R

BỘ KHOA HỌC VÀ CÔNG NGHỆ

BỘ NÔNG NGHIỆP VÀ PHÁT TRIỂN NÔNG THÔN

VIỆN KHOA HỌC THUỶ LỢI MIỀN NAM

Đề tài độc lập cấp nhà nước

NGHIÊN CỨU ĐỀ XUẤT CÁC GIẢI PHÁP KHOA HỌC CÔNG NGHỆ PHỤC VỤ XÂY DỰNG HỆ THỐNG ĐÊ BIỂN, ĐÊ NGĂN MẶN CỬA SÔNG NAM BỘ

Chủ nhiệm đề tài: GS.TS. Trần Như Hối

Sản phẩm 5

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ ĐÊ BIỂN, VÀ ĐÊ NGĂN MẶN CỬA SÔNG NAM BỘ.

Thực hiện: Nguyễn Văn Thơ
Trần Thị Thanh
Trần Như Hối

TP. HỒ CHÍ MINH – 2002

4454-6/
2315703

MỤC LỤC

	Trang
MỞ ĐẦU	
CHƯƠNG I : NHỮNG CHỈ DẪN CHUNG	1
1-1. Phạm vi ứng dụng. 1-2. Các căn cứ để thiết kế. 1-3. Cấp công trình và tiêu chuẩn thiết kế.	1 1 2
CHƯƠNG II : MỘT SỐ ĐẶC ĐIỂM VỀ ĐÊ BIỂN Ở NAM BỘ	5
2-1. Đê biển và đê cửa sông. 2-2. Các kiểu đường bờ biển Nam bộ. a. Kiểu bờ tương đối ổn định. b. Kiểu bờ bồi tụ. c. Kiểu bờ xói lở. d. Kiểu bờ xói – bồi hỗn hợp.	5 5
CHƯƠNG III : YÊU CẦU ĐỐI VỚI VIỆC LỰA CHỌN TUYẾN ĐÊ.	7
3-1. Đối với đê biển có bờ tương đối ổn định. 3-2. Đối với tuyến đê vùng biển lấn. 3-3. Tuyến đê vùng cửa sông.	7 7 7
CHƯƠNG IV : YÊU CẦU VỀ KHẢO SÁT ĐỊA HÌNH ĐỊA CHẤT VÀ CHỌN SƠ ĐỒ THÍ NGHIỆM SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT PHỤC VỤ THIẾT KẾ ĐÊ.	9
4-1. Tài liệu địa hình, địa mạo. 4-2. Tài liệu địa chất công trình. 4-3. Chọn sơ đồ thí nghiệmsức chống cắt. 4-3-1. Tiêu chuẩn phá hoại Mohr- Coulomb. 4-3-2. Chọn sơ đồ thí nghiệm cường độ kháng cắt. 4-3-3. Sức kháng cắt không thoát nướccủa đất yếu (theo sơ đồ UU)	9 9 9
CHƯƠNG V : THIẾT KẾ MẶT CẮT VÀ KẾT CẤU ĐÊ BIỂN	13

5-1. Chỉ dẫn chung	13
5-2. Cao trình đỉnh đê.	13
5-3. Thiết kế mặt cắt ngang và kết cấu đê biển.	14
5-3-1. Hình dạng mặt cắt đê và các bộ phận tạo thành.	
5-3-2. Chiều rộng và kết cấu đỉnh đê.	
5-3-3. Mái đê.	
5-3-4. Thân đê.	
5-3-5. Hệ thống thoát nước mặt.	
5-4. Tính toán ổn định công trình đê biển.	19
Tài liệu tham khảo	21
PHỤ LỤC	
Phụ lục 1 : Đặc điểm đất nền dọc các tuyến đê và đặc trưng cơ lý của các loại đất nền ở ĐBSCL.	22
Phụ lục 2 : Một số phương pháp tính sức chịu tải của nền đất yếu.	31
Phụ lục 3 : Danh mục các tiêu chuẩn chính có liên quan trong thiết kế và tính toán các công trình đệ biển.	44

CHƯƠNG I

NHỮNG CHỈ DẪN CHUNG

1-1 Phạm vi ứng dụng

1-1-1. Tài liệu này hướng dẫn thiết kế xây dựng đê biển mới, tu sửa nâng cấp đê biển cũ được đắp bằng đất trong các giai đoạn lập dự án khả thi, thiết kế kỹ thuật – thi công với điều kiện thủy văn, địa chất-môi trường vùng ven biển Nam Bộ.

Tài liệu này không áp dụng cho loại đê cho phép tràn sóng và lũ hai phía.

1-1-2. Các công trình thuộc phạm trù đê biển được thiết kế theo hướng dẫn này, bao gồm :

a. Đê bảo vệ vùng dân cư, kinh tế trong vùng bờ biển lở.

b. Đê lấn biển để mở rộng vùng đất mới trong vùng bờ biển bồi.

c. Đê quây các vùng bờ biển, hải đảo, phục vụ mục đích khai thác thủy sản, du lịch, quốc phòng v...v...

d. Đê dọc theo hai bờ đoạn cửa sông, để chống lũ sông và hạn chế các tác dụng phá hoại của các yếu tố biển. Phạm vi được tính là đê biển ở vùng cửa sông được xác định theo qui định riêng của Bộ NN&PTNT.

1-1-3.Trường hợp cần thiết kế kè biển, công trình giảm sóng – giữ bãi thì tham khảo theo tài liệu "Hướng dẫn thiết kế đê biển" của Bộ NN&PTNT xuất bản 2002.

1-2. Các căn cứ thiết kế.

1-2-1. Các căn cứ pháp lý:

a. Các hồ sơ về qui hoạch, dự án vùng thiết kế đã được duyệt.

b. Các văn bản luật có liên quan.

c. Các điều lệ hiện hành của nhà nước về xây dựng cơ bản.

1-2-2. Các tài liệu, số liệu cơ bản.

a. Các tài liệu thu thập và thực đo vẽ địa hình địa mạo mà tỷ lệ, phạm vi, thời gian đo tương ứng với yêu cầu kỹ thuật của giai đoạn thiết kế.

b. Các tài liệu về cấu tạo địa chất và địa chất công trình mà mật độ kích thước hố khoan tuân theo qui định của giai đoạn thiết kế.

c. Các số liệu điều tra và thực đo về khí tượng, trong đó quan trọng là tài liệu về gió bão, bao gồm tần suất, cường độ phần bổ theo thời gian và không gian.

d. Các số liệu điều tra, thu thập và thực đo về thủy, hải văn: mực nước, các loại dòng chảy sóng, chuyển động bùn cát trong vùng công trình và lân cận.

e. Tình trạng thiên tai và diễn biến, sạt lở, bồi lắng và thiệt hại đã xảy ra ở vùng công trình.

f. Hiện trạng và khả năng phát triển trong tương lai về kinh tế – dân sinh vùng dự án.

1-2-3. Các căn cứ khoa học.

a. Các qui trình, qui phạm, tiêu chuẩn của nhà nước và của ngành có liên quan.

b. Các kết quả nghiên cứu khoa học đã được nghiệm thu và được cấp quản lý đồng ý cho áp dụng.

c. Các tiến bộ khoa học, kỹ thuật hoặc sáng chế, phát minh được phép thử nghiệm.

d. Các kinh nghiệm rút ra từ thực tế tại vùng thiết kế đã được xác nhận của cơ quan khoa học chuyên ngành.

1.3. Cấp công trình và tiêu chuẩn thiết kế.

1-3-1. Theo QPTL.A-6-77 [1] tiêu chuẩn phân cấp công trình đối với đê biển theo bảng 1.1.

Bảng 1.1

Loại đê	Diện tích bảo vệ (ha)	Cấp đê
Đê chính của đê biển	> 15.000	I
	15.000 ÷ 10.000	II
	10.000 ÷ 5.000	III
	5.000 ÷ 2.000	IV
	< 2000	V

1-3-2. Theo tầm quan trọng về dân sinh, kinh tế, chính trị, xã hội của vùng được bảo vệ và độ sâu ngập nước, có thể xét nâng hoặc hạ cấp công trình đê sau khi áp dụng bảng 1.1. Việc đề nghị nâng, hạ cấp phải được cấp có thẩm quyền phê duyệt.

1-3-3. Cấp công trình của kè gia cố mái đê biển lấy bằng cấp công trình của đê biển.

1-3-4. Cấp công trình của các loại công trình bảo vệ gián tiếp (mỏ hàn ngang, đê giảm sóng ...), trong điều kiện bình thường lấy bằng cấp của đê biển. Trong vùng có điều kiện tự nhiên phức tạp, đòi hỏi kỹ thuật cao, công trình có vốn đầu tư lớn , có thể thuyết minh để xin nâng thêm một cấp cho công trình bảo vệ, so với cấp công trình của đê, nhằm tăng cường an toàn cho chính công trình bảo vệ.

1-3-5. Trị số gia tăng độ cao an toàn của công trình đê được xác định theo bảng 1.2 trên cơ sở cấp công trình của đê và yêu cầu chống sóng.

Bảng 1.2

Cấp công trình	Đặc biệt	I	II	III	IV
Trị số gia tăng độ cao an toàn (m)	0.5	0.4	0.4	0.3	0.3

1-3-6. Hệ số an toàn ổn định chống trượt của công tình không được nhỏ hơn qui định trong bảng 1.3

Bảng 1.3

Cấp công trình		Đặc biệt	I	II	III	IV
Hệ số an toàn	Điều kiện sử dụng bình thường	1,30	1,25	1,20	1,15	1,10
	Điều kiện sử dụng bất thường	1,20	1,15	1,10	1,05	1,05

1-3-7. Trường hợp đê đất đặt trên nền quá yếu, hệ số an toàn chống trượt khó đạt được các giá trị số quy định, thì thông qua luận chứng và được cơ quan chủ quản chuyên ngành phê duyệt, có thể hạ thấp một cách thích đáng.

1-3-8. Hệ số an toàn ổn định chống trượt của tường đỉnh đê không được nhỏ hơn quy định ở bảng 1.4.

Bảng 1.4

Tính chất nền		Đá					Đất				
Cấp công trình		ĐB	I	II	III	IV	ĐB	I	II	III	IV
Hệ số an toàn	Điều kiện sử dụng bình thường	1,15	1,10	1,05	1,05	1,00	1,35	1,30	1,25	1,20	1,15
	Điều kiện sử dụng bất thường	1,05	1,05	1,00	1,00	1,00	1,20	1,15	1,10	1,05	1,05

1-3-9. Hệ số an toàn ổn định chống lật của tường đỉnh đê không được nhỏ hơn quy định ở bảng 1.5.

Bảng 1.5

Cấp công trình		Đặc biệt	I	II	III	IV
Hệ số an toàn	Điều kiện sử dụng bình thường	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
	Điều kiện sử dụng bất thường	1,50	1,45	1,40	1,35	1,30

CHƯƠNG II
MỘT SỐ ĐẶC ĐIỂM VỀ ĐÊ BIỂN Ở NAM BỘ

2-1. Đê biển và đê cửa sông.

Theo quy phạm phân cấp đê (1) (QPTLA.6.77) "Đê biển là những công trình dọc ven bờ biển, ngăn cách nước biển với các vùng đất đá gần biển khỏi ngập nước mặn".

Do đặc thù của ĐBSCL, cao độ mặt đất vùng cửa sông giáp biển tương đối thấp, nhiều chỗ cao độ mặt đất thấp hơn 1,5m, có thể bị chìm ngập bởi nước biển nếu như không có đê bảo vệ. Do vậy đê cửa sông ở đây cũng thuộc loại đê biển.

Các cửa sông lớn của ĐBSCL cần có các đê thuộc loại đê biển như':

Phía biển Đông: các cửa sông Soài Rạp, cửa Tiểu. Cửa Đại Hàm Luông, Cổ chiên, Định An, Trần Đề, Mỹ Thanh, Gành Hào, Bồ Đề.

Phía biển Tây: Sông Cái lớn, Đồng Hồ.

Theo quy định [1] :" Ranh giới giữa đê sông và đê biển ở vùng cửa sông thông với biển được xác định tại mặt cắt ngang sông mà ở đó đường quá trình mực nước H-t hoàn toàn phụ thuộc vào sự thay đổi của thủy triều, không thể hiện ảnh hưởng của lũ. Đường quá trình H-t đó ứng với dạng lũ thiết kế cùng tổ hợp với triều và bão (nước dâng) đã qui định cho thiết kế đê".

2-2. Các kiểu đường bờ biển Nam bộ.

Do tác động của sóng, gió, thủy triều, dòng chảy ven bờ và tác động của con người, diễn biến bờ biển ĐBSCL có thể phân ra 4 kiểu đường bờ : ổn định, xói lở, bồi tụ, và bồi xói hỗn hợp.

a. Kiểu bờ tương đối ổn định (bồi xói không đáng kể)

Bên bờ phía Đông: kiểu dạng này chủ yếu từ Vĩnh Châu (Sóc Trăng) đến Vĩnh Thuận (Bạc Liêu)

Bên bờ phía Tây: kiểu dạng này từ cửa sông Ông Đốc đến vịnh Rạch Giá và đoạn từ Hà Tiên đến vịnh Cây Dương.

b. Kiểu bờ bồi tụ.

Bên bờ phía Đông: kiểu dạng này tập trung ở một số cửa sông Cửu Long như Cửa Tiểu, cửa Ba Tri, cửa Thạnh phú v...v...

Bên bờ Tây : mỗi năm bình quân lấn ra biển 25-30m, có nơi đạt đến 80m/năm. Riêng bờ phía Tây mũi Cà mau có tốc độ lấn biển 50-80m/năm, mỗi năm tạo ra bãi bồi trên 120ha.

c. Kiểu bờ xói lở: Đoạn bờ xói lở nhiều nhất là cửa Gành Hào đến cửa Rạch Keo, trong đoạn này ở khu vực Bồ Đề có tốc độ xói lở 30-50m/năm.

d. Kiểu bờ xói bồi hỗn hợp : thường xảy ra ở vùng gần một số cửa sông Cửu Long như đoạn Bình Đại (Bến Tre) : từ 1885 đến 1940 đoạn này lấn ra biển tới 32km. Từ năm1940 đến 1965 bị lở vào sâu 0,8km, sau đó là thời kỳ tương đối ổn định có xu thế bồi nhẹ .

Nhìn chung, bờ biển phía Nam bộ là vùng bồi . Nếu phát triển tốt rừng phòng hộ như một yêu cầu gắn liền với đê thì có thể gây bồi liên tục, cao trình bãi bồi nâng cao theo mực nước biển dâng.

Đê biển, đê cửa sông, ven biển Nam bộ, có một đặc điểm rất khác với đê biển Bắc bộ là tồn tại dải rừng ngập mặn dày đặc, với chiều rộng ít nhất hàng trăm mét đến rộng nhất hàng ngàn mét, án ngữ, che chắn, tăng an toàn cho tuyến đê do giảm được chiều cao sóng leo, chỉ có một ít đoạn không có rừng cây ngập mặn, cần được chú ý gây trồng sau này.

Điều bất lợi cho việc xây dựng đê biển Nam bộ là : hầu hết các tuyến đê phải đi qua vùng đất yếu thuộc trầm tích Holoxen ở ĐBSCL. Vật liệu đắp đê chủ yếu là các loại bùn, đất loại sét ở trạng thái dẻo, chảy có tại chỗ dọc theo tuyến đê. Phương tiện thi công chủ yếu là cơ giới thủy (xáng ngoạm) vừa kết hợp đào kênh –đắp đê. Những điều kiện nêu trên cần được chú ý đến khi thiết kế và thi công đê.

CHƯƠNG III
YÊU CẦU ĐỐI VỚI VIỆC LỰA CHỌN TUYẾN ĐÊ

3-1. Đối với đê biển có bờ tương đối ổn định.

Tuyến đê biển được chọn trên cơ sở so sánh kinh tế kỹ thuật các phương án có xét đến các nội dung sau đây:

- Tuân theo qui luật tổng thể khai thác toàn vùng và bảo đảm phạm vi khu vực do đê bảo vệ.

- Điều kiện địa hình địa chất: cố gắng bố trí tuyến đê đi qua vùng có địa thế cao và địa chất nền tương đối tốt. Nếu trong vùng có tuyến đê cũ phù hợp với qui hoạch thì nên tận dụng đắp theo tuyến đê cũ.

- Tuyến đê nên đi qua vùng thuận lợi cho bố trí công trình phụ trợ, tận dụng các công trình đã có, nối tiếp chặt chẽ đê với các vị trí ổn định.

- Trong điều kiện địa chất nền cho phép, nên bố trí tuyến đê đơn giản, tốt nhất là theo dạng đường thẳng, có phương hướng thuận lợi trong việc giảm nhẹ tác dụng của sóng và dòng chảy trong khu vực. Tuyến đê lõm dễ gây ra hội tụ sóng, sản sinh sóng tràn, là nguyên nhân gây ra vỡ đê. Trong trường hợp buộc phải vạch tuyến đê lõm, cần xét đến biện pháp giảm sóng hoặc tăng cường bảo vệ mái đê.

3-2. Đối với tuyến đê vùng biển lấn.

Đối với tuyến đê vùng biển lấn, ngoài những yêu cầu nêu trên, cần chú ý:

- Tuyến đê cần gắn liền với các công trình chống xói bãi biển.

- Khi chưa khống chế được hiện tượng biển lấn tuyến đê không thể là vĩnh cửu, cần có *tuyến đê dự phòng* để giảm tổn thất khi tuyến đê chính bị phá vỡ.

a. Tuyến đê chính : phải được nối tiếp chặt chẽ với bờ biển ổn định. Vị trí tuyến đê chính phải nằm trong vị trí sóng vỡ lần đầu với một khoảng cách bằng một chiều dài sóng thiết kế. Phương của tuyến đê song song với đường mép nước khi triều kiệt.

b. Tuyến đê dự phòng: cách tuyến đê chính một khoảng ít nhất phải bằng 5 lần chiều sâu biển lấn vào bờ trung bình trong một năm hoặc bằng một lần chiều dài con sóng thiết kế. Tuyến đê dự phòng phải nối tiếp chặt chẽ vào vị trí ổn định ở hai phía. Giữa hai tuyến đê chính và đê dự phòng nên bố trí các đê ngăn.

3-3. Tuyến đê vùng cửa sông.

Đê của sông nối tiếp giữa đê sông và đê biển cho nên tuyến đê của sông đã được cố định hai đầu, chỉ còn chọn hình dạng tuyến đê. Do chịu ảnh hưởng tổng hợp của các yếu tố sông và các yếu tố biển khác nên khi xác định tuyến đê của sông cần kiểm tra :

- Ảnh hưởng của tuyến đê đối với việc thoát lũ.
- Ảnh hưởng của tuyến đê đối với việc truyền sóng biển vào sông.

Đối với những tuyến đê quan trọng cần thông qua thí nghiệm trên mô hình thủy lực để xác định vị trí hợp lý.

Khi bố trí mặt bằng tuyến đê được chọn cần kiểm tra ảnh hưởng của tuyến đê đến các hoạt động giao thông đến các bãi tắm, vùng du lịch, di tích danh lam thắng cảnh.

CHƯƠNG IV
YÊU CẦU VỀ KHẢO SÁT ĐỊA HÌNH, ĐỊA CHẤTVÀ CHỌN SƠ ĐỒ THÍ NGHIỆM SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT PHỤC VỤ THIẾT KẾ ĐÊ

Trước khi thiết kế đê phải có đầy đủ các tài liệu thực đo về địa hình, địa mạo, tài liệu về cấu tạo địa chất công trình và đặc trưng cơ lý của đất dùng để thiết kế đê.

4-1. Tài liệu địa hình địa mạo phải do một cơ quan chuyên môn đo vẽ chuẩn xác dọc theo nền tuyến đê và mở rộng ra hai bên mép đê, mỗi bên ít nhất là 200m. Phải có cột mốc đo trên thực địa và trên bình đồ để bàn giao cho đơn vị khảo sát địa chất công trình và thiết kế.

4-2. Tài liệu địa chất công trình phải do một cơ quan có chức danh hành nghề thực hiện. Phải có mặt cắt địa chất công trình dọc theo tim tuyến đê và một số mặt cắt ngang tuyến ở tại những vị trí địa chất phức tạp, biến đổi theo phương ngang đê. Độ sâu các hố khoan phải đạt được 1,5 lần chiều cao tính toán của đê. Nói chung độ sâu khoan trong phạm vi 5-7m. Ở những nơi tuyến đê đi qua kênh rạch phải có mặt cắt địa chất ngang qua kênh rạch. Đến giai đoạn thiết kế kỹ thuật, khoảng cách các hố khoan dọc tuyến đê không được vượt quá 500m. Tại những vị trí sông rạch cũ bị bồi lấp cần bố trí hố khoan dày hơn.

Khảo sát địa chất công trình khác trên tuyến đê như cầu, cống qua đê v...v... phải thực hiện theo yêu cầu riêng của chủ nhiệm dự án, hoặc chủ nhiệm các công trình đó.

Nếu trên tuyến đê có kết hợp làm đường giao thông thì cần có sự thảo luận thống nhất với cơ quan thiết kế giao thông.

4-3. Chọn sơ đồ thí nghiệm sức kháng cắt của đất nền và đất đắp phù hợp với phương pháp tính toán và điều kiện làm việc của đê.

4-3-1. Tiêu chuẩn phá hoại Mohr-Coulomb

Độ bền chống cắt (sức kháng cắt) của đất theo tiêu chuẩn phá hoại Mohr-coulomb, viết cho trường hợp ứng suất tổng như sau:

$$\tau_1 = \sigma \tan\varphi + C \quad , \qquad (4\text{-}1)$$

Trong đó

σ : Ứng suất pháp (ứng suất toàn phần theo phương thẳng góc với mặt trượt).

φ, C : Góc ma sát và lực dính tương ứng với ứng suất tổng.

Trong trường hợp ứng suất hữu hiệu, thi tiêu chuẩn phá hoại Mohr-Coulomb cho đất bão hòa nước được viết như sau :

$$\tau_f = (\sigma - u)\tan\varphi' + C' , \quad (4\text{-}2)$$

u : Áp lực kẽ rỗng trong đất.

φ', C': Góc ma sát và lực dính hữu hiệu của đất.

Khi đắp đê đập trên nền đất yếu, do đất nền có hệ số thấm rất nhỏ, thoát nước không đáng kể trong thời gian thực tế thi công áp lực nước kẽ rỗng có thể viết như sau:

$$u = u_o + \Delta u$$

Trong đó :

u_o : Áp lực nước kẽ rỗng ban đầu trong nền (thông thường bằng áp lực thủy tĩnh của mực nước ngầm).

Δu : Áp lực nước kẽ rỗng tăng thêm do tải trọng đất đắp.

Vì việc xác định giá trị trong quá trình đắp đất trên nền đất yếu rất phức tạp, nên ổn định của đê, đập trên nền đất yếu thường được tính toán theo phương pháp ứng suất tổng (công thức 4-1)

4-3-2. Chọn sơ đồ thí nghiệm xác định sức kháng cắt của đất.

a. Đối với đất đắp ở thân đê:

Trường hợp nguy hiểm đối với sự ổn định của đê là: khi đê bị rút nước đột ngột trong trường hợp đang ngập nước bão hòa hòan toàn. Do vậy nên chọn sơ đồ không cố kết, cắt nhanh không thoát nước (sơ đồ UU) đối với các mẫu đất chế bị hoàn toàn bão hoà nước.

Cách thực hiện : Lấy đất dự định dùng để đắp đê tiến hành đầm nện Proctor xác định dung trọng khô lớn nhất γ_{cmax} và độ ẩm thích hợp khi đầm W_{on}. Dùng loại đất đó chế bị mẫu thí nghiệm có dung trọng khô $\gamma_c = K\gamma_{cmax}$ độ ẩm chế bị $W_{cb} = W_{on}$. Sau đó mẫu được bão hoà nước và thí nghiệm cắt theo sơ đồ UU.

K- Hệ số đầm chặt của đất trong thân đê, phụ thuộc vào loại đất, trạng thái độ ẩm của đất khi thi công và kỹ thuật thi công, được trình bày ở mục 5-3-4.c chương V

b. Đối với đất nền đê

Nếu đê đắp trực tiếp lên nền thiên nhiên thì nên chọn sơ đồ không nén cố kết cắt nhanh không thoát nước (sơ đồ UU).

Nếu đê được đắp trên nền có gia cố bằng bấc thấm, mương cát... thì chọn sơ đồ cố kết cắt nhanh (sơ đồ CU).

4-3-3. Một số phương pháp thí nghiệm xác định sức chống cắt của đất dính theo sơ đồ UU.

Với đất sét bão hòa nước, nếu cắt nhanh không thoát nước (tương ứng với mô hình phá hoại đê đập trên nền đất yếu) thì giá trị của góc ma sát trong công thức (4-1) rất nhỏ xem như bằng 0 và giá trị τ_1 lúc này được gọi là sức kháng cắt không thoát nước, thường được ký hiệu là C_u.

$$\tau_1 = C_u \; ; (\varphi_u = 0, C = C_u)$$

Trong thực tế thiết kế sức kháng cắt không thoát nước thường được xác định bằng các phương pháp sau :

1. Nén đơn không áp lực hông

$$C_u = \frac{q_u}{2}, \qquad (4.4)$$

2. Nén 3 trục không cố kết – không thoát nước (UU)

$$C_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, \qquad (4.5)$$

3. Thí nghiệm cắt cánh

$$C_u = \mu S_{uv}, \qquad (4.6)$$

4. Thí nghiệm xuyên tĩnh hiện trường

$$C_u = \frac{q_c}{N_k}, \qquad (4.7)$$

Trong đó:

C_u : Sức kháng cắt không thoát nước;

S_{uv} : Sức kháng cắt đo từ thí nghiệm cắt cánh;

μ : Hệ số hiệu chỉnh phụ thuộc vào chỉ số dẻo của đất sét (hình 4.1);

q_u : Tải trọng nén trong thí nghiệm nén đơn không áp lực hông;

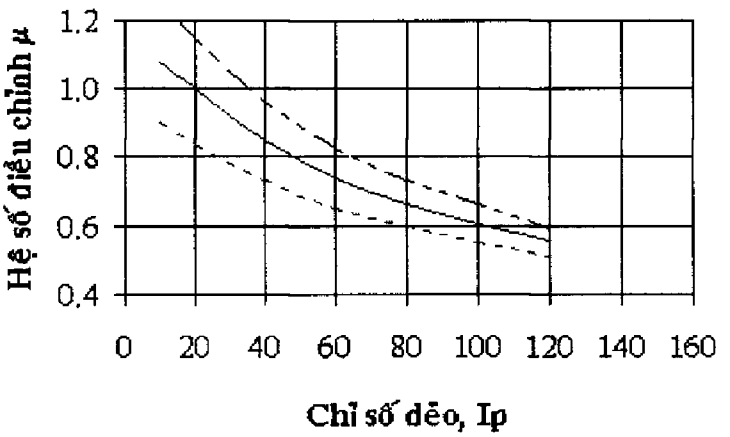
σ_1, σ_3 : Áp lực nén của máy trong thí nghiệm nén 3 trục;

q_c : Sức kháng mũi từ thí nghiệm CPT;

N_k : Hệ số phụ thuộc vào loại đất;

$N_k = 14 - 20$

Các bảng ở phụ lục I giới thiệu kết quả thống kê sức chống cắt (φ, c) thí nghiệm theo sơ đồ UU trên máy cắt phẳng của các lớp đất dính mềm yếu, đất bùn ở ĐBSCL.



Hình 4-1: Các liên hệ giữa hệ số điều chỉnh μ của sức chống cắt của đất (xác định bằng máy cắt chữ thập) với chỉ số dẻo (Ip) của đất

Nếu có số liệu thí nghiệm theo sơ đồ không nén cố kết cắt nhanh không thoát nước (UU) trên máy cắt phẳng của những mẫu đất nền bão hoà nước, ta có thể tính giá trị tương đương của lực dính tổng (C_u^{td}) trong nền đê theo công thức :

$$C_u^{td} = C_{bh} + \gamma_d.h_d.tg\varphi_{bh} ; \quad (4.8)$$

Trong đó:

C_u^{td} : Lực dính tổng tương đương.

C_{bh}, φ_{bh} : Lực dính và góc ma sát trong của đất nền bão hòa nước được xác định theo sơ đồ (UU) trên máy cắt phẳng.

γ_d : Dung trọng của đất đắp ở thân đê,

h_d : Chiều cao của đê.

Cùng một loại đất, giá trị C_u thu được theo các phương pháp thí nghiệm giới thiệu ở trên có khác nhau. Giá trị C_u xác định theo công thức (4.5) trên máy nén ba trục đáng tin cậy hơn cả.

CHƯƠNG V
THIẾT KẾ MẶT CẮT VÀ KẾT CẤU ĐÊ BIỂN

5-1. Chỉ dẫn chung

5-1-1. Thiết kế đê biển được tiến hành theo từng phân đoạn. Các phân đoạn được chia theo điều kiện địa chất nền đê, vật liệu đắp đê, điều kiện ngoại lực và điều kiện thi công yêu cầu sử dụng. Mỗi phân đoạn được chọn một mặt cắt ngang đại diện làm đối tượng thiết kế thân đê.

5-1-2. Nội dung thiết kế mặt cắt và kết cấu đê biển bao gồm : xác định cao trình đỉnh, kích thước mặt cắt, kết cấu đỉnh đê và thân đê.

5-1-3. Mặt cắt và kết cấu đê biển được quyết định cuối cùng sau khi đã tính toán ổn định và so sánh kinh tế –kỹ thuật.

5-2. Cao trình đỉnh đê.

Cao trình đỉnh đê được xác định theo công thức.

$$Z_đ = Z_{triều} + \Delta Z_{dâng} + \Delta Z_{sóng} + a \qquad , (5\text{-}1)$$

Trong đó :

$Z_đ$: cao trình đỉnh đê thiết kế (m);

$Z_{triều}$: cao trình đỉnh triều thiết kế (m) – lấy theo tần suất thiết kế;

$\Delta Z_{dâng}$: chiều cao nước dâng do gió và bão (m);

$\Delta Z_{sóng}$: chiều cao sóng leo khi sóng tiến vào bờ (m);

a : mức gia cường an toàn.

Phương pháp tính toán xác định cao trình đỉnh triều thiết kế ($Z_{triều}$), chiều cao nước dâng do gió bão ($\Delta Z_{dâng}$), chiều cao sóng leo khi tiến vào bờ ($\Delta Z_{sóng}$). Tham khảo các phụ lục tính toán sóng trong tài liệu [2].

Mức gia cường an toàn (a) thay đổi trong phạm vi a = 0,3 – 0,5 tùy thuộc vào cấp công trình.

Chú ý:

a. Nếu trong cùng một tuyến đê, do điều kiện tính toán khác nhau giữa các phân đoạn mà có các kết quả cao trình đỉnh đê khác nhau thì lấy thống nhất theo trị số cao nhất.

b. Trường hợp ở vai phía biển của đê có làm tường chống sóng kiên cố, ổn định, thì cao trình đỉnh đê đất cần phải cao hơn mực nước triều thiết kế ít nhất là 0,5m để đảm bảo mặt đê khô ráo.

c. Ngoài tính toán theo công thức (5-1) ra khi xác định cao trình đỉnh đê thiết kế cho đê đất cần phải xét thêm độ dự phòng lún. Tùy theo yếu tố địa chất nền đê, chất đất thân đê và độ chặt đất đắp, có thể lấy bằng (3-8)% chiều cao của thân đê. Trong các trường hợp sau, độ lún cần được tính toán theo phương pháp cộng lớp để xác định độ lún cuối cùng của thân đê và nền đê ở vị trí đường tim đỉnh đê tại mặt cắt tính toán.

- Chiều cao đê lớn hơn 10m,
- Nền đê đất rất yếu,
- Thân đê không được đầm chặt,
- Đất đắp thân đê có độ nén chặt thấp.

5-3. Thiết kế mặt cắt ngang và kết cấu đê biển

5-3-1. Hình dạng mặt cắt đê và các bộ phận tạo thành.

Đê có thể được đắp hoàn toàn bằng đất gọc là đê bằng đất.

Trong một số trường hợp do yêu cầu về sử dụng hoặc do hạn chế về điều kiện địa hình địa mạo, thiếu đất đắp ... người ta phải dùng đê mặt cắt phức hợp : tường đá xây hoặc bê tông ở phía biển và đắp đất ở phía đồng. Tường đá xây, tường bê tông thường là kiểu công trình trọng lực vừa có tác dụng chắn đất vừa có tác dụng chắn sóng, cần thiết kế bảo đảm cường độ và ổn định. Những hướng dẫn cho thiết kế loại tường này có thể tìm thấy trong các tài liệu chuyên ngành về công trình bến cảng (22TCN207-92).

Đê biển ở ĐBSCL thường nằm bên trong rừng phòng hộ, đi qua nền đất yếu, nên chủ yếu là đê bằng đất. Mặt cắt ngang đê biển thường có dạng hình thang, với hai cạnh xiên góc với đỉnh và đáy, vì vậy được gọi là đê mái nghiêng. Nội dung hướng dẫn thiết kế trong tài liệu này cũng chủ yếu cho đê mái nghiêng.

Các yếu tố cấu tạo mặt cắt ngang đê mái nghiêng được thể hiện tổng hợp trên hình 5-1. Trong thực tế có thể không hiện diện đầy đủ các thành phần đã nêu.

5-3-2. Chiều rộng và kết cấu đỉnh đê.

a. Chiều rộng đỉnh đê.

Chiều rộng đỉnh đê được xác định trên cơ sở cấp công trình, yêu cầu về cấu tạo, thi công, quản lý. Ngoài ra còn xét đến yêu cầu về dự trữ vật liệu, bố trí đường quay xe, tránh xe, ... mà mở rộng cục bộ.

Theo cấp công trình, chiều rộng đỉnh đê được qui định như bảng (5.1)

Bảng 5.1

Cấp công trình đê	Đặc biệt	I	II	III	IV
Chiều rộng đỉnh đê $B_đ$(m)	6-8	6	5	4	3

Những trường hợp cần mở rộng thêm so với qui định trong bảng (5-1) cần phải được thỏa thuận với cơ quan quản lý đê.

b. Kết cấu đỉnh đê.

Kết cấu mặt đỉnh đê cần căn cứ vào mức độ cho phép sóng tràn, yêu cầu về giao thông, quản lý, tính chất của đất đắp đê, mưa gió xói mòn để xác định theo tiêu chuẩn mặt đường tương ứng.

Mặt đỉnh đê cần dốc về một phía hoặc hai phía, để tập trung thoát nước về các rãnh thoát nước mặt. Độ dốc lấy trong khoảng 2-3%.

Trong trường hợp nguồn đất đắp đê và địa bàn đắp đê bị hạn chế có thể xây tường đỉnh để thỏa mãn cao trình đỉnh đê thiết kế.

c. Tường chống sóng đỉnh đê (gọi tắt là tường đỉnh) : tường đỉnh bố trí ở vai ngoài, mép đê phía biển. Tường chỉ được đặt sau khi thân đê đã ổn định, có móng độc lập với công trình gia cố mái mặt phía biển của tường có thể thiết kế thành dạng mặt cong hắt sóng.

Tường đỉnh không nên cao quá 1,0m, kết cấu có thể là bê tông, bê tông cốt thép, nhưng thông thường là gạch đá xây. Khe biến dạng cắt nhau (10-20)m đối với tường bê tông cốt thép, (10-15)m đối với tường bê tông và gạch đá xây. Ở những vị trí thay đổi đất nền, thay đổi chiều cao tường , kết cấu mặt cắt, thay đổi điều kiện ngoại lực ... cần bố trí thêm các khe biến dạng trong khe biến dạng cần có kết cấu chắn nước.

Trong thiết kế tường đỉnh cần tính toán cường độ, kiểm tra ổn định trượt, lật, ứng suất nền, cũng như yêu cầu chống thấm.

5-3-3. Mái đê.

a. Độ dốc mái đê.

Độ dốc mái đê được biểu thị qua hệ số mái dốc m = ctgα, trong đó α là góc nghiêng giữa mái đê và đường nằm ngang.

Độ dốc mái đê phụ thuộc vào đặc điểm đất nền, chất lượng đất đắp, phương pháp thi công yêu cầu sử dụng, khai thác và kết cấu gia cố mái. Về nguyên tắc, độ dốc mái đê xác định thông qua tính toán ổn định.

Khi đất nền tương đối tốt, áp lực cột đất đắp ở thân đê chưa vượt quá khả năng chịu tải của đất nền, độ dốc mái đê ở phía đồng vào khoảng m = 2-3, độ dốc mái đê ở phía biển m = 3-5.

b. Cơ đê trên mái phía đồng.

Trong trường hợp đê có chiều cao lớn hơn 6m, độ dốc mái đê phía đồng có m <3, có thể đặt cơ đê ở vị trí cách đỉnh từ (2-3)m. Chiều rộng của cơ không nhỏ hơn 1,5m. Phía trên và phía dưới bậc cơ mái đê có thể hoặc không có cùng một độ dốc (m). Nếu khác, thông thường lấy độ dốc mái dưới thoải hơn mái trên.

c. Thềm giảm sóng trên mái đê phía biển.

Trên mái phía biển, ở những vùng sóng gió lớn, giữa bờ biển và đê không có rừng phòng hộ, với yêu cầu giảm chiều cao sóng leo và tăng cường độ ổn định của thân đê, có thể bố trí thềm giảm sóng ở khoảng cao trình mực nước triều tính toán.

Hiệu quả giảm sóng chỉ thể hiện rõ khi chiều rộng thềm đạt trên 1.5 lần chiều cao sóng và không nhỏ hơn 3m.

Phía trên và phía dưới thềm, nếu lấy $m_{dưới} < m_{trên}$ sẽ có chiều cao sóng leo nhỏ hơn so với trường hợp $m_{dưới} > m_{trên}$.

Thềm giảm sóng là nơi tiêu năng sóng tập trung, cần tăng cường gia cố đặc biệt là vùng mép ngoài, đồng thời bố trí đầy đủ lỗ thoát nước. Ở những vùng đê biển quan trọng cao trình và kích thước thềm giảm sóng cần xác định qua thí nghiệm mô hình.

d. Gia cố mái đê phía biển.

Tùy theo tình hình chịu tác động của sóng, gió, dòng chảy, yêu cầu và điều kiện sử dụng của mái đê cũng như khả năng kinh tế – kỹ thuật chia từng đoạn hoặc từng phần mái đê để chọn các loại kết cấu gia cố mái, được trình bày cụ thể trong tài liệu [2].

Đối với đê biển Nam Bộ, ở những vị trí có rừng ngập mặn trước đê, hoặc ở những nơi có chiều cao sóng Hs ≤ 0,5m, có tốc độ dòng chảy v < 1m/s, mái đê có đất mùn tốt để cỏ phát triển thì nên trồng cỏ để gia cố mái.

Đối với những đoạn đê ở vị trí có sóng lớn, dòng chảy mạnh thì nên bảo vệ mái bằng những tấm bê tông đúc sẵn ghép rồi hoặc liên kết mỹ mãn sẽ tiện lợi hơn (vì ở Nam Bộ có ít đá). Phương pháp tính toán kè đê biển tham khảo tài liệu [2].

e. Gia cố mái đê phía đồng

Gia cố mái đê phía đồng được thiết kế trên cơ sở phân tích chất lượng khối đất đắp, môi trường nước tiếp xúc với đê, cường độ mưa và mức độ cho phép sóng tràn, chiều cao đê và yêu cầu sử dụng (đường lên xuống, cảnh quan môi trường v...v...). Nếu không có gì đặc biệt chỉ nên trồng cỏ.

5-3-4. Thân đê.

a. *Nền đê* : thông thường đê mới được đắp trực tiếp trên đất tự nhiên sau khi đã xử lý lớp phủ bề mặt nền đê. Đặc điểm ĐCCT của nền các tuyến đê biển ở Nam Bộ được phân chia nhiều dạng tốt, xấu khác nhau như mô tả ở phụ lục 1.

Tuyến đê biển dài, chạy qua những vùng đất nền khác nhau : có đoạn gặp nền đất tốt, có đoạn gặp nền đất xấu (đất mềm yếu). Nếu tuyến đê đi qua nền đất yếu dễ bị lún sập, mạch đùn, mạch sủi... cần phải xử lý cẩn thận trước khi đắp đê. Vấn đề xử lý nền đất yếu dưới đê có thể dùng giải pháp thi công hợp lý để nâng cao dần khả năng chịu tải của đất nền và đất đắp thân đê, hoặc dùng biện pháp cải tạo nền đất yếu được giới thiệu trong các tài liệu chuyên ngành.

b. Vật liệu đắp đê.

Do điều kiện ĐCCT và điều kiện thi công, đê biển ở ĐBSCL chủ yếu được đắp bằng các loại đất khác nhau khai thác tại chỗ (đào kênh lấy đất đắp đê) hoặc khai thác tại các bãi vật liệu lân cận công trình đê.

Do vậy, loại đất được đắp vào thân đê cũng là những loại đất có mặt ở nền đê : các đất loại sét (sét, á sét, á cát) ở trạng thái dẻo cứng, dẻo mềm, dẻo chảy, chảy và các loại bùn sét, bùn á sét, bùn á cát.

Cần loại bỏ các loại đất dạng than bùn, đất "bã hèm" còn các loại đất khác đều có thể sử dụng để đắp đê. Nhưng khi gặp phải nền bùn, đất đắp cũng là bùn, thì phải có giải pháp xử lý nhằm tăng cường ổn định của nền đê cũng như thân đê. Nếu vận chuyển đất tốt khai thác ở xa công trình đến đắp đê thì cần phải có tính toán hiệu quả kinh tế-kỹ thuật. Cũng cần lưu ý rằng, nếu dùng đất tốt để đắp trên nền đất yếu cũng không thể có hiệu quả cao.

c. Yêu cầu về độ đầm chặt của đất đắp ở thân đê.

Độ đầm chặt K của đất đắp ở thân đê được xác định theo công thức sau:

$$K = \frac{\gamma_c}{\gamma_{c\max}} \; ; \quad (5\text{-}2)$$

Trong đó

γ_c - dung trọng khô của khối đất đã đầm nén được ở thân đê;

γ_{cmax} - dung trọng khô lớn nhất của vật liệu đất đắp đê ứng với công đầm tiêu chuẩn trong thí nghiệm đầm nện Proctor.

Độ đầm chặt K của đất ở thân đê phụ thuộc vào các yếu tố:

- Loại vật liệu đất đắp.
- Trạng thái độ ẩm của đất
- Kỹ thuật thi công.

Đất được đào dọc theo các tuyến đê thường quá ẩm có độ ẩm (W) vượt quá độ ẩm thích hợp khi đầm (W_{on}), đào đắp đất thường được thực hiện bằng xáng ngoạm (xáng cạp). Nền đất yếu, đất đắp quá ẩm nên không thể dùng máy đầm loại nặng, mà có thể dùng loại nhẹ như : đầm bánh xích, đầm chân cừu loại nhỏ.

Trong những điều kiện đó, không thể đầm nén khối đất đạt được K ≥ 0,95 như thi công đầm nén đập đất ở trung du và miền núi.

Nhiều thí nghiệm tại hiện trường, tổng kết số liệu giám định chất lượng thi công nhiều đê, đập thực tế ở Nam Bộ [3] đã rút ra được những kết luận sau đây:

- Nếu đào đất có tại chỗ quá ẩm, đắp lên đê theo lớp, có đầm nén bằng máy đầm bánh xích hoặc đầm chân cừu loại nhỏ, nên chọn K = 0,90, tức là :

$$\gamma_c = 0{,}90\gamma_{cmax} \; ; \qquad (5\text{-}3)$$

- Nếu dùng đất được để khô gió và ủi lấn từ bờ ra sông rạch để lấp dòng đắp đê, thì hệ số đầm nén K trung bình chỉ đạt được K = 0,80, và chọn

$$\gamma_c = 0{,}80\gamma_{cmax} \; ; \quad (5\text{-}4)$$

hoặc có thể tính theo công thức:

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{cmax} + \gamma_{CWT}}{2} \; ; \quad (5\text{-}5)$$

- Nếu dùng xáng ngoạm đào đất loại sét ở trạng thái dẻo, chảy để đắp trực tiếp lên đê thì dung trọng khô của khối đất đắp chỉ đạt được :

$$\gamma_c = \gamma_c^{tn} \qquad ; \quad (5\text{-}6)$$

Trong các công thức trên :

γ_{cmax} - đã chú thích ở trên;

γ_{CWT} - dung trọng khô của mẫu đất ở trạng thái chảy .

γ_c^{tn} - dung trọng khô của đất tự nhiên ở bãi vật liệu.

Đối với đất nền ở vùng ĐBSCL (trừ loại bùn và than bùn) theo kết quả thống kê có: $\gamma_{cmax} = 1,55 - 1,65\ T/m^3$

$\gamma_{CWT} = 1 - 1,10\ T/m^3$

Như vậy dung trọng khô của khối đất đắp thay đổi trong phạm vi $\gamma_c = 1,25 - 1,30\ T/m^3$.

d. Công trình qua thân đê.

Công trình qua thân đê như cầu, cống... phải được thiết kết thành một hạng mục riêng, trong đó phải đặc biệt chú ý tới xử lý nối tiếp giữa thân đê và hiệu quả kỹ thuật thiết kế của đê.

5-3-5. Hệ thống thoát nước mặt.

a. Các công trình đê đất cao hơn 6 m ở vùng mưa nhiều, nên bố trí các rãnh tiêu nước ở đỉnh đê, mái đê, chân đê và những chỗ nối tiếp mái đê với bờ đất hoặc các công trình khác.

b. Rãnh tiêu nước song song với tuyến trục đê có thể bố trí ở mép trong của cơ đê hoặc ở chân đê. Rãnh tiêu nước theo chiều đứng ở mái dốc đê, đặt cách nhau 50 – 100m, liên thông với rãnh tiêu nước dọc theo phương trục đê. Rãnh có thể làm bằng tấm bê tông hoặc đá xây. Kích thước và độ dốc đáy của rãnh cần xác định theo tính toán hoặc kết hợp với kinh nghiệm từ công trình đã có ở lân cận.

5-4. Tính toán ổn định công trình đê biển.

Theo "Hướng dẫn thiết kế đê biển" [2], tính toán ổn định đê biển bao gồm các vấn đề:

- Ổn định chống thấm cho đê ở các vùng có biên độ triều cao, mưa nhiều, đê cửa sông.
- Ổn định chống trượt của mái đê,
- Ổn định chống trượt, chống lật của tường đỉnh đê,
- Lún thân và nền đê.

Nội dung và phương pháp tính toán các vấn đề trên có thể tham khảo các phụ lục kèm theo trong "Hướng dẫn thiết kê đê biển" [2] hoặc tham khảo các sách chuyên ngành.

Đối với đê biển đi qua vùng đất yếu ở Nam Bộ, nhiều trường hợp cho thấy rằng, hệ số an toàn chống trượt F > 1 nhưng đê vẫn bị phá hoại. Sự phá

hoại không xảy ra theo cung trượt tròn ở hai bên mái dốc đê, mà chính nền đê bị lún thụt kéo theo sự lún sập ở giữa thân đê. Do vậy, đối với đê biển đi qua vùng đất yếu ở Nam Bộ cần phải xét thêm vấn đề : *khả năng chịu tải của nền đất yếu dưới đê và chiều cao giới hạn của đất đắp trên thân đê.*

Trình tự tính toán ổn định đê có thể thực hiện theo các bước sau:

1. Xem mực nước ở thượng lưu và hạ lưu đê đều hạ thấp dưới chân đê. Khối đất trong đê bão hòa nước. Nền chỉ chịu tác dụng của tải trọng khối đất đắp trong thân đê. Dựa theo các công thức đơn giản được giới thiệu ở phụ lục II. Tính toán khả năng chịu tải của nền đất yếu tự nhiên dưới đê. Trên cơ sở đó xác định chiều cao giới hạn (h_{gh}) cho phép của đê được đắp trên nền thiên nhiên. Nếu chiều cao yêu cầu của đê ($h_đ$) nhỏ hơn chiều cao giới hạn cho phép, $h_đ < h_{gh}$, ta có thể đắp đê trên nền thiên nhiên. Nếu $h_đ > h_{gh}$ tức đất nền không đủ khả năng chịu tải, phải tìm giải pháp nâng cao sức chịu tải của nền đất yếu trước khi đắp đê đúng chiều cao yêu cầu.
2. Khi đạt chiều cao yêu cầu $h_đ < h_{gh}$ sẽ tiến hành tính toán ổn định mái dốc đê theo các tổ hợp lực qui định trong qui phạm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1- Bộ Thủy lợi – Quy phạm phân cấp đê QPTLA–6-77.

2- Bộ Nông nghiệp và phát triển nông thôn – Hướng dẫn thiết kế đê biển. Hà nội 2002.

3- Nguyễn Văn Thơ – Trần Thị Thanh – Xây dựng đê, đập và đắp nền tuyến dân cư nên trên đất yếu ở ĐBSCL. Nhà xuất bản Nông nghiệp. TPHCM – 2002.

4- Nguyễn Thanh Ngà, Nguyễn Văn Thơ, Trần Như Hối – Xây dựng đập ngăn mặn. Nhà xuất bản Nông nghiệp Hà nội – 1984.

PHỤ LỤC I

ĐẶC ĐIỂM ĐẤT NỀN DỌC CÁC TUYẾN ĐÊ VÀ ĐẶC TRƯNG CƠ LÝ CỦA CÁC LOẠI ĐẤT NỀN Ở ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG.

1-1. Đặc điểm đất nền dọc các tuyến đê.

Vị trí tuyến xây dựng thường bị ràng buộc bởi các yếu tố lịch sử, xã hội hoặc tuyến xây dựng kéo dài nên khó né tránh những đoạn phải đi qua vùng đất nền yếu, nhất là đối với vùng có sự biến đổi địa chất phức tạp như ở các tỉnh vùng ven biển.

Xét trong phạm vi độ sâu (5-7)m kể từ mặt đất (phạm vi chịu ảnh hưởng của tải trọng đê) đất nền thường gặp là các đất loại sét (sét, á sét, á cát) ở trạng thái dẻo cứng, dẻo mềm, dẻo chảy, và các loại bùn sét, bùn á sét, bùn á cát, có chứa nhiều hữu cơ. Dọc ven biển Bạc Liêu, Trà Vinh, Bến Tre, Gò Công có những giồng cát hẹp cao (3-7)m.

Theo thứ tự sắp xếp của các lớp đất khác nhau dưới đê, ta có thể chia nền đ6 thành những dạng chủ yếu sau đây:

1. Dạng 1 – Nền một lớp. Toàn bộ chiều sâu 5-7m kể từ mặt đất tự nhiên chỉ có một lớp đất tương đối đồng nhất. Tùy theo độ bền của lớp đất này ta có thể chia ra hai dạng nhỏ:
   a. Dạng 1a : Nền một lớp được cấu thành bởi đất dính (sét, á sét, á cát) ở trạng thái từ nửa cứng đến dẻo mềm, tức là đất có độ sệt $0 \leq B \leq 0,75$. Độ bền của nền đê tương đối tốt.
   b. Dạng 1b : Nền một lớp được cấu thành bởi đất dính (sét, á sét, á cát) ở trạng thái dẻo chảy, tức là đất có độ sệt $B \geq 0,75$, và các dạng đất bùn (bùn sét, bùn á sét, bùn á cát) . Nền đê có sức chịu tải yếu.
2. Dạng 2 – Nền hai lớp. Trong phạm vi độ sâu 5-7m dưới đáy đê đất nền gồm hai lớp, được cấu thành bởi đất nền dạng 1a và dạng 1b. Tuỳ theo thứ tự sắp xếp giữa hai lớp dạng 1a và 1b ta chia nền hai lớp thành hai dạng nhỏ.
   a. Dạng 2a : Lớp đất dạng 1a nằm trên lớp đất dạng 1b.
   b. Dạng 2b : Lớp đất thuộc dạng 1b nằm trên lớp đất thuộc dạng 1a.

Tùy theo chiều dày tương đối giữa hai lớp đất dạng 1a và dạng 1b, độ bền của đất nền đê dạng hai lớp biến đổi trong phạm vi đặc điểm của đất nền

dạng 1a đến dạng 1b. Đê được đắp trên nền dạng 1a và 2a sẽ thuận lợi hơn đắp trên nền dạng 1b và 2b.

3. Dạng hỗn hợp.

Đất nền đê chủ yếu là dạng 1 hoặc dạng 2, nhưng có xen kẹp những lớp cát mỏng hoặc thấu kính cát. Tùy theo tỉ lệ của lớp cát mỏng hoặc thấu kính cát, độ bền của đất nền được cải thiện tốt hơn. Vì tuyến đê dài, nên trong cùng một tuyến đê có thể gặp đủ các dạng đất nền nói trên. Đặc trưng cơ lý của đất nền theo các dạng có thể tham khảo các bảng thống kê được giới thiệu ở bảng 1-1 đến 1-5. Nhìn chung đất nền đê ở ĐBSCL đều thuộc loại đất yếu.

Ngoài đặc điểm đất có độ bền thấp, tùy theo từng vùng đất nền các tuyến đê còn có mức độ nhiễm phèn, nhiễm mặn khác nhau. Đất dọc ven biển chủ yếu là đất mặn, và nhiễm mặn. Ở những vùng địa hình thấp gặp phải đất phèn hoặc phèn mặn, theo các khu vực khái quát phân bổ như sau:

1. Vùng ven biển Rạch Gía – Hà Tiên chủ yếu là đất phèn mặn.
2. Vùng U Minh theo ven bờ biển là đất mặn, phía trong là đất phèn mặn.
3. Vùng Nam Cà Mau thì ven biển Đông là đất phèn tiềm tàng nhiễm mặn, phía trong là đất mặn.
4. Vùng ven biển Bạc Liêu – Vĩnh Châu chủ yếu là đất mặn.
5. Vùng ven biển Trà Vinh phía ngoài là đất phèn nhiễm mặn xen kẽ đất mặn, phía trong là đất phèn nhiễm mặn.
6. Vùng ven biển Bến Tre dải ven bờ là đất mặn nhiều, phía trong là đất nhiễm mặn trung bình đến nhiễm mặn ít.
7. Vùng ven biển Gò Công – Long An phía ngoài là đất mặn nhiều, phía trong là đất mặn trung bình và mặn ít.
8. Vùng Đồng Tháp Mười là đất phèn.

Tính chất cơ lý của đất phèn, cũng bị thay đổi trong quá trình tiếp xúc với nước ngọt.

1-2. Đặc trưng cơ lý của đất sét yếu bão hòa nước ở ĐBSCL.

Tầng trầm tích mới thuộc ĐBSCL là đối tượng nghiên cứu chủ yếu về mặt địa chất công trình. Các lớp đất chính thường gặp là những loại đất sét hữu cơ và sét không hữu cơ có trạng thái độ sệt khác nhau. Ngoài ra, còn gặp những lớp cát, sét bùn lẫn vỏ sò và sạn latérit. Ngay trong lớp đất sét còn gặp các vệt cát mỏng.

Dựa theo hình trụ hố khoan trong phạm vi độ sâu khoảng 30m trở lại của những công trình thủy lợi thuộc các tỉnh Long An, Tiền Giang, Cửu Long, Hậu Giang, Cà Mau, Bạc Liêu, thành phố Hồ Chí Minh v...v... có thể phân chia các lớp đất nền như sau:

1. *Lớp đất ở trên mặt* : dày vào khoảng 0,5-1,5m, gồm những loại đất sét hạt bụi đến sét cát, có màu xám nhạt đến vàng xám. Có nơi là bùn sét hữu cơ màu xám đen. Lớp này có nơi nằm trên mực nước ngầm, có nơi nằm dưới mực nước ngầm (vùng sình lầy).

2. *Lớp sét hữu cơ* : nằm dưới lớp mặt là lớp sét hữu cơ, có chiều dày thay đổi từ 3-4m (ở Long An), 9-10m (vùng Thạch An, Hậu Giang), đến 18-20m (vùng Long phú, Hậu Giang). Chiều dày lớp này tăng dần về phía biển.

   Lớp sét hữu cơ thường có màu xám đen, xám nhạt hoặc vàng nhạt. Hàm lượng hạt sét chiếm 40-70%. Hàm lượng hữu cơ thường gặp là 2-8%, các chất hữu cơ đã phân giải gần hết. Ở các lớp gần mặt đất còn có những khối hữu cơ ở dạng than bùn. Đất rất ẩm, thường qúa bão hoà nước, các chỉ tiêu vật lý thay đổi trong phạm vi như sau:

   - Độ ẩm thiên nhiên $W = 50 - 100\%$
     (có nơi trên 100%)
   - Độ ẩm ở giới hạn chảy $W_T = 50 - 100\%$
   - Độ ẩm ở giới hạn chảy $W_P = 20 - 70\%$
   - Chỉ số dẻo $W_T = 20 - 65\%$
   - Tỉ số rỗng $\varepsilon_o = 1,2 - 3,0$
     (có nơi $\varepsilon_o > 3,0$)
   - Dung trọng thiên nhiên $\gamma_W = 1,35 - 1,65$ g/cm^3
   - Dung trọng khô $\gamma_c = 0,64 - 0,95$ g/cm^3

   Nói chung, lớp đất này thường gặp ở trạng thái dẻo mềm, dẻo chảy đến chảy. Đất chưa được nén chặt, hệ số kẽ rỗng thiên nhiên lớn, dung trọng nhỏ. Sức chống cắt thấp (bảng 1-1) trong thực tế thường được gọi là lớp "bùn sét hữu cơ".

3. *Lớp sét cát lẫn ít sạn, mảnh vụn Latérit và vỏ sò hoặc lớp cát* : lớp này dày khoảng 3-5m, thường nằm chuyển tiếp giữa lớp sét hữu cơ với lớp đất sét không hữu cơ (như dọc theo tuyến kênh Phụng Hiệp -

Quản Lộ). Cũng có nơi như Mỹ Tú (Hậu Giang) lớp cát lại nằm giữa lớp đất sét. Lớp này không liên tục trên toàn vùng ĐBSCL.

Đối với lớp đất cát, vì số liệu thu được quá ít (chỉ có vài ba công trình) nên chưa có đủ điều kiện để thống kê.

Một số tài liệu thu được ở Hậu Giang và sông Sài Gòn cho biết : lớp cát có độ ẩm thiên nhiên W = 32 – 35%, dung trọng thiên nhiên γ_W = 1,69 – 1,75 g/cm^3, góc ma sát trong φ = 29 – 30°.

4. *Lớp đất sét không lẫn hữu cơ* : Lớp đất sét khá dày xuất hiện ở những độ sâu khác nhau. Một số hố khoan ở Long An cho thấy : lớp đất sét tương đối chặt nằm cách mặt đất 3-4m. Ở những nơi khác lớp đất sét tương tự nằm cách mặt khoảng 9-10m (ở Thạch An, Hậu Giang), 15-16m (ở Vĩnh Qui, Tân Long, Hậu Giang), 25-26m (ở Mỹ Thanh, Hậu Giang), càng gần ven biển, lớp đất sét càng nằm sâu cách mặt đất thiên nhiên.

Lớp đất sét có màu xám vàng hoặc vàng nhạt. Các chỉ tiêu vật lý của nó thay đổi trong phạm vi như sau:

- Độ ẩm thiên nhiên	W = 25 - 55%
- Độ ẩm ở giới hạn chảy	W_T = 40 – 65%
- Độ ẩm ở giới hạn dẻo	W_P = 20 – 30%
- Chỉ số dẻo	W_n = 17 – 45%
- Tỉ số rỗng	ε_o = 0.7-1,5
- Dung trọng thiên nhiên	γ_W = 1,65 – 1,95 g/cm^3
- Dung trọng khô	γ_c = 1,05 – 1,55 g/cm^3

Bảng 1-1 : Đặc trưng chống cắt của lớp sét hữu cơ

Độ sệt B	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	1,0-1,5	> 1,5
Tỉ số rỗng ε_o	1,2-2,0	1,2-2,0	1,4-3,0	1,4-4,0	1,4-4,0
Trị số trung bình củaφ (độ)	10°	9°	8°	7°	5°
Sai số quân phương σ_φ (độ)	$1^o45'$	$1^o30'$	$1^o12'$	$1^o15'$	$1^o30'$
Trị trung bình của C (kG/cm^2)	0,12	0,10	0,08	0,06	0,05
Sai số quân phương σ_φ (kG/cm^2)	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02

Lớp đất sét này hoàn toàn bão hòa nước. Ở trạng thái dẻo cứng đến dẻo chảy, tương đối chặt, khả năng chịu tải tốt hơn lớp sét hữu cơ, có các đặc trưng chống cắt ghi ở bảng 1-2. Ngoài ra, ở bảng 1-3 có giới thiệu đặc trưng cơ lý của các lớp bùn sét và bùn á sét thuộc một số tỉnh ở Đồng bằng sông Cửu Long để bạn đọc tham khảo sử dụng sát hợp với từng vùng.

Bảng 1-2 : Đặc trưng chống cắt của lớp sét không hữu cơ.

Độ sệt B	0-0,25	0,25-0,5	0,5-0,75	0,75-1,0	> 1,0
Tỉ số rỗng ε_o	0,75-1,0	0,85-1,2	0,85-1,2	1,1-1,4	1,2-1,5
Trị số trung bình củaφ (độ)	17°	13°	11°	$9^o30'$	$8^o30'$
Sai số quân phương σ_φ (độ)	$2^o12'$	$1^o45'$	3°	$1^o12'$	$9^o45'$
Trị trung bình của C (kG/cm^2)	0,28	0,22	0,18	0,15	0,10
Sai số quân phương σ_φ (kG/cm^2)	0,03	0,04	0,04	0,04	0,03

1-3. Đặc trưng cơ lý của đất bùn ở một số tỉnh Đồng bằng sông Cửu long.

Số liệu thống kê ở các bảng (1-1) và bảng (1-2) là đặc trưng chống cắt theo sơ đồ không nén cố kết – cắt nhanh trên máy cắt phẳng của đất dính mềm yếu nói chung, trong đó có cả đất bùn ở Đồng bằng sông Cửu Long.

Năm 1984, GS-TSKH Nguyễn Thanh và GS-TSKH Phạm Xuân đã nghiên cứu thống kê đặc trưng cơ lý của các loại đất bùn ở khu vực thành phố Hồ Chí Minh và một sô tỉnh ĐBSCL như Long An, Đồng Tháp, Bến Tre, Cửu Long, An Giang, Kiên Giang, Minh Hải. Số liệu thống kê được ghi ở bảng (1-3). Số liệu ghi ở bảng (1-3) cho thấy rằng đặc trưng cơ lý của đất bùn ở các tỉnh thuộc ĐBSCL tương tự như nhau.

Bảng 1-3 : Đặc trưng cơ lý của đất bùn ở một số tỉnh Đồng bằng sông Cửu long

TT	Tỉnh – Tên đất / Các chỉ tiêu		TP Hồ chí Minh	Đồng Tháp	
			Bùn sét $amb Q_{IV}$	Bùn sét $amb Q_{IV}$	Bùn á sét $amb Q_{IV}$
1	Chiều sâu		0 - 21	2 - 7	0 - 4
2	Số mẫu thí nghiệm		110	28	13
3	Thành phần hạt %	Sỏi > 2mm			
4		Cát 2 - 0,05mm	16	14	17
5		Bụi 0,05 - 0,005mm	29	32	33
6		Sét < 0,005mm	42	47	46
7	Thành phần hữu cơ (%)		13	7	14
8	Độ ẩm W (%)		77,15	62,03	101,2
9	Dung trọng tự nhiên γ_W , T/m^3		1,55	1,62	1,43
10	Dung trọng khô γ_c , T/m^3		0,87	1,00	0,71
11	Trọng lượng riêng T/m^3		2,64	2,64	2,62
12	Tỷ số rỗng ε		2,03	1,64	2,69
13	Độ bão hòa G (%)		100	99,85	98,50
14	W_T (%)		69	58,6	74,38
15	W_P(%)		43	33,8	48,65
16	W_n(%)		26	24,8	25,73
17	Độ sệt B		1,33	1,14	2,04
18	φ (độ)		4	6	5
19	$G(kG/cm^2)$		0,06	0,11	0,04
20	a_{1-2} (cm^2/kg)		0,162	0,105	0,203
21	$Eo(kG/cm^2)$		11	15	8
22	Hệ số thấm K (cm/s)		4.10^{-7}	-	-

Bảng 1-3 (tiếp)

TT	Long An		Bến Tre		An Giang
	Bùn sét $ambQ_{IV}$	Bùn á sét $ambQ_{IV}$	Bùn sét $ambQ_{IV}$	Bùn á sét $ambQ_{IV}$	Bùn sét $ambQ_{IV}$
1	0,5 - 15	1,5 - 5	1,5 - 3	1,5 - 15	0 – 10,5
2	58	7	14	35	139
3	-	-	-	-	-
4	15,5	43	23	30	16
5	31,5	34	32	42	28
6	47	20	40	26	48
7	6	3	5	2	8
8	73	45	64,85	42	61,89
9	1,53	1,77	1,59	1,79	1,62
10	0,88	1,22	0,96	1,26	1,00
11	2,63	270	2,69	2,70	2,66
12	1,99	1,21	1,80	1,14	1,66
13	96,5	100	97,0	99,5	99,2
14	57,0	32,25	63,33	35,5	59,16
15	36,0	19,88	42,66	23,2	35,34
16	21,0	12,37	20,67	13,3	23,82
17	1,76	2,03	1,06	1,49	1,12
18	5	9	6	8	6
19	0,12	0,04	0,07	0,05	0,08
20	0,14	0,097	0,14	0,069	0,118
21	11	18	11	24	13
22	$2,2.10^{-4}$	-	$5,6.10^{-6}$	0	0

Bảng 1-3 (tiếp)

TT	Cửu Long		An Giang	Kiên Giang
	Bùn sét $ambQ_{IV}$	Bùn á sét $ambQ_{IV}$	Bùn sét $ambQ_{IV}$	Bùn sét $ambQ_{IV}$
1	0 – 6,5		7,5 - 32	0 – 8
2	198	115	73	53
3	-	-	-	-
4	15	25	15	16
5	30	40	30	27
6	45	28	46	48
7	10	7	9	9
8	67,98	44,5	66,2	65,01
9	1,61	1,74	1,63	1,60
10	0,96	1,20	0,98	0,97
11	2,64	2,68	2,68	2,65
12	1,75	1,23	1,73	1,73
13	100	97	100	99,58
14	64,14	31,5	64,23	57,67
15	39,28	18,8	36,89	33,34
16	24,86	12,7	24,34	24,33
17	1,15	2,02	1,20	1,30
18	6	8	5	5
19	0,07	0,06	0,07	0,07
20	0,135	0,083	0,140	0,126
21	13	20	13	12
22	$1,2.10^{-6}$	$6,4.10^{-6}$	0	0

Năm 1990, KS. Nguyễn Văn Tài đã nghiên cứu tổng kết đặc trưng cơ lý của đất yếu ở ĐBSCL phục vụ xây dựng các công trình thuộc ngành điện lực. Trong đó có sơ đồ cắt nhanh không nén cố kết bảng (1-4) và theo sơ đồ nén cố kết – cắt nhanh bảng (1-5).

Bảng 1-4 : Đặc trưng chống cắt của các lớp bùn (theo sơ đồ cắt nhanh không nén cố kết)

Lớp đất	Bùn á cát	Bùn á sét	Bùn sét
Độ sệt B	> 1	1,1-1,5	> 1,5
Tỉ số rỗng ε_o	1,2 -1,5	1,1-1,4	1,4-4,0
Trị số trung bình củaφ (độ)	$8^o30'$	7°	5°
Sai số quân phương σ_φ (độ)	$0^o45'$	$1^o15'$	$1^o30'$
Trị trung bình của C (kG/cm^2)	0,10	0,06	0,05
Sai số quân phương σ_φ (kG/cm^2)	0,03	0,02	0,02

Bảng 1-5 : Đặc trưng chống cắt của các lớp bùn (theo sơ đồ cố kết – cắt nhanh)

Các chỉ tiêu / Tên đất	Góc ma sát trong φ' (độ)	Lực dính kết C' (kG/cm^2)
Lớp bùn sét	14 / 6 – 17	0,14 / 0,08 – 0,20
Lớp đất bùn á sét	16 / 6 – 18	0,14 / 0,047 – 0,29

Ghi chú : - Tử số là trị số chuẩn; - Mẫu số là trị số tối thiểu và tối đa

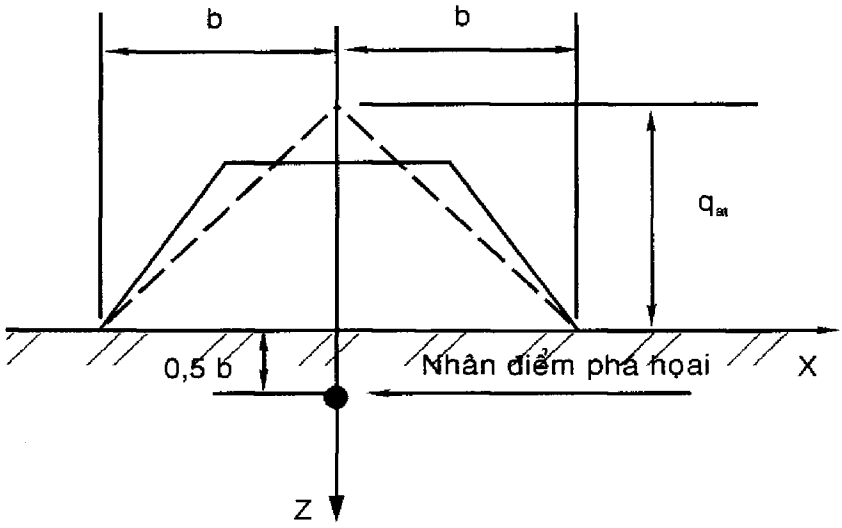
Những kết quả nghiên cứu của các tác giả được giới thiệu ở trên cho thấy rằng bề mặt ĐBSCL được bao phủ chủ yếu là tầng trầm tích Holoxen gồm các loại đất dính : sét, á sét, á cát ở trạng thái nửa cứng đến dẻo chảy và các loại bùn sét, bùn á sét. Ở điều kiện tự nhiên sức chịu tải của chúng rất yếu.

PHỤ LỤC 2
MỘT SỐ PHƯƠNG PHÁP TÍNH SỨCCHỊU TẢI CỦA NỀN ĐẤT YẾU

Có nhiều phương pháp tính sức chịu tải của đất nền nói chung, trong đó có đất yếu. Trong phần này, chỉ lựa chọn giới thiệu một số phương pháp tính toán đơn giản, tiện sử dụng và thích hợp với nền đất yếu.

2-1. Tính sức chịu tải của nền đất yếu theo tải trọng an toàn.

Tải trọng an toàn (q_{at}) là tải trọng giới hạn ban đầu của đất nền. Ứng với tải trọng này vùng phá hoại chỉ bắt đầu xuất hiện tại một nhân điểm trên trục đối xứng của tải trọng các đáy đê ở một độ sâu z = 0,5b, (hình 2-1).



HÌNH 2-1: : Sơ đồ xác định tải trọng an toàn

a.Trường hợp tải trọng của đê phân bố theo tam giác cân hoặc gần với tam giác cân.

$$q_{at} = \frac{2 \times C_W \times \cos\varphi_W + \gamma \times b \times \sin\varphi_W}{\alpha_o}, \qquad (2\text{-}1)$$

Trong đó :

b : Nửa chiều rộng đáy đê

γ, C_W, φ_W : Là dung trọng , lực dính, góc ma sát của nền đất yếu.

α_o : Hệ số phụ thuộc vào góc ma sát, xác định theo bảng (2-1)

Bảng 2-1

φ_W (độ)	0	5	7	9	10	12	14
α_o	0,5	0,435	0,41	0,386	0,37	0,345	0,32
φ_W (độ)	15	16	18	20	25	30	
α_o	0,31	0,296	0,277	0,252	0,210	0,175	

Đối với đất dính có φ_W nhỏ, ta có thể bỏ qua φ_W công thức (5-1) có thể viết như sau :

$$q_{at} = 4 \times C_W , \qquad (2\text{-}2)$$

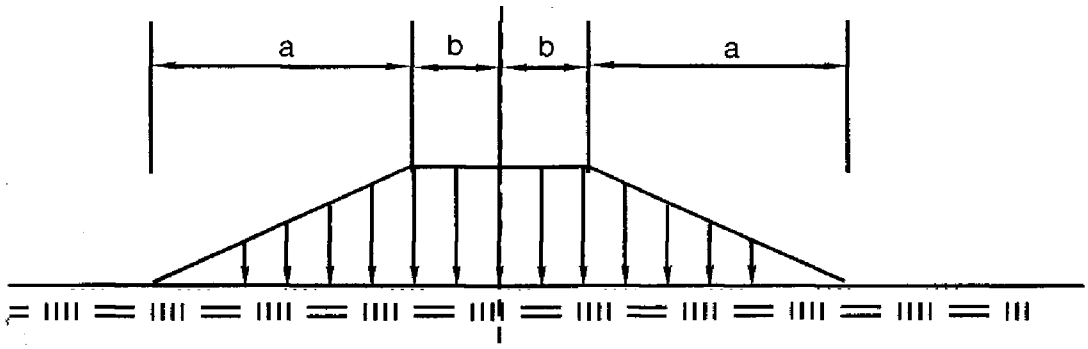
b. Với tải trọng phân bố theo dạng hình thang cân khi bỏ qua ảnh hưởng trọng lượng thể tích của đất nền ta có thể xác định theo công thức GS. Viện sĩ Đặng Hữu :

$$q_{at} = \eta_o \times C_W \qquad , (2\text{-}3)$$

Trong đó : η_o là hệ số phụ thuộc vào a/b và cho ở φ bảng (2-2).

Bảng 2-2

Tỉ số a/b	Góc nội ma sát φ (độ)					
	0	5	10	15	20	30
0	3,14	3,62	4,19	4,86	5,65	8,00
1	3,20	3,70	4,31	4,97	5,83	8,27
2	3,29	3,80	4,42	5,18	6,05	8,61
3	3,37	3,90	4,54	5,31	6,24	8,92
5	3,47	4,05	4,72	5,50	6,50	9,33
10	3,61	4,22	4,95	5,78	6,85	9,80
20	3,74	4,36	5,07	5,98	7,09	10,2



Hình 2-2:

c. Trường hợp tải trọng của đê phân bố gắn với dạng chữ nhật thì q_{at} có thể tính toán theo công thức O.K. Frohlich, N.P.Puzưervski (khi vùng phá hoại chỉ xuất hiện tại 2 điểm mép của diện chịu tải).

$$q_{at} = \frac{\pi \times c \times ctg\varphi}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{4}}, \qquad (2\text{-}4)$$

Khi $\varphi = 0$ tải trọng an toàn trong trường hợp phân bố đều được xác định theo công thức (2-5):

$$q_{at} = \pi \times C, \qquad (2\text{-}5)$$

Từ công thức (2-2) và (2-5) ta có thể kết luận tải trọng an toàn trong trường hợp phân bố theo dạng hình thang cân khi $\varphi = 0$ được giới hạn trong khoảng :

$$\pi \times C < q_{at} < 4 \times C, \qquad (2\text{-}6)$$

Khi đáy của đê đặt sâu vào một đoạn h trong nền đất yếu thì tải trọng an toàn phải được tính toán thêm tác dụng của cột đất γh.

Mức độ ổn định của nền đất yếu dưới đáy đê được đánh giá theo hệ số

$$F_{od} = \frac{q_{at}}{q_{tt}}, \qquad (2\text{-}7)$$

Trong đó : q_{tt} - Tải trọng tính toán thực tế của thân đê tác dụng lên nền đất yếu.

Theo tính chất của tải trọng an toàn thì hệ số ổn định trong trường hợp này có thể lấy $F_{od} = 1$.

Biểu đồ phân bổ áp lực đất của thân đê lên mặt đất nền thường có dạng hình thang không cân, vì mái dốc thượng lưu và hạ lưu đê khác nhau. Để giản đơn trong tính toán người ta đưa biểu đồ lực về dạng hình thang cân. Trong một số trường hợp, nếu dạng hình thang gần với dạng tam giác thì có thể đưa về dạng tam giác có diện tích tương đương và cùng đáy. Nếu dạng hình thang gần với dạng phân bổ chữ nhật (phân bổ đều) thì có thể đưa về dạng chữ nhật với đáy là đường trung bình của hình thang cân.

2-2. Tính sức chịu tải của nền đất yếu theo tải trọng giới hạn.

Lý thuyết cân bằng giới hạn của đất đã được hình thành với mục đích xác định tải trọng giới hạn tác dụng lên đất nền hay còn gọi là khả năng chịu tải giới hạn của đất nền. Phương pháp này xác định khả năng chịu lực giới hạn của nền đất, nghĩa là nếu ta tăng thêm tải trọng giới hạn một lượng dù là vô cùng nhỏ, đất sẽ bị phá hoại hoàn toàn và ngay tức khắc theo dạng trượt trồi. Ở đây chỉ giới thiệu hai phương pháp của Prandtl và của Trần Như Hối.

a- Phương pháp Prandtl : Bài toán của Prandtl dùng cho tải trọng hình băng mềm phân bổ đều dạng chữ nhật có tải trọng hông $q_o = \gamma h$. Có thể sử dụng tính toán ổn định nền đê khi đê đắp không cao, có đáy rộng. Tải trọng hông q_o có thể tính theo độ lún sâu trung bình của đáy đê vào nền đất yếu.

Tải trọng giới hạn ứng với sơ đồ hình băng mềm có tải trọng hông $q_o = \gamma h$.

Khi $\varphi = 0$, theo Prandtl trong trường hợp bài toán phẳng tải trọng giới hạn sẽ bằng :

$$q_{gh} = (\pi + 2) \times C + q_o, \qquad (2\text{-}8)$$

Dựa vào công thức (2-8) một số tác giả đề nghị xác định gần đúng tải trọng của khối đất đắp $q = \gamma.H$ thông qua hệ số an toàn như sau:

$$F = \frac{q_{gh}}{q} = \frac{(\pi + 2) \times C_u}{\gamma \times H}, \qquad (2\text{-}9)$$

Trong đó :

Cu : Lực dính của nền đất yếu trong điều kiện không thóat nước.

γ, H : Dung trọng và chiều cao của đất đắp ở thân đê.

Vì tải trọng giới hạn ứng với sức chịu tải cạn kiệt của đất nền, nên không thể dùng q_{gh} để tính toán kiểm tra ổn định của nền mà phải sử dụng nó thông qua hệ số an tòan, tức là tải trọng tính toán :

$$q_{tt} = \frac{q_{gh}}{F}, \qquad (2\text{-}10)$$

F = 1,5 – 2 đối với diện chịu tải đặt nông như đáy ở đáy nền đường, đê.

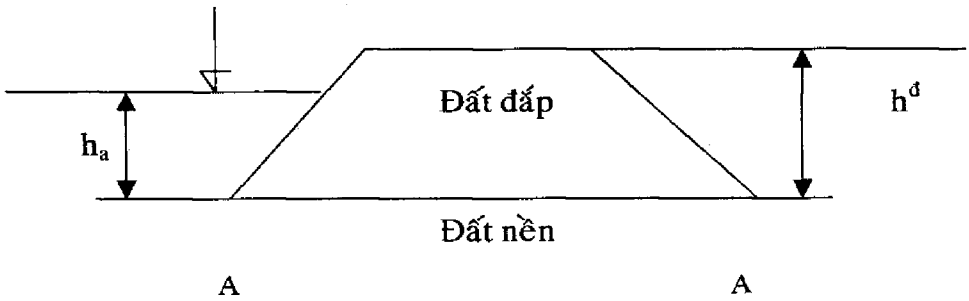
F = 2 – 4 đối với nền dưới móng nông quan trọng và móng sâu.

b. Phương pháp của GS.TS. Trần Như Hối

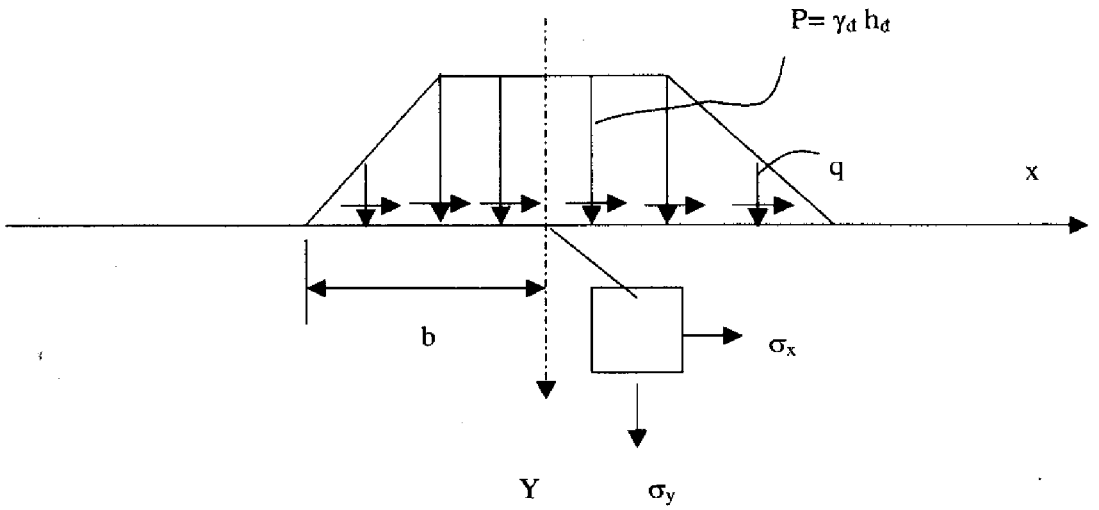
GS-TS Trần Như Hối đã đề nghị biểu thức tính ổn định của khối đất đắp [4]. Về cơ sở lý luận, bài toán ổn định khối đất đắp, thuộc cùng 1 loại với các bài toán sức chịu tải của nền đất và áp lực đất lên tường chắn.

Điều quan trọng là phải chọn phương pháp đúng sát với đặc tính hình thành và điều kiện làm việc của khối đất đắp không được đầm nén chặt trên nền đất yếu kém so với đất đắp, có nghĩa là để khối đất đắp ổn định thì trước hết đất yếu, bên dưới phải ổn định, sự ổn định của nền đất yếu quyết định quy mô hình dạng, kích thước của khối đất đắp bên trên.

Phương pháp kiểm định dưới đây là dựa trên lý luận cân bằng giới hạn của đất, với quan điểm rằng khi mái đất mất ổn định thì trạng thái cân bằng giới hạn không phải chỉ xảy ra trên mặt trượt mà cả ở toàn bộ khối đất bị trượt và xem xét ổn định của khối đất đắp trong mối liên quan chặt chẽ các yếu tố là độ dốc mái, giá trị và hướng của tải trọng tác dụng, tính chất cơ lý của đất nền, đất đắp.



Hình 2-3a:



Hình 2-3 b:

Hình 2-3 a,b: Sơ đồ làm việc và sơ đồ tính toán một khối đất đắp.

Thông qua những thuật toán, đã rút ra biểu thức đơn giản tính sức chịu tải của nền với 2 trường hợp:

- Trường hợp nền chỉ chịu lực P thẳng đứng của khối đất đắp.
- Trường hợp nền chịu lực P thẳng đứng của khối đất đắp và áp lực q nằm ngang của chênh lệch mực nước.
- Trường hợp chỉ chịu lực P thẳng đứng của đất đắp – ứng với trường hợp đê mới đắp xong.

$$[P] = \gamma.H_q.h_f + \gamma.H_\gamma.b + H_c.c, \qquad (2\text{-}11)$$

- Trường hợp tác dụng không chỉ lực P thẳng đứng của đất đắp, mà cả lực ngang q của nước

$$[P] = \gamma.H_q.h_f + \gamma.H_\gamma.b + H_c.c, \qquad (2\text{-}12)$$

$$[q] = n[P] \;;\; n = \frac{q}{P}$$

Trong đó :

- [P] : Sức chịu cho phép của nền theo phương thẳng đứng.
- [q] : Sức chịu cho phép của nền theo phương ngang.

- H_q, H_γ, H_c : Các hệ số sức chịu phụ thuộc vào góc ma sát trong, lực dính, dung trọng và kích thước khối đất đắp cho ở các bảng 2-3 (khi q = 0) và bảng 2-4 (khi $q \neq 0$)

- h_f : Độ sâu chôn móng.

- b : ½ chiều rộng của khối đất đắp.

- c :Lực dính của đất nền.

Bảng 2-3 : Trường hợp lực ngang q = 0 với các $I = \frac{\gamma b}{c}$

φ	5 ≤ I ≤ 30			30 ≤ I ≤ 50			50 ≤ I ≤ 75			75 ≤ I ≤ 150			I ≥ 150		
	H_q	H_γ	H_c	H_q	H_γ	H_c	H_q	H_γ	H_c	H_q	H_γ	H_c	H_q	H_γ	H_c
0	1,00	0,00	3,925	1,00	0,00	3,925	1,00	0,00	3,925	1,00	0,00	3,925	1,00	0,00	3,925
2	1,17	0,06	4,32	1,175	0,05	4,42	1,185	0,05	4,48	1,185	0,05	4,54	1,205	0,05	4,58
4	1,34	0,12	4,92	1,36	0,10	5,16	1,38	0,10	5,28	1,400	0,10	5,40	1,42	0,10	5,52
6	1,56	0,205	5,14	1,58	0,18	5,40	1,61	0,18	5,54	1,645	0,18	5,88	1,68	0,18	5,82
8	1,81	0,31	5,60	1,85	0,28	5,90	1,885	0,27	6,08	1,925	0,27	6,26	1,97	0,27	6,44
10	2,06	0,41	6,06	2,12	0,39	6,40	2,16	0,27	6,62	2,200	0,27	6,84	2,02	0,27	7,09
12	2,43	0,59	6,58	2,49	0,57	6,95	2,54	0,56	7,18	2,590	0,56	7,42	2,64	0,56	7,68
14	2,79	0,77	7,10	2,86	0,74	7,50	2,92	0,73	7,47	2,980	0,73	8,00	3,04	0,73	8,30
16	3,22	1,02	7,70	3,30	0,99	8,10	2,36	0,98	8,33	3,43	0,98	8,61	3,50	0,98	8,94
18	3,61	1,33	8,35	3,70	1,31	8,75	3,77	1,30	8,96	3,44	1,30	9,24	5,01	1,30	9,54
20	4,20	1,65	8,98	4,30	1,62	9,38	4,37	1,61	9,60	4,45	1,61	9,86	5,02	1,61	10,14
22	4,87	2,21	9,94	4,98	2,16	10,34	5,06	2,15	10,56	5,15	2,15	10,80	5,23	2,15	11,10
24	5,54	2,76	10,26	5,76	2,72	10,65	5,76	2,70	10,87	5,85	2,70	10,12	5,94	2,70	11,36
26	6,33	3,48	10,91	6,476	3,40	11,29	6,58	3,38	11,51	6,68	3,38	11,75	6,77	3,38	11,98
28	7,25	4,34	11,55	7,41	4,21	11,92	7,52	4,15	12,15	7,62	4,15	12,38	7,71	4,15	12,58

Bảng 2-4: $0{,}010 \le n = \frac{q}{P} < 0{,}04$ ứng với các $I = \frac{\gamma b}{c}$

φ	5 ≤ I ≤ 30			30 ≤ I ≤ 50			50 ≤ I ≤ 75			75 ≤ I ≤ 150			I ≥ 150		
	H_q	H_γ	H_c	H_q	H_γ	H_c	H_q	H_γ	H_c	H_q	H_γ	H_c	H_q	H_γ	H_c
0	1,00	0,00	3,312	1,00	0,00	3,375	1,00	0,00	3,437	1,00	0,00	3,65	1,00	0,00	3,862
2	1,135	0,055	3,885	1,162	0,052	3,847	1,192	0,051	3,84	1,21	0,051	4,095	1,227	0,05	4,34
4	1,345	0,10	4,06	1,376	0,105	4,28	1,39	0,103	4,44	1,425	0,102	4,737	1,46	0,101	5,035
6	1,58	0,20	4,345	1,615	0,18	4,587	1,655	0,17	4,77	1,710	0,16	5,177	1,765	0,14	5,385
8	1,855	0,30	4,75	1,90	0,28	5,037	1,924	0,265	5,265	2,00	0,250	5,58	2,060	0,220	5,895
10	2,13	0,40	5,23	2,197	0,68	5,537	2,255	0,365	5,785	2,312	0,350	6,107	2,260	0,320	6,445
12	2,465	0,54	5,74	2,525	0,51	6,05	2,58	0,495	6,290	2,650	0,480	6,625	2,720	0,420	6,965
14	2,795	0,72	6,225	2,867	0,68	6,575	2,935	0,655	6,710	3,010	0,63	7,175	3,085	0,54	7,525
16	3,21	0,94	6,775	3,275	0,89	7,125	3,330	0,850	7,390	3,415	0,810	7,730	3,50	0,660	8,095
18	3,58	1,22	7,375	3,662	1,13	7,725	3,735	1,085	7,980	3,620	1,040	8,295	4,455	1,80	8,20
20	4,05	1,52	7,99	4,157	1,39	8,37	4,250	1,330	8,575	4,345	1,270	8,880	4,685	0,98	9,195
22	4,61	1,90	9,94	4,717	1,71	9,095	4,81	1,565	9,330	4,927	1,420	9,612	5,040	1,140	9,925
24	5,17	2,28	9,255	5,302	2,06	9,562	5,415	1,92	9,785	5,512	1,780	10,035	5,620	1,340	10,28
26	5,83	2,65	9,905	5,978	2,42	10,19	6,150	2,245	10,405	6,210	2,070	10,625	6,310	1,540	10,84
28	6,625	2,895	10,075	6,775	2,80	10,81	6,86	2,60	10,975	6,985	2,40	11,190	7,105	1,80	11,39

Bảng 2-4 (tiếp) : $0{,}010 \le n = \frac{q}{P} < 0{,}04$ ứng với các $I = \frac{\gamma b}{c}$

φ	5 ≤ I ≤ 30			30 ≤ I ≤ 50			50 ≤ I ≤ 75			75 ≤ I ≤ 150			I ≥ 150		
	H_q	H_γ	H_c	H_q	H_γ	H_c	H_q	H_γ	H_c	H_q	H_γ	H_c	H_q	H_γ	H_c
0	1,00	0,00	2,7	1,00	0,00	2,825	1,00	0,00	2,95	1,00	0,00	3,375	1,00	0,00	3,80
2	1,10	0,052	2,95	1,15	0,051	3,075	1,20	0,05	3,20	1,225	0,049	3,65	1,25	0,048	4,10
4	1,35	0,105	3,2	1,375	0,103	3,4	1,40	0,102	3,60	1,45	0,101	4,075	1,50	0,10	4,55
6	1,60	0,8	3,55	1,65	0,17	3,775	1,70	0,16	4,0	1,775	0,15	4,475	1,85	0,140	4,95
8	1,9	0,26	3,9	1,95	0,24	4,175	2,00	0,22	4,45	2,075	0,21	4,9	1,15	0,200	5,35
10	2,2	0,35	4,4	2,275	0,33	4,675	2,35	0,31	4,95	2,425	0,29	5,375	2,50	0,270	5,80
12	2,5	0,46	4,9	3,56	0,42	5,15	2,62	0,38	5,00	2,71	0,36	5,825	2,80	0,340	6,25
14	2,8	0,58	5,35	5,875	0,52	5,65	2,95	0,46	5,95	3,04	0,435	6,35	3,13	0,410	6,75
16	3,2	0,64	5,85	3,25	0,595	6,15	3,30	0,55	6,45	3,40	0,52	6,85	3,50	0,490	7,25
18	3,55	0,78	6,4	3,625	0,72	6,70	3,70	0,66	7,0	3,80	1,615	7,35	3,90	0,570	7,70
20	3,90	0,91	7,0	4,015	0,825	7,275	4,13	0,74	7,55	4,24	1,695	7,9	4,35	0,650	8,25
22	4,35	1,05	7,6	4,455	0,955	7,85	4,56	0,86	8,10	4,705	1,81	8,425	4,85	0,760	8,75
24	3,8	1,18	8,25	4,35	1,080	8,475	5,07	0,98	8,70	5,185	1,89	8,95	5,30	0,840	9,20
26	5,33	1,31	8,9	5,48	1,205	910	5,63	1,10	9,30	5,74	0,025	9,50	5,85	0,950	9,70
28	6,0	1,45	9,6	6,1	1,325	9,70	6,20	1,20	9,80	6,35	1,125	10,00	6,5	1,050	10,20

2-3. Các phương pháp khác

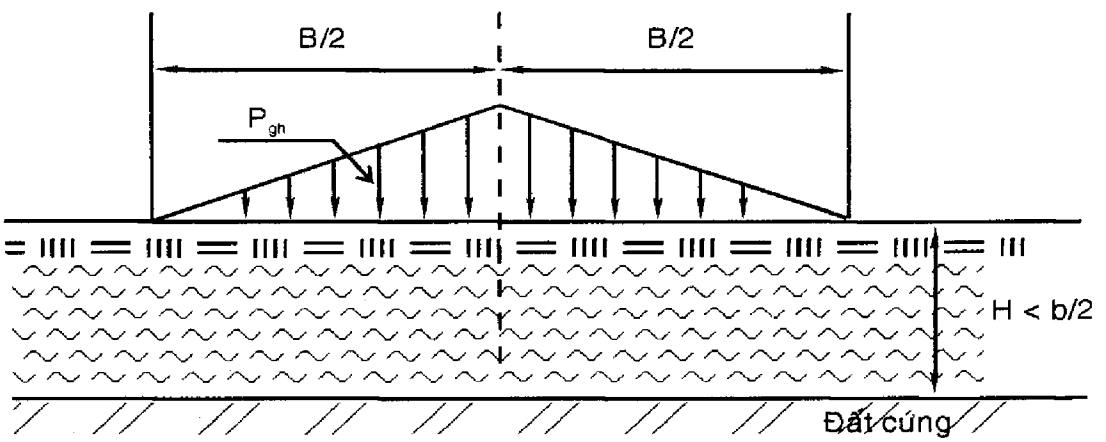
a. Phương pháp JOCGHENXON

Phương pháp này dùng cho nền đất yếu có chiều dày (H) nhỏ hơn nửa bề rộng (B) của đáy nền đê. Tải trọng đất đắp được quy ước phân bổ theo dạng hình tam giác cân. Nền đất yếu dưới tác dụng của tải trọng giới hạn sẽ ở toàn bộ trong trạng thái chảy dẻo. Các phân tố đất ở trạng thái chảy dẻo chỉ có khả năng chuyển dịch ngang trên những mặt phẳng song song với đáy khối đắp nằm ngang (hình 2-4). Tải trọng giới hạn được xác định theo công thức :

$$q_{gh} = \frac{C.B}{H}, \qquad (2\text{-}13)$$

Trong đó : C – Lực dính của đất nền yếu.

Công thức Jocghenxon đơn giản, tiện dụng. Tuy nhiên, nó là công thức gần đúng vì chưa xét tới ảnh hưởng của góc ma sát của đất. Giả thiết toàn bộ nền đất yếu ở trạng thái chảy dẻo và chỉ có chuyển dịch ngang làm cho trị tải trọng giới hạn thường lớn hơn so với thực tế. Cần phải sử dụng nó thông qua hệ số an toàn.



Hình 2-4: Sơ đồ tính toán tải trọng giới hạn theo Jocghenxon

c. Phương pháp MANDEL và SALENçON

Khi đáy khối đất đắp có chiều rộng (B) lớn đặt trên lớp đất yếu có chiều dày (H) nhỏ (so với chiều rộng B) theo Mandel và Salençon sơ đồ phá hoại của nền đất yếu có thể xảy ra theo dạng trình bày trên hình 2-4, và tải trọng giới hạn trên đất nền có lực dính C_u được xác định bởi biểu thức :

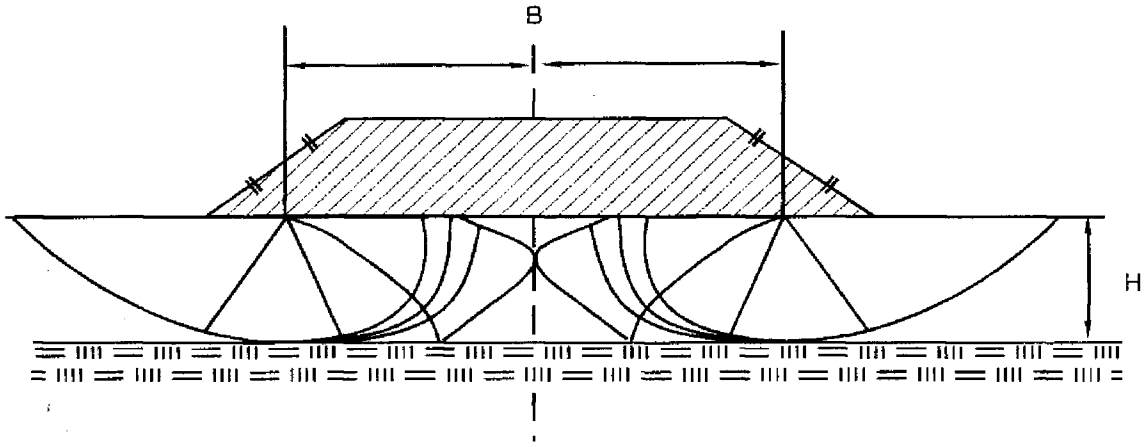
$$q_{max} = C_u \cdot N_c, \qquad (2\text{-}14)$$

Trong đó :

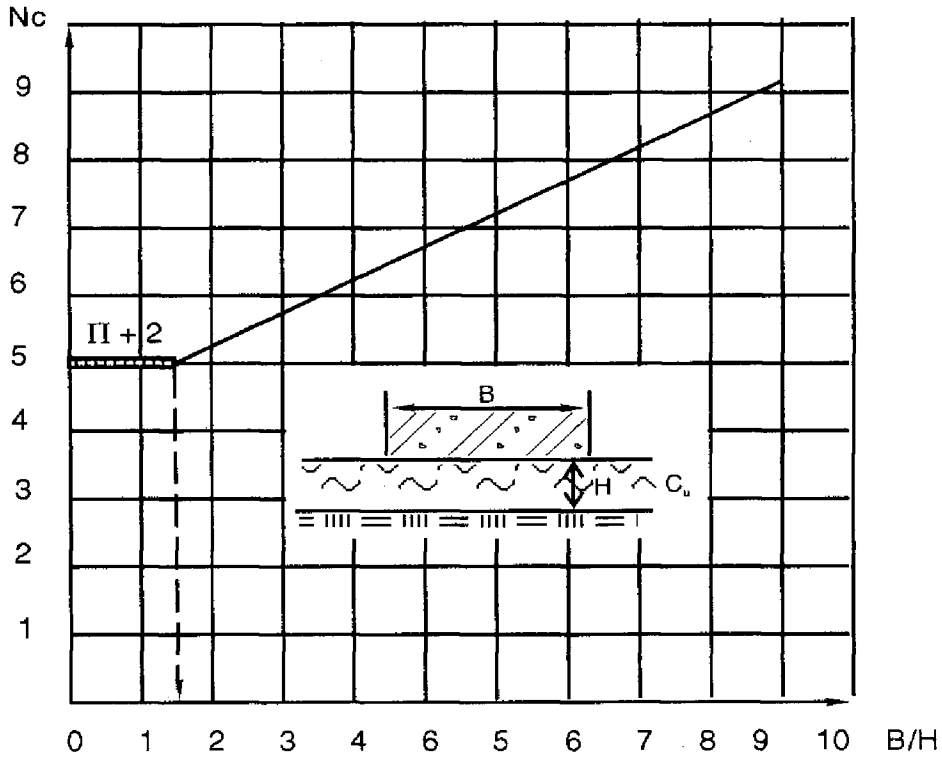
B : Chiều rộng trung bình của trắc ngang khối đất đắp

H : Chiều y của lớp đất yếu

N_c : Hệ số chịu tải phụ thuộc vào tỷ số B/H và được xác định theo hình 2-5.



Hình 2-5:
Sơ đồ phá hoại của nền đất yếu
có chiều dày H nhỏ ở dưới đáy nền đường đắp
có chiều rộng B lớn (theo Mandel và Salençon)



Hình 2-6: :: Biểu đồ xác định hệ số sức chịu tải Nc của nền đất yếu
có chiều dày H dưới diện chịu tải có chiều rộng B (theo Mandel và Salençon)

PHỤ LỤC 3
DANH MỤC CÁC TIÊU CHUẨN CHÍNH CÓ LIÊN QUAN TRONG THIẾT KẾ VÀ TÍNH TOÁN CÁC CÔNG TRÌNH ĐÊ BIỂN

TT	Ký hiệu	Tên tiêu chuẩn
1	TCVN 1771-75	Đá dăm sỏi, cát dùng trong xây dựng
2	QPVN-11-77	Quy phạm thiết kế đập đất đầm nén
3	TCVN 2737-78	Tải trọng tác động lên công trình
4	TCVN 3993-85	Chống ăn mòn trong xây dựng. Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép. Nguyên tắc thiết kế.
5	TCVN 3994-85	Chống ăn mòn trong xây dựng. Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép. Phân loại môi trường xâm thực.
6	TCVN 4416-85	Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công. Tiêu chuẩn thiết kế.
7	TCVN 4253-86	Nền các công trình thủy công. Tiêu chuẩn thiết kế.
8	TCVN 4447-87	Công tác đất – Quy phạm thi công nghiệm thu.
9	TCVN 4453-87	Kết cấu bê tông và bê tông toàn khối – Quy phạm thi công nghiệm thu.
10	TCXD 40-70	Kết cấu xây dựng và nền. Nguyên tắc cơ bản để thiết kế.
11	TCXD 41–70	Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép.
12	TCXD 44–70	Kết cấu thép.
13	TCXD 09-72	Kết cấu gỗ.
14	TCXD 21-72	Móng cọc.
15	TCXD 57-73	Tường chắn các công trình thủy công.
16	14TCN 11-85	Quy phạm thiết kế tầng lọc ngược. Công trình thủy công.
17	22TCN 207-92	Công trình bến cảng biển.
18	22TCN 222-95	Tải trọng tác động (do sóng va do tàu) lên công trình thủy