặc toàn bộ nằm trong đất. Các khuyến nghị xác định mặt phẳng tính toán được trình bày trong các chỉ dẫn cho từng loại tính toán.

**H.2 Áp lực hông của đất ở trạng thái cân bằng giới hạn****H.2.1 Xác định áp lực đất chủ động**

**H.2.1.1** Khi mặt đất là mặt phẳng và các lớp đất đều nằm song song với mặt đất thì các thành phần nằm ngang  $\sigma_{a,n}$ , thẳng đứng  $\sigma_{a,d}$  và pháp tuyến  $\sigma_{a,pt}$  của cường độ áp lực đất chủ động ở độ sâu  $y$  được xác định như sau:

a) khi mặt đất nằm ngang và mặt phẳng tính toán thẳng đứng thì xác định theo công thức (H.1) và (H.2) trên Hình H.1;

b) khi mặt đất nằm ngang và mặt phẳng tính toán nằm nghiêng thì xác định theo các công thức (H.7), (H.8) và (H.8.a) trên Hình H.2;

c) khi mặt đất nằm nghiêng và mặt phẳng tính toán thẳng đứng thì xác định theo công thức (H.13) và (H.14) trên Hình H.3;

d) khi mặt đất nằm nghiêng và mặt phẳng tính toán nằm nghiêng thì xác định theo các công thức (H.21), (H.22) và (H.22.a) trên Hình H.4.

Trong các công thức (H.1) – (H.28)

$\gamma_i$  và  $\Delta\gamma_i$  trọng lượng riêng (có xét đến lực đẩy nổi của nước) và chiều cao của lớp đất thứ  $i$  ở mặt phẳng tính toán trong phạm vi  $y$ ;

$n$  số lớp đất ở mặt phẳng tính toán trong phạm vi  $y$ ;

$\sigma_q$  áp lực thẳng đứng do tải trọng  $q$  ở độ sâu  $y$ ;

$q$  tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên  $1 \text{ m}^2$  khi mặt bèn nằm ngang, hoặc trên  $1 \text{ m}^2$  của hình chiếu mái dốc lên mặt phẳng nằm ngang khi  $p = 0$ .

$\varphi, c$  góc ma sát trong và lực dính của đơn vị của đất ở mặt tiếp xúc với mặt phẳng tính toán tại độ sâu  $y$ ;

$\delta$  góc ma sát của đất ở mặt tiếp xúc với mặt phẳng tính toán ở độ sâu  $y$ , lấy không lớn hơn  $30^\circ$ ;

khi mặt phẳng tính toán là mặt sau công trình thì cho phép lấy  $\sigma = \frac{2}{3}\varphi$ , khi mặt phẳng tính toán nằm trong đất thì lấy  $\sigma = \varphi$ ;

$\varepsilon$  góc nghiêng của mặt phẳng tính toán so với đường thẳng đứng tại độ sâu  $y$ , lấy với dấu trừ khi nghiêng về phía bờ đất (Hình H.2 và H.4);

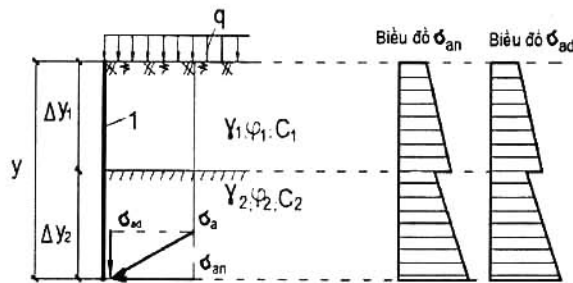
$\rho$  góc nghiêng của đất so với đường nằm ngang, lấy với dấu cộng khi ở phía bờ mặt lớn hơn phía mép công trình;

$\lambda_{a,n}$  hệ số thành phần nằm ngang của áp lực đất chủ động, xác định theo giả thiết hình thành mặt trượt phẳng;

$x_1, x_2$  khoảng cách từ mặt phẳng tính toán đến điểm đầu và điểm cuối của tải trọng  $q$ ;

$\alpha_{gh}$  góc nghiêng của mặt sụt so với đường thẳng đứng.

Trong trường hợp tính ra trị số  $\sigma_{a,n} < 0$  thì phải lấy  $\sigma_{a,n} = 0$ .



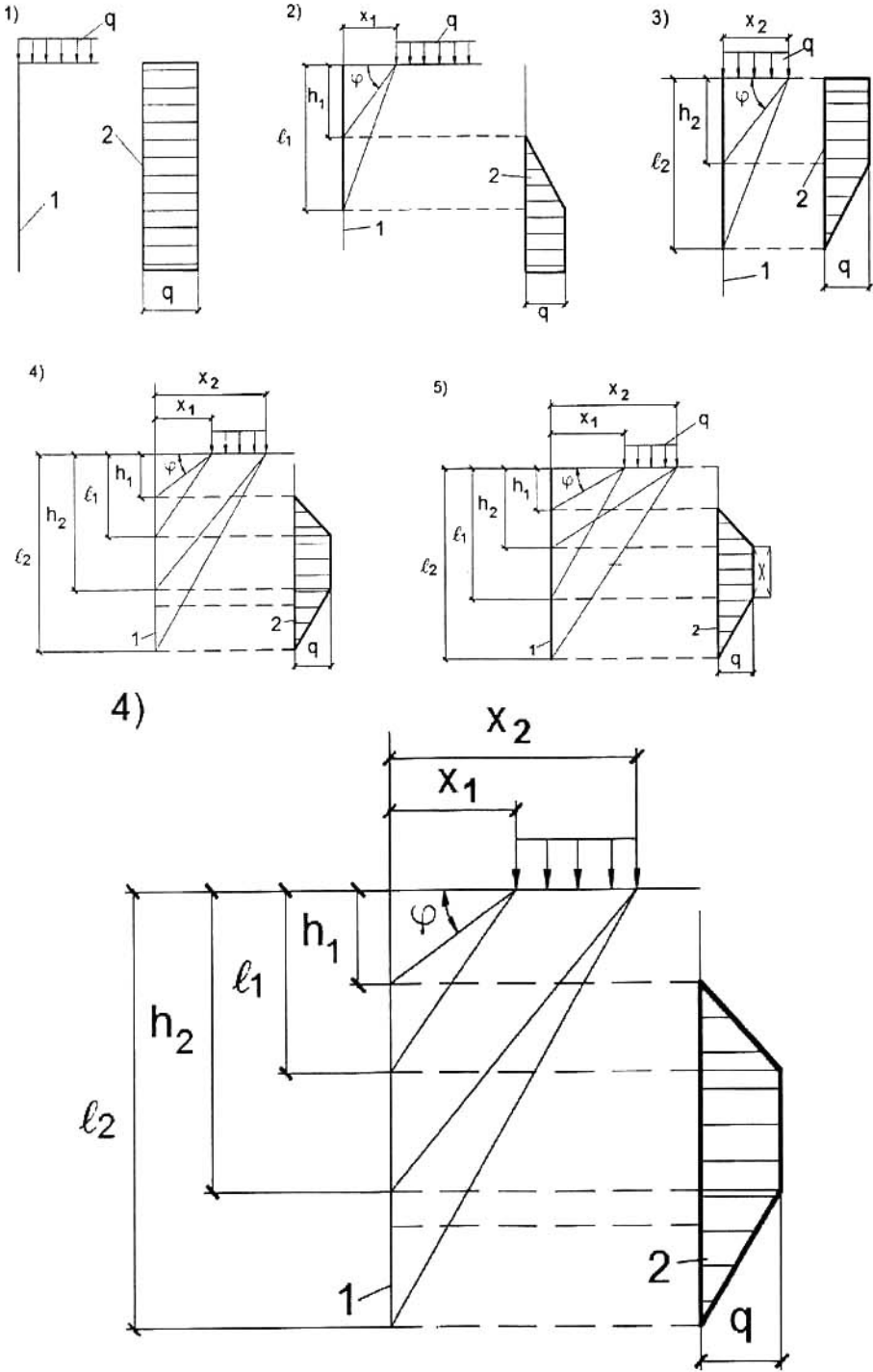
$$\sigma_{a,n} = \left( \sum_1^n \gamma_i \Delta y_i + \sigma_q \right) \lambda_{a,n} + \frac{c}{\text{tg} \varphi} (\lambda_{a,n} - 1) \quad (\text{H.1})$$

$$\sigma_{a,d} = \sigma_{a,n} \text{tg} \delta \quad (\text{H.2})$$

Trong đó

$\lambda_{a,n}$  được xác định theo Bảng H.1 với  $\varepsilon = 0$ .

Sơ đồ xác định biểu đồ khi đất đồng nhất.



$$h_1 = x_1 \operatorname{tg} \varphi; \quad (\text{H.3})$$

$$h_2 = x_2 \operatorname{tg} \varphi; \quad (\text{H.4})$$

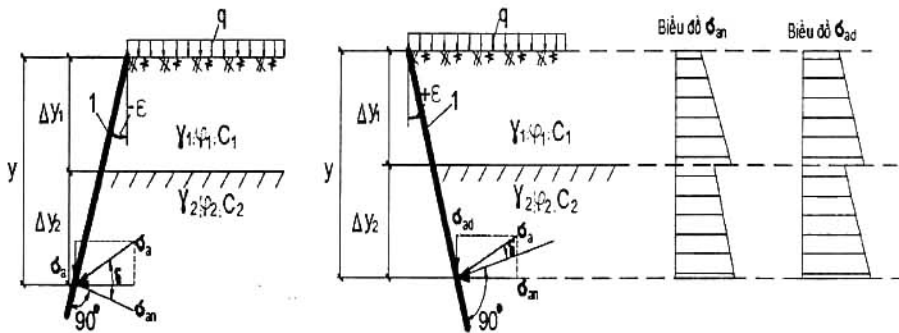
$$l_1 = x_1 (2c \operatorname{tg} \alpha_{gh} - \operatorname{tg} \varphi) \quad (\text{H.5})$$

$$l_2 = x_2 (2c \operatorname{tg} \alpha_{gh} - \operatorname{tg} \varphi) \quad (\text{H.6})$$

- khi  $c = 0$ :  $\alpha_{gh}$  xác định theo đồ thị ở Hình H.6 với  $\zeta = 0$ ;

- khi  $c \neq 0$ :  $\alpha_{gh}$  xác định theo chỉ dẫn ở Mục H.2.1.2 dưới đây.

Nếu đất không đồng nhất thì biểu đồ  $\sigma_y$  được xác định có xét đến chỉ dẫn ở Mục H.2.1.3 dưới đây.



#### CHÚ DẪN

1 mặt phẳng tính toán

2 biểu đồ  $\sigma_y$

**Hình H.1 – Sơ đồ xác định áp lực đất chủ động khi mặt đất nằm ngang và mặt phẳng tính toán thẳng đứng**

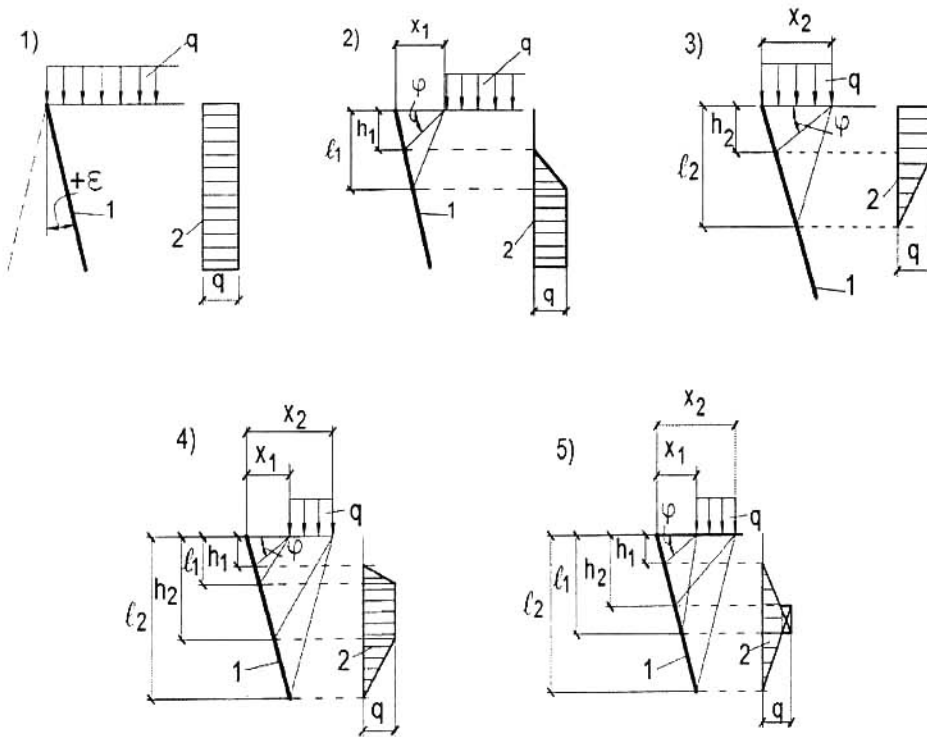
$$\sigma_{a,n} = \sum_1^n (\gamma_i \Delta y_i + \sigma_q) \lambda_{a,n} + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \left( \lambda_{a,n} - \frac{\cos(\varepsilon + \delta)}{\cos \varepsilon \cos \delta} \right) \quad (\text{H.7})$$

$$\sigma_{a,d} = \sigma_{a,n} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) \quad (\text{H.8})$$

$$\sigma_{a,pt} = \sigma_{a,n} \frac{\cos \varepsilon \cos \delta}{\cos(\varepsilon + \delta)} \quad (\text{H.8.a})$$

$\lambda_{a,n}$  xác định theo Bảng H.1 với giá trị  $\varepsilon$  tương ứng.

Sơ đồ xác định biểu đồ  $\sigma_q$  khi đất đồng nhất.



**CHÚ DẪN**

- 1 mặt phẳng tính toán      2 biểu đồ  $\sigma_q$

**Hình H.2 – Sơ đồ xác định áp lực đất chủ động khi mặt đất nằm ngang và mặt phẳng tính toán nằm nghiêng**

$$h_1 = x_1 \frac{tg\varphi}{1 + tg\varphi \, tg\epsilon} \tag{H.9}$$

$$h_2 = x_2 \frac{tg\varphi}{1 + tg\varphi \, tg\epsilon} \tag{H.10}$$

$$l_1 = x_1 \left( \frac{2ctg\alpha_{gh}}{1 + tg\epsilon \, ctg\varphi} - \frac{tg\varphi}{1 + tg\varphi \, tg\epsilon} \right) \tag{H.11}$$

$$l_2 = x_2 \left( \frac{2ctg\alpha_{gh}}{1 + tg\epsilon \, ctg\varphi} - \frac{tg\varphi}{1 + tg\varphi \, tg\epsilon} \right) \tag{H.12}$$

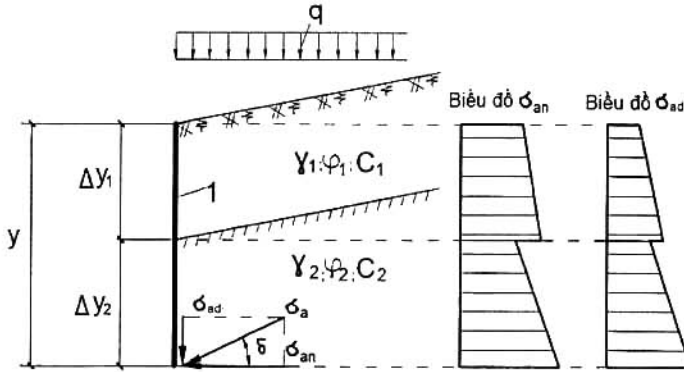
Khi  $c = 0$ :  $\alpha_{gh}$  xác định theo đồ thị ở Hình H.6 với  $\xi = 0$ ;

Khi  $c \neq 0$ :  $\alpha_{gh}$  xác định theo chỉ dẫn ở mục H.2.1.2 dưới đây

Nếu đất không đồng nhất thì biểu đồ  $\sigma_q$  được xác định có xét đến chỉ dẫn ở Mục H.2.1.3 dưới đây.

$$\sigma_{a,n} = \left( \sum_1^n \gamma_i \Delta y_i + \sigma_q \right) \lambda_{a,n} + \frac{c}{\tan \varphi} (\lambda_{a,n} - 1) \tag{H.13}$$

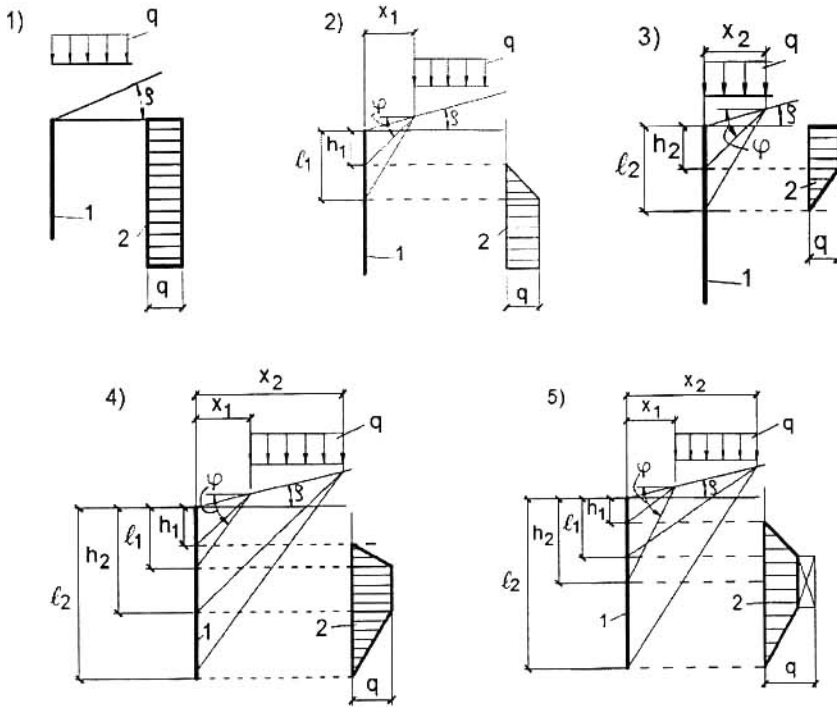
$$\sigma_{a,d} = \sigma_{a,n} \tan \delta \tag{H.14}$$



$$\text{Khi } p \leq \varphi: \lambda_{a,n} = \left[ \frac{\cos \varphi}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos \delta \cos \rho}}} \right]^2 \tag{H.15}$$

Khi  $p > \varphi: \lambda_{a,n} = \cos^2 \varphi \tag{H.16}$

Sơ đồ xác định biểu đồ  $\sigma_q$  khi đất đồng nhất.



**CHÚ DẪN**

- 1 mặt phẳng tính toán                      2 biểu đồ  $\sigma_q$

**Hình H.3 – Sơ đồ xác định áp lực đất chủ động khi mặt đất nằm nghiêng và mặt phẳng tính toán thẳng đứng**

$$h_1 = x_1(tg\varphi - tg\rho); \tag{H.17}$$

$$h_2 = x_2(tg\varphi - tg\rho) \tag{H.18}$$

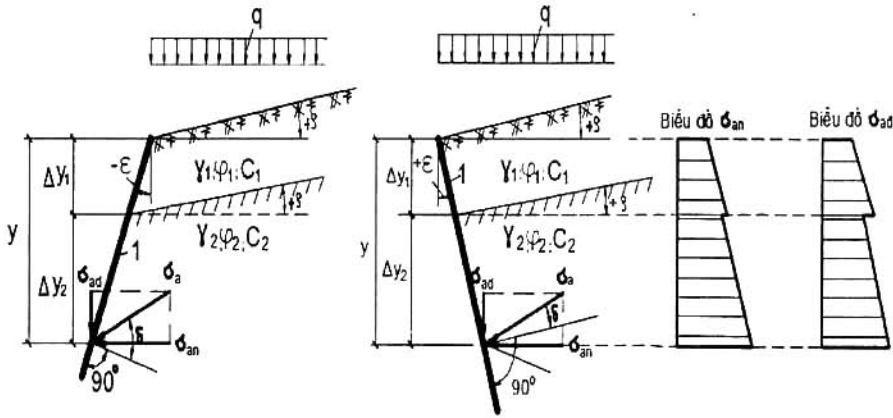
$$l_1 = x_1(2ctg\alpha_{gh} - tg\varphi - tg\rho) \tag{H.19}$$

$$l_2 = x_2(2ctg\alpha_{gh} - tg\varphi - tg\rho) \tag{H.20}$$

- khi  $c = 0$ :  $\alpha_{gh}$  xác định theo đồ thị ở Hình H.6 với  $\zeta = 0$ ;

- khi  $c \neq 0$ :  $\alpha_{gh}$  xác định theo chỉ dẫn ở Mục H.2.1.2 dưới đây.

Nếu đất không đồng nhất thì biểu đồ  $\sigma_q$  được xác định có xét đến chỉ dẫn ở Mục H.2.1.3.



### CHÚ DẪN

#### 1 mặt phẳng tính toán

Hình H.4 – Sơ đồ xác định áp lực đất chủ động khi mặt đất nằm nghiêng và mặt phẳng tính toán nằm nghiêng

$$\sigma_{a,n} = \left( \sum_1^n \gamma_i \Delta y_i + k_1 \sigma_q \right) \lambda_{a,n} + \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} (\lambda_{a,n} k_1 - k_2) \quad (\text{H.21})$$

$$\sigma_{a,d} = \sigma_{a,n} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) \quad (\text{H.22})$$

$$\sigma_{a,p} = \sigma_{a,n} \frac{\cos \varepsilon \cos \delta}{\cos(\varepsilon + \delta)} \quad (\text{H.22.a})$$

Trong đó  $\sigma_q$  xác định theo chỉ dẫn trên Hình H.5;

$$k_1 = \frac{\cos \varepsilon \cos p}{\cos(\varepsilon - p)} \quad k_2 = \frac{\cos(\varepsilon - \delta)}{\cos \varepsilon \cos \delta}$$

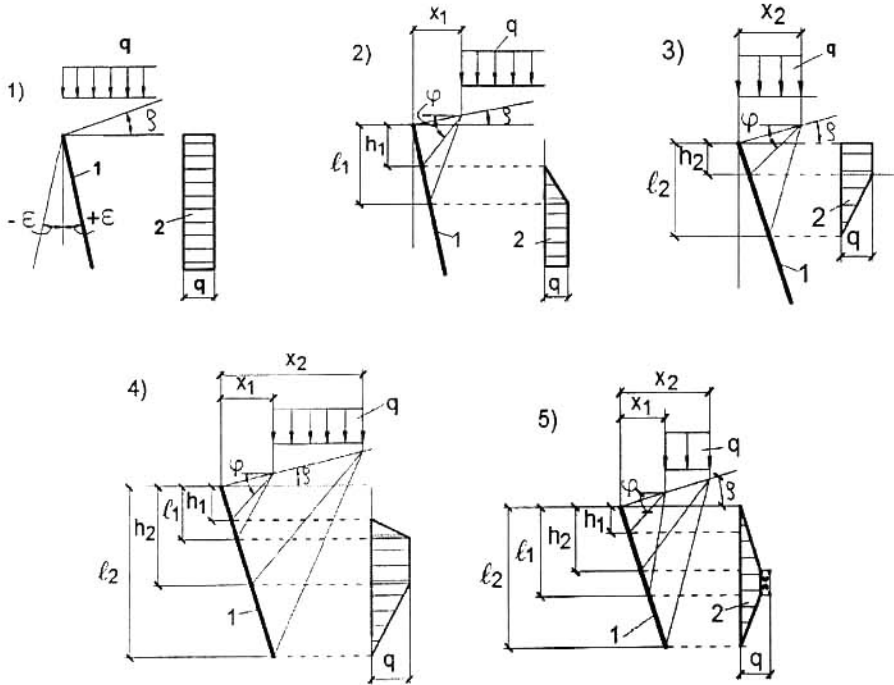
Khi  $p \leq \varphi$        $|\varepsilon| \leq (45^\circ - \varphi/2)$

$$\lambda_{a,n} = \left[ \frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - p)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - p)}} \right) \cos \varepsilon} \right]^2 \quad (\text{H.23})$$

Khi  $p > \varphi$        $|\varepsilon| \leq (45^\circ - \varphi/2)$

$$\lambda_{a,n} = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon) \operatorname{tg} p}{\cos \varepsilon \operatorname{tg} \varphi} \quad (\text{H.24})$$

- Nếu trong công thức (H.21) trị số  $(\lambda_{a,n} k_1 - k_2) > 0$  thì phải lấy  $(\lambda_{a,n} k_1 - k_2) = 0$



**CHÚ DẪN**

1 mặt phẳng tính toán                      2 biểu đồ  $\sigma_y$

**Hình H.5 – Sơ đồ xác định biểu đồ  $\sigma_y$  khi mặt đất nằm nghiêng và mặt phẳng tính toán nằm nghiêng**

$$h_1 = x_1 \frac{tg\varphi - tgp}{1 + tg\varphi tge} \tag{H.25}$$

$$h_2 = x_2 \frac{tg\varphi - tgp}{1 + tg\varphi tge} \tag{H.26}$$

$$l_1 = x_1 \left( \frac{2ctg\alpha_{gh}}{1 + tg\epsilon.ctg\alpha_{gh}} - \frac{tg\varphi + tgp}{1 + tg\varphi tge} \right) \tag{H.27}$$

$$l_2 = x_2 \left( \frac{2ctg\alpha_{gh}}{1 + tg\epsilon.ctg\alpha_{gh}} - \frac{tg\varphi + tgp}{1 + tg\varphi tge} \right) \tag{H.28}$$

Khi  $c = 0$ :  $\alpha_{gh}$  xác định theo đồ thị ở Hình H.6 với  $\xi = 0$ ;

Khi  $c \neq 0$ :  $\alpha_{gh}$  xác định theo chỉ dẫn ở Mục H.2.1.2 dưới đây.

Nếu đất không đồng nhất thì biểu đồ  $\sigma_y$  được xác định có xét đến chỉ dẫn ở Mục H.2.1.3 dưới đây.

CHÚ THÍCH 1 Dấu trừ trước  $\sigma_{n,d}$  chứng tỏ rằng thành phần thẳng đứng của cường độ áp lực đất chủ động hướng lên trên;

CHÚ THÍCH 2 Khi tính toán theo các trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất, trọng lượng đất  $\sum \gamma_i \Delta y_i$  thường được tính với hệ số đảm bảo của tải trọng là  $n = 1,1$ .

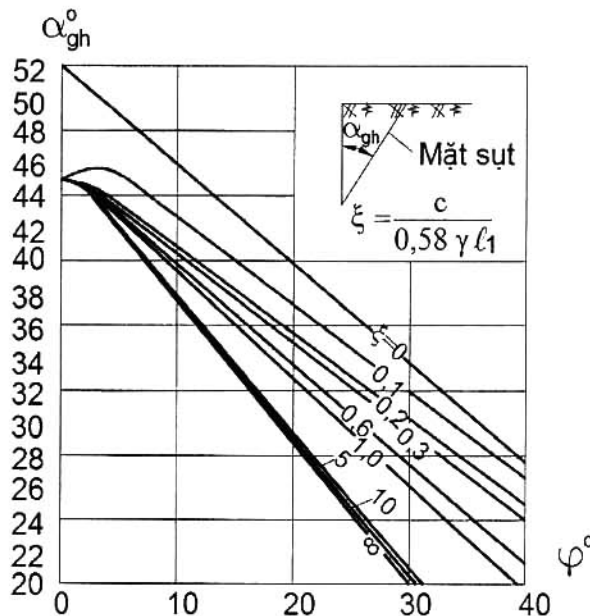
**H.2.1.2** Khi xác định biểu đồ  $\sigma_q$  của áp lực thẳng đứng do tải trọng  $q$  (xem Hình H.1, H.2, H.3 và H.5) nếu  $c \neq 0$  thì giá trị góc nghiêng  $\alpha_{gh}$  của mặt sạt so với đường thẳng đứng được xác định như sau:

Cho trước một giá trị  $l_1 = 3x_1$  và tính trị số  $\xi = \frac{c}{0,5\gamma.l_1}$  (trong đó  $c$  và  $\gamma$  - lực dính đơn vị và trọng lượng riêng của đất mà trong đó các trị số  $l_1$  và  $l_2$  được xác định).

Sau đó, theo đồ thị trên Hình H.6 tùy thuộc các trị số  $\xi$  và  $\varphi$  ta tìm được giá trị  $\alpha_{gh}$  và xác định  $l_1$  theo công thức đã ghi trên sơ đồ tính toán. So sánh trị số  $l_1$  tính được với trị số  $l_1$  đã lấy để tính  $\xi$ . Nếu hai giá trị này khác nhau thì cho một trị số  $l_1$  mới rồi lại tính  $\alpha_{gh}$  và  $l_1$ . Tính toán được tiến hành cho đến khi trị số  $l_1$  giả thiết gần bằng với trị số tính được theo công thức.

Đối với sơ đồ tính toán 3 (xem Hình H.1, H.2, H.3 và H.5) trị số  $\alpha_{gh}$  cũng xác định theo cách tương tự, nhưng trong trường hợp này ta lấy  $l_2 = 3x_2$  trong lần tính toán đầu và so sánh với  $l_2$  tính được.

CHÚ THÍCH: Khi  $\delta \leq 0,5\varphi$  thì cho phép lấy  $\alpha_{gh} = (45^\circ - \varphi/2)$ , trong đó  $\delta$  cũng là trị số trong các công thức (H.1) – (H.28).



Hình H.6 – Đồ thị để xác định góc nghiêng  $\alpha_{gh}$  của mặt sạt so với đường thẳng đứng

H.2.1.3 Nếu đất không đồng nhất thì biểu đồ của áp lực đất thẳng đứng do tải trọng q được phép dựng như sau. Đầu tiên lấy các đặc trưng của lớp thứ nhất và dựng biểu đồ  $\sigma_q$  như đối với đất đồng nhất theo chỉ dẫn ở các Hình H.1, H.2 và H.5. Sau đó lấy các đặc trưng của lớp thứ hai và cũng dựng biểu đồ  $\sigma_q$  ứng với các đặc trưng đất của lớp đó (Hình H.7).

**Bảng H.1 – Trị số  $\lambda_{a,n}$**

$\varphi$ (độ)	$\delta$	Trị số $\lambda_{a,n}$ khi $\varepsilon$ bằng						
		-30°	-20°	-10°	0°	10°	20°	30°
5	0	0,74	0,78	0,81	0,84	0,86	0,88	0,90
	1/2 $\varphi$	0,71	0,75	0,78	0,81	0,83	0,85	0,86
	2/3 $\varphi$	0,70	0,74	0,77	0,80	0,82	0,84	0,85
	$\varphi$	0,69	0,73	0,76	0,78	0,81	0,82	0,83
10	0	0,54	0,61	0,66	0,70	0,74	0,78	0,82
	1/2 $\varphi$	0,51	0,57	0,62	0,66	0,69	0,73	0,75
	2/3 $\varphi$	0,59	0,56	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73
	$\varphi$	0,48	0,54	0,59	0,63	0,66	0,68	0,70
15	0	0,40	0,47	0,53	0,59	0,64	0,69	0,74
	1/2 $\varphi$	0,36	0,43	0,49	0,54	0,58	0,62	0,65
	2/3 $\varphi$	0,36	0,42	0,48	0,52	0,57	0,60	0,63
	$\varphi$	0,34	0,40	0,46	0,50	0,54	0,56	0,58
20	0	0,28	0,36	0,43	0,49	0,55	0,61	0,66
	1/2 $\varphi$	0,26	0,33	0,39	0,44	0,49	0,53	0,57
	2/3 $\varphi$	0,25	0,32	0,37	0,43	0,47	0,51	0,54
	$\varphi$	0,24	0,30	0,35	0,40	0,44	0,47	0,49
25	0	0,20	0,27	0,34	0,41	0,47	0,53	0,60
	1/2 $\varphi$	0,18	0,24	0,30	0,36	0,41	0,46	0,50
	2/3 $\varphi$	0,18	0,23	0,29	0,35	0,39	0,47	0,46
	$\varphi$	0,17	0,22	0,28	0,32	0,36	0,39	0,41
30	0	0,13	0,20	0,27	0,33	0,40	0,47	0,54
	1/2 $\varphi$	0,12	0,18	0,24	0,29	0,34	0,39	0,43
	2/3 $\varphi$	0,12	0,17	0,23	0,28	0,33	0,37	0,40
	$\varphi$	0,11	0,16	0,21	0,26	0,29	0,32	0,33
35	0	0,09	0,14	0,21	0,27	0,34	0,41	0,48
	1/2 $\varphi$	0,08	0,13	0,18	0,24	0,29	0,33	0,37
	2/3 $\varphi$	0,08	0,13	0,17	0,22	0,27	0,31	0,34
	$\varphi$	0,08	0,12	0,17	0,21	0,25	0,28	0,30
40	0	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,35	0,43
	1/2 $\varphi$	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,28	0,32
	2/3 $\varphi$	0,05	0,09	0,13	0,18	0,22	0,26	0,29
	$\varphi$	0,05	0,09	0,13	0,17	0,22	0,25	0,27
45	0	0,03	0,07	0,12	0,17	0,23	0,30	0,38
	1/2 $\varphi$	0,03	0,06	0,10	0,15	0,19	0,24	0,28
	2/3 $\varphi$	0,03	0,06	0,10	0,14	0,18	0,22	0,24

CHÚ THÍCH: Với các giá trị trung gian của  $\varphi, \delta$  và  $\varepsilon$  thì giá trị  $\lambda_{a,n}$  được xác định theo nội suy.

**H.2.1.4.** Đối với các bên nửa mái dốc (Hình H.8) thì các biểu đồ thành phần nằm ngang  $\sigma_{a,n}$  và thẳng đứng  $\sigma_{a,d}$  của cường độ áp lực đất chủ động được xác định như sau:

Dựng hai biểu đồ  $\sigma_{a,n}$ ;

- biểu đồ H.2 được dựng từ điểm A (giao điểm giữa các đường kéo dài của mái dốc với mặt phẳng tính toán) như đối với mái dốc kéo dài không hạn chế;
- biểu đồ H.3 được dựng từ điểm B (giao điểm giữa các đường kéo dài của mặt phẳng nằm ngang của mặt bên hoặc bậc thềm với mặt phẳng tính toán) như đối với mặt đất nằm ngang.

Biểu đồ H.4 cần tìm (phần có sọc ngang trên Hình H.8) được lấy như sau: bắt đầu từ đỉnh thực của mặt phẳng tính toán đến giao điểm của các biểu đồ H.2 và H.3 thì lấy biểu đồ H.3 cho các sơ đồ tính toán trên các Hình H.8.b và H.8.c hoặc lấy biểu đồ H.2 cho sơ đồ tính toán trên Hình H.8.a; từ giao điểm trở xuống thì lấy theo biểu đồ H.2 cho các sơ đồ Hình H.8.b và H.8.c, hoặc biểu đồ H.3 cho sơ đồ Hình H.8.a.

Trị số  $\sigma_{a,d}$  ở độ sâu  $y$  được tính theo công thức:

$$\sigma_{a,d} = \sigma_{a,n} \cdot \tan(\varepsilon + \delta) \quad (\text{H.29})$$

Trong đó:  $\varepsilon$  và  $\delta$  như ở công thức H.8.

**H.2.1.5** Trường hợp mặt đất có hình dạng phức tạp, trường hợp có đồng hàng rời được xem như đất khi các lớp đất không phẳng và không song song, có các mặt sụt gãy khúc, có tải trọng ngang... thì thành phần nằm ngang  $E_{a,n}$  và thẳng đứng  $E_{a,d}$  của áp lực đất chủ động được xác định bằng phương pháp biến phân theo cách sau đây:

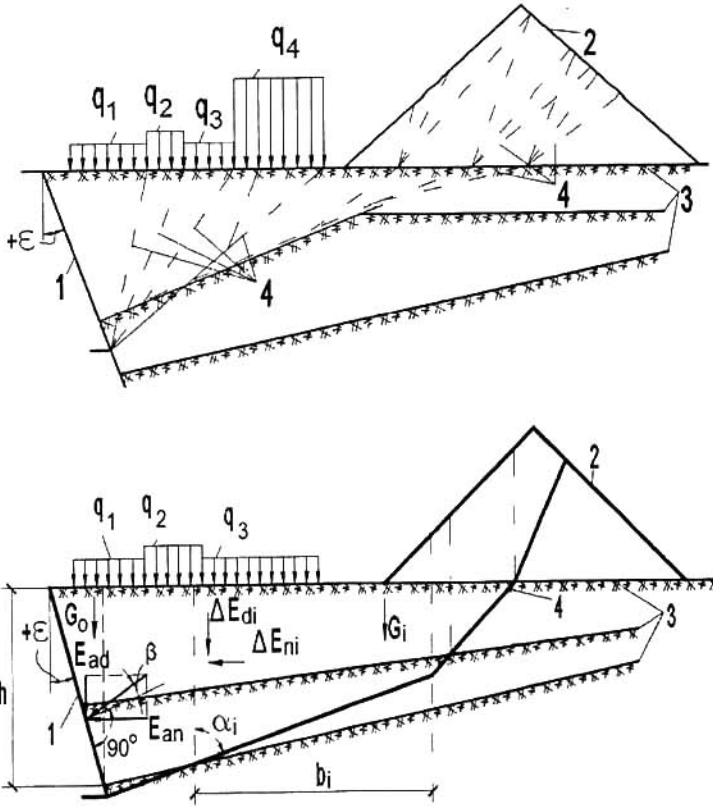
a) Từ chân của mặt phẳng tính toán (hoặc của đoạn mặt phẳng tính toán) chịu áp lực đất chủ động ta vẽ các mặt trượt khả dĩ (Hình H.9.a).

Khi tải trọng trên mặt đất không đều rất lớn hoặc khi các lớp đất nằm nghiêng thì ngoài các mặt sụt phẳng phải xét cả các mặt sụt gãy khúc. Trường hợp mặt hố móng (đáy) đi qua đất loại sét hoặc có các lớp đất loại sét nằm nghiêng thì phải xét cả các mặt gãy khúc có một phần hay toàn bộ đi theo mặt hố móng hoặc ranh giới của các lớp đất.

Khi trên mặt đất có đồng hàng rời và dưới đồng hàng không có kết cấu mặt bãi để ngăn chặn việc truyền tải trọng ngang do đồng hàng truyền xuống đất thì phải kéo dài mặt sụt qua cả đồng hàng, xem đồng hàng này như là đất với các đặc trưng tương ứng với loại hàng rời đồ đồng này, có xét đến các chỉ dẫn ở Mục C.4.f của Phụ lục C. Nếu đồng hàng cao 20 m và các mái dốc nằm nghiêng  $45^\circ$  thì vị trí của mặt sụt nguy hiểm nhất phải xác định theo chỉ dẫn ở Mục C.4.g của Phụ lục C.

b) Đối với mỗi mặt sụt khả dĩ tiến hành xác định  $E_{a,n}$  theo chỉ dẫn ở các tiểu mục c và d dưới đây. Cần tìm mặt sụt nguy hiểm nhất với giá trị  $E_{a,n}$  lớn nhất.

Các giá trị  $E_{a,n}$  và  $E_{a,d}$  của mặt trượt nguy hiểm là các thành phần cần tìm của áp lực đất chủ động.



a) Sơ đồ các mặt sụt khả dĩ    b) sơ đồ xác định các giá trị  $\Delta E_{n,i}$  và  $\Delta E_{d,i}$

**CHÚ DẪN**

- 1 mặt phẳng tính toán
- 2 đồng hàng rời đổ trên bên
- 3 ranh giới các lớp đất (hoặc mặt hồ móng)
- 4 mặt sụt khả dĩ

**Hình H.9 – Sơ đồ xác định áp lực đất chủ động bằng phương pháp biến phân**

$\Delta E_{n,i}, \Delta E_{d,i}$  - các thành phần nằm ngang và thẳng đứng của áp lực đất do phần tử  $i$  của lãng thể sụt;

$k$  số lượng phần tử trong lãng thể sụt;

$G_i$  trọng lượng phần tử  $i$  có xét thành phần thẳng đứng của các tải trọng trong phạm vi bề rộng phần tử.

$W_{n,i}$  tổng các thành phần ngang của tải trọng phạm vi bề rộng phần tử, lấy với dấu cộng khi hướng về phía áp lực;

$\alpha_i$  góc giữa đường thẳng đứng và mặt sụt ở đáy phần tử, tính theo chiều kim đồng hồ kể từ đường thẳng đứng, lấy  $\leq 173^\circ - (\epsilon + \beta + \varphi_1)$ ;

$\varphi_i, c_i$  góc ma sát trong, lực dính đơn vị của đất đáy phần từ  $i$ ; nếu đáy phần từ đi theo một hồ móng thì phải lấy  $\varphi_i = \varphi_{n,i}$  và  $c_i = c_{n,i}$ ;

$\varphi_{n,i}, c_{n,i}$  góc ma sát trong và lực dính đơn vị ở bề mặt hồ móng, xác định theo các khuyến nghị ở Điều 7.8 của Tiêu chuẩn này;

$b_i$  bề rộng phần từ  $i$ ;

$\varepsilon$  như trong công thức (H.8);

$\beta$  góc, thường lấy bằng  $\delta_{bq}$ , nhưng  $\leq 20^\circ$  đối với các phần từ có  $(\alpha_i + \varphi_i) > 90^\circ$ .

$\delta_{bq}$  giá trị bình quân gia quyền của góc ma sát của đất trên mặt tiếp xúc với mặt phẳng tính toán trong phạm vi chiều cao  $h$ , xác định theo công thức:

$$\delta_{bq} = \frac{\sum_1^n \delta_j \Delta y_j}{h} \quad (\text{H.34})$$

$\delta_j$  góc ma sát trong ở mặt tiếp xúc với mặt phẳng tính toán trong phạm vi lớp  $j$ , lấy  $\leq 30^\circ$  nếu mặt phẳng tính toán là mặt sau công trình thì được phép lấy  $\delta_j = \frac{2}{3} \varphi_j$ ; nếu mặt phẳng tính toán đi trong đất thì lấy  $\delta_j = \varphi_j$ ;

$\varphi_j$  góc ma sát trong của đất ở mặt tiếp xúc với mặt phẳng tính toán trong phạm vi lớp  $j$ ;

$\Delta y_j$  chiều cao của lớp đất  $j$  trong phạm vi chiều cao  $h$  của mặt phẳng tính toán;

$n$  số lớp đất trong phạm vi chiều cao  $h$  của mặt phẳng tính toán.

**CHÚ THÍCH 1** Nếu mặt sụt đi theo mặt tiếp xúc giữa hai lớp đất thì trên mặt sụt đó sẽ lấy các đặc trưng của lớp đất xấu hơn, nếu không thể xác định được lớp nào là lớp xấu hơn thì cần xác định  $\Delta E_{n,i}$  cho cả hai lớp.

**CHÚ THÍCH 2** Việc xác định áp lực đất chủ động bằng phương pháp biến phân đòi hỏi một khối lượng tính toán lớn, bởi vậy nên tính trên máy vi tính.

**H.2.1.6** Các biểu đồ cường độ áp lực đất chủ động  $\sigma_{a,n}$ ,  $\sigma_{a,pt}$  trong trường áp lực chủ động tính theo mục H.2.1.1 được xác định như sau:

Mặt phẳng tính toán được chia ra từng đoạn có chiều cao  $\Delta h_j$  (Hình H.10). Thông thường ở các đoạn trên, nơi không có sự phân tầng phức tạp của các lớp đất và không chịu ảnh hưởng của dòng hàng rời đổ trên bên v.v..., các trị số  $\sigma_{a,n}$ ,  $\sigma_{a,d}$  và  $\sigma_{a,pt}$  được xác định theo chỉ dẫn ở Mục H.2.1.1 trên đây; ở những đoạn mà cường độ áp lực đất chủ động không thể xác định theo các chỉ dẫn ở Mục H.2.1.1 thì tiến hành tính toán tại điểm giữa của mỗi đoạn các thành phần  $\sigma_{a,nj}$ ,  $\sigma_{a,dj}$  và  $\sigma_{a,ptj}$  của cường độ áp lực đất chủ động theo các công thức sau:

$$\sigma_{a,nj} = \frac{E_{a,nj} - E_{a,n,(j-1)}}{\Delta h_j} \tag{H.35}$$

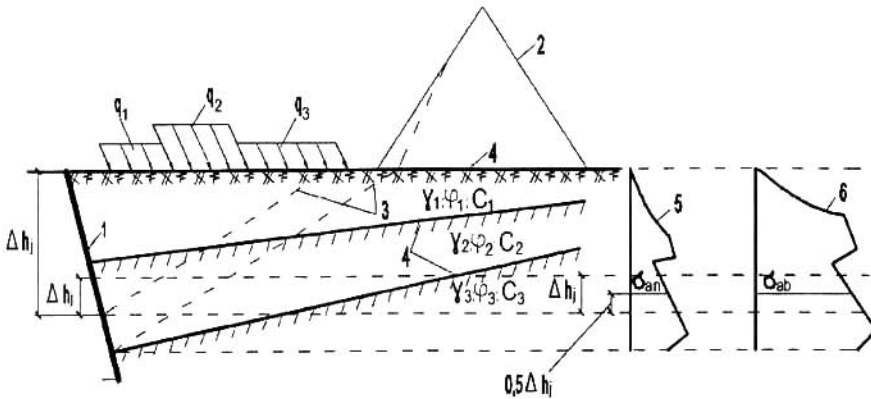
$$\sigma_{a,dj} = \frac{E_{a,dj} - E_{a,d,(j-1)}}{\Delta h_j} \tag{H.36}$$

$$\sigma_{a,pj} = \sigma_{a,nj} \frac{\cos \varepsilon \cos \beta}{\cos(\varepsilon + \beta)} \tag{H.37}$$

Trong đó

$E_{a,nj}, E_{a,dj}$  các thành phần nằm ngang và thẳng đứng của áp lực đất chủ động trên mặt phẳng tính toán có chiều cao  $h_j$ , nằm cao hơn ranh giới bên dưới của đoạn  $j$ , xác định theo các công thức (H.30) và (H.31);

$E_{a,n,(j-1)}, E_{a,d,(j-1)}$  các thành phần nằm ngang và thẳng đứng của áp lực đất chủ động trên mặt phẳng tính toán có chiều cao  $h_{j-1}$ , nằm cao hơn ranh giới bên trên của đoạn  $j$ , xác định theo các công thức (H.30) và (H.31).



**CHÚ DẪN**

- 1 Mặt phẳng tính toán
- 2 Đồng hàng rời đổ trên bên
- 3 Mặt sứt nguy hiểm nhất
- 4 Ranh giới các lớp đất
- 5 Biểu đồ các thành phần nằm ngang  $\sigma_{a,n}$  của áp lực đất chủ động
- 6 Biểu đồ của thành phần thẳng đứng  $\sigma_{a,d}$  của áp lực đất chủ động

**Hình H.10 – Sơ đồ xác định cường độ áp lực đất chủ động  
tính toán bằng phương pháp biến phân.**

H.2.1.7. Khi xác định áp lực đất chủ động theo các chỉ dẫn ở Mục H.2.1 trên đây cần lưu ý những điểm sau:

- a) Nếu  $\varepsilon > 0$  thì trọng lượng  $G_j$  phải cộng thêm vào trọng lượng  $\Delta G_j$ , tính theo công thức:

$$\Delta G_i = \frac{G_o}{\sum_1^k G_i} G_i \quad (\text{H.37})$$

Trong đó

$G_o$  trọng lượng khối đất nằm giữa mặt phẳng tính toán và mặt phẳng thẳng đứng đi qua chân mặt phẳng tính toán, có xét cả tải trọng trên bề mặt khối đất này (xem Hình H.9.b).

b nếu mặt phẳng tính toán có hình dạng gãy khúc, thì trong các công thức (H.32) và (H.33) cho phép lấy  $\varepsilon = \varepsilon_{bc}$ , trong đó  $\varepsilon_{bq}$  - trị số bình quân gia quyền của góc nghiêng so với đường thẳng đứng của các đoạn phẳng thuộc mặt phẳng tính toán, xác định theo công thức:

$$\varepsilon_{bq} = \frac{\sum_1^n \varepsilon_i \Delta h_i}{h} \quad (\text{H.38})$$

$\varepsilon_i$  góc nghiêng so với đường thẳng đứng của đoạn phẳng  $i$  thuộc mặt phẳng tính toán, lấy với dấu trừ khi nghiêng về phía bờ đất (xem Hình H.2);

$\Delta h_i$  chiều cao của đoạn thẳng  $i$  thuộc mặt phẳng tính toán.

$h$  chiều cao của mặt phẳng tính toán;

$n$  số lượng đoạn phẳng của mặt phẳng tính toán;

c nếu theo công thức (H.30) tính ra được  $E_{a,n} < 0$ , thì phải lấy  $E_{a,n} = E_{a,d} = 0$ .

**CHÚ THÍCH 1** Nếu mặt sụt gãy khúc thì:

- Trong các phần tử có  $90^\circ$  thường phải xét hoạt tải trên mặt phần tử và nếu tính toán theo nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất thì hệ số đảm bảo của tải trọng đối với trọng lượng đất được lấy là  $n = 1,1$ , đối với trọng lượng hàng rời:  $n = 1,3$ ;

- Trong các phần tử có  $90^\circ$  không cần xét đến hoạt tải trên mặt phần tử, trừ tải trọng do đồng hàng rời đổ trên bển và, nếu tính toán theo các nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất thì hệ số đảm bảo của tải trọng đối với trọng lượng đất được lấy là  $n = 0,9$ , đối với trọng lượng hàng rời:  $n = 1,0$ .

**CHÚ THÍCH 2** Dấu trừ nhận được khi tính  $E$  chứng tỏ rằng thành phần thẳng đứng của áp lực đất chủ động hướng lên trên.

**H.2.1.8** Các thành phần nằm ngang thẳng đứng và pháp tuyến của áp lực đất chủ động trên các góí đứng riêng rẽ ở độ sâu  $y$  được xác định theo các công thức sau:

$$\sigma_{a,n,o} = \sigma_{a,n} k_a b \quad (\text{H.39})$$

$$\sigma_{a,d,o} = \sigma_{a,n,o} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) \quad (\text{H.40})$$

$$\sigma_{a,pt,o} = \sigma_{a,n,o} \frac{\cos \varepsilon \cos \delta}{\cos(\varepsilon + \delta)} \quad (\text{H.40.a})$$

Trong đó:

$\sigma_{a,n}$  Thành phần nằm ngang của cường độ áp lực đất chủ động trên 1 m dài, xác định theo chỉ dẫn ở các Mục H.2.1.1, H.2.1.4 hoặc H.2.1.5 trên đây;

$k_a$  Hệ số, xét sự làm việc không gian của đất và được xác định theo công thức:

Khi  $y \leq y_{gh}$ :

$$k_a = 1 - \frac{tg(\varphi/2)}{b.tg(45^\circ + \varphi/2)} \nu \quad (H.41)$$

Khi  $y > y_{gh}$ :

$$k_a = 1 - \frac{t_o - b}{b} (1 - 0,5 \frac{y_{gh}}{y}) \quad (H.42)$$

Trong đó:

$$y_{gh} = \frac{(t_o - b)tg(45^\circ + \varphi/2)}{2tg\varphi/2} \quad (H.43)$$

$b, t_o$  Bề rộng (đường kính) của gối đứng riêng rẽ và khoảng cách tim đến tim của các gối đó;

$\varepsilon, \delta$  Giống như khi xác định  $\sigma_{a,n}$ .

CHÚ THÍCH Đối với gối đơn độc thì hệ số  $k_a$  phải xác định theo công thức (H.41)

## H.2.2 Xác định áp lực đất bị động

**H.2.2.1** Trong trường hợp mặt đất là phẳng, tải trọng phân bố đều và các lớp đất nằm song song với mặt đất thì các thành phần nằm ngang  $\sigma_{n,n}$ , thẳng đứng  $\sigma_{a,d}$  và pháp tuyến  $\sigma_{a,p}$  của cường độ áp lực đất bị động ở độ sâu  $y$  được xác định;

a) Khi mặt đất nằm ngang và mặt phẳng tính toán thẳng đứng – theo các công thức (H.44) và (H.45) trên Hình H.11.a;

b) Khi mặt đất nằm ngang và mặt phẳng tính toán nằm nghiêng – theo các công thức (H.46) và (H.47) trên Hình H.11.b;

c) Khi mặt đất nằm nghiêng, lúc  $|p| \leq \varphi$  và mặt phẳng tính toán thẳng đứng – theo các công thức (H.48) và (H.49) trên Hình H.12.a;

d) Khi mặt đất nằm nghiêng, lúc  $|p| \leq \varphi$  và mặt phẳng tính toán nằm nghiêng một góc  $\varepsilon < 7^\circ$  so với đường thẳng đứng – theo các công thức (H.51) và (H.52) trên Hình H.12.b.

Trong các công thức (H.44) – (H.53):

$\gamma_i, \Delta y_i$  Dùng trong (có xét lực đẩy nổi của nước) và chiều cao lớp đất  $i$  tại mặt phẳng tính toán trong phạm vi  $y$ ;

$n$  Số lượng các lớp đất tại mặt phẳng tính toán trong phạm vi  $y$ ;

$q$  Tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên  $1 \text{ m}^2$  mặt đất nằm ngang hoặc trên  $1 \text{ m}^2$  hình chiếu của mái dốc lên mặt phẳng nằm ngang khi  $P \neq 0$ ;

$\varepsilon$  Góc nghiêng của mặt phẳng tính tại độ sâu  $y$  so với đường thẳng đứng, lấy với dấu trừ khi nghiêng ra phía ngoài (Hình H.11 và H.12);

$\varphi, c$  Góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất tại độ sâu  $y$  của mặt phẳng tính toán;

$\delta$  Góc lệch so với đường thẳng của mặt phẳng tính toán áp lực đất bị động, thường lấy bằng góc ma sát của đất ở mặt tiếp xúc với mặt phẳng tính toán tại độ sâu  $y$ , nhưng không lớn hơn  $30^\circ$ , góc ma sát của đất ở mặt tiếp xúc với mặt phẳng tính toán thường lấy bằng  $\varphi$ ;

$\lambda_{n,n}$  Hệ số thành phần nằm ngang của áp lực đất bị động;

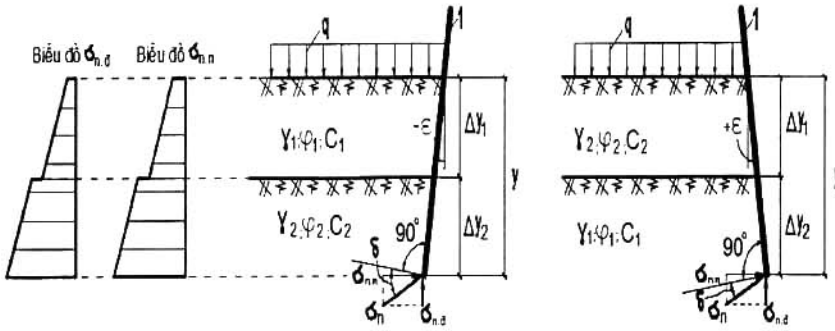
$P$  Góc nghiêng của mặt đất so với đường nằm ngang, lấy với dấu cộng khi mặt đất phía bờ cao hơn mép bên;

$\beta$  Góc, lấy bằng  $\frac{2}{3} \delta$ .

Nếu trị số  $\sigma_{n,d}$  tính được là số âm thì điều đó chứng tỏ rằng thành phần thẳng đứng của cường độ áp lực đất bị động hướng xuống dưới (Hình H.11.b);

CHÚ THÍCH Khi tính toán theo nhóm các trạng thái giới hạn thứ nhất thì trọng lượng đất  $\left( \sum_i^n \gamma_i \Delta y_i \right)$  thường được tính với hệ số đảm bảo của tải trọng là  $n = 0,9$ .

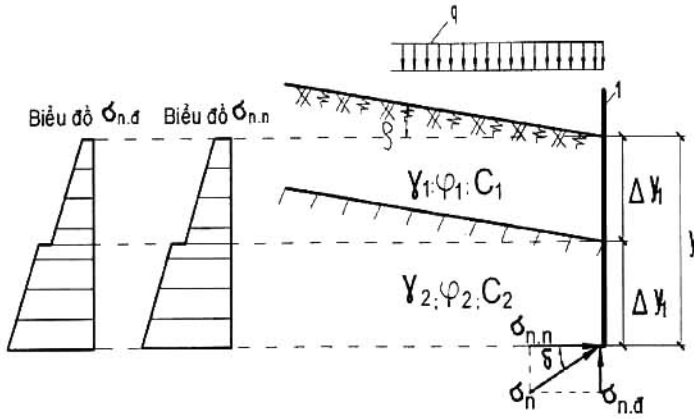
**H.2.2.2** Nếu mặt đất có hình dạng phức tạp, nếu ranh giới các lớp đất không phẳng và không song song, mặt ép trôi có dạng gẫy khúc v.v... thì các thành phần nằm ngang  $E_{n,n}$  và thẳng đứng  $E_{n,d}$  của áp lực đất bị động được phép xác định bằng phương pháp biến phân theo cách tương tự như các chỉ dẫn ở Mục H.7 trên đây. Khi đó cần tìm mặt ép trôi nguy hiểm nhất tương ứng với trị số nhỏ nhất của đại lượng  $E_{n,n}$  và các giá trị  $E_{n,n}$  và  $E_{n,d}$  tính được khi có mặt trượt nguy hiểm nhất này sẽ là các thành phần cần tìm của áp lực đất bị động.



$$\sigma_{n,n} = \left( \sum_1^n \gamma_i \Delta y_i + q \right) \lambda_{n,n} + \frac{c}{\text{tg} \varphi} (\lambda_{n,n} - 1) \tag{H.44}$$

$$\sigma_{n,d} = \sigma_{n,n} \text{tg} \delta \tag{H.45}$$

$\lambda_{n,n}$  Xác định theo bảng H.2 khi  $\varepsilon = 0$ .

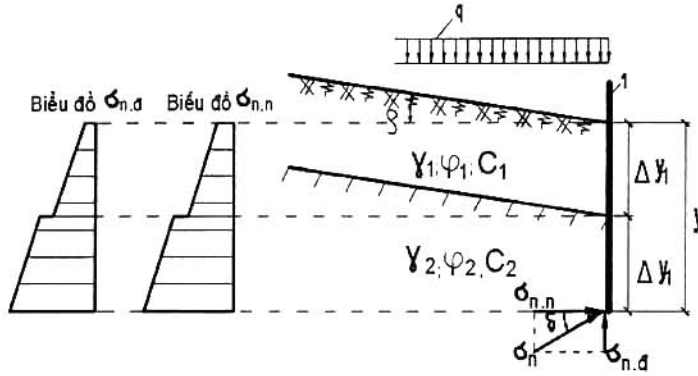


$$\sigma_{n,n} = \left( \sum_1^n \gamma_i \Delta y_i + q \right) \lambda_{n,n} + \frac{c}{\text{tg} \varphi} \left[ \lambda_{n,n} - \frac{\cos(\varepsilon + \delta)}{\cos \varepsilon \cos \delta} \right] \tag{H.46}$$

$$\sigma_{n,d} = \sigma_{n,n} \text{tg}(\varepsilon + \delta) \tag{H.47}$$

$$\sigma_{n,p1} = \sigma_{n,n} \frac{\cos \varepsilon \cos \delta}{\cos(\varepsilon + \delta)} \tag{H.47.a}$$

$\lambda_{n,n}$  Xác định theo Bảng H.2.



a) Khi mặt phẳng tính toán thẳng đứng      b) Khi mặt phẳng tính toán nằm nghiêng

CHÚ DẪN

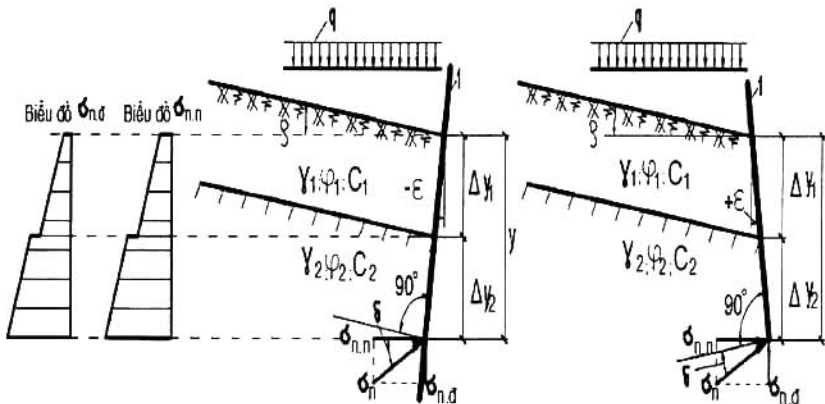
1 Mặt phẳng tính toán

Hình H.11 – Sơ đồ xác định áp lực đất bị động khi mặt đất nằm ngang

$$\sigma_{n,n} = \left( \sum_1^n \gamma_i \Delta y_i + q \right) \lambda_{n,n} + \frac{c}{\text{tg} \varphi} (\lambda_{n,n} - 1) \tag{H.48}$$

$$\sigma_{n,d} = \sigma_{n,n} \text{tg} \delta \tag{H.49}$$

$$\lambda_{n,n} = \left[ \frac{\cos \varphi}{1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \beta) \sin(\varphi - p)}{\cos \beta \cos p}}} \right]^2 \tag{H.50}$$



a) Khi mặt phẳng tính toán thẳng đứng      b) Khi mặt phẳng tính toán nằm nghiêng ( $\varepsilon < 7^\circ$ )

CHÚ DẪN

1- Mặt phẳng tính toán

Hình H.12 – Sơ đồ xác định áp lực đất bị động khi mặt đất nằm nghiêng

Bảng H.2 - Giá trị của  $\lambda_{a,n}$ 

$\varphi$ Độ	$\delta$	Giá trị của $\lambda_{a,n}$ khi $\varepsilon$ bằng						
		-30°	-20°	-10°	0°	10°	20°	30°
5	0	1,09	1,12	1,14	1,18	1,22	1,26	1,30
	1/3 $\varphi$	1,12	1,15	1,20	1,24	1,29	1,34	1,34
	$\varphi$	1,15	1,18	1,22	1,27	1,32	1,37	1,42
10	0	1,20	1,24	1,33	1,42	1,51	1,62	1,75
	1/3 $\varphi$	1,29	1,35	1,43	1,52	1,61	1,71	1,84
	$\varphi$	1,45	1,51	1,56	1,63	1,71	1,79	1,95
15	0	1,30	1,39	1,55	1,69	1,98	2,07	2,34
	1/3 $\varphi$	1,50	1,61	1,70	1,86	2,11	2,31	2,56
	$\varphi$	1,80	1,90	2,05	2,12	2,32	2,53	2,84
20	0	1,45	1,60	1,80	2,04	2,32	2,79	3,17
	1/3 $\varphi$	1,72	1,89	2,11	2,35	2,67	3,09	3,57
	$\varphi$	2,27	2,40	2,61	2,86	3,15	3,49	3,86
25	0	1,58	1,74	2,12	2,46	3,00	3,68	4,30
	1/3 $\varphi$	2,01	2,25	2,59	3,09	3,56	4,24	5,13
	$\varphi$	2,87	3,16	3,48	3,94	4,59	5,36	5,83
30	0	1,72	2,02	2,43	3,00	3,70	4,70	6,10
	1/3 $\varphi$	2,33	2,72	3,28	3,94	4,88	6,15	7,84
	$\varphi$	3,72	4,23	4,86	5,67	6,65	7,82	9,01
35	0	1,91	2,28	2,89	3,69	4,70	6,46	9,00
	1/3 $\varphi$	2,79	3,46	4,26	5,29	7,17	9,17	13,7
	$\varphi$	4,54	5,62	6,71	7,76	10,35	12,7	15,4
40	0	2,14	2,66	3,42	4,60	6,24	8,85	13,0
	1/3 $\varphi$	3,37	4,36	5,66	7,54	10,4	14,5	21,6
	$\varphi$	5,48	6,89	8,81	11,4	15,1	20,3	26,7
45	0	2,40	3,19	4,22	5,83	8,19	12,0	18,0
	1/3 $\varphi$	4,12	5,62	7,43	10,1	14,2	21,1	29,2
	$\varphi$	7,00	9,00	11,5	16,5	20,5	28,0	36,9

CHÚ THÍCH Với các giá trị trung gian của  $\varphi, \delta$  và  $\varepsilon$  thì trị số  $\lambda_{a,n}$  được xác định bằng nội suy.

$$\sigma_{n,n} = \left( \sum_1^n \gamma_i \Delta y_i + q \right) \lambda_{n,n} + \frac{c}{tg\varphi} \left[ \lambda_{n,n} - \frac{\cos(\varepsilon + \delta)}{\cos \varepsilon \cos \delta} \right]; \quad (H.51)$$

$$\sigma_{n,d} = \sigma_{n,n} tg(\varepsilon + \delta); \quad (H.52)$$

$$\sigma_{n,pt} = \sigma_{n,n} \frac{\cos \varepsilon \cos \delta}{\cos(\varepsilon + \delta)}; \quad (H.52.a)$$

Khi  $\varepsilon > 7^\circ$  :

$$\lambda_{n,n} = \left[ \frac{\cos \varphi - \varepsilon}{1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \beta) \sin(\varphi + p)}{\cos(\varepsilon + \beta) \cos(\varepsilon - p)}}} \right]^2 \quad (H.53)$$

Với bất kỳ mặt ép trôi nào, các đại lượng  $E_{n,n}$  và  $E_{n,d}$  được tính toán theo các công thức:

$$E_{n,n} = - \sum_1^n \Delta E_{n,i} \quad (H.54)$$

$$E_{n,d} = - \sum_1^n \Delta E_{d,i} \quad (H.55)$$

Trong đó

$\Delta E_{n,i}, \Delta E_{d,i}$  Các thành phần nằm ngang và thẳng đứng của áp lực đất bị đóng do phần tử  $i$  của lăng thể ép trôi, xác định theo các công thức (H.32) và (H.33) với cùng các giá trị  $\varepsilon$  như trong công thức (H.46) và với  $\beta_i = \frac{2}{3} \delta_{bq}$  nhưng không lớn hơn  $20^\circ$  đối với các phần tử có  $(\alpha_i + \beta_i) > 90^\circ$  ;

$\delta_{bq}$  Giá trị bình quân gia quyền của góc lệch của áp lực đất bị động vuông góc với mặt phẳng tính toán, thường lấy bằng giá trị bình quân gia quyền của góc mà sát ở mặt tiếp xúc với mặt phẳng tính toán, tính theo công thức (H.34); trị số góc ma sát  $\delta_i$  ở mặt tiếp xúc với mặt tính toán thường lấy bằng  $\varphi_j$  ;

m Số lượng các phần tử trong lăng thể ép trôi.

Khi tính toán áp lực đất bị động phải tuân thủ các chỉ dẫn ở Mục G.9.a trên đây và lưu ý các điểm sau:

a- Nếu  $\varepsilon < 0$  thì khối đất nằm giữa mặt phẳng tính toán và mặt phẳng thẳng đứng vẽ qua chân mặt phẳng tính toán sẽ không xem là một phần tử riêng, nhưng trọng lượng của khối đất này, kể cả tải trọng trên bề mặt, được phân bố vào trọng lượng các phần tử của lăng thể ép trôi tỷ lệ thuận với các phần tử đó. Gia số  $\Delta G_i$  thêm vào trọng lượng của phần tử  $i$  được tính theo công thức (H.37);

b) Nếu trị số  $E_{n,d}$  tính được theo công thức (H.33) là số âm thì có nghĩa là thành phần thẳng đứng của áp lực đất bị động hướng xuống dưới (Hình H.11.b và H.12.b).

**H.2.2.3** Các thành phần nằm ngang  $\sigma_{n,n,o}$ , thẳng đứng  $\sigma_{n,d,o}$ , và pháp tuyến  $\sigma_{n,pt,o}$  của cường độ áp lực đất bị động trên các trụ đứng riêng rẽ tại độ sâu y được xác định theo công thức:

$$\sigma_{n,n,o} = \sigma_{n,n} k_n b \tag{H.56}$$

$$\sigma_{n,d,o} = \sigma_{n,n,o} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) \tag{H.57}$$

$$\sigma_{n,pt,o} = \sigma_{n,n,o} \frac{\cos \varepsilon \cos \delta}{\cos(\varepsilon + \delta)} \tag{H.57.a}$$

Trong đó:

$\sigma_{n,n}$  Thành phần nằm ngang của cường độ áp lực đất bị động trên 1m dài, xác định theo chỉ dẫn ở các Mục H.11 hoặc H.12 trên đây;

$k'_n$  Hệ số, xét đến sự làm việc không gian của đất, xác định theo công thức sau:

\* Khi  $y \leq y_{gh}$ :

$$k'_n = 1 + \frac{\operatorname{tg}(\varphi/2)}{b \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)} y_{gh} \tag{H.58}$$

\* Khi  $y > y_{gh}$ :

$$k'_n = 1 + \frac{\operatorname{tg}(l_o - b)}{b} \left( 1 - 0,5 \cdot \frac{y_{gh}}{y} \right); \tag{H.59}$$

Trong đó:

$$y_{gh} = \frac{(l_o - b) \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)}{2 \operatorname{tg}(\varphi/2)} \tag{H.60}$$

b và  $l_o$  Bề rộng (đường kính) của các trụ đứng riêng rẽ và khoảng cách từ đến trục các trụ;

$\varepsilon$  và  $\delta$  Giống như khi xác định  $\sigma_{n,n}$ .

CHÚ THÍCH Đối với các trụ đơn độc thì hệ số  $k'_n$  phải xác định theo công thức (H.58).

### H.3 Áp lực hông của đất ở giai đoạn trước trạng thái giới hạn

#### H.3.1 Xác định áp lực đất ở trạng thái tĩnh

**H.3.1.1** Trong trường hợp mặt đất nằm ngang, tải trọng phân bố đều q và các lớp đất nằm ngang thì các thành phần nằm ngang  $\sigma_{o,n}$  và thẳng đứng  $\sigma_{o,d}$  của cường độ áp lực đất ở trạng thái tĩnh lên mặt phẳng tính toán thẳng đứng tại độ sâu y được xác định theo công thức:

$$\sigma_{o,n} = \left( \sum_1^n \gamma_i \Delta y_i + q \right) \lambda_{o,n} \tag{H.61}$$

$$\sigma_{o,d} = \sigma_{o,n} t g \delta \quad (\text{H.62})$$

Trong đó

$\gamma_i, \Delta y_i, n$  Như trong các công thức (H.1) – (H.28);

$\lambda_{o,n}$  Hệ số thành phần nằm ngang của áp lực đất ở trạng thái tĩnh, được xác định như sau:

a- Nếu  $\delta = 0$  - dùng đồ thị trên Hình H.13 tùy thuộc vào trị số  $\mu$  hoặc dùng công thức:

$$\lambda_{o,n} = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (\text{H.63})$$

b- Nếu  $\delta \neq 0$  - dùng đồ thị trên Hình 13 tùy thuộc vào trị số  $\varphi_{gd}$  tính theo công thức:

$$\varphi_{gd} = \arcsin(1 - 2\mu) \quad (\text{H.64})$$

$\mu$  Hệ số poát xông của đất, xác định theo Bảng G.5 của Phụ lục G.

**H.3.1.2** Trong các trường hợp phức tạp áp lực đất ở trạng thái tĩnh được xác định như áp lực chủ động theo các chỉ dẫn ở Mục H.2.1.5 trên đây, khi đó sẽ lấy lực dính đơn vị bằng không, còn góc ma sát trong của đất thì lấy bằng giá trị giả định tính theo công thức (H.64).

### H.3.2 Xác định áp lực đất bên trong các kết cấu kiểu ngăn tầng ô

**H.3.2.1** Khi có tải trọng phân bố đều  $q$  ở cao độ đỉnh của ô thì các thành phần nằm ngang  $\sigma_{a,n}$  và thẳng đứng  $\sigma_{a,d}$  của cường độ áp lực lên mặt phẳng thẳng đứng trong ô ở độ sâu  $y$  (Hình H.14) được xác định theo các công thức sau:

$$\sigma_{a,n} = \sigma_y \lambda_{a,n} \quad (\text{H.65})$$

$$\sigma_{a,d} = \sigma_{a,n} t g \delta \quad (\text{H.66})$$

Trong đó:

$\sigma_y$  áp lực thẳng đứng ở độ sâu  $y$ , xác định theo công thức:

$$\sigma_y = \gamma A - (\gamma A - \sigma_{yi}) \exp\left(-\frac{y - y_i}{A}\right) \quad (\text{H.67})$$

$$A = \frac{F}{u \lambda_{o,n} t g \delta} \quad (\text{H.68})$$

$\gamma$  Trọng lượng riêng của đất bên trong ô ở độ sâu  $y$ ;

$\gamma_i$  Chiều cao đất bên trên bề mặt của lớp trong phạm vi cần xác định  $\sigma_{a,n}$ ;

$\sigma_{yi}$  Áp lực thẳng đứng trên bề mặt của lớp trong phạm vi cần xác định  $\sigma_{a,n}$ ;

\* Đối với lớp trên cùng (lớp thứ nhất khi  $y \leq y_1$ )

$$\sigma_{y1} = q;$$

\* Đối với lớp thứ hai (khi  $y > y_1$  – xem Hình H.14)

$$\sigma_{y1} = \sigma_{y2}$$

Với trị số  $\sigma_{y2}$  được tính theo công thức (H.67) khi  $y = y_1$  và  $\sigma_{y1} = q$  (tức là  $\sigma_{y2}$  - áp lực thẳng đứng ở cao trình đáy lớp thứ nhất);

F; u - diện tích và chu vi của ô (đối với các ô vuông và ô tròn thì  $\frac{F}{u} = d$ , khi không có vách ngang thì

$$\frac{F}{u} = \frac{d}{2};$$

d - Khoảng cách giữa hai thành vách của ô hoặc đường kính ô tròn;

$\lambda_{a,n}$  - Hệ số thành phần nằm ngang, xác định theo các chỉ dẫn ở Mục H.2.1.1 trên đây với  $\varphi = \varphi_{gd}$ ,

hoặc theo Hình H.13 tùy thuộc vào  $\varphi_{gd}$ ;

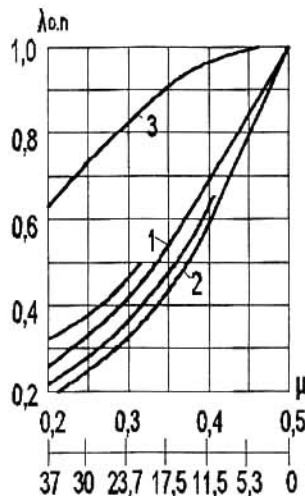
$\varphi_{gd}$  - Trị số, xác định theo công thức (H.64);

$\delta$  - Góc ma sát giữa đất lên mặt tiếp xúc với thành vách, được lấy như sau:

\* Khi  $E_n \geq 4E_{d1}$  lấy với dấu cộng;

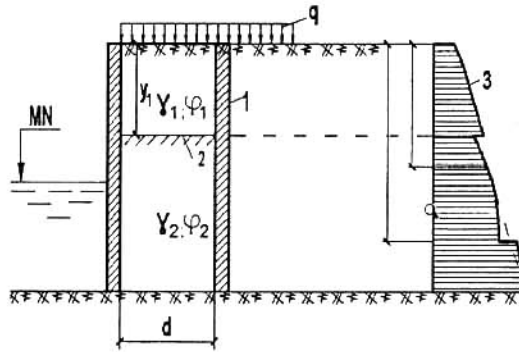
\* Khi  $E_n < 4E_{d1}$  lấy với dấu cộng ở trên độ sâu  $y_{gh}$  và với dấu trừ dưới độ sâu  $y_{gh}$ :  $E_n E_{d1}$  - Mô đun biến dạng của đất và của đất lấp lòng ô;

$y_{gh}$  - Độ sâu mà tại đó độ lún của đất lấp lòng ô bằng độ lún của ô, xác định bằng phương pháp gần đúng dần.



Hình H.13 – Đồ thị để xác định  $\lambda_{a,n}$  khi mặt đất lấp nằm ngang và mặt phẳng tính toán thẳng đứng

1- Khi  $\delta = 0$ ; 2- Khi  $\delta = \varphi_{gd}$ ; 3- Khi  $\delta = -\varphi_{gd}$



### CHÚ DẪN

- 1 Ô ngăn
- 2 Ranh giới các lớp đất
- 3 Biểu đồ thành phần nằm ngang  $\sigma_{a,n}$  của áp lực đất trong ô

**Hình H.14 – Sơ đồ xác định áp lực đất bên trong các kết cấu kiểu ngăn từng ô**

**CHÚ THÍCH 1** Đối với các thành vách song song với nhau (khi không có các vạch ngang) trị số  $\sigma_{a,n}$  ở độ sâu  $y \leq 2d$  phải xác định theo công thức (H.1) của Phụ lục H.

**CHÚ THÍCH 2** Khi  $\delta$  là một hằng số trong phạm vi một lớp đất ở độ sâu  $y = y_{gn}$  sẽ có sự thay đổi đột ngột trong các biểu đồ  $\sigma_{a,n}$  và  $\sigma_{a,d}$

**H.3.2.2** Khi ở cao trình đỉnh ô có tải trọng không đều thì áp lực trên bề mặt bên trong của ô được phép xác định như sau:

- Khi  $y \geq 2d$  – Theo các chỉ dẫn ở Mục H.16, bằng cách lấy  $q = q_{td}$  ở độ sâu  $y = 2d$ .
- Khi  $y < 2d$  – theo chỉ dẫn ở Mục H.15.

Giá trị  $q_{td}$  được tính theo công thức:

$$q_{td} = \frac{\sigma_{a,n1}}{\lambda_{a,n}}$$

Trong đó

$\sigma_{a,n1}$  Thành phần nằm ngang của cường độ áp lực đất ở độ sâu  $y = 2d$ , xác định theo chỉ dẫn ở Mục H.15.

$\lambda_{a,n}$  Hệ số áp lực hông, lấy khi xác định  $\sigma_{a,n}$ .

## Phụ lục I

(Tham khảo)

### Xác định áp lực nước thấm

I.1 Trong các tính toán công trình bến xây dựng trên nền không phải đá thì tác động của áp lực nước thấm do dao động mực nước trước bến được phép thay bằng một tải trọng nằm ngang và các lực thể tích thẳng đứng.

Áp lực nước thấm sẽ không cần xem xét đến trong các tính toán độ bền nếu như độ hạ thấp của mực nước trước bến trong một ngày đêm nhỏ hơn 1m và độ hạ thấp theo mùa nhỏ hơn 2 m.

CHÚ THÍCH: Dao động ngày đêm của mực nước là các dao động sau:

- Dao động ngày đêm của mực nước ở hạ lưu các đầu mối thủy điện;
- Dao động mực nước trên sông trong thời kỳ lũ;
- Dao động thủy triều đối với cảng thủy nội địa nằm trên sông ảnh hưởng thủy triều.

Dao động mực nước theo mùa là: dao động mực nước trong các hồ chứa nước khi khai thác hồ.

I.2 Để xác định tải trọng do áp lực nước thấm cần tính toán trị số độ chênh cột nước H tại công trình bến theo chỉ dẫn ở Mục I.3 dưới đây.

Tải trọng nằm ngang của áp lực nước thấm tác động dọc theo đường viền dưới đất của công trình bến được lấy dưới dạng một biểu đồ cường độ và đặt trực tiếp vào công trình hoặc cấu kiện công trình. Việc dựng và các định giá trị cường độ của biểu đồ khi tính toán độ bền các công trình bến tường cừ và bến tường góc trình bày trên Hình I.1, khi tính toán độ bền các công trình bến bằng cọc ống đường kính lớn – trên Hình I.2. Trong các tính toán về ổn định thì các biểu đồ tải trọng nằm ngang do áp lực nước thấm được phép xác định theo các chỉ dẫn trên Hình I1, trong đó diện tích các biểu đồ phải tăng lên 30% đối với các dao động ngày đêm của mực nước, và tăng lên 10% đối với các dao động theo mùa.

Trong các công thức (I.1) và (I.2):

$\gamma_w$  Trọng lượng riêng tính toán của nước;

J Gradient cột nước, xác định theo các công thức ghi ở các Hình I.1 và I.2 tùy thuộc vào sơ đồ tính toán;

$l_1, l_2, l_3$  Chiều dài đường viền thấm phía sau, phía trước và bên dưới công trình, xác định theo các Hình I.1 và I.2 tùy thuộc vào sơ đồ tính toán;

B Bề rộng đáy công trình.

Lực thể tích thẳng đứng của áp lực nước thấm trong các tính toán về độ bền và ổn định công trình bến được tính vào trọng lượng riêng của đất nằm dưới mực nước ngầm chỉ trong phạm vi các chiều cao  $l_1$

và  $l_2$  (theo Hình I.1 và Hình I.2) theo cách thức sau đây (ở các đoạn khác thì trọng lượng riêng của đất nằm dưới nước được lấy bằng  $\gamma_{dn}^{lc}$  )

a/ Sau công trình trong phạm vi chiều cao  $l_1$ :

$$\gamma_t = \gamma_{dn} + J\gamma_w \quad (I.1)$$

b) Trước công trình trong phạm vi chiều cao  $l_2$ :

$$\gamma_t = \gamma_{do} - J\gamma_w;$$

Trong đó

$\gamma_t$  Trọng lượng riêng tính toán của đất trong phạm vi chiều cao tính toán;

$\gamma_{dn}$  Trọng lượng riêng tính toán của đất có xét lực đẩy nổi của nước, trong phạm vi chiều cao tính toán.

Trong các công trình bên kiểu tường góc cũng phải tính cả tác động của áp lực nước thấm từ phía dưới bản đáy, áp lực này cũng có dạng biểu đồ tải trọng thẳng đứng và xác định theo các chỉ dẫn trên Hình I1 (sơ đồ 1).

Khi xác định các tải trọng ngang và các lực thể tích thẳng đứng do áp lực nước thấm cần lưu ý các điểm sau:

a- Tầng cách nước là đất có hệ số thấm nhỏ hơn 10 lần so với đất lấp.

b- Nếu tầng thấm nước nằm sâu hơn đáy công trình hoặc sâu hơn chân cọc van một đoạn lớn hơn  $L = 2H_b$  thì, trong các sơ đồ tính toán, độ sâu của tầng cách nước (tầng cách nước tính toán) phải lấy bằng 1 ( $H_b$  – chiều cao bản đáy thiết kế đến đỉnh bến).

c- Các lớp kẹp lá đất sét có bề dày < 20 cm, hoặc các lớp kẹp lá đất loại á sét có bề dày < 40 cm không được xem là tầng cách nước.

d- Các giá trị tiêu chuẩn  $\gamma_t^{lc}$  được xác định theo các công thức (I.1) và (I.2) khi dùng các đại lượng tiêu chuẩn  $\gamma_{dn}^{lc}$  và  $\gamma_w^{lc}$ .

e- Trường hợp nên có cấu tạo địa chất phức tạp thì áp lực nước thấm phải xác định bằng phương pháp tương tự thủy động điện.

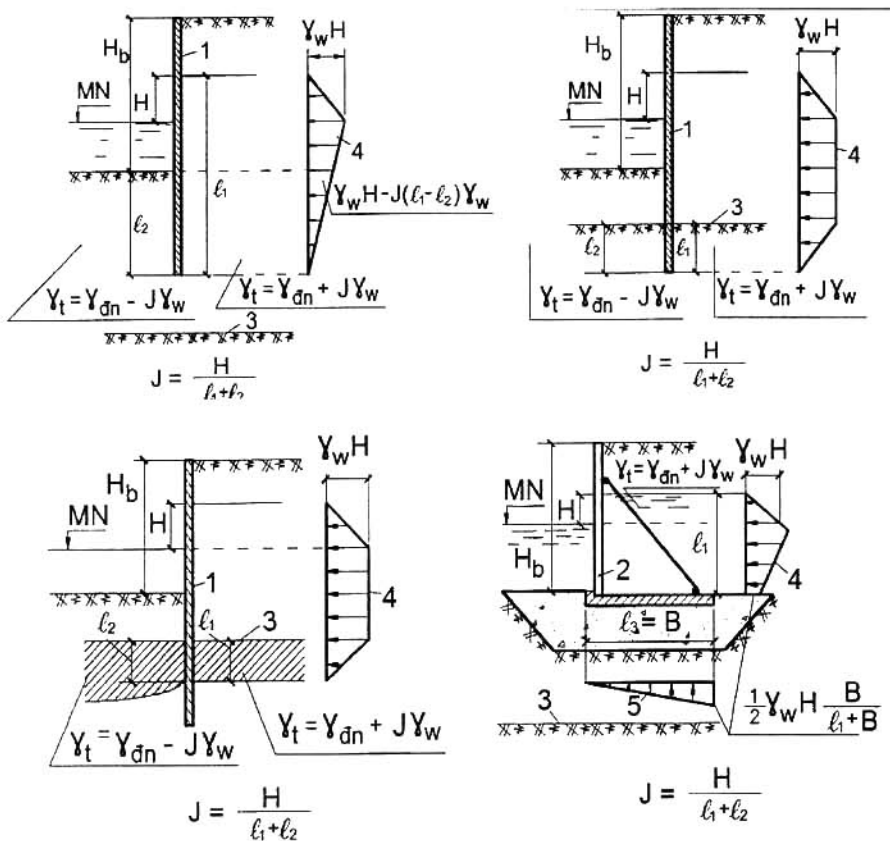
**I.3** Để xác định cột nước H tại công trình trước hết cần dựng đường quá trình trung bình của mực nước trước bến. Muốn vậy phải chọn trong số các biểu đồ dao động mực nước theo ngày đêm và theo mùa một biểu đồ ứng với mực nước cao nhất tính toán. Điểm gốc của đường quá trình trung bình của mực nước trước bến (góc của thời kỳ tính toán  $t = 0$ ) được lấy ở thời điểm chấm dứt một thời gian dài mực nước trước bến không dao động, còn điểm cuối của đường quá trình (điểm cuối của thời kỳ tính toán) được lấy ở thời điểm ( $t = t_n$ ) đi xuống của mực nước cao nhất trước bến (Hình I.3).

**TCVN 12250:2018**

Đối với các bển cho phép ngập thì mực nước tính toán cao nhất trước bển được lấy ở cao trình mặt bển, còn điểm gốc của đường quá trình trung bình của mực nước trước bển được lấy ở thời điểm tương ứng với cao trình đó.

Mực nước trong đường quá trình trung bình được tính từ tầng cách nước (tầng cách nước tính toán).

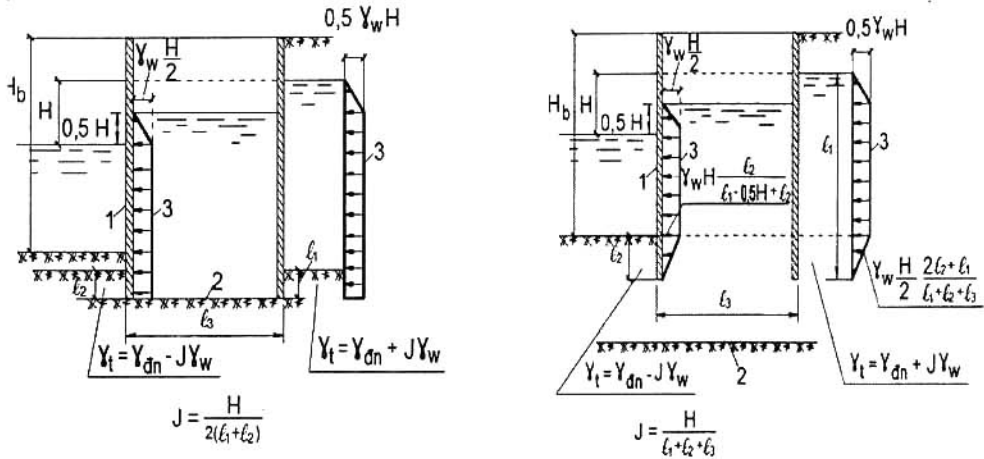
Thời kỳ tính toán  $t$  của đường quá trình trung bình mực nước trước bển phải chia làm 5 thời đoạn sao cho trong phạm vi  $t$  của mỗi thời đoạn đường quá trình mực nước có thể xem là tuyến tính.



**CHÚ DẪN**

- 1 Cọc vắn (vỏ móng)
- 2 Bển tường góc
- 3 Tầng cách nước
- 4 Biểu đồ tải trọng nằm ngang của áp lực nước thấm
- 5 Biểu đồ tải trọng thẳng đứng của áp lực nước thấm

**Hình I.1 – Các sơ đồ tải trọng do áp lực nước thấm**



### CHÚ DẪN

- 1 Cọc ống đường kính lớn
- 2 Tầng cách nước
- 3 Biểu đồ tải trọng ngang của áp lực nước thấm

**Hình I.2 – Các sơ đồ tải trọng do áp lực nước thấm dùng để tính toán độ bền công trình bên bằng cọc ống đường kính lớn**

Trị số cột nước  $H$  tại tường bên được xác định theo các công thức sau (xem Hình I.3):

- Khi không có kết cấu thoát nước ngầm:

$$H = H_1; \quad (1.3)$$

- Khi có kết cấu thoát nước ngầm;

$$H = 0,5 (H_1 + H_2); \quad (1.4)$$

Trong đó:

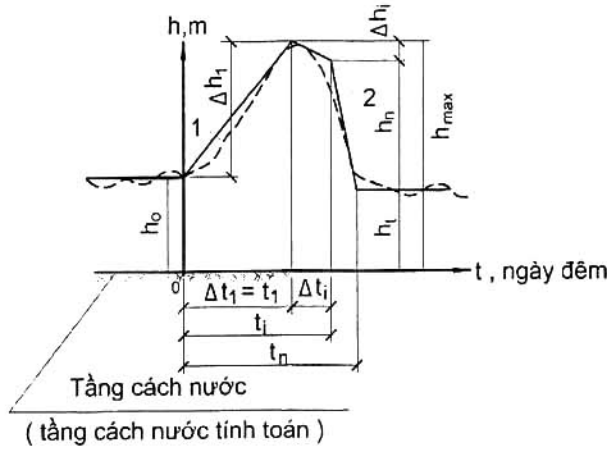
$$H_1 = h_0 - h_t + S; \quad (1.5)$$

$$S = \sum_1^n (v_i - v_{i-1})(t_n - t_{i-1})\theta_i \quad (1.6)$$

$H_1$  cột nước, được xác định không xét đến hoạt động của hệ thống thoát nước ngầm.

$H_2$  cột nước, xác định theo công thức (1.5) có xét đến hoạt động của hệ thống thoát nước ngầm;

$h_0, h_t$  chiều sâu nước trước bên tính từ tầng cách nước tương ứng với thời điểm đầu ( $h_0$ ) và thời điểm cuối ( $h_t$ ) của thời kỳ tính toán, xác định theo đường quá trình trung bình của mực nước trước bên;



**CHÚ DẪN**

- 1 Đường quá trình theo mùa hoặc theo ngày đêm của mực nước trước bến
- 2 Đường quá trình trung bình của mực nước trước bến

**Hình 1.3 – Dạng đường quá trình trung bình của mực nước trước bến**

$v_i, v_{i-1}$  – tốc độ biến thiên mực nước trước bến tương ứng với thời đoạn  $\Delta t_i$  và  $\Delta t_{i-1}$  khi  $i = 1$  thì lấy  $v_{i-1} = 0$ , trong các trường hợp còn lại ( $i > 1$ ) thì  $v_i$  và  $v_{i-1}$  được tính theo các công thức sau:

$$v_i = \frac{\Delta h_i}{\Delta t_i} \tag{1.7}$$

$$v_{i-1} = \frac{\Delta h_{i-1}}{\Delta t_{i-1}} \tag{1.8}$$

Trong đó

$\Delta h, \Delta h_{i-1}$  – Trị số dâng hoặc hạ mực nước tương ứng cho các thời đoạn  $\Delta t_i$  và  $\Delta t_{i-1}$  xác định theo đường quá trình trung bình của mực nước trước bến; khi mực nước hạ thì trị số ( $\Delta h, \Delta h_{i-1}$ ) lấy với dấu trừ;

$t_n$  – Thời kỳ tính toán;

$t_{i-1}$  – Thời gian biến động mực nước kể từ lúc bắt đầu thời kỳ tính toán cho đến cuối thời đoạn  $\Delta t_{i-1}$ , khi  $i = 1$  thì lấy  $t_{i-1} = 0$ ;

$n$  – Số lượng các thời đoạn  $\Delta t_i$ ;

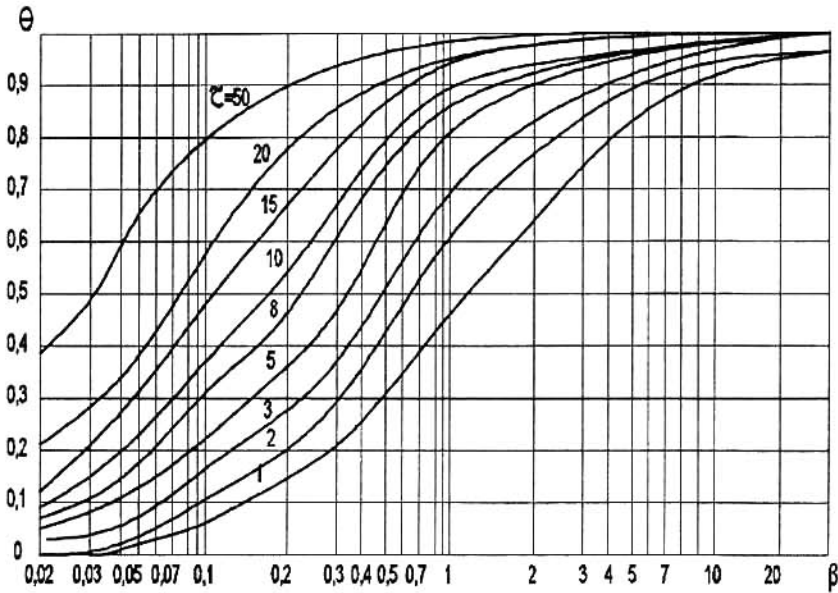
$\theta_i$  – Thông số, xác định theo đồ thị trên Hình 4 tùy thuộc vào các hệ số  $\beta_i$  và  $\tau_i$

$\beta_i$  – Hệ số, tính theo công thức:

$$\beta_i = \frac{L_i}{h_{tb}\xi} \quad (1.9)$$

$L_i$  Chiều dài tính toán của dòng nước ngầm, xác định theo công thức (1.10) dưới đây, nhưng không được lớn hơn  $L_i$ :

$$L_i = \sqrt{a(t_n - t_{i-1})} \quad (1.10)$$



Hình 1.4. Đồ thị giá trị của hệ số  $\theta$ .

$L_1$  Trị số thực của chiều dài dòng nước ngầm tính từ ranh giới thấp đến ranh giới cao của dòng, xác định theo Hình 1.5 có xét đến chỉ dẫn a (Chú thích 1) dưới đây:

a Hệ số thông mực nước, bằng:

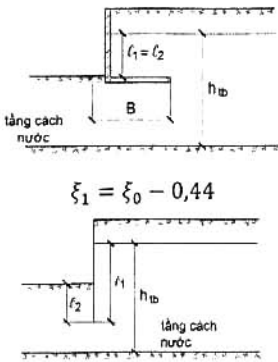
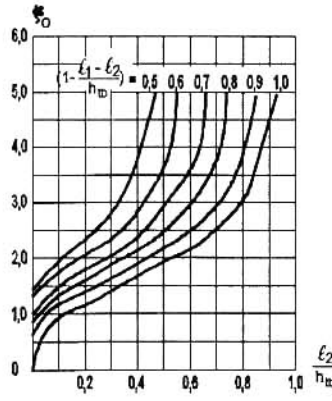
$$a = \frac{k_t \cdot h_{tb}}{v} \quad (1.11)$$

$k_t$  hệ số thấm của đất trong phạm vi chiều cao  $h_{tb}$ , lấy theo Bảng G.6 của Phụ lục G; khi đất không đồng nhất cho phép lấy trị số bình quân gia quyền của hệ số thấm, tính theo công thức (G.4) của Tiêu chuẩn này;

$v$  hệ số nhả nước của đất lấp, lấy theo Bảng G.7 của Phụ lục G;

$h_{tb}$  Chiều sâu trung bình của dòng nước ngầm trong thời kỳ tính toán, tính từ tầng cách nước theo công thức:

Bảng I.1 – Các giá trị của hệ số sức kháng  $\xi_i$

Hệ số $\xi_i$	Hướng thấm	Công thức xác định $\xi_i$	Chú thích
$\xi_1$	Dưới công trình	 $\xi_1 = \xi_0 - 0,44$ $\xi_1 = \frac{\xi_0}{2} + \frac{B}{h_{wb} - l_2}$	
$\xi_2$	Trong cống thoát nước ngầm	$\xi_2 = 1,46 \lg \frac{1,1h_{th}}{P_g}$	$P_g$ chu vi ướt của cống thoát nước ngầm
$\xi_3$	Trong khe thẳng đứng giữa các cấu kiện	$\xi_3 = \xi_4 = 0,73 \frac{S_g}{h_g} \lg \frac{S_g}{nd_g}$ $- 1,46 \lg \left( \sin \frac{\pi h_g}{2h_{th}} \right)$	$S_g$ khoảng cách giữa các kết cấu thoát nước ngầm; $h_g$ chiều dài phần làm việc của ống $d_g$ đường kính ống trong mặt bằng. Khi mỗi nối có dạng khóa thép thì phải lấy $\xi = \infty$
$\xi_4$	Trong kết cấu thoát nước ngầm thẳng đứng		
$\xi_5$	Vòng qua đầu công trình	$\xi_5 = \frac{L}{2h_{wb}}$	$L$ chiều dài bến. Đối với sơ đồ 3 (Hình I.5) $\xi_5$ không phải xét đến khi tường bến cắm vào tầng cách nước.
$\xi_6$	Trong kết cấu thoát nước nằm ngang kiểu lớp (lớp đệm)	$\xi_6 = \frac{h_{th}}{b} + 0,44$	$b$ bề rộng kết cấu thoát nước ngầm.
CHÚ THÍCH: 1. $h_{wb}$ Trị số xác định theo công thức (I.12) 2. Khi thời gian hạ thấp mực nước trước bến bé hơn 20 ngày đêm thì các trị số $\xi_1 \div \xi_5$ phải tăng thêm 0,44, còn $\xi_6$ giảm bớt 0,44.			

## Phụ lục K

(Tham khảo)

## Xác định tải trọng tàu va khi cập vào công trình

**K.1** Giá trị tiêu chuẩn của tải trọng nằm ngang vuông góc với mép bến H do tàu va khi cập vào công trình bến có tường mặt liền được xác định theo đồ thị trên Hình K.1 tùy thuộc vào lượng rẽ nước  $D_t$  của tàu, nếu thành phần pháp tuyến của vận tốc tàu cập bến không lớn hơn các giá trị quy định trong Bảng K.1 hoặc tùy thuộc vào động năng và E của tàu xác định tải trọng nằm ngang vuông góc với mép bến H.

**Bảng K.1 – Giá trị tiêu chuẩn của tải trọng nằm ngang vuông góc với mép bến H**

Tàu	Thành phần vuông góc của tốc độ cập tàu $v$ (m/s) với lượng rẽ nước tính toán $D_t$ (1000 tấn)						
	$\leq 2$	5	10	20	40	100	$\geq 200$
Tàu biển	0,22	0,15	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08
Tàu sông	0,20	0,15	0,10	-	-	-	-

Nếu dùng các thiết bị đệm tàu khác với các thiết bị chỉ trên Hình K.1 thì trị số  $H_x^{tc}$  phải tính toán theo các quy định của Tiêu chuẩn nói trên, trong đó độ mềm của vỏ tàu được lấy bằng  $c_1 = 0,00002$  m/kN (0,002 m/T), còn trị số độ mềm của công trình bến lấy bằng  $c_b = 0,00004$  m/kN (0,0004m/T).

**K.2** Trị số tiêu chuẩn của tải trọng dọc mép bến H do tàu va khi cập vào công trình được tính toán theo công thức:

$$H_y^{tc} = fH_x^{tc} \quad (K.1)$$

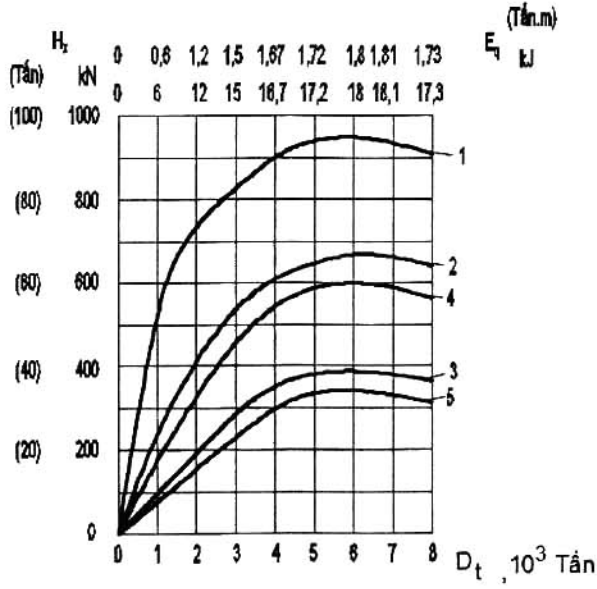
Trong đó:

f hệ số ma sát;

f = 0,5 khi lớp mặt là bê tông hoặc cao su;

f = 0,25 khi lớp mặt là gỗ.

**K.3** Trị số tính toán của các tải trọng nằm ngang theo hướng vuông góc với mép bến  $H_x$  và dọc theo mép bến  $H_y$  do tàu va khi cập bến được xác định theo Điều 9.3 của Tiêu chuẩn này.



**CHÚ DẪN**

- 1 Không có thiết bị đệm tàu
- 2 Thiết bị đệm tàu bằng một lớp lốp ô tô
- 3 Thiết bị đệm tàu bằng hai lớp lốp ô tô
- 4 Thiết bị đệm tàu bằng các ống cao su đường kính 0,3 m
- 5 Thiết bị đệm tàu bằng các ống cao su đường kính 0,4 m

**Hình K.1 – Đồ thị các trị số tiêu chuẩn của tải trọng nằm ngang theo hướng vuông góc với mép bến  $H_x^{lc}$  do tàu va khi cập bến**

## Phụ lục L

(Tham khảo)

## Xác định lực kháng của hàng cọc

L.1 Trong tính toán ổn định chung, lực kháng  $Q_{hc}$  của hàng cọc hoặc các cấu kiện công trình khi mặt trượt cắt qua cọc hoặc các cấu kiện này được xác định theo trình tự sau (theo các trị số tải trọng và đặc trưng của đất dùng trong phương pháp tính toán này).

a. Dùng biểu đồ tổng các thành phần pháp tuyến của cường độ áp lực đất chủ động và bị động theo tim cọc trên đoạn nằm trên dưới mặt trượt (Hình L.1 hoặc Hình L.2).

Thành phần pháp tuyến tổng  $\sigma_{pt}$  của cường độ áp lực đất chủ động và bị động theo tim cọc ở độ sâu  $y$  kể từ mặt đất tính toán quy ước được xác định theo công thức:

$$\sigma_{pt} = \left( k_n \sigma_{n,pt} - k_a \sigma_{a,pt} \right) \frac{b_c}{l_c} \quad (L.1)$$

Trong đó:

$$\sigma_{n,pt} = \sigma_{n,n} \frac{\cos \delta \cos \varepsilon}{\cos(\delta + \varepsilon)} \quad (L.2)$$

$$\sigma_{a,pt} = \sigma_{a,n} \frac{\cos \delta \cos \varepsilon}{\cos(\delta + \varepsilon)} \quad (L.3)$$

Trong đó

$\sigma_{n,pt}, \sigma_{a,pt}$  Thành phần pháp tuyến (theo tim cọc) của cường độ áp lực đất chủ động và bị động;

$\sigma_{n,n}, \sigma_{a,n}$  Thành phần nằm ngang của cường độ áp lực đất chủ động và bị động xác định theo công thức (H.46) và (H.7) của Phụ lục H với:

$\delta = 0$  Trong tính toán ổn định bằng phương pháp mặt trượt gãy khúc;

$\delta = \theta_1 - \varepsilon$  Nhưng không nhỏ hơn  $0^\circ$  và không lớn hơn  $30^\circ$  – trong tính toán ổn định bằng phương pháp mặt trượt cung tròn;

$\theta_1$  Góc nghiêng so với đường thẳng đứng của đường thẳng nối tâm cung trượt với chân cọc; lấy dấu trừ nếu đường thẳng nối tâm cung trượt với chân cọc nằm bên trái tâm cung trượt;

$\varepsilon$  Góc nghiêng so với tim cọc so với đường thẳng đứng, lấy với quy tắc về dấu giống như xác định  $\sigma_{n,n}$  và  $\sigma_{a,n}$ ;

$b_c$  Bề rộng hoặc đường kính cọc;

$\tau_c$  Bước cọc theo chiều dài công trình;

$k'_n, k'_a$  Hệ số, xét sự làm việc không gian của đất trong lăng thể ép trôi và trong lăng thể sụt, xác định theo các công thức sau:

• Khi  $y \leq y_{gh}$ :

$$k'_n = 1 + \frac{tg(\varphi/2)}{b_c \cdot tg(45^\circ - \varphi/2)} \cdot y \tag{L.4}$$

$$k'_a = 1 + \frac{tg(\varphi/2)}{b_c \cdot tg(45^\circ - \varphi/2)} \cdot y \tag{L.5}$$

•  $y > y_{gh}$ :

$$k'_n = k'_a = 1 + \frac{l_c - b_c}{b_c} \left( 1 - 0,5 \frac{y_{gh}}{y} \right) \tag{L.6}$$

Trong đó:

$\varphi$  Góc ma sát trong của đất ở độ sâu  $y$ ;

$y_{gh}$  Khoảng cách, xác định theo các công thức sau:

• Đối với hệ số  $k'_n$ :

$$y_{gh} = \frac{(l_c - b_c) \cdot tg(45^\circ - \varphi/2)}{2 \cdot tg(\varphi/2)} \tag{L.7}$$

• Đối với hệ số  $k'_a$ :

$$y_{gh} = \frac{(l_c - b_c) \cdot tg(45^\circ + \varphi/2)}{2 \cdot tg(\varphi/2)} \tag{L.8}$$

Được phép lấy mặt phẳng nằm ngang đi qua giao điểm tim cọc với mặt trượt (Hình L.1 hoặc Hình L.2) làm mặt đất tính toán qui ước. Đất nằm bên trên mặt phẳng tính toán qui ước này được xem như tải trọng.

Tải trọng phân bố đều không đều trên mặt phẳng tính toán qui ước trong phạm vi bề rộng lăng thể ép trôi và bề rộng lăng thể sụt được phép thay thế bằng tải trọng phân bố đều bình quân gia quyền. Để xác định bề rộng lăng thể ép trôi và bề rộng lăng thể sụt ở cao độ mặt phẳng tính toán qui ước cho phép vẽ mặt trượt của lăng thể ép trôi đi từ chân cọc lên với góc nghiêng  $(45^\circ + \varphi/2)$ , còn mặt trượt của lăng thể sụt – với góc nghiêng  $(45^\circ - \varphi/2)$  tính từ tim cọc.

b. Căn cứ vào biểu đồ tổng  $\sigma_{pt}$  tìm được để dựng đa giác lựa và đa giác dây (Hình L.1 hoặc L.2).

c. Vẽ đường tiếp tuyến với đường bao đa giác dây tại điểm  $B_0$  nằm cao hơn chân cọc một đoạn  $0,15t$  (trong đó  $t$  – khoảng cách từ chân cọc đến giao điểm giữa tim cọc với mặt trượt), và xác định mô men uốn  $M_A$  (kNm/m) tại cao trình của giao điểm giữa tim cọc và mặt trượt theo công thức:

$$M_A = \eta \cdot x_A \quad (L.9)$$

Trong đó:

$\eta$  Khoảng cách cực của đa giác lực, kN/m;

$x_A$  Tung độ của đa giác dây ở cao độ của giao điểm giữa tim cọc với mặt trượt, m;

d Mô men uốn  $M_{hc}$  (kNm/m) mà hàng cọc có thể chịu xuất phát từ độ bền của các cọc được xác định theo công thức:

$$M_{hc} = \frac{M_c}{l_c} \quad (L.10)$$

Trong đó:

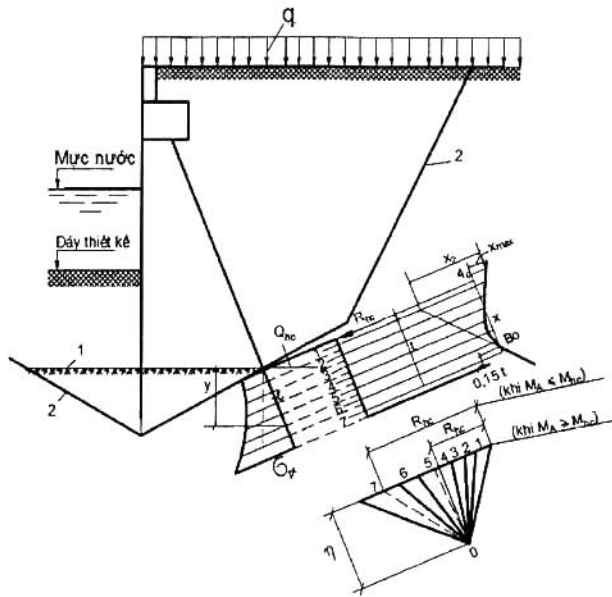
$M_c$  mô men uốn theo độ bền của cọc;

e Trị số giới hạn của phân lực  $R_{hc}$  (kNm/m) của hàng cọc ở cao độ của giao điểm giữa tim cọc với mặt trượt được xác định trên đa giác lực theo cách thức sau:

Nếu  $M_A \leq M_{hc}$ , thì trị số  $R_{hc}$  được xác định từ điểm gốc của đường lực đến giao điểm giữa đường lực với đường thẳng đi qua cực và song song với tiếp tuyến của đa giác dây tại điểm  $B_0$ .

Nếu  $M_A > M_{hc}$  thì trị số  $R_{hc}$  được xác định từ điểm gốc của đường lực đến giao điểm giữa đường lực với đường thẳng đi qua cực và song song với cát tuyến  $A_0B_0$  của đa giác dây; cát tuyến này được vẽ từ điểm  $B_0$  sao cho tung độ  $x_{max}$  ở cao độ của giao điểm giữa tim cọc với cung trượt có giá trị bằng

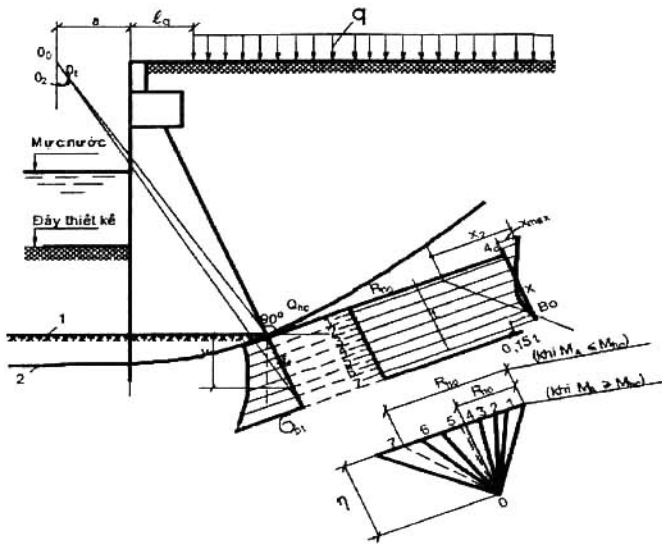
$$x_{max} = \frac{M_{hc}}{\eta}.$$



**CHÚ DẪN**

- 1 Mặt đất tính toán qui ước
- 2 Mặt trượt

**Hình L.1 – Sơ đồ xác định lực kháng của hàng cọc khi tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt gãy khúc**



**CHÚ DẪN**

- 1 Mặt đất tính toán qui ước
- 2 Mặt trượt cung tròn

**Hình L.2 – Sơ đồ xác định sức kháng của hàng cọc khi tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn**

Trong tính toán này có thể xảy ra trường hợp là  $x_{\max} < x$  (ở đây  $x$  – tung độ tại điểm ngàm), khi đó trị số  $R_{hc}$  được xác định từ điểm gốc của đường lực đến giao điểm giữa đường lực với đường thẳng đi qua cực và song song với cát tuyến vẽ qua điểm  $A_0$  của đa giác dây theo điều kiện  $x = x_{\max}$  (Hình L.1 hoặc Hình L.2).

f) Lực kháng  $Q_{hc}$  (kN/m) của hàng cọc được xác định như sau:

- Trong tính toán ổn định bằng phương pháp mặt trượt gãy khúc

$$Q_{hc} = R_{hc} \cdot \cos \varepsilon \quad (L.11)$$

- Trong tính toán ổn định bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

• Khi  $M_A \leq M_{hc}$ :

$$Q_{hc} = R_{hc} \frac{\cos(\theta_2 - \theta_1)}{\cos \delta} + \frac{M_A}{r} \quad (L.12)$$

• Khi  $M_A > M_{hc}$ :

$$Q_{hc} = R_{hc} \frac{\cos(\theta_2 - \theta_1)}{\cos \delta} + \frac{M_{hc}}{r} \quad (L.13)$$

Trong đó:

$\delta, \theta_1, \varepsilon$  Như trong các công thức (L.2) và (L.3);

$\theta_2$  Góc nghiêng so với đường thẳng đứng của đường thẳng nối tâm cung trượt với giao điểm giữa tim cọc và mặt trượt;

$r$  Bán kính cung trượt.

g) Nếu mặt trượt cắt qua một số hàng cọc thì  $Q_{hc}$  được xác định cho từng hàng.

h) Phải kiểm tra độ bền của hàng cọc khi chịu tác động của các lực cắt  $Q_{hc}$ .

## Phụ lục M

(Tham khảo)

## Thông số kỹ thuật một số loại tàu sông

STT	Cấp	Tên phương tiện	Công dụng	Chiều dài TK (m)	Chiều rộng TK (m)	Chiều cao mạn (m)	Chiều chìm (m)	Mạn khô (m)	Trọng tải toàn phần (Tấn)
1	Cấp đặc biệt	NHÀ BẾ 08 (BIDADARI (15) )	Tàu chở dầu/hóa chất	99	17	8,5	6,66	4,43	6679
2	Cấp đặc biệt	Biển Đông Star (SKY HOPE (08), GURU BHUM (03) )	Tàu chở container	111,6	20,2	10,4	7,5	2,92	9108
3	Cấp I	TRẦN HƯNG ĐẠO (BEACHWAY (74)	Tàu nạo vét	91,7	16	6	4,6	1,07	5000
4	Cấp I	VP ASPHALT 1	Tàu chở nhựa đường	91,03	15	7	4,6	2,41	3102,5
5	Cấp I	VP ASPHALT 2	Tàu chở nhựa đường	91,03	15	7	4,6	2,41	3095
6	Cấp I	ANNIE GAS 09 (G, HARVEST )	Tàu chở khí dầu hóa lỏng( có nén)	99,9	16,2	8	5,12	2,92	3688
7	Cấp I	CAM RANH 07 (VINASHIN SOUTHERN 5 (13) )	Tàu chở hàng tổng hợp/container	96	16	7,35	5,2	1,86	4893,2
8	Cấp I	ALL MARINE 09 (HOÀNG PHÁT 289 (17) )	Tàu chở hàng tổng hợp	78,4	12,6	7,2	5,9	1,31	3763,5
9	Cấp I	CÁT TƯỜNG 25 ( MINH LINH 08-ALCI (11) )	Tàu chở hàng tổng hợp	73,6	12,6	6,48	5,35	1,14	3207,1

STT	Cấp	Tên phương tiện	Công dụng	Chiều dài TK (m)	Chiều rộng TK (m)	Chiều cao mạn (m)	Chiều chìm (m)	Mạn khô (m)	Trọng tải toàn phần (Tấn)
10	Cấp I	CENTURY STAR 02 (CENTURY STAR(15) . ĐAI PHẠT 20 (10) )	Tàu chờ hàng tổng hợp	84,97	15	7,5	6	1,51	4880,4
11	Cấp I	CFC 01	Tàu chờ hàng tổng hợp	73,6	12,6	6,48		1,14	3221
12	Cấp I	HÁI AN 16 (HÁI AN 01(16) )	Tàu chờ dầu	84,97	15,3	7,9	6,34	1,57	4997,4
13	Cấp I	HOÀNG KHƯƠNG 08	Tàu chờ hàng	75,45	12,32	6,5	5,25	1,01	3125,2
14	Cấp I	Sông Chanh 36		74,84	12,8	6,08	5,04	1,05	3090
15	Cấp I	TRUNG THẢO 36-BLC	Tàu Dầu	76	13,2	6,25	4,75	1,51	3036,8
16	Cấp I	NAM VỸ 19-ALCI	Chờ hàng tổng hợp	73,6	12,6	6,48	5,35	1,14	3229,1
17	Cấp I	NIMEX 01	Chờ hàng tổng hợp	74,8	12,6	6,48	5,38	1,11	3164,1
18	Cấp I	THÀNH CÔNG 18-ALCI	Chờ hàng tổng hợp	74,8	12,8	6,2	5,06	1,15	3185
19	Cấp II	THUẬN PHONG 2000 (TPS 2000(14) )	Sà lan chờ hàng trên boong	58	16,5	3,3	2,6	0,71	1940
20	Cấp II	TRUNG THẢO 1818-BLC	Tàu chờ dầu/hóa chất	71,2	12,6	6,48	5,35		2703,5
21	Cấp II	Thành Phát 4	Chờ hàng	57,8	11,5	4,3	3	1,31	1824,5
22	Cấp II	Sông Chanh 66		63,7	11	5,3	4,5	0,81	1926
23	Cấp II	Visal SaiGon (FUTURE ONE (09), VOS HUNTER (08), DEA HUNTER (08) )	Tàu kéo/phục vụ thả neo	58,53	13,72	6,9	5,9	0,6	1971
24	Cấp II	An Bang LADY LORRAINE (98)	Tàu kéo/cứu hộ	56,39	13,81	6,88	5,98	0,64	1921

STT	Cấp	Tên phương tiện	Công dụng	Chiều dài TK (m)	Chiều rộng TK (m)	Chiều cao mạn (m)	Chiều chìm (m)	Mạn khô (m)	Trọng tải toàn phần (Tấn)
25	Cấp II	VICCO-03 (BIỂN ĐÔNG 01 (08) )	Sà lan Cầu	57,6	20	3	2	1,01	1500
26	Cấp II	Sea Dragon 08		64,24	12	6,2	5,35	0,86	2389,5
27	Cấp II	TOÀN THẮNG 68-ALCI	Tàu Dầu	83,4	12,8	5,7	4,35	1,36	2794,6
28	Cấp II	THÀNH TRUNG 26		69,54	11,6	5,3	4,35	0,96	2479,3
29	Cấp II	Hải Dương 101	Tàu kéo/cung ứng /chữa cháy	58,5	16	6,2		0,51	1934
30	Cấp II	HOÀ BÌNH	Sà lan Cầu	65	20	4	3	0,61	2857
31	Cấp II	AN PHONG (LADY CARONLINE (00), ATLAS DAMPIER (85) )	Tàu kéo/cung ứng	56,39	13,81	6,88	5,98	0,64	1913
32	Cấp II	Bình An (LEWEK EBONY (05) )	Tàu kéo /cung ứng	57	15	6,8	5,4	1,41	2052
33	Cấp II	APOLLOPACIFIC	Tàu chở khí dầu hóa lỏng	93,8	16	7	4,92	2,13	2995,6
34	Cấp II	AQUAMARINE GAS (MUAKATA MARU NO 23 (93), KOSHIN MARU NO 10 (03), SÔNG HỒNG 01(04) )	Tàu chở khí dầu hóa lỏng	66	12	5,4	4,7	0,73	1670
35	Cấp II	THÀNH PHÁT 01 (IMEXTRANS 16 (13), ĐẠI DƯƠNG 27-ALCI (07) )	Tàu chở hóa chất	65,85	10,8	5,4	4,65	0,76	1986,8

STT	Cấp	Tên phương tiện	Công dụng	Chiều dài TK (m)	Chiều rộng TK (m)	Chiều cao mạn (m)	Chiều chìm (m)	Mạn khô (m)	Trọng tải toàn phần (Tấn)
36	Cấp II	GIANG HẢI 1600	Sà lan chờ hàng trên boong	49,8	16	3,3	2,6	0,46	1552,3
37	Cấp II	ASHICO 04 (TRÚC MINH (12), HÒA PHƯỚC (12), SÔNG ĐÀO 001 (12))	Sà lan chờ hàng trên boong	52	15	3,3	2,8	0,51	1550,6
38	Cấp II	EVEREST 02 (MASSIVE TIDE)	Tàu kéo/cung ứng	59,52	13,8	6,9	5,85	0,76	1905
39	Cấp II	HAI DUONG 01 (SK LINE 500)	Tàu kéo/cung ứng	58,5	16	6,2	5,2	0,51	1938,3
40	Cấp II	ASHICO 04 (TRÚC MINH (12), HÒA PHƯỚC (12), SÔNG ĐÀO 001 (12))	Sà lan chờ hàng trên boong	52	15	3,3	2,8	0,51	1550,6
41	Cấp II	PTSC HA LONG (AQUAMARINE (12))	Tàu kéo/cung ứng	61,25	16,4	7,2	6	0,85	2461,9
42	Cấp II	BÌNH MINH 136 (BÌNH MINH 18 (14)) BÌNH NGUYỄN 168	Tàu chờ hàng tổng hợp	65,8	11,4	5,2	4,26	0,95	1819,6
43	Cấp II	(TIẾN THÀNH 126 (12), HẢI PHƯƠNG 125 (08))	Tàu chờ hàng tổng hợp	63,7	11	5,3	4,5	0,81	1927,5
44	Cấp II	THÀNH PHÁT 03 (TRƯỜNG THÀNH 01(14), TRUNG THẢO 17 (08), ANH TỬ 450 (07))	Tàu chờ dầu hóa chất	70,9	12,6	6,3	5,34	0,97	2813,7

STT	Cấp	Tên phương tiện	Công dụng	Chiều dài TK (m)	Chiều rộng TK (m)	Chiều cao mạn (m)	Chiều chìm (m)	Mạn khô (m)	Trọng tải toàn phần (Tấn)
45	Cấp II	PHONG LAN (MARIA CORINA (02) )	Tàu kéo/cung ứng	54	13,8	5,8	4,8	0,41	1598,9
46	Cấp II	TIẾN THÀNH 26	Tàu chở hóa chất	74,8	12,8	6,1	5,1	1,01	2952,6
47	Cấp III	YẾT KIỂU P3	Sà lan Cầu	38,59	20,6	3,6	2,5	1,11	869
48	Cấp III	KỶ VẤN 02 (KAMAKURA NO 2 (87) )	Tàu kéo/cung ứng	52,7	12,2	4,65	4	0,61	1155,4
49	Cấp III	BESICO 918	Sà lan chở hàng trên boong	41	14	3,1	2,35	0,56	964,9
50	Cấp III	HC 56	Chở container, hàng khô	56,04	10	3,42	2,91	0,52	1132
51	Cấp III	CÁI LÂN 03	Sà lan chở hàng trên boong	42	10	3	2,5	0,51	847
52	Cấp III	KỶ VẤN 01 (KAMAKURA NO, 1 (87) )	Tàu kéo/cung ứng	52,75	12,2	4,65	4,05	0,61	1100
53	Cấp III	PTSC SURVEYOR (DẦU KHÍ 104 (10), MIMOSA (96), THUNDERHEAD (88), BRAZOS (77) )	Tàu khảo sát địa chất	55,69	11,59	3,97	3,39	0,59	849,7
54	Cấp III	BINH AN VICTORIA	Tàu kéo /cung ứng	52,33	12	5,5	4,5	0,61	944,7
55	Cấp III	Bình Minh ( SEACOR DISCOVERER (03) )	Tàu kéo/cung ứng	54	14,95	5,8	4,8	1,01	1459,5
56	Cấp III	LAM SON 01 (ATMIS )	Tàu kéo/cung ứng	61,6	13,81	6,9	4,7	1,71	1178

STT	Cấp	Tên phương tiện	Công dụng	Chiều dài TK (m)	Chiều rộng TK (m)	Chiều cao mạn (m)	Chiều chìm (m)	Mạn khô (m)	Trọng tải toàn phần (Tấn)
57	Cấp III	LONG SƠN 01 (ILIM (93) )	Tàu kéo/cung ứng	50,47	11,6	4,88	3,86	0,53	761
58	Cấp III		Chờ Hàng	45,25	12,5	3,4	2,85	0,56	998
59	Cấp III	BÌNH DƯƠNG 388 (HẢI TRƯỜNG 19 (14), HẢI TRƯỜNG 19-ALCI (14), THANH XUÂN 27-ALCI (12) )	Tàu chờ hàng tổng hợp	53,6	9,15	4,05	3,33	0,73	992
60	Cấp III	PHONG NHA (SEACOR NAVIGATOR (02) )	Tàu kéo/cung ứng	54	14,95	5,8	4,8	0,51	1459,5
61	Cấp III								
62	Cấp III	THANH THÀNH ĐẠT 08 (HOANG BẢO 27 (11), ĐÁ NẮNG 45 (10) )	Tàu chờ hàng tổng hợp	53	9,15	4,05	3,3	0,76	885
63	Cấp III	NASOS II	Tàu kéo/cung ứng/thu gom dầu tràn	48,86	12	5	4	0,61	948
64	Cấp III	An Phú AP-07 (15), NAM BÌNH 02 (02), NAM HẢI (02), YẾT KIỂU (01), WOO (00)	Chờ Dầu	55,345	8,000	4	3,7	0,31	923,2
65	Cấp III	SÀ LAN VISAL 800T	Sà Lan	41,56	12,2	3,2	2,35	0,61	792,8
66	Cấp III	SL 99	Sà Lan	38,4	14	3	2,4	0,61	800

STT	Cấp	Tên phương tiện	Công dụng	Chiều dài TK (m)	Chiều rộng TK (m)	Chiều cao mạn (m)	Chiều chìm (m)	Mạn khô (m)	Trọng tải toàn phần (Tấn)
67	Cấp III	HẢI HÀ 18	Tàu chở dầu	55,6	10,4	3,4	2,8	0,61	948,5
68	Cấp III	VIETSHIP HB-03 (SÔNG GIANH HB-18(15))	Tàu nạo vét	48,84	12	3,6	2,9	0,71	826,4
69	Cấp III	HƯNG PHÚ 09	Chở hàng khô	44	12	3,4	3,07	0,34	1226
70	Cấp III	Thành Long (PICKLE)	Tàu kéo/cung ứng/chữa cháy	48,8	13,5	6		0,57	1200
71	Cấp III	VINAWACO-BÌNH DƯƠNG (BÌNH DƯƠNG(16) , BELUGA (03))	Sà Lan	57,6	19,99	4	2,7	1,31	1000
72	Cấp III	BINH AN VALIANT	Tàu kéo/cung ứng/chữa cháy	52,31	13,8	6	5	0,61	1366,2
73	Cấp III	DẦU KHÍ 108 (MỸ Á(16) , DẦU KHÍ 108 (06), VIFRASAL-2 (96), ANDREASTURM (87) )	Tàu kéo/cung ứng	48,77	11,58	4,57	3,81	0,77	821,8
74	Cấp IV	BINH AN RESEARCH	Tàu kéo/cung ứng	40,9	10,6	4,6	3,6	0,61	440,83
75	Cấp IV	CH 800	Sà lan Cầu	37	10,16	3	2,1	0,91	389,3
76	Cấp IV	MINH HOÀNG 09 (ĐÔNG NAI 06 (13) )	Tàu kéo/cung ứng	39,35	11	4,7	3,9	0,46	648,8
77	Cấp IV	BẾN ĐÌNH 01	Tàu chữa cháy	63	14	6,4	4,69	1,31	425
78	Cấp IV	THRIVING 2	phà chở khách/các loại xe	43,71	13,7	3,1	1,7	1,41	349,2

STT	Cấp	Tên phương tiện	Công dụng	Chiều dài TK (m)	Chiều rộng TK (m)	Chiều cao mạn (m)	Chiều chìm (m)	Mạn khô (m)	Trọng tải toàn phần (Tấn)
79	Cấp IV	THRIVING 3	Phà chở khách/các loại xe	52,46	14,37	2,8	1,47	1,34	363,7
80	Cấp IV	THRIVING 4	Phà chở khách/các loại xe	52,46	14,37	2,8	1,47	1,34	370,8
81	Cấp IV	PHÚ XUÂN 02	Sà Lan	34	10,5	2,8	1,8	1,1	400,3
82	Cấp IV	PHÚ XUÂN 02	Sà Lan	34	10,5	2,8	1,8	1,1	400,3
83	Cấp IV	DẦU KHÍ 105 (ANYELIR (97), OSAM DRAGON (87) )	Tàu kéo/cung ứng	35	9,5	3,6	3,19	0,41	479,1
84	Cấp IV	An Bang	TM, Tàu thả phao	51	10,6	4,8	2,8	1,8	394,3
85	Cấp IV	Sà Lan	Chở Hàng Khô	39,13	7,15	2,8	2,5	0,31	482
86	Cấp IV	TRỤC VỐT 09	Sà Lan	30,14	9,7	2,7	1,6	0,86	330,4
87	Cấp IV	Đại Lãnh (VISAL (88), SINGAPORE SALVOR (85), SMITH TOKYO (85) )	Tàu kéo /cứu hộ	52,03	11,3	5,35	4,71	0,66	659,7
88	Cấp IV	NASOS I	Tàu kéo/cung ứng /thu gom dầu tràn	44,9	10,6	4,6	3,6	1,01	572
89	Cấp IV	BINH MINH 02 (PAVLOVSK (09)	Tàu nghiên cứu	55	13,8	6,55	5,58	0,94	641,5

STT	Cấp	Tên phương tiện	Công dụng	Chiều dài TK (m)	Chiều rộng TK (m)	Chiều cao mạn (m)	Chiều chìm (m)	Mạn khô (m)	Trọng tải toàn phần (Tấn)
		BINH MINH 02 (PAVLOVSK (09))							
91	Cấp IV	PTSC RESEARCHER (ĐÀU KHI 106 (13))	Tàu nghiên cứu	45,89	11,58	4,88	4,27	0,62	734,5
92	Cấp IV	Côn Đạo 09	Tàu chở khách/chở hàng tổng hợp	44,1	9	4	3	1,01	329,4
93	Cấp IV	TĐC_96	Sà lan đóng cọc	41,66	18,4	3,2	1,5	1,71	575
94	Cấp IV	PHÚ QUÝ 01 (ARLAN (84))	Tàu kéo/cung ứng	38,21	10,2	5	4,2	0,45	377
95	Cấp IV	Tiến Lực 15	Chở Hàng khô	40,9	6	2,5	2,17	0,34	374
96	Cấp IV	Hoàng Long (LEWEK RUBY)	Tàu kéo /phục vụ thả neo	42,05	12,6	5,3	4,5	0,91	655,1
97	Cấp IV	TRỰC VỚT 09	Sà lan	30,14	9,7	2,7	1,6	0,86	330,4

**Thư mục tài liệu tham khảo**

- [1] Công trình bến cảng sông - tiêu chuẩn thiết kế 22 TCN 219-94
- [2] Công trình bến cảng Biển - tiêu chuẩn thiết kế 22 TCN 207-92.
- [3] Hướng dẫn thiết kế luồng vào cảng của Hiệp hội luồng tàu thế giới (PIANC) "Harbour Approach Channels-Design Guide"
- [4] Tải trọng và tác động (do sóng và do Tàu) lên công trình thủy - Tiêu chuẩn thiết kế 22TCN 222 - 95;
- [5] Tiêu chuẩn Anh về kết cấu Hàng hải: "British Standard Code of practice for: Maritime structures" BS 6349 và Tiêu chuẩn Anh về kết cấu bê tông: "British Standard: Structural use of concrete" BS 8110;
- [6] Tiêu chuẩn kỹ thuật cảng biển Nhật bản: "OCDI Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan";
- [7] Tiêu chuẩn kỹ thuật thiết kế cảng trên tuyến đường thủy nội địa liên bang Nga năm 1997 "Нормы технологического проектирования портов на внутренних водных путях".
- [8] Thiết kế bến nổi xem hướng dẫn trong TCCS 05-2014/CHHVN, Thiết kế hệ thống neo và bến nổi tham khảo hướng dẫn BS 6349-6-1989)
- [9] TCVN 10305:2015, *Cảng thủy nội địa – Phân cấp kỹ thuật*;
- [10] TCVN 9346:2012, *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Yêu cầu chống ăn mòn trong môi trường biển*;
- [11] TCVN 3993:1985, *Chống ăn mòn trong xây dựng – Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Nguyên tắc cơ bản để thiết kế*;
-