

MỤC LỤC

Lời nói đầu	2
Chương 1: Tổng quan về đê mái nghiêng	4
1.1. Đê chắn cát mái nghiêng bằng đất	5
1.2. Đê chắn cát mái nghiêng bằng đá	5
1.3. Đê chắn cát mái nghiêng với các khối gia cố mái là hình hộp	5
1.4. Đê chắn cát mái nghiêng với các khối bê tông dị dạng	6
Chương 2: Các phương pháp thiết kế mặt cắt ngang đê mái nghiêng	9
2.1. Cao trình đỉnh và bề rộng	10
2.2. Chiều dày lớp phủ và lớp lót	14
2.3. Giới hạn chân của lớp phủ chính	15
2.4. Chân khay cho lớp phủ chính	15
2.5. Chân khay	16
2.6. Ổn định chân khay	17
2.7. Ổn định của chân khay dưới tác dụng tổng hợp của sóng và dòng chảy	19
2.8. Lớp phủ thứ hai	19
2.9. Lớp lót	20
2.10. Kết cấu đầu đê và mái dốc đằng sau	20
Chương 3: Thiết kế cho công trình thực tế	24
3.1. Giới thiệu chung	24
3.2. Xác định mực nước tính toán và thông số gió	24
3.3. Xác định thông số sóng	25
3.4. Vị trí đê chắn cát	25
3.5. Xác định kích thước cơ bản theo các phương pháp tính và quy phạm	26
3.6. Kiểm tra lún cho công trình đê mái nghiêng	29
Kết luận kiến nghị	32
Tài liệu tham khảo	33

LỜI NÓI ĐẦU

Phát triển kinh tế biển là một trong những định hướng chiến lược kinh tế của Nhà nước ta. Vì vậy vai trò của hệ thống cảng biển trở thành nòng cốt cho tất cả các ngành kinh tế biển. Việt Nam là đất nước nằm ở khu vực nhiệt đới được thiên nhiên ưu đãi, có bờ biển dài hơn 3.200km với hàng trăm cửa sông, hàng nghìn đảo trải rộng trên toàn bộ thềm lục địa. Đây là một yếu tố vô cùng thuận lợi cho xây dựng hệ thống cảng biển nhằm phát triển các loại hình kinh tế biển để trở thành mũi nhọn trong nền kinh tế quốc dân.

Để đáp ứng yêu cầu về cơ sở hạ tầng phục vụ cho các ngành kinh tế trọng điểm nói trên, nhiều cảng biển đã được xây dựng dọc theo bờ biển từ Bắc vào Nam, luồng lạch được nâng cấp, các cảng ngày càng có xu thế vươn ra biển để trở thành những cảng nước sâu có khả năng đón các tàu có trọng tải lớn.

1. Tính cấp thiết của đề tài:

Ở Việt Nam hệ thống sông ngòi phức tạp, phần lớn các sông có chiều dài ngắn, bắt nguồn từ vùng núi có độ dốc lớn chảy qua vùng đồng bằng đông dân cư và đổ ra biển nơi có ảnh hưởng triều. Do chế độ thủy văn thay đổi lớn trên các đoạn nên lòng sông biến đổi phức tạp gây không ít tác hại như xói lở, bồi lấp... Để đảm bảo giao thông vận tải và chế ngự các tác hại phải sử dụng các biện pháp nạo vét thích hợp hoặc các công trình chỉnh trị. Đồng thời do tiếp xúc với môi trường biển, chịu tác động trực tiếp của sóng và dòng chảy nên các cảng biển và cửa sông cần được bảo vệ. Nhiều đê chắn sóng và chắn cát đã và sẽ được xây dựng để bảo vệ khu nước của cảng và luồng tàu. Hệ thống đê chắn sóng, chắn cát và các công trình bảo vệ khác đóng vai trò rất quan trọng vì nó quyết định tới khả năng khai thác của khu cảng. Giải quyết tốt vấn đề thiết kế hệ thống công trình bảo vệ là một phần chủ yếu trong toàn bộ đồ án thiết kế tổng thể hệ thống cảng biển.

Do tiếp xúc với môi trường biển, chịu tác động trực tiếp của sóng và dòng chảy nên các cảng biển và cửa sông cần được bảo vệ. Nhiều đê chắn sóng và chắn cát đã và sẽ được xây dựng để bảo vệ khu nước của cảng và luồng. Hệ thống đê chắn sóng, chắn cát và các công trình bảo vệ khác đóng vai trò rất quan trọng vì nó quyết định tới khả năng khai thác của khu cảng. Thiết kế mặt cắt ngang và tính toán các kích thước cơ bản là một trong những yêu cầu quan trọng khi thiết kế các công trình có dạng mái nghiêng.

Đề tài “Nghiên cứu một số phương pháp thiết kế mặt cắt ngang cho đê mái nghiêng” là một trong những đề tài thiết thực, có ý nghĩa thực tiễn cao, có thể căn cứ vào đó để làm cơ sở cho việc thiết kế, tính toán công trình mái nghiêng với nhiều dạng kết cấu khác nhau.

2. Mục đích của đề tài

Đề tài đặt mục tiêu trình bày một cách có hệ thống, trình tự các bước xác định các thông số cơ bản và thiết kế mặt cắt ngang của công trình đê mái nghiêng.

3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

Đối tượng nghiên cứu: Các công trình có dạng mái nghiêng;

Phạm vi nghiên cứu: Nghiên cứu phương pháp tính toán các thông số cơ bản và thiết kế mặt cắt ngang của công trình đê mái nghiêng theo các tiêu chuẩn khác nhau; so sánh và lựa chọn phương pháp tính toán, thiết kế phù hợp tùy theo đặc điểm về kết cấu, vị trí của công trình.

4. Phương pháp nghiên cứu

Nghiên cứu cơ sở lý thuyết của 2 tiêu chuẩn, xây dựng bài toán tính theo 2 tiêu chuẩn và so sánh kết quả. Kết quả của bài toán có thể làm tài liệu tham khảo cho các công trình thực tế.

5. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn của đề tài

Hiện nay, khi thiết kế các kỹ sư thường tính toán xác định các thông số cơ bản và mặt cắt ngang của công trình đê mái nghiêng theo các tiêu chuẩn khác nhau. Tuy nhiên, các tiêu chuẩn này có sự sai khác nhau do ứng dụng vào các điều kiện khác nhau. Vì vậy, đề tài được thực hiện nhằm mục đích đưa ra những khuyến cáo để ứng dụng hợp lý các kết quả tính toán vào các điều kiện khác nhau.

CHƯƠNG 1

TỔNG QUAN VỀ ĐÊ MÁI NGHIÊNG

Kết cấu đê mái nghiêng được ứng dụng sớm nhất, tận dụng được các vật liệu sẵn có tại chỗ: đất, đá, bê tông... Ngày nay đê mái nghiêng còn ứng dụng rất nhiều các khối bê tông có hình thù đặc biệt vừa tiêu hao được năng lượng sóng vừa liên kết chắc với nhau. Các khối này được gọi là khối dị dạng hay khối phức hình, chúng đã được thử nghiệm ở nhiều nơi và có nhiều loại như khối Tetrapod, Tribar, Dolos, Stabit... [1, tr142]

Kết cấu đê mái nghiêng có các ưu và nhược điểm sau:

Về ưu điểm:

- Tận dụng được vật liệu địa phương (chỉ cần khai thác không cần chế tạo).
- Tiêu hao năng lượng sóng tốt, sóng phản xạ ít nhất là khi mái đê có độ nhám cao.
- Thế ổn định tổng thể khá vững chắc vì là các vật liệu rời, nếu xảy ra mất ổn định cục bộ (lún, sụt...) ít ảnh hưởng đến toàn bộ tuyến đê, do đó đê mái nghiêng thích hợp với hầu hết các loại nền đất.
- Cao trình đỉnh đê mái nghiêng thấp hơn so với cao trình đỉnh đê tường đứng và các loại đê khác.
- Công tác điều tra cơ bản nền đất ít tốn kém hơn (khoan, thăm dò lỗ khoan thưa và nông...)
- So với kết cấu đê tường đứng trọng lực đòi hỏi mức độ hiện đại thấp hơn, kết hợp được cả công nghệ hiện đại, thủ công và bán thủ công.

Về nhược điểm:

- Tốn vật liệu gấp hai, ba lần khối lượng vật liệu so với đê tường đứng cùng một độ sâu.
- Không tận dụng được mép đê trong và ngoài để neo cập tàu, nhất là đoạn đê gần cửa cảng.
- Đoạn đê sát cửa cảng phải chuyển đổi từ nghiêng sang kết cấu đứng để tăng chiều rộng hữu hiệu của cửa cảng.
- Khó khăn khi muốn tận dụng mặt đê mái nghiêng làm đường giao thông, nhất là các cảng có tàu khách và cảng đảo xa đất liền.
- Đáy đê mái nghiêng rộng và rất rộng xâm phạm nhiều vào diện tích hữu hiệu của bề cảng, thu hẹp khu nước yên tĩnh.
- Tốc độ thi công chậm hơn so với đê tường đứng có cùng chiều dài và độ sâu.

Mặc dù có một số nhược điểm trên nhưng đê mái nghiêng vẫn là giải pháp kết cấu thông dụng cho tất cả các nước. ở Việt Nam kết cấu đê mái nghiêng có mặt tại nhiều bề cảng đã thi công và đang thiết kế: Phú Quý, Bạch Long Vĩ, Dung Quất...

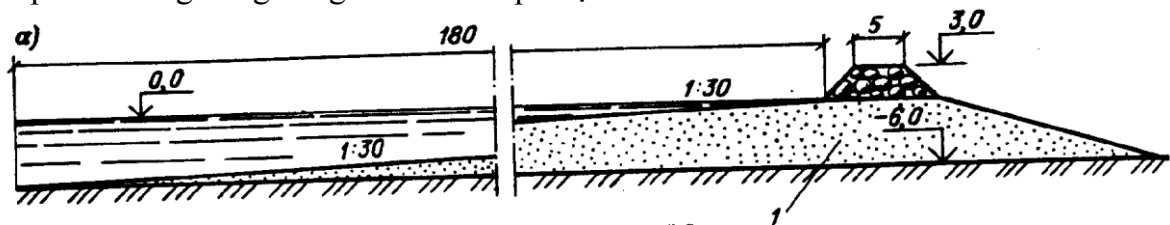
Dựa vào đặc điểm vật liệu và đặc thù cấu tạo, kết cấu đê mái nghiêng được phân loại thành:

- Đê mái nghiêng bằng đất.
- Đê mái nghiêng bằng đá.
- Đê mái nghiêng với các khối bê tông gia cố mái là hình hộp.
- Đê mái nghiêng với các khối bê tông dị dạng (phức hình).

1.1. Đê chắn cát mái nghiêng bằng đất.

Vật liệu đất dùng cho đê mái nghiêng ở những nơi có độ sâu $H \leq 5 \div 6\text{m}$ và chiều cao sóng $h \leq 1 \div 1,5\text{m}$, không được phép sử dụng khi $h = 2,0\text{m}$. Đất dùng để đắp đê là cát, sỏi và đá nhỏ [1, tr144].

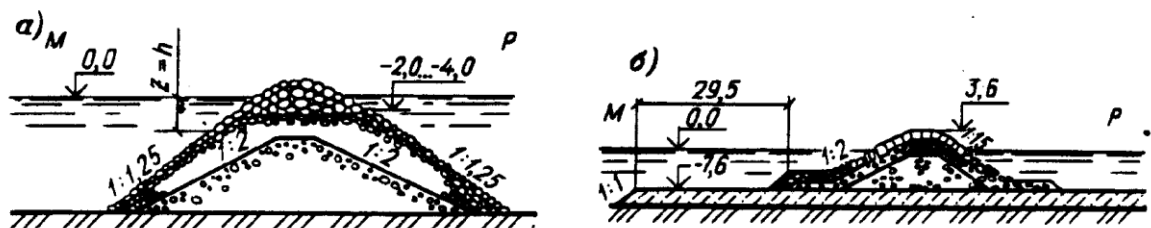
Ngày nay, rất ít nơi trên thế giới xây dựng đê chắn sóng – chắn cát mái nghiêng bằng đất vì có các nhược điểm đã nêu ở trên, đồng thời việc thay thế vật liệu đất bằng các vật liệu khác tốt hơn, không gặp khó khăn. Các cảng biển của Việt Nam đều nằm trong khu vực khí hậu nhiệt đới, chịu nhiều tác dụng sóng, thủy triều, hải lưu nên giải pháp đê mái nghiêng bằng đất khó chấp nhận.



Hình 1.1: Cấu tạo đê mái nghiêng bằng đất

1.2. Đê chắn cát mái nghiêng bằng đá.

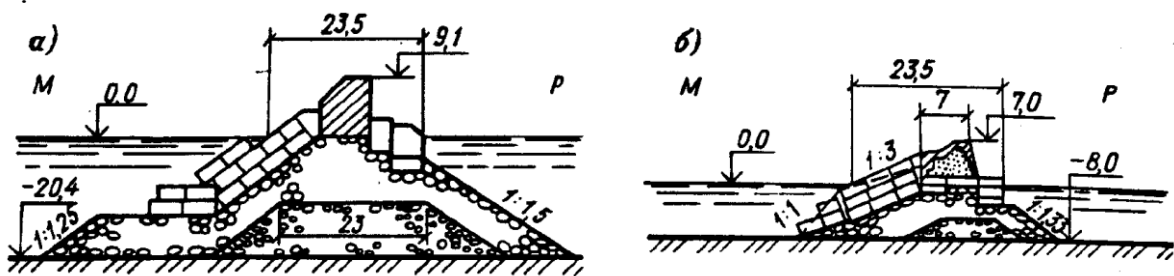
Đá là vật liệu chiếm tỷ lệ lớn của đê mái nghiêng và được cung cấp tại chỗ. Mặt khác đá không bị hạn chế bởi độ sâu nước cho nên kết cấu đê bằng đá rất sớm thay thế đê bằng đất và không thể thiếu khi có nhiều các khối bê tông dị dạng [1, tr146]. Các loại kết cấu đê mái nghiêng bằng đá đã khẳng định đá là vật liệu vạn năng cho đê mái nghiêng và chiếm tỷ lệ cao ở mọi nước trên thế giới.



Hình 1.2: Cấu tạo đê mái nghiêng bằng đá

1.3. Đê chắn cát mái nghiêng với các khối bê tông gia cố mái là hình hộp.

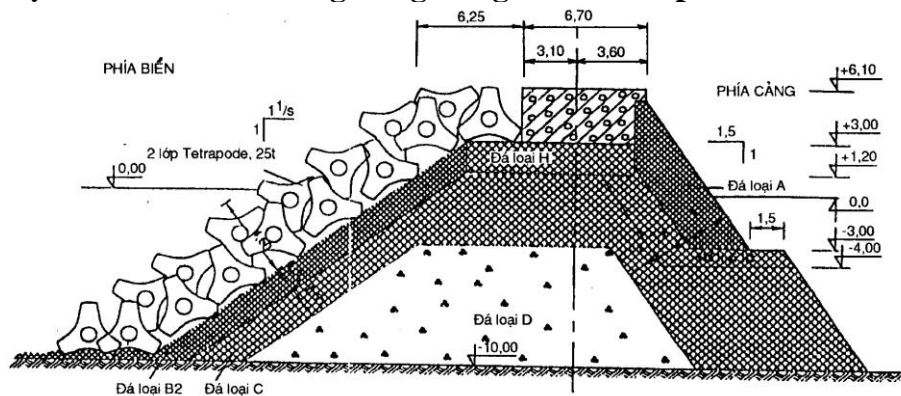
Loại khối bê tông đầu tiên dùng cho đê mái nghiêng là loại khối để chế tạo nhât: khối lập phương hoặc khối hộp, ứng dụng với mọi độ sâu và chiều cao sóng $h = 5 \div 6m$, trọng lượng của chúng rất khác nhau, từ $10 \div 15t$. Trước năm 1950 đê mái nghiêng bằng các khối bê tông hình hộp được áp dụng nhiều, hiện nay các khối bê tông hình hộp bị các khối bê tông dị dạng (phức hình) thay thế. Khối bê tông hình hộp có ưu điểm nặng, để chế tạo song lại tốn vật liệu hơn so với khối bê tông dị dạng [1, tr147]. Tuy nhiên dù tỷ lệ vật liệu bê tông không nhiều so với đá song các khối hình hộp vẫn chiếm một tỷ lệ đáng kể bê tông kèm theo nhược điểm liên kết giữa chúng không được chặt chẽ.



Hình 1.3: Cấu tạo đê mái nghiêng bằng khối bê tông hình hộp

1.4. Đê chắn cát mái nghiêng với các khối bê tông dị dạng.

1.4.1. Cấu tạo đê chắn cát mái nghiêng bằng khối Tetrapod:

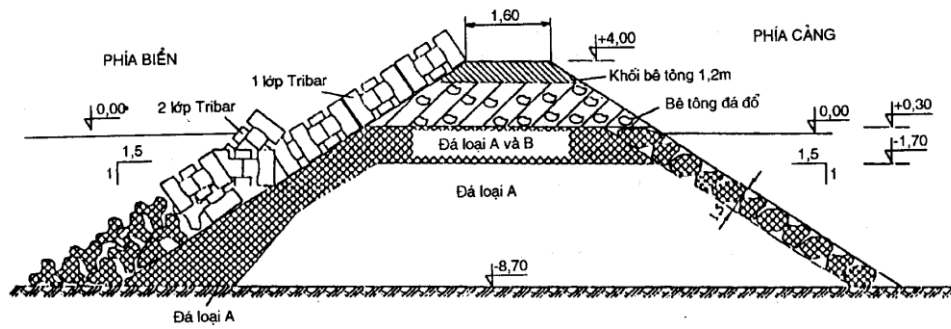


Hình 1.4: Cấu tạo đê mái nghiêng bằng khối Tetrapod

Khối Tetrapod được ứng dụng nhiều nhất trong các khối dị dạng. Nguyên tắc chung là phủ tối thiểu hai lớp tại các vị trí xung yếu, đặc biệt mái ngoài và mái trong gần phạm vi cửa cảng [1, tr148]. Nói chung khối Tetrapod được chế tạo sớm và nhiều ở Mỹ, ngoài ra cũng khá phổ biến ở Châu Âu. ở Việt Nam, khối Tetrapod được chế tạo trong vòng hơn chục năm trở lại đây như ở Phan Thiết, Phú Quý, Cửa Lò...

1.4.2. Cấu tạo đê chắn cát mái nghiêng bằng khối Tribar:

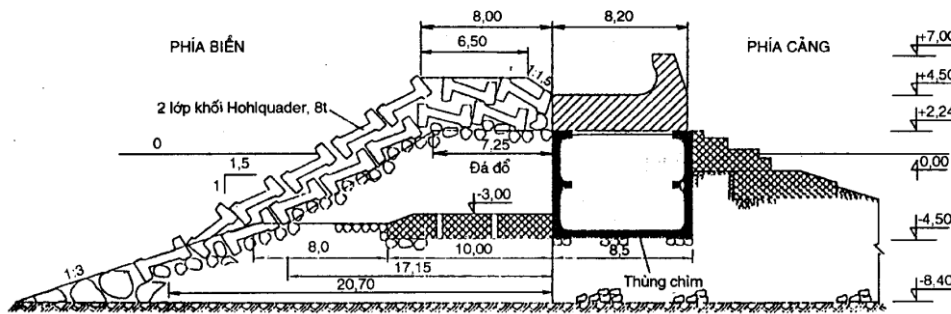
Khối Tribar có 3 chân để móc nối lại với nhau thành một quần thể thống nhất trên toàn mái đê, song khối Tribar khó chế tạo [1, tr150]. Mặt cắt đê ở hình vẽ thể hiện khối Tribar xếp một tầng phía trên mặt nước, phần mái dưới mặt nước tĩnh xếp hai tầng. So với khối Tetrapod, khối Tribar ít thông dụng hơn.



Hình 1.5: Cấu tạo đê mái nghiêng bằng khối Tribar

1.4.3. Cấu tạo đê chắn cát mái nghiêng bằng khối Hohlquader:

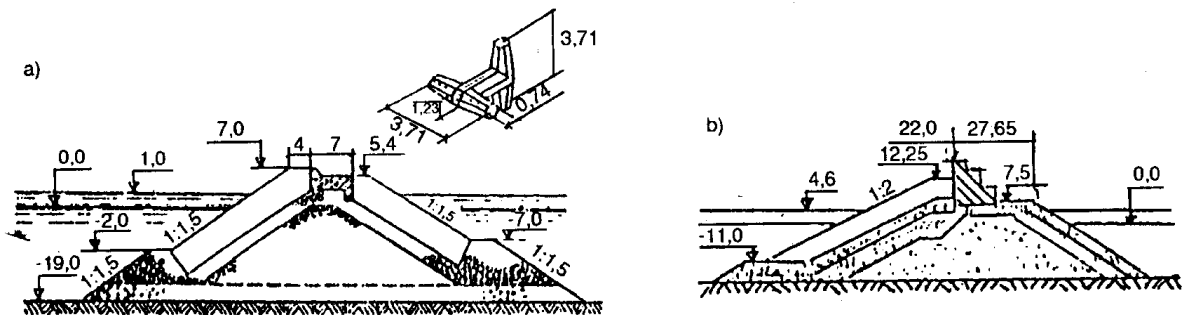
Khối Hohlquader có hai dạng: cân đối và N do Nhật Bản chế tạo. Kết cấu thường là khối Hohlquader dạng N được xếp thành hai lớp. Việc xây lắp khối Hohlquader dạng N đơn giản hơn khối Tribar và khối Tetrapod [1, tr151].



Hình 1.6: Cấu tạo đê mái nghiêng bằng khối Hohlquader dạng N

1.4.4. Cấu tạo đê chắn cát mái nghiêng bằng khối Dolos:

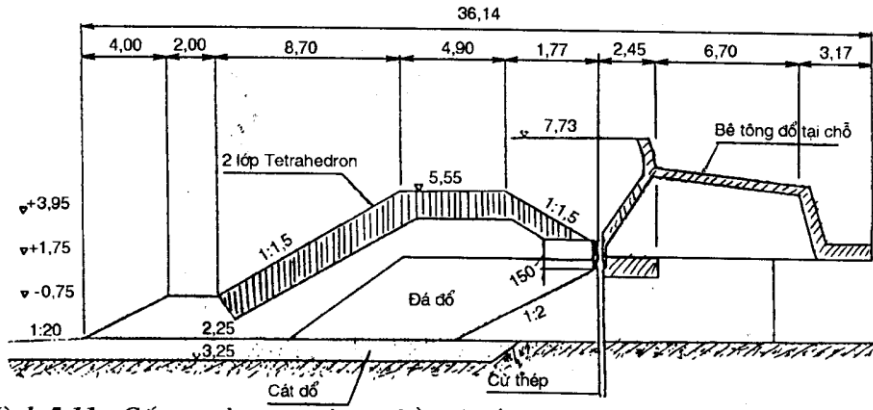
Có thể sử dụng khối Dolos gia cố cho mái ngoài phía biển hoặc gia cố cho cả hai mái trong và ngoài. Theo kinh nghiệm của các nước Tây Âu, trọng lượng khối Dolos cho một phân đoạn đê nên đồng loạt bằng nhau và chọn khoảng 8÷12tấn, gần xấp xỉ bằng trọng lượng của khối Hohlquader dạng N.



Hình 1.7: Cấu tạo đê mái nghiêng bằng khối Dolos

1.4.5. Cấu tạo đê chắn cát mái nghiêng bằng khối Tetrahedron:

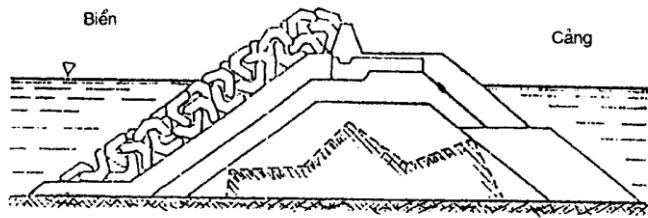
Xét về mặt công nghệ chế tạo, khối Tetrahedron dễ chế tạo hơn so với các khối đã nêu trên và so với khối hình hộp có khó khăn hơn đôi chút [1, tr152]. Loại khối phức hình này đã xây lắp nhiều ở các cảng của Nhật Bản, trọng lượng mỗi khối chỉ khoảng 2tấn (tính theo công thức của Hudson) với chiều cao sóng $h = 3,0m$.



Hình 1.8: Cấu tạo đê mái nghiêng bằng khối Tetrahedron

1.4.6. Cấu tạo đê chắn cát mái nghiêng bằng khối Stabit:

Khối dẹt dạng Stabit có hình thù rất độc đáo, khó chế tạo song lại có độ nhám và ma sát cao. Nếu mái đê được cấu tạo bằng hai lớp Stabit thì độ rỗng chiếm 52%. Khối Stabit cho đê mái nghiêng được chế tạo đầu tiên vào năm 1961 có trọng lượng 29 tấn chịu được sóng có chiều cao $h = 4 \div 5\text{m}$ [1, tr152].

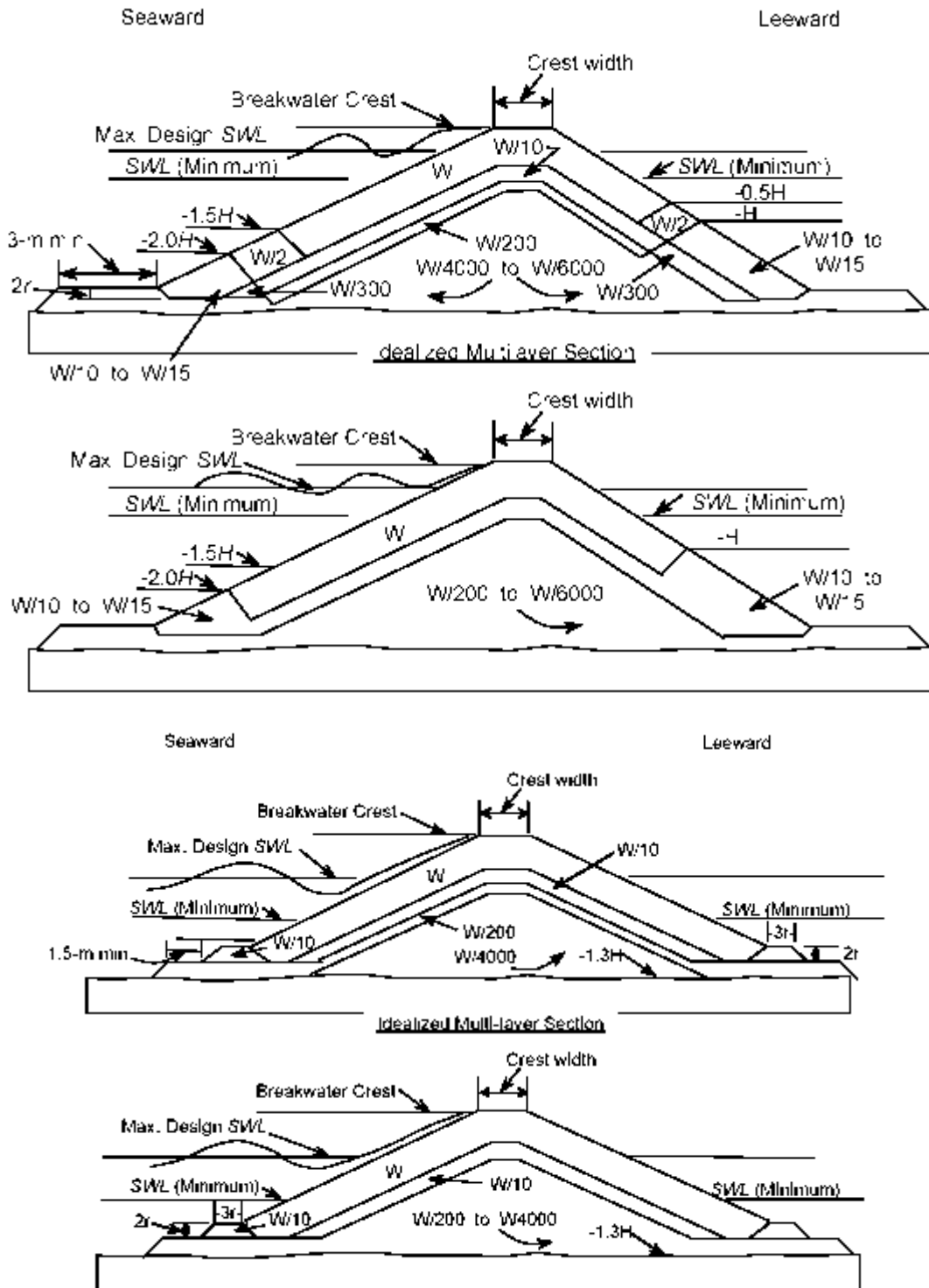


Hình 1.9: Cấu tạo đê mái nghiêng bằng khối Stabit

CHƯƠNG 2

CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN MẶT CẮT NGANG ĐÊ MÁI NGHIÊNG

Sơ đồ mặt cắt ngang đê được xác định theo hình sau:



Hình 2.1: Sơ đồ mặt cắt ngang đê.

Trong đó kích thước của viên đá lớp lót phải đảm bảo sao cho không bị lôi ra ngoài qua lớp phủ bởi sóng hoặc dòng chảy. Tương tự như xác định kích thước tầng lọc ngược, ta có:

$$D_{15} (\text{phủ}) \leq 5 D_{85} (\text{lót})$$

Trong đó:

D_{15} - đường kính viên đá chiếm 15 khối lượng mẫu;

D_{85} - đường kính viên đá chiếm 85 khối lượng mẫu.

Đường kính viên đá được xác định theo công thức sau:

$$D \approx 1,15 \left(\frac{W}{W_a} \right)^{1/3} \text{ cho lớp đá lót có đá kích thước bé;}$$

$$D \approx \left(\frac{W}{W_a} \right)^{1/3} \text{ cho lớp phủ có đá kích thước lớn.}$$

D - đường kính viên đá;

W - khối lượng viên đá;

W_a - khối lượng riêng của đá.

2.1. Cao trình đỉnh và bề rộng.

2.1.1. Cao trình đỉnh đê:

Cao trình đỉnh đê được xác định sao cho thoả mãn điều kiện thông số sóng ở sau đê. Tùy thuộc vào chức năng của đê mà xác định giới hạn của thông số sóng sau đê với thông số sóng tới đã biết, giả định các cao trình đỉnh đê ta xác định thông số sóng sau đê. Chọn cao trình đỉnh đê với thông số sóng tạo thành thoả mãn điều kiện cho phép. Có thể xác định cao trình đỉnh đê theo công thức của tiêu chuẩn Nhật Bản như đê tường đứng. Nếu xác định cao trình đỉnh theo điều kiện sóng tràn thì điều kiện sóng tràn giống như phân đê tường đứng. Lưu lượng sóng tràn qua đê mái nghiêng được xác định như sau:

Công thức Owen:

Áp dụng cho mái dốc không thấm.

$$\frac{q}{gH_s T_{om}} = a \exp \left(-b \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{S_{om}}{2\pi}} \cdot \frac{1}{\gamma_r} \right) \quad (2-1)$$

Với mái dốc thẳng, sóng nước sâu:

Bảng 2.1: Bảng tra hệ số a, b.

Mái dốc	a	b
1 : 1	0,008	20
1 : 1,5	0,010	20
1 : 2	0,013	22
1 : 3	0,016	32
1 : 4	0,019	47

Với mái dốc có bậc cơ, sóng nước sâu:

Bảng 2.2: Bảng tra hệ số a, b.

Độ dốc	h_B (m)	B (m)	$a.10^4$	b
--------	-----------	-------	----------	---

Độ dốc	h_B (m)	B (m)	a.10⁴	b
1 : 1	- 4,0	10	64	20
1 : 2			91	22
1 : 4			145	41
1 : 1	- 2,0	5	34	17
1 : 2			98	24
1 : 4			159	47
1 : 1	- 2,0	10	48	19
1 : 2			68	24
1 : 4			86	46
1 : 1	- 2,0	20	8,8	15
1 : 2			20	25
1 : 4			85	50
1 : 1	- 2,0	40	3,8	23
1 : 2			5,0	26
1 : 4			47	51
1 : 1	- 1,0	5	155	33
1 : 2			190	37
1 : 4			500	70
1 : 1	- 1,0	10	93	39
1 : 2			340	53
1 : 4			300	80
1 : 1	- 1,0	20	75	46
1 : 2			34	50
1 : 4			39	62
1 : 1	- 1,0	40	12	49
1 : 2			24	56
1 : 4			1,5	63
1 : 1	0	10	97	42
1 : 2			290	57
1 : 4			300	80

γ_r - Hệ số nhóm của bề mặt được tra bảng:

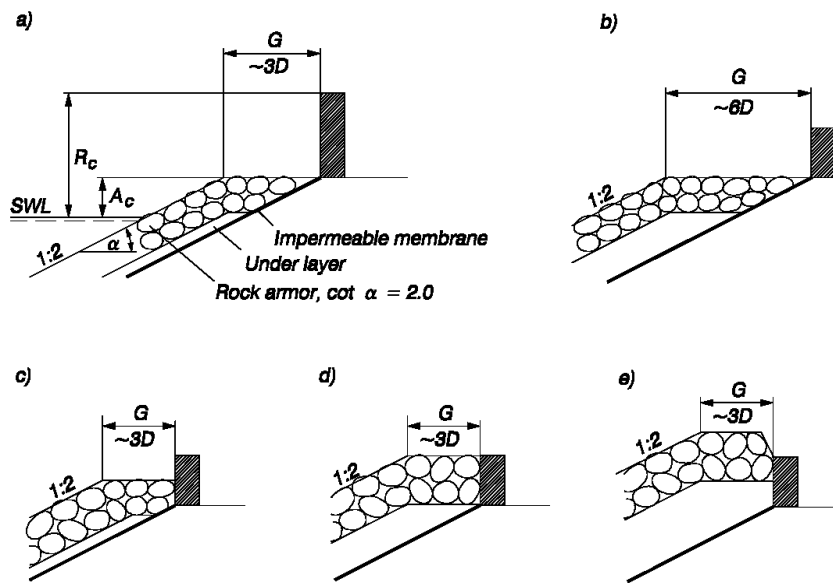
Bảng 2.3: Bảng tra hệ số nhóm.

Loại bề mặt mái dốc	γ_r
- Phẳng không thấm (Bê tông,	1,0

Loại bề mặt mái dốc	γ_r
Asphalt)	
- Đá đổ một lớp trên mặt không thấm	0,8
- Sỏi, đệm sọt đất	0,7
- Đá đổ tự do chiều dày lớn hơn $2D_{n50}$	0,5 ÷ 0,6

Công thức Allsop:

Mái dốc thẳng, có bậc cơ tiếp giáp với tường đỉnh. Mái dốc 1:2, không thấm nước, đá đổ.



Hình 2.2: Sơ đồ tính toán nước tràn đỉnh đê.

$$\frac{q}{gH_s T_{om}} = a \left[\left(\frac{R_c}{H_s} \right) \sqrt{\frac{S_{om}}{2\pi}} \right]^{-b} \quad (2-2)$$

Giá trị a, b được tra theo bảng sau:

Bảng 2.4: Bảng tra hệ số a, b.

Mặt cắt	G/H_s	G/R_c	A_c/R_c	$a \cdot 10^9$	b
a	0,79 ÷ 1,7	0,75	0,28	8,7	3,6
		0,68	0,21	3,8	4,4
		1,07	0,39	6,3	3,6
		0,88	0,32	1,8	3,8
b	1,8 ÷ 3,3	2,14	0,38	1,0	2,8
c	0,79 ÷ 1,7	1,07	0,71	1,8	3,2
d	0,79 ÷ 1,7	1,07	1,00	0,97	2,9
e	0,79 ÷ 1,7	0,88	1,00	1,3	3,8

Với công thức trên đối với các vật liệu khác, được kiểm tra với phổ Jonswap, Aminfi và Franco cho các giá trị của a, b như sau:

Bảng 2.5: Bảng tra hệ số a, b.

Khối phủ	cot α	G/H _s	a.10 ⁸	b
Đá	2,0	1,10	17	2,41
		1,85	19	2,30
		2,80	23	2,88
	1,33	1,10	5,0	3,1
		1,85	8,8	2,85
		2,80	3,1	2,89
Khối lập phương	2,00	1,10	8,3	2,84
		1,85	1,5	2,43
		2,80	84	2,38
	1,33	1,10	82	2,2
		1,85	17	2,42
		2,80	1,9	2,82
Tetrapods	2,00	1,10	1,9	3,08
		1,85	1,3	3,8
		2,80	1,1	2,88
	1,33	1,10	5,8	2,81
		1,85	1,7	3,02
		2,80	0,92	2,98

Công thức Van der meer và Janssen:

Áp dụng cho mái dốc không thấm thẳng hoặc có bậc cơ

- Khi $\xi_{op} < 2$

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{S_{op}}{\tan \alpha}} = 0,06 \exp \left(-5,2 \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{S_{op}}}{\tan \alpha} \cdot \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta} \right) \quad (2-3)$$

Miền áp dụng:

$$0,3 < \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{S_{op}}}{\tan \alpha} \cdot \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta} < 2$$

- Khi $\xi_{op} > 2$

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0,2 \exp \left(-2,6 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta} \right) \quad (2-4)$$

Các giá trị $\gamma_r, \gamma_b, \gamma_h$ được tra theo bảng trong phần sóng leo.

Khi đỉnh sóng ngắn thì: $\gamma_\beta = 1 - 0,0033\beta$;

2.2. Chiều dày lớp phủ và lớp lót:

Chiều dày lớp phủ và lớp lót được xác định theo công thức:

$$r = n.K_{\Delta} \left(\frac{W}{W_a} \right)^{1/3} \quad (2-7)$$

Các tham số trong công thức tương tự như khi tính bề rộng đỉnh.

Số khối được xếp xếp trên một đơn vị diện tích xác định theo công thức sau:

$$\frac{N_a}{A} = n.K_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100} \right) \left(\frac{W_a}{W} \right)^{2/3} \quad (2-8)$$

Trong đó:

r - chiều dày trung bình của lớp phủ hoặc lớp lót;

n - số lớp (Thông thường n=2);

N_a - số khối phủ trên một đơn vị diện tích A;

P - hệ số rỗng của vật liệu phủ mái, tra bảng.

Bảng 2.6: Bảng tra K_Δ và P

Khối phủ	n	Cách đặt	K _Δ	P
Đá nhẵn	2	Tự do	1,02	38
Đá tròn	2	Tự do	1,00	37
Đá tròn	≥ 3	Tự do	1,00	40
Đá khối CN	2	Sắp xếp		27
Đá	Hỗn hợp	Tự do		37
Khối lập phương	2	Tự do	1,10	47
Tetrapod	2	Tự do	1,04	50
Tribar	3	Tự do	1,02	54
Tribar	1	Sắp xếp	1,13	47
Dolos	2	Tự do	0,94	56
Core-loc TT < 5m ³	1	Tự do	1,51	60
Core-loc 5 < TT < 12 m ³				63
Core-loc 12 < TT < 22 m ³				64
Accropod TT < 5m ³	1	Tự do	1,51	57
Accropod 5 < TT < 12 m ³				59
Accropod 12 < TT < 22 m ³				62

Với trường hợp đá đổ hỗn hợp, bề dày phải ≥ 0,3m và chọn giá trị lớn nhất từ hai công thức sau:

$$r = 2,0 \left(\frac{W_{30}}{W_a} \right)^{1/3} \quad (2-9)$$

W₅₀- khối lượng viên đá chiếm 50% khối lượng mẫu.

$$r = 1,25 \left(\frac{W_{\max}}{W_a} \right)^{1/3} \quad (2-10)$$

W_{\max} - khối lượng viên đá nặng nhất.

Với đá đổ hỗn hợp tổng khối lượng trên một đơn vị diện tích được xác định như sau:

$$\frac{W_T}{A} = r \cdot W_a \left(1 - \frac{P}{100} \right) \quad (2-11)$$

W_T - khối lượng đá trên A đơn vị diện tích.

2.3. Giới hạn chân của lớp phủ chính:

Khi độ sâu nước lớn hơn 1,5H (H - chiều cao sóng dùng để xác định trọng lượng khối phủ) thì giới hạn dưới của lớp phủ chính được kéo dài xuống dưới mực nước thấp nhất một khoảng bằng H. Trong trường hợp độ sâu nước nhỏ hơn 1,5H thì lớp phủ chính được kéo dài đến tận chân khay.

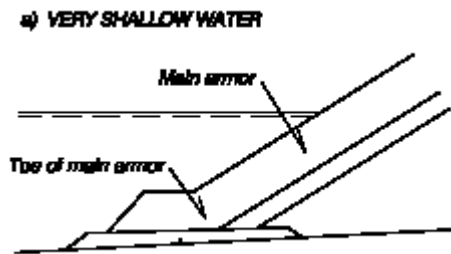
2.4. Chân khay cho lớp phủ chính:

- Chân khay được thiết kế nhằm ổn định cho lớp phủ chính khi công trình chịu tải trọng sóng vỡ.
- Chân khay có thể được thi công trước hay sau khi có lớp phủ chính. Đối với khối Tribar được sắp xếp và đá xếp thì chân khay là khối tựa và cần phải thi công trước, trong trường hợp thi công sau thì chiều cao chân khay phải đủ để chắn được 1/2 chiều cao của khối phủ tiếp giáp với chân khay.

2.5. Chân khay.

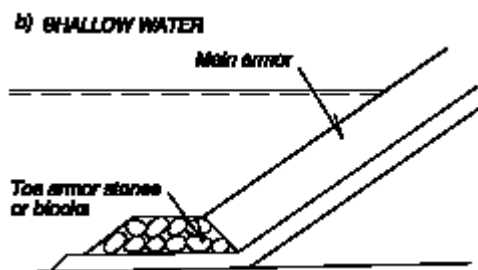
Chân khay được đưa vào để giữ lớp phủ chính và chống xói. Chân khay thường được làm bằng đá đổ tự nhiên trong một số trường hợp phải dùng khối bê tông do kích thước lớn.

- Tại nơi nước rất nông lớp phủ chính được kéo dài thêm một hoặc hai hàng để làm chân khay.



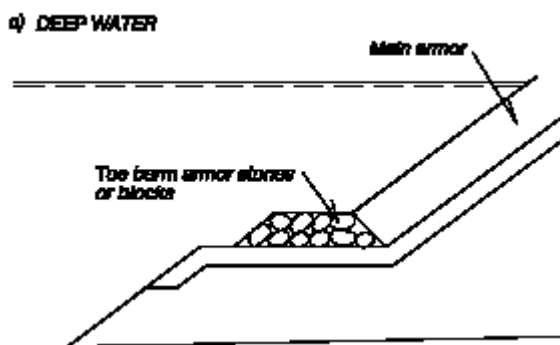
Hình 2.4: Chân khay nước rất nông

- Tại nước sâu vừa có thể dùng các viên đá có kích thước bé hơn so với khối trên lớp phủ chính.



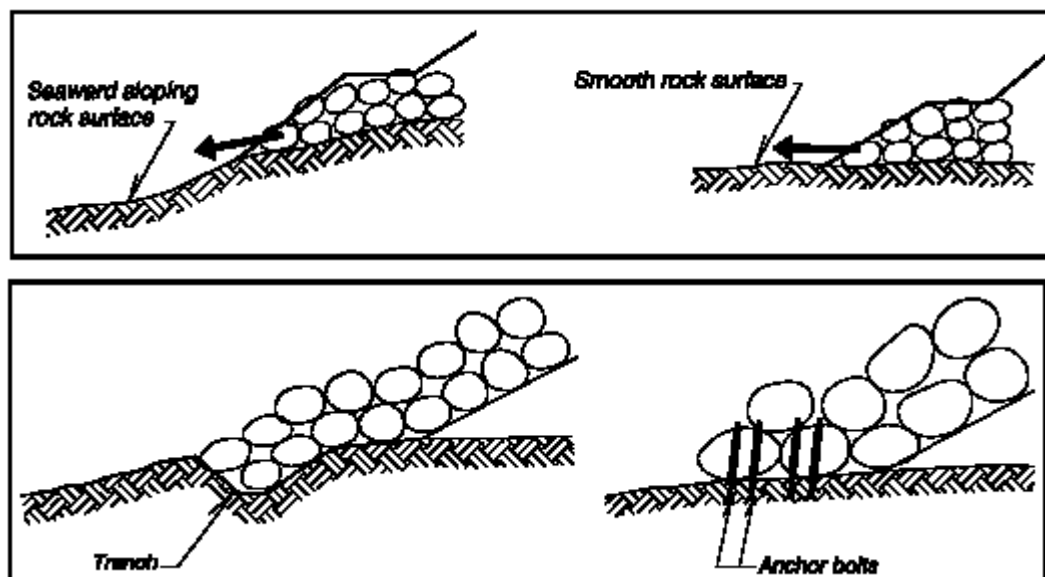
Hình 2.5: Chân khay nước nông

- Tại nơi nước sâu chân khay có thể nằm ở khoảng cách tương đối lớn hơn so với đáy biển.



Hình 2.6: Chân khay nước sâu.

Đối với đáy biển có độ dốc hoặc bề mặt trơn, nếu tại chân công trình có sóng đổ thì chân khay có thể bị mất ổn định. Để giữ cho chân khay khỏi bị trượt cần phải tạo rãnh hoặc các thanh neo để giữ chân khay khỏi trượt.



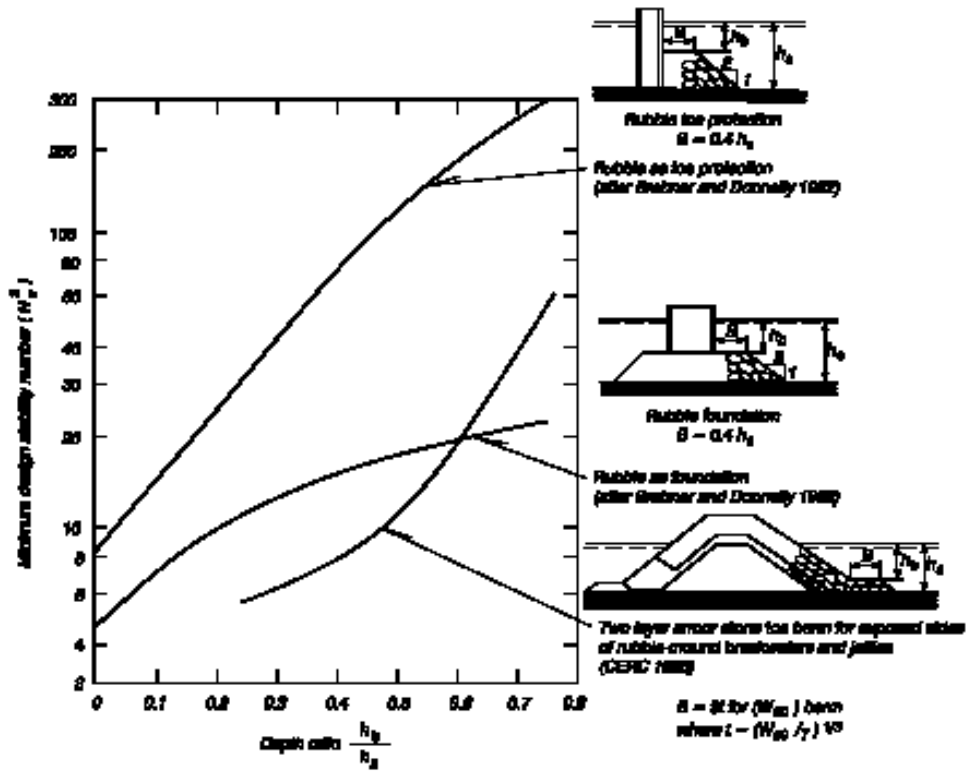
Hình 2.7: Sơ đồ chống trượt chân khay

Trong trường hợp chân khay nằm trên đất nền có thể bị xói thì độ sâu bảo vệ của chân khay phải được xác định có tính đến phần dự phòng khả năng xói.

2.6. Ổn định chân khay:

Trọng lượng viên đá chân khay được xác định theo đồ thị (với trường hợp sóng điều hoà) áp dụng cho chân đê và đầu đê.

Regular waves, break-on and oblique



Hình 2.8: Đồ thị xác định kích thước viên đá chân khay.

Trong đó:

$$N_s = \frac{H}{\Delta D_{n50}} \quad (2-12)$$

H - chiều cao sóng tại chân công trình;

$$\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1;$$

ρ_s - chổi lượng riêng của đá;

ρ_w - khối lượng riêng của nước;

D_{n50} - đường kính viên đá tiêu chuẩn 50%.

Trong trường hợp sóng không điều hoà, không vỡ, vỡ và vỡ thì đường kính viên đá được xác định theo công thức: (chỉ áp dụng cho đê mái nghiêng) áp dụng cho thân đê.

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(0,24 \frac{h_b}{D_{n50}} + 1,6 \right) N_{od}^{0,15} \quad (2-13)$$

Với:

H_s - chiều cao sóng đáng kể tại chân công trình;

$$\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1;$$

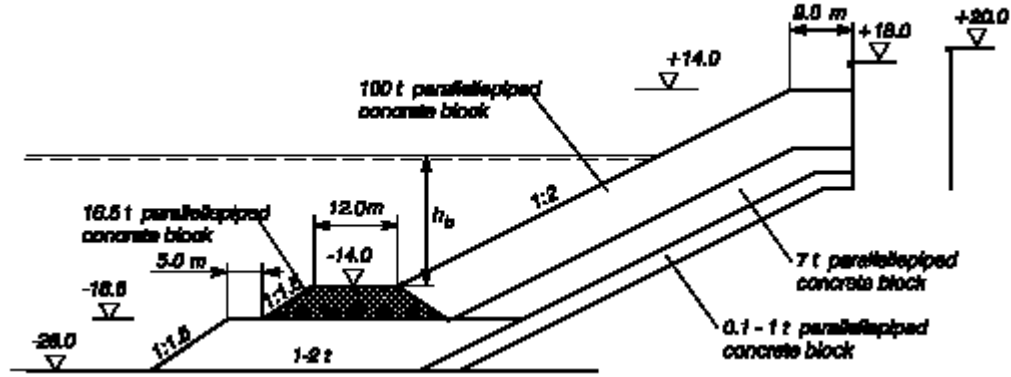
h_b - độ sâu nước tại đỉnh chân khay;

N_{od} - số viên đá bị dịch chuyển của đá đường kính D_{n50} với chân khay kích thước rộng $3 \div 5$ khối cao $2 \div 3$ khối thì:

$N_{od} = 0,5$ không hỏng;

$N_{od} = 2$ hỏng chấp nhận được;

$N_{od} = 4$ hỏng đáng kể.



Hình 2.9: Sơ đồ xác định chân khay.

Đối với khối chân khay hai lớp phủ bằng khối bê tông chữ nhật thì đường kính được xác định theo công thức:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{1,6}{N_{od}^{-0,16} - 0,4h_b / H_s} \quad (2-14)$$

Đối với chân thêm đá của đê tường đứng chịu tác động của sóng không điều hoà thì đường kính viên đá xác định theo công thức:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(5,8 \frac{h_b}{h_s} - 0,6 \right) N_{od}^{0,19} \quad (2-15)$$

Điều kiện áp dụng:

$$0,5 < h_b < h_s < 0,8 ; 7,5 < h_b / D_{n50} < 17,5 ; 0,3 < B_m < h_s < 0,55 ; \Delta = 1,65.$$

Trong đó:

h_b - chiều sâu thêm đá;

h_s - chiều sâu nước;

B_m - chiều rộng trên đỉnh thêm đá.

Ngoài ra có thể dùng công thức của Goda (1982) khi sóng tới xiên:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \max \left[1,8; 1,3 \frac{1-K}{K^{1/3}} \frac{h_b}{H_s} + 1,8 \exp(A) \right] \quad (2-16)$$

$$A = -1,5 \frac{(1-K)^2}{K^{1/2}} \frac{h_b}{H_s} \quad (2-17)$$

$$K = K_1 K_2;$$

$$K_1 = 2Kh_b / \sinh(2Kh_b);$$

$$K_2 = \max \{ 0,45 \sin^2 \theta \cos^2 (K' B \cos \theta); \cos^2 \theta \sin^2 (K' B \cos \theta) \};$$

B - Bề rộng thêm đá;

K' - Số sóng;

θ - Góc tới của sóng (hợp với phương pháp tuyến của công trình).

2.7. Ổn định của chân khay dưới tác dụng tổng hợp của sóng và dòng chảy:

Đối với các công trình chịu tác động mạng của dòng chảy song song với công trình (đê chắn cát) thì ổn định của chân khay cần phải tính đến yếu tố dòng chảy và sóng kết hợp với nhau. Chỉ số ổn định được xác định theo công thức :

$$(N_s)_e = a \left(\frac{U + u}{\sqrt{gh_s}} \right) \quad (2-18)$$

Trong đó: $u = \frac{gHT}{2L}$; (2-19)

$$a = 51,0 \left(\frac{h_b}{h_s} \right) - 26,4 \quad (2-20)$$

u - vận tốc lớn nhất của phần tử nước do sóng;

U - vận tốc dòng chảy;

h_s - chiều sâu khu nước;

h_b - chiều sâu nước tính đến đỉnh chân khay;

H - chiều cao sóng vỡ;

T - chu kỳ sóng;

L - chiều cao sóng tại vị trí tính toán.

2.8. Lớp phủ thứ hai:

- Nếu các khối phủ ở lớp phủ chính và lớp phủ thứ hai làm cùng một loại vật liệu thì trong khoảng -1,5H đến -2,0H (H - chiều cao sóng tính toán) trọng lượng của khối phủ lớp phủ thứ hai phải lớn hơn 1/2 trọng lượng khối phủ chính. Phía dưới -2,0H trọng lượng khối phủ bằng $W/10 \div W/15$ (W-trọng lượng khối phủ chính).

- Chiều dày của lớp phủ thứ hai phải bằng chiều dày lớp phủ chính.

2.9. Lớp lót:

- Đối với lớp lót nằm ngay sát dưới lớp phủ cần phải dùng 2 lớp đá ($n=2$) trong lượng bằng $W/10$ nếu lớp phủ là đá hoặc là khối bê tông có $K_D \leq 12$. Với khối phủ có $K_D > 12$ (dolosse, core-los, tribar đổ tự do) thì trọng lượng lớp lót thứ nhất là $W/5$.

- Lớp lót thứ hai nằm trên lớp phủ thứ hai (trên -2,0H) cần dùng 2 lớp với trọng lượng bằng 1/20 trọng lượng lớp lót thứ nhất. Nếu so với trọng lượng khối phủ chính sẽ bằng: $\frac{W}{200}$

- Với lớp lót thứ nhất nằm dưới lớp phủ thứ hai (dưới -2,0H) thì cần 2 lớp với trọng lượng viên đá bằng 1/20 lớp phủ hay bằng $\frac{W}{300}$ so với lớp phủ chính. Lớp phủ thứ hai dưới -2,0H có trọng lượng bằng $\frac{W}{6000}$.

- Nếu lớp phủ là đá khối hoặc khối bê tông có $K_D \leq 12$ thì lớp lót thứ nhất và lớp phủ thứ hai (dưới $-2,0H$) sẽ là đá có khối lượng trong khoảng $\frac{W}{10} \div \frac{W}{15}$. Nếu lớp phủ chính là khối bê tông với $K_D > 12$ thì lớp lót và lớp phủ thứ hai là đá có khối lượng $\frac{W}{5} \div \frac{W}{10}$.
- Với lớp phủ là đá hỗn hợp thì lớp lót cần thoả mãn điều kiện :

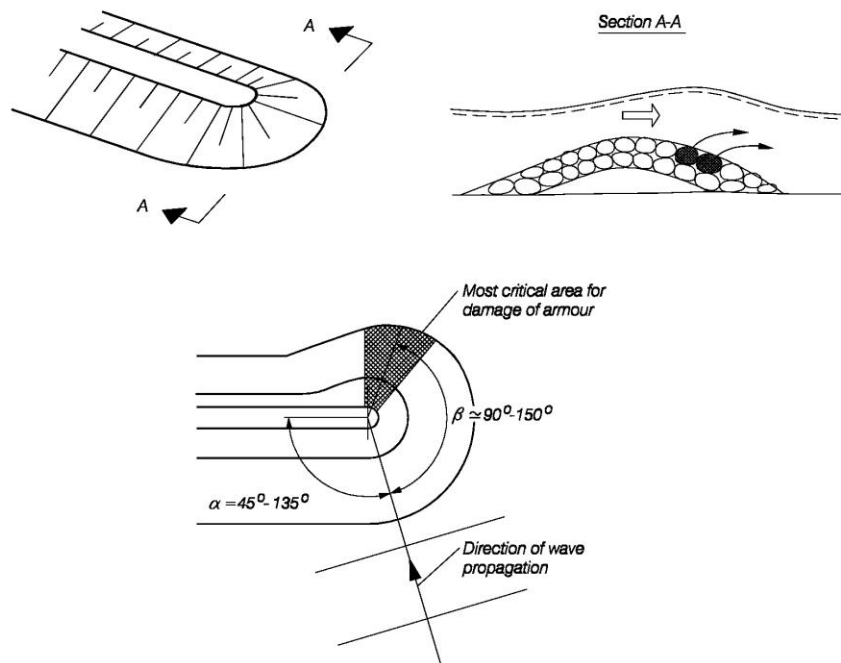
$$D_{15} (\text{phủ}) \leq 5D_{85} (\text{lót})$$

- Lớp lót chiều dày bằng 3 lần chiều dày của đá W_{50} và không nhỏ hơn 0,23 m.

2.10. Kết cấu đầu đê và mái dốc đằng sau:

- Kích thước khối phủ đầu đê chắn sóng hoặc đê chắn cát được kéo dài một khoảng 15 ÷ 45 m cho mái dốc sau. Khoảng cách này còn phụ thuộc vào cao trình đầu đê. Kích thước khối phủ đầu đê được xác định trong phần ổn định đầu đê.
- Kết cấu mái dốc sau phụ thuộc vào sóng tràn và sóng tác dụng trực tiếp. Nếu sóng không tràn thì mái dốc sau phụ thuộc tác động sóng trực tiếp. Trong trường hợp tràn ít thì kích thước khối mái dốc sau giống như mái dốc trước và kéo dài đến $-0,5H$ tính từ mực nước lặn thấp nhất.
- Trong trường hợp sóng tràn nhiều và sóng vỡ nước nông thì lớp phủ mái dốc sau giống lớp phủ trước và kéo đến tận chân công trình.
- Với đê chắn cát hoặc đập đỉnh bị tác động sóng hai bên như nhau thì kết cấu mái dốc sau giống mái dốc trước.

2.10.1. Các yếu tố gây mất ổn định đầu đê:



Hình 2.10: Sơ đồ đầu đê.

Nếu với cùng tác động của sóng thì yêu cầu ổn định vật liệu đầu đê cao hơn thân đê. Các nguyên nhân gây mất ổn định đầu đê là:

- Các khối phủ trong hình nón đầu đê liên kết kém hơn so với thân đê.

- Vận tốc tràn trên phần hình nón có giá trị lớn, đôi khi được tăng lên do sóng khúc xạ.
- Các khối phủ nằm ở phía sau chịu tác động cùng chiều với phương trượt. Trên hình sau cho thấy vùng nguy hiểm tại đầu đê.

Đôi với chân khay tại đầu đê cũng bị ảnh hưởng mạnh hơn so với thân đê nhất là đôi với sóng nước nông và chân khay có thể bị trượt do bị xói chân.

2.10.2. Kích thước, cấu tạo đầu đê:

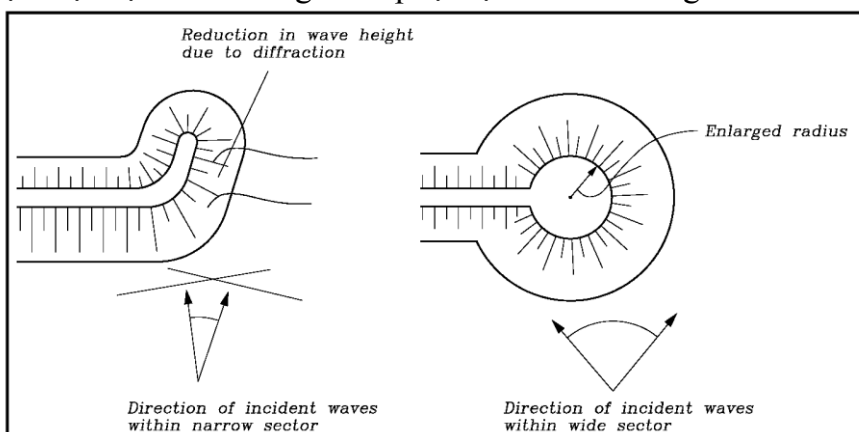
Độ ổn định của đầu đê có thể tăng lên bằng cách tăng hệ số mái dốc, tăng kích thước đầu đê, hoặc làm thêm phần đuôi như hình vẽ với mục đích giảm chiều cao sóng nhiều xạ với mặt sau của đê đồng thời tăng độ liên kết giữa các khối phủ.

- Cao trình đỉnh đê có thể lấy cao hơn cao trình thân đê $1 \div 2m$;
- Bề rộng đỉnh đê có thể rộng hơn thân đê với chiều dài lấy theo kinh nghiệm sau:

$$B_d = (1,5 \div 2,0) B_t \quad (2-21)$$

$$l_d = (2 \div 2,5) B_d$$

Mặt khác diện tích đầu đê phải đủ rộng để bố trí các công trình: tín hiệu, nhà đèn, trạm kiểm soát, trạm dịch vụ và các công trình phụ trợ khác của cảng.



Hình 2.11: Sơ đồ đầu đê

- Kích thước khối phủ đầu đê chắn sóng hoặc đê chắn cát được kéo dài một khoảng $15 \div 45 m$ cho mái dốc sau. Khoảng cách này còn phụ thuộc vào cao trình đầu đê. Kích thước khối phủ đầu đê được xác định trong phần ổn định đầu đê.

2.10.3. Kích thước khối phủ:

- Đường kính viên đá và khối dolos tại đầu đê khi sóng không tràn qua đỉnh đê được xác định theo công thức:

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = A \xi^2 + B \xi + C \quad (2-22)$$

Trong đó:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{(H/L)^{1/2}} \quad (2-23)$$

H - chiều cao sóng tới;

D_{n50} - đường kính viên đá tiêu chuẩn 50%;

$$\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1;$$

L - chiều dài sóng tại chân công trình;

α - góc nghiêng của mái dốc;

A, B, C - các hệ số thực nghiệm.

Công thức trên áp dụng cho trường hợp sóng vỡ và không vỡ, góc tới của sóng bằng $0^\circ, 45^\circ, 90^\circ, 135^\circ$.

Bảng 2.7: Bảng tra giá trị A, B, C.

Loại khối	A	B	C	Mái dốc	Miền của ξ
Đá	0,272	-1,749	4,179	1 : 1,5	2,1 ÷ 4,1
Đá	0,198	-1,234	3,289	1 : 2,0	1,8 ÷ 3,4
Dolos	0,406	-2,800	6,881	1 : 1,5	2,2 ÷ 4,4
Dolos	0,840	-4,466	8,244	1 : 2,0	1,7 ÷ 3,2

- Đường kính hoặc khối lượng của khối phủ Tetrapod, Tribar tại đầu đê đối với sóng không tràn thân đê được xác định theo công thức:

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (2-24)$$

Hoặc:

$$M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha} \quad (2-25)$$

Trong đó:

H - chiều cao sóng tính toán (H_s);

D_{n50} - đường kính viên đá tiêu chuẩn 50%;

M_{50} - khối lượng viên đá tiêu chuẩn $M_{50} = \rho_s D_{n50}$;

α - góc nghiêng của mái dốc;

K_D - hệ số ổn định.

Bảng giá trị K_D (với $H = H_{1/10}$) độ phá huỷ (0 ÷ 5)%

Bảng 3.8: Bảng tra giá trị K_D

Loại khối	Sắp xếp	Số lớp	Sóng vỡ	Không vỡ	Mái dốc
Tetrapod	Tự do	2	5,0	6,0	1 ÷ 1,5
			4,5	5,5	1 ÷ 2,0
			3,5	4,0	1 ÷ 3,0
Tribar	Tự do	2	8,3	9,0	1 ÷ 1,5
			7,8	8,5	1 ÷ 2,0

			6,0	6,5	1 ÷ 3,0
Tribar	Sắp xếp	1	7,5	9,5	-

2.10.4. Kết cấu mái dốc sau:

- Kết cấu mái dốc sau phụ thuộc vào sóng tràn và sóng tác dụng trực tiếp. Nếu sóng không tràn thì mái dốc sau phụ thuộc tác động sóng trực tiếp. Trong trường hợp tràn ít thì kích thước khối mái dốc sau giống như mái dốc trước và kéo dài đến $-0,5H$ tính từ mực nước lặn thấp nhất.
- Trong trường hợp sóng tràn nhiều và sóng vỡ nước nông thì lớp phủ mái dốc sau giống lớp phủ trước và kéo đến tận chân công trình.
- Với đê chắn cát hoặc đập đỉnh bị tác động sóng hai bên như nhau thì kết cấu mái dốc sau giống mái dốc trước.

CHƯƠNG 3

TÍNH TOÁN VỚI CÔNG TRÌNH THỰC TẾ: ĐÊ CHẮN CÁT CỬA LÒ

3.1. Giới thiệu chung.

Cảng Cửa Lò nằm ở bờ nam sông Cửa Lò, là một trong những đầu mối giao thông vận tải chính của Miền Trung đồng thời là đầu mối giao thông quan trọng để giúp nước bạn Lào xuất khẩu hàng hoá. Các tuyến đường đi qua gồm có: đường sắt, đường quốc lộ 1A, đường số 7 (sang Lào). Cảng Cửa Lò nằm trên tuyến đường hàng hải nội địa và quốc tế từ Nghệ An đi sang Lào và các nước khác. Để đáp ứng yêu cầu thông qua một khối lượng hàng hoá lớn của cảng Cửa Lò ngoài việc cải tiến phương tiện vận tải, không ngừng nâng xây dựng và nâng cấp cảng ngày càng hiện đại có thể tiếp nhận nhiều tàu hiện đại có kích thước và trọng tải lớn, bốc xếp và giải phóng nhanh thì việc cải tạo và phát triển luồng vào cảng cho tàu bè ra vào cảng an toàn thuận lợi là một việc hết sức cấp thiết. Đồng thời nhằm nâng cao năng lực thông qua của cảng đáp ứng cho tàu có trọng tải 10.000DWT ra vào làm hàng tại cảng được thuận tiện thì việc xây dựng đê chắn cát là hết sức cần thiết để chắn dòng cát do sóng và dòng chảy ven bờ mang cát bồi lắng luồng để đảm bảo độ sâu chạy tàu cho tàu thiết kế ra vào làm hàng nhanh chóng thuận tiện.

3.2. Xác định mực nước tính toán và thông số gió.

3.2.1. Xác định cấp công trình.

Dựa vào cách phân cấp và số liệu khảo sát thu thập được ta xác định được đê chắn cát giảm sóng cảng Cửa Lò là công trình cấp II.

3.2.2. Xác định mực nước tính toán.

Các MNCTK là MNCTK và MNTTK, phải được xác định theo chuỗi các mực nước cao nhất và thấp nhất hàng năm. Với công trình cấp II ta có:

$$\text{MNCTK là } h_{5\%} = 2,98 \text{ (m).}$$

$$\text{MNTTK là } \text{MNTN} = +1,13 \text{ (m).}$$

3.2.3. Tính toán thông số gió.

Xác định giá trị và hướng gió tính toán:

Sử dụng công thức thực nghiệm của Alechxâyev.G.A ta có: $V \approx 50 \text{ m/s}$.

Chuyển tốc độ gió sóng điều kiện mặt nước:

$$\text{Khi chuyển vận tốc gió sang điều kiện mặt nước: } V_w = 1,08.0,765.50 = 41 \text{ (m/s).}$$

Xác định đà gió:

Giá trị của đà gió đối với vận tốc gió tính toán V_w (m/s) cho trước được xác định:

$$L_m = 5.10^{11} \cdot \frac{10^{-5}}{41} = 121.000\text{m} = 121\text{km}$$

Giá trị trên thỏa mãn với giá trị L_{\max} cho phép lấy theo 22TCN222-95.

Nước dâng do gió:

Chiều cao nước dâng do gió (Δh_{set}) được xác định theo phương pháp đúng đắn (Không xét hình dạng bờ biển và coi độ sâu đáy biển d là hằng số): $\Delta h_{\text{set}} = 1,0(\text{m})$.

Xác định mực nước lan truyền sóng:

$$\nabla \text{ Mực nước lan truyền sóng} = 2,98 + 1,0 = 3,98 (\text{m}).$$

3.3. Xác định thông số sóng.

Vị trí:

Sóng khởi điểm là sóng không cần tính khúc xạ. Sóng khởi điểm có thể là sóng nước nông hoặc sóng nước sâu. Sóng nước sâu khi $d \geq \frac{\lambda}{2}$, sóng nước nông khi $d < \frac{\lambda}{2}$. Hướng của sóng khởi điểm là hướng của gió thổi. Để xác định tham số sóng khởi điểm ảnh hưởng tới công trình ta tính với các hướng gió thổi từ biển vào khu vực xây dựng công trình có số lần xuất hiện trong năm nhiều nhất là gió hướng Đông Bắc và gió hướng Đông.

Xác định giá trị:

$$\text{Ta có: } \frac{gt}{V_w} = 15504,6; \quad \frac{gL}{V_w^2} = 706,133$$

$$\text{Xác định được: } \frac{g \cdot \overline{h_d}}{V_w^2} = 0,04 \Rightarrow \overline{h_d} = 6,85\text{m}; \quad \frac{g \cdot \overline{T}}{V_w} = 2,75 \Rightarrow \overline{T} = 11,49\text{s}$$

Chiều dài trung bình $\overline{\lambda_d}$ (m) của sóng với giá trị \overline{T} đã biết phải xác định theo công thức: $\overline{\lambda_d} = \frac{g \cdot \overline{T}^2}{2\pi} \Rightarrow \overline{\lambda_d} = 206,22\text{m}$.

Kiểm tra lại giả thiết: $d = 87,6\text{m} < \overline{\lambda_d} / 2 = 103,11\text{m}$. Suy ra là sóng nước nông có độ dốc đáy $i > 0,001$.

Xác định lại tham số sóng với sóng là nước nông:

$$\frac{gd}{V_w^2} = 0,51; \quad \frac{gL}{V_w^2} = 706,13.$$

$$\frac{g \cdot \overline{h_d}}{V_w^2} = 0,039 \Rightarrow \overline{h_d} = 6,16\text{m}; \quad \frac{g \cdot \overline{T}}{V_w} = 2,25 \Rightarrow \overline{T} = 9,4\text{s}$$

Kết quả tính toán chiều cao sóng $h_{d, i\%}$ ứng với các tần suất bảo đảm $i\%$ trong các hệ sóng được lập theo bảng.

3.4. Vị trí đê chắn cát.

Chọn được một sơ đồ bố trí công trình loại chủ động để làm ổn định luồng tàu cửa sông luôn là bài toán mò mẫm từng bước. Hiện nay vẫn chưa có tài liệu nào tổng kết một cách đầy đủ các qui luật cơ bản về bố trí công trình cho thật tối ưu. Dựa vào một số sơ đồ có thực của một số cửa sông đã được xây dựng ở trên thế giới cũng như

của Việt Nam kết hợp với điều kiện tự nhiên, cùng với sự phân tích nguyên nhân gây bồi lắng của vùng Cửa Lò tôi xin bố trí hai tuyến đê ở phía cửa luồng gọi là đê Bắc và đê Nam với phương án tuyến như sau:

- Đê Bắc dài 700m có hướng Tây - Đông bắt đầu từ mũi rồng kéo dài đến cao độ - 5,5 trên bình đồ. Đê này có chức năng chủ yếu là chắn bùn cát do sóng hướng Đông Bắc và dòng chảy ven mang bùn cát bãi bồi phía Bắc mang bùn cát bồi lắng cửa luồng, đồng thời tạo một khu nước yên tĩnh cho cảng.

- Đê Nam dài 1575m có hướng Tây - Đông bắt đầu từ mép ngoài bến số 4 đến cao độ -5,5 trên bình đồ. Đê này có chức năng chắn bùn cát do sóng hướng Tây - Nam và dòng ven mang bùn cát từ bãi bồi gây bồi lắng cửa sông.

Phương án tuyến trên có những ưu điểm sau mà các phương án khác có hoặc không có những điều kiện tương tự:

- Ngăn chặn được nguồn gốc bùn cát từ hai hướng chính Đông Bắc và Đông Nam với góc hợp giữa đê và tia sóng chính là 42^0 nhỏ nên làm giảm tác động của sóng tới công trình.

- Tạo nên hai bãi cát khá rộng ở hai bên luồng đặc biệt ở phân đoạn đê Nam là nơi nằm trong qui hoạch nâng cấp và mở rộng cảng đến năm 2010.

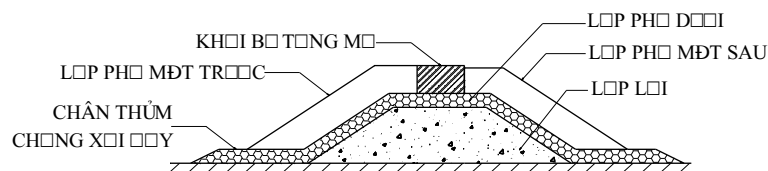
- Phương án trên nằm trong khu nước nông hơn nên chiều cao sóng tại chân công trình của phương án nhỏ.

3.5. Xác định kích thước cơ bản theo các phương pháp tính và quy phạm.

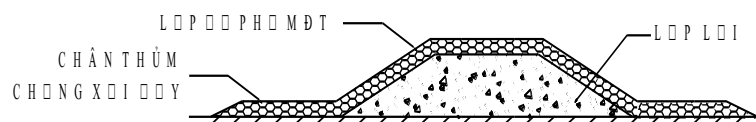
3.5.1. Xác định cao trình đỉnh đê.

Vì toàn bộ công trình nằm trong vùng sóng đổ nên cao trình đỉnh đê chắn cát mái nghiêng theo tiêu chuẩn Nhật Bản được xác định như phần 2.3.2. Mặt khác trên bình đồ khúc xạ khi sóng hướng Đông - Bắc tiến vào đầu công trình đều lệch một góc $>60^0$, chiều cao sóng được nhân với hệ số triết giảm là 0,8. Vì vậy sóng ở đầu công trình ở độ sâu 9,48m lấy bằng $0,8.6,9 = 5,52m$

Vậy cao trình đỉnh đê là: $\nabla \text{Đỉnhđê} = 1,86 + 0,6.0,68.5,52 = +4,2m$



Hình 3.1: Sơ bộ mặt cắt ngang đầu đê và thân đê



Hình 3.2: Sơ bộ mặt cắt ngang góc đê

3.5.2. Xác định kích thước các khối phủ - gia cố mái.

Xác định trọng lượng các khối phủ - gia cố mái:

Theo công thức của 22 TCN 222 - 95 và Hudson ta có trọng lượng của khối phủ mái thân đê cho từng phân đoạn đê như sau:

Bảng 3.1: Trọng lượng khối phủ cho từng phân đoạn đê

Mái đê	Đoạn	h(m)	λ (m)	k_{fr}	m = 2		m = 1,5	
					Theo TCN	Theo Hudson	Theo TCN	Theo Hudson
Mái Ngoài	Đầu đê	5,52	100	0,008	7,21	7,07	10,39	9,42
	Thân đê	4,72	95	0,008	4,75	4,42	6,85	5,89
	Góc đê	4,00	85	0,008	2,97	2,69	4,28	3,59
Mái trong	Đầu đê	5,52	100	0,008	7,21	7,07	10,39	9,42
	Thân đê	2,70	95	0,008	1,18	0,82	1,70	1,09
	Góc đê	1,20	85	0,008	0,15	0,03	0,21	0,04

Chọn hệ số mái dốc công trình $m = 2$

Xác định chiều dày lớp phủ:

Theo công thức của 22 TCN 222 - 95 và SPM 1984 (CEM 2000) ta có chiều dày khối phủ cho từng phân đoạn đê như sau:

Bảng 3.2: Chiều dày khối phủ cho các phân đoạn đê

Đoạn	n	$k\Delta$	$W(T/m^3)$		$W_r(T/m^3)$		r(m)	
			TCN	SPM	TCN	SPM	TCN	SPM
Mái ngoài								
Đầu	2	1,02	7,2	7,2	2,3	2,1	3	2,87
Thân	2	1,02	4,5	3,9	2,3	2,1	2,6	2,4
Góc	2	1,02	3	2,7	2,3	2,1	2,3	2,15
Mái trong								
Đầu	2	1,02	7,2	6,8	2,3	2,1	2,98	2,74
Thân	2	1,02	1,2	1,05	2,3	2,1	1,64	1,48
Góc	2	1,02	1,2	1,05	2,3	2,1	1,64	1,48

3.5.3. Xác định trọng lượng và kích thước đá lớp dưới.

Theo công thức của BS 6349 và SPM 1984 ta có chiều dày khối phủ cho từng phân đoạn đê như sau:

Bảng 3.3: Trọng lượng và chiều dày lớp dưới.

STT	Đoạn	W(kg)	$W_r(T/m^3)$	Số lớp	$k\Delta$	r
-----	------	-------	--------------	--------	-----------	---

1	Đầu đê	360-730	2,65	2	1,15	1,5
2	Thân đê	250-510	2,65	2	1,15	1,35
3	Thân đê	150-300	2,65	2	1,15	1,2
4	Gốc đê	100-200	2,65	2	1,15	1,1

Vậy chọn chiều dày lớp phủ dưới: $r = 1,5$ (m) .

Để thiên về an toàn và thuận tiện khi thi công, vậy ta chọn khối lượng vật liệu lớp dưới cho từng phân đoạn như sau :

Đoạn 1 (đầu đê) : $W_{pd} = 360 \div 720$ (Kg)

Đoạn 2 (thân đê) : $W_{pd} = 360 \div 720$ (Kg)

Đoạn 3 (thân đê) : $W_{pd} = 240 \div 475$ (Kg)

Đoạn 4 (gốc đê) : $W_{pd} = 150 \div 300$ (Kg)

3.5.4. Xác định trọng lượng lớp lõi.

Vật liệu lõi cũng được xác định như trên.

Để thiên về an toàn và thuận tiện khi thi công, vậy ta chọn khối lượng vật liệu lõi cho từng phân đoạn như sau:

Đoạn 1 (đầu đê) : $W_{lõi} = 36 \div 72$ (Kg)

Đoạn 2 (thân đê) : $W_{lõi} = 36 \div 72$ (Kg)

Đoạn 3 (thân đê) : $W_{lõi} = 36 \div 72$ (Kg)

Đoạn 4 (gốc đê) : $W_{lõi} = 36 \div 72$ (Kg)

3.5.5. Xác định trọng lượng và kích thước chân thêm.

Theo BS 6349 và công thức của Hudson:

	BS 6349	Hudson
Khối lượng đá chân thêm W	4477N (448Kg)	4252N (425Kg)

Để thiên về an toàn và thuận tiện khi thi công, ta chọn trọng lượng viên đá chân thêm bằng trọng lượng đá lớp dưới.

Đoạn 1 (đầu đê) : $W_{pd} = 360 \div 720$ (Kg)

Đoạn 2 (thân đê) : $W_{pd} = 360 \div 720$ (Kg)

Đoạn 3 (thân đê) : $W_{pd} = 240 \div 475$ (Kg)

Đoạn 4 (gốc đê) : $W_{pd} = 150 \div 300$ (Kg)

3.5.6. Tính toán lớp thêm để bảo vệ chống xói chân khay.

Theo SPM 1984 (CEM 2000): Để lớp thêm này đảm bảo chống xói chân khay ta phải tính cho cả sóng nước cao và sóng nước thấp sau đó chọn ra giá trị V_{max} lớn nhất trong hai trường hợp để tính toán ra khối lượng viên đá.

- Với MNCTK có: $L_s = 100$ (m); $H_s = 5,52$ (m); $d = 9,48$ (m)

$$V_{\max} = \frac{3,14.5,52}{\sqrt{\frac{3,14.100}{9,81} \cdot \text{sh}\left(\frac{4.3,14.9,48}{100}\right)}} = 2,5(\text{m/s})$$

- Với MNCTK có: $L_s = 84,48$ (m); $H_s = 4,0$ (m); $d = 6,51$ (m)

$$V_{\max} = \frac{3,14.4,0}{\sqrt{\frac{3,14.84,48}{9,81} \cdot \text{sh}\left(\frac{4.3,14.6,51}{84,48}\right)}} = 2,28(\text{m/s})$$

So sánh chọn : $V_{\max} = 2,5$ (m/s)

Ứng với V_{\max} và kết hợp tra bảng đồng thời nội suy ra được kết quả trọng lượng của viên đá lớp thêm chống xói chân khay như sau: $W_{cx} = 60$ (kg).

Theo BS 6349 nói chung xói có thể được giả thiết là lớn nhất trong vòng 1/4 chiều dài sóng của chân mái dốc lớp phủ. Ta có chiều dài tại mái dốc đầu đê: $\lambda = 100\text{m} \Rightarrow \lambda/4 = 25\text{m}$. Do vậy để thiên về an toàn ta chọn chiều dài của chân thêm chống xói đáy cho đầu đê và toàn bộ các phân đoạn đê còn lại dài 25(m); khối bê tông mũ có chiều rộng $b = 3,2\text{m}$.

3.5.7. Xác định bề rộng đỉnh đê.

Ta có chiều rộng đê theo BS 6349 và SPM 1984 cho từng phân đoạn như sau:

Bảng 3.4: Bề rộng đê tại các phân đoạn khác nhau

Đoạn	Đầu đê		Thân đê		Gốc đê	
	BS 6349	SPM	BS 6349	SPM	BS 6349	SPM
W(T)	7	6,5	4,5	4,2	3	2,4
Bề rộng đê (m)	9	8,6	7,6	7	6,5	6

3.6. Kiểm tra lún cho công trình đê mái nghiêng:

Ta chỉ tính lún cho Đê Bắc, là đê có khối lượng lớn nhất. Việc tính toán lún được dựa theo giả thuyết coi toàn bộ công trình là một khối cứng đặt trên nền đất tự nhiên. Vì công trình thuộc loại công trình chạy dài, lực dọc trục bằng 0 do đó biến dạng dọc trục bằng 0, bài toán thuộc dạng bài toán ứng suất phẳng, khi tính toán ta có thể cắt ra 1m dài để tính. Mặt cắt tính toán là mặt cắt đi qua đầu đê (thiên về an toàn).

Để tính toán ta đưa biểu đồ tải trọng phân bố dạng hình thang về dạng tải trọng phân bố đều. Số liệu về đầu đê như sau:

Bề rộng đỉnh đê: $b_1 = 9$ (m) Chiều cao đê: $h = 9,7$ (m)

Hệ số mái dốc ngoài: $m_1 = 2$ Hệ số mái dốc trong: $m_2 = 2$

Bề rộng chân đê: $b_2 = h(m_1 + m_2) + b_1 = 37,8$ (m)

Bề rộng trung bình: $b = \frac{b_1 + b_2}{2} = 24$ (m)

Trọng lượng riêng của đá: $\gamma_d = 2650$ (kg/m³)

Hệ số rỗng của đá: $\eta = 0,4$.

Cường độ tải trọng tại đáy công trình:

$$q = \frac{(b_1 + b_2) \frac{h}{2} \gamma_d (1 - \eta)}{b} = 13,95 \text{ (T/m}^2\text{)} = 1,395 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Sau khi sử dụng chương trình phần mềm ứng dụng toán học Mathcad 2000 để tính lún từng lớp (xem phần phụ lục) ta có kết quả được ghi trong bảng 3.14 sau:

Bảng 3.5: Kết quả tính lún của đê

Lớp đất	Lớp phân tổ	h_i (m)	z_i (m)	σ_{tb} (kg/cm ²)	S_i (cm)
Lớp 1	1	1,5	2,25	1,48	0,92
	2	1,5	3,75	1,36	0,84
	3	1,5	5,25	1,26	0,78
	4	1,5	6,8	1,79	0,73
Lớp 2	5	1,55	8.35	1,11	0,89
	6	1,55	9,9	1,05	0,85
	7	1,55	11,45	0,99	0,80
	8	1,55	12,95	0,95	0,76
Lớp 3	9	1,5	14,45	0,91	0,67
	10	1,5	15,95	0,88	0,65
	11	1,5	17,45	0,85	0,63
	12	1,5	18,95	0,82	0,61
	13	1,5	20,45	0,79	0,59
	14	1,5	21.95	0,77	0,57
	15	1,5	23,45	0,75	0,55
	16	1,5	24,95	0,73	0,54
	17	1,5			
	18	1,5			

Độ lún tổng cộng của công trình : $\sum S_i = 11,38$ (cm)

Độ sâu lớp đất khi ứng suất < 0,2 ứng suất do trọng lượng bản thân gây ra là $H = 24,95$ (m).

Tính độ lún theo % công trình: $S = \frac{\sum S_i}{h} = \frac{11,38}{970} \cdot 100\% = 1,17\%$

Theo quy phạm độ lún cho phép của công trình $S_{gh} \leq 7\%$. Vậy ổn định lún của công trình đảm bảo.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

- Đề tài đã trình bày các phương pháp và quy phạm tính toán các kích thước cơ bản của đê chắn cát mái nghiêng.

- Đề tài đã tính toán kiểm chứng với công trình thực tế (Đê chắn cát Cửa Lò), tính toán theo 2 tiêu chuẩn, so sánh kết quả và đưa ra khuyến cáo cho người thiết kế cũng như các nghiên cứu về sau này.

- Về tính toán các kích thước cơ bản của đê chắn cát mái nghiêng: Hiện nay có rất nhiều công thức xác định các kích thước cơ bản đê mái nghiêng, trong đó nhiều công thức được đưa vào các quy phạm thiết kế của nhiều nước. Mọi công thức đều được xây dựng trên cơ sở thực nghiệm, đều phụ thuộc vào thông số sóng, taluy, vật liệu chế tạo và đặc trưng hình dạng kích thước loại khối.

So sánh các phương pháp và quy phạm tính

Chỉ tiêu so sánh	Các phương pháp tính và quy phạm cũ	SPM 1984 và CEM 2000
Các công thức tính toán kích thước cơ bản	- Chỉ xét với các kết cấu cơ bản, ít công thức. - Kết quả lớn hơn, thiên về độ an toàn cho công trình.	- Nghiên cứu đa dạng, nhiều loại kết cấu. - Kết quả nhỏ hơn.

- Xét về các phương pháp tính toán, có thể thấy SPM 1984 và CEM 2000 cung cấp nhiều công thức tính của các tác giả khác nhau, các hệ số trong các công thức tính cũng được mô tả chi tiết hơn thông qua các hàm xấp xỉ.

Từ những nhận xét trên, khi thiết kế tính toán, người thiết kế cần lựa chọn đúng loại kết cấu đáp ứng được yêu cầu khai thác và sử dụng. Đồng thời đối với mỗi loại kết cấu, việc lựa chọn hợp lý các công thức và phương pháp tính toán phù hợp là hết sức cần thiết.

Tuy nhiên, do điều kiện thời gian nên đề tài còn một số hạn chế sau:

- Chưa có điều kiện phân tích sự khác biệt giữa các công thức trong việc tính toán công trình đê mái nghiêng theo các phương pháp tính và quy phạm khác nhau như 22TCN 222-95, SPM1984, CEM 2000...

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Phạm Văn Giáp, Nguyễn Hữu Đầu, Nguyễn Ngọc Huệ, Đinh Đình Trường (2000). *Bể cảng và đê chắn sóng*. NXB Xây dựng
2. Phạm Văn Giáp, Nguyễn Ngọc Huệ, Đinh Đình Trường (2004). *Sóng biển đối với cảng biển*. NXB Xây dựng.
3. Nguyễn Tiến Lam (2008). *Tính các đặc trưng sóng từ gió theo SPM 1984*. Khoa kỹ thuật bờ biển Đại học Thủy Lợi.
4. Hồ Ngọc Luyện (1999). *Đê chắn sóng*. Bài giảng Cao học. Trường ĐHXDHN.
5. Đào Văn Tuấn (2005). *Công trình bảo vệ bờ biển và đê chắn sóng*, Trường Đại học Hàng hải Việt Nam.
6. Ban quản lý dự án các công trình NN&PTNT (2004). *Dự án chống xói lở bờ đảo Đình Vũ*. Trung tâm Tư vấn PTCN Xây dựng Hàng Hải.
7. 22TCN 222-95. *Tải trọng và tác động (do sóng và tàu) lên công trình thủy. Tiêu chuẩn thiết kế (1995)*. Bộ Giao thông Vận tải.
8. 14TCN 130-2002. *Hướng dẫn thiết kế đê biển (2002)*. Bộ Nông nghiệp và Phát triển nông thôn Việt Nam.
9. Krystian W. Pilarczyk (1998). *Dikes and revetments: Design, maintenance and safety assessment*. Rotterdam.
10. Krystian W. Pilarczyk, Ryszard B. Zeidler. *Offshore breakwaters and shore evolution control*. Rotterdam 1996.
11. Krystian W. Pilarczyk, Ryszard B. Zeidler (1993). *Offshore breakwaters and pocket beaches*. Gdansk-Delft.
12. Richard Silvester (1974) *Coastal engineering: Sedimentation, estuaries, tides, effluents, and modelling*. New York.
13. US Army (2000). *Coastal engineering manual*. Washington, DC.
14. US Army (1992). *Coastal groins and nearshore breakwaters*. Washington, DC.