

**TRƯỜNG ĐẠI HỌC HÀNG HẢI VIỆT NAM**  
**KHOA CÔNG TRÌNH**



**THUYẾT MINH**  
**ĐỀ TÀI NCKH CẤP TRƯỜNG**

**ĐỀ TÀI**  
**NGHIÊN CỨU KHOA HỌC**

**NGHIÊN CỨU MỘT SỐ HÌNH THỨC ĐÊ QUAI LẤN BIÊN,**  
**ỨNG DỤNG CHO ĐÊ QUAI TIÊN LÃNG**

**Chủ nhiệm đề tài: PGS.TS. NGUYỄN VĂN NGỌC**

**Hải Phòng, tháng 4/2016**

## Mục lục

Mục lục .....	i
Danh sách bảng biểu .....	ii
Danh sách hình ảnh .....	iii
Danh sách thuật ngữ, chữ viết tắt.....	iv
<b>Mở đầu.....</b>	<b>1</b>
1. Tính cấp thiết của đề tài .....	1
2. Tổng quan về tình hình nghiên cứu thuộc lĩnh vực đề tài .....	1
3. Mục đích của đề tài .....	1
4. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu .....	1
5. Phương pháp nghiên cứu .....	1
6. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn .....	1
<b>Chương 1 .....</b>	<b>2</b>
1.1 Kết cấu đô truyền thống tại Việt Nam .....	2
1.2 Kết cấu đô khu kinh tế Nam Đình Vũ.....	3
1.3 Nhận xét các phương án kết cấu được sử dụng .....	11
<b>Chương 2 .....</b>	<b>13</b>
2.1 Tính toán đô mái nghiêng .....	13
2.2 Tính toán đô thẳng đứng .....	35
2.3 Đề xuất giải pháp kết cấu mới .....	43
<b>Chương 3 .....</b>	<b>45</b>
3.1 Giới thiệu về dự án [2].....	45
3.2 Các số liệu phục vụ cho tính toán [2] .....	45
3.3 Một số phương án đề xuất trên hội thảo .....	50
3.4 Tính toán thử nghiệm chia kích thước khối và bố trí khối .....	54
3.5 Khái toán kinh phí xây dựng.....	56
3.6 Kết luận và kiến nghị .....	56
<b>Tài liệu tham khảo .....</b>	<b>60</b>

## Danh sách bảng biểu

Bảng 2.1: Các tác động chính của sóng vào mái nghiêng .....	13
Bảng 2.2: Hệ số $K_v$ .....	17
Bảng 2.3: Giá trị $P_{rel}$ (kpa) .....	17
Bảng 2.4: Hệ số $\xi$ của Kanarski.....	19
Bảng 2.5: Các hệ số $k_1$ ; $k_2$ và $k$ .....	22
Bảng 2.6: Hệ số $k_v$ .....	22
Bảng 2.7: Hệ số $k_p$ .....	22
Bảng 2.8: Hệ số $k$ .....	23
Bảng 2.9: Hệ số $n$ .....	25
Bảng 2.10: Hệ số $k_{fr}$ của công thức 2.38 .....	26
Bảng 2.11: Hệ số $k_{fr}$ của công thức 2.40 .....	26
Bảng 2.12: Hệ số $k_d$ của công thức 2.41 .....	27
Bảng 2.13: Hệ số $k_{rr}$ cho công thức 2.42 .....	27
Bảng 2.14: Hệ số $k$ cho công thức 2.43 .....	28
Bảng 2.15: Giá trị $S$ của công thức Vander - Meer's .....	29
Bảng 3.1: Chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất .....	49

## Danh sách hình ảnh

Hình 1.1: Mặt cắt ngang điển hình và mặt bằng kết cấu đê biển Hải Hậu .....	2
Hình 1.2: Giải pháp kết cấu đê đất.....	3
Hình 1.3: Mặt cắt ngang đê đất, thi công thân đê bằng các túi cát bằng vải địa kỹ thuật.....	3
Hình 1.4: Kết cấu bảo vệ đê đất bằng đá lát khan .....	4
Hình 1.5: Cầu kiện Basalton .....	5
Hình 1.6: Cầu kiện Hydro-blocks .....	5
Hình 1.7: Cầu kiện TSC.....	6
Hình 1.8: Cầu kiện Âm dương.....	6
Hình 1.9: Chân đê kiểu nổi và kiểu chìm .....	7
Hình 1.10: Chân đê kiểu mũi cắm sâu .....	8
Hình 1.11: Chân đê kiểu cọc và chân đê bằng ống buy.....	8
Hình 1.12: Giải pháp kết cấu đê đá đổ.....	8
Hình 1.13: Kết cấu đê đá đổ có sử dụng kết cấu bảo vệ mặt đê .....	9
Hình 1.14: Giải pháp kết cấu đê tường cọc .....	9
Hình 1.15: Kết cấu đê mái nghiêng .....	10
Hình 1.16: Kết cấu đê kết hợp .....	10
Hình 1.17: Kết cấu đê hỗn hợp cải biến .....	11
Hình 1.18: Kết cấu đê tường cọc có hàng cọc xiên trước.....	11
Hình 1.19: Các yếu tố ảnh hưởng đem lại lựa chọn giải pháp kết cấu hợp lý.....	12
Hình 2.1: Sự thay đổi mặt sóng khi leo lên mái đê.....	13
Hình 2.2: Quỹ đạo parabol của hạt nước rơi xuống mái đê.....	15
Hình 2.3: Biểu đồ áp lực sóng lên mái nghiêng .....	17
Hình 2.4: Biểu đồ áp lực sóng đẩy nổi .....	18
Hình 2.5: Đồ thị xác định $k_1$ của hai công thức (2.29).....	23
Hình 2.6: Đồ thị xác định $k_1$ của hai công thức (2.32) và (2.33) .....	24
Hình 2.7: Biểu đồ phân bố tốc độ dội của sóng vào mái đê .....	24
Hình 2.8: Các khía cạnh trượt, mất ổn định của đê mái nghiêng .....	31
Hình 2.9: Sơ đồ tính trượt cung tròn công trình bảo vệ cảng mái nghiêng .....	32
Hình 2.10: Sơ đồ xác định tâm trượt ban đầu .....	34
Hình 2.11: Sơ đồ kiểm tra trượt phẳng của công trình bảo vệ cảng mái nghiêng .....	34
Hình 2.12: Các biểu đồ áp lực sóng lên tường chắn sóng thẳng đứng khi sóng rút .....	35

## Danh sách hình ảnh

---

Hình 2.13: Tải trọng tác dụng lên công trình trọng lực tường đứng .....	36
Hình 2.14: Biểu đồ ứng suất theo mặt phẳng tiếp xúc giữa công trình và lớp đệm đá .....	37
Hình 2.15: Biểu đồ ứng suất theo mặt phẳng tiếp xúc tầng đệm đá và đất nền .....	38
Hình 2.16: Sơ đồ tính ổn định theo phương pháp mặt trượt cung tròn .....	40
Hình 2.17: Sơ đồ phát triển biến dạng dẻo (theo Jaropolski) .....	41
Hình 2.18: Sơ đồ chịu lực của cọc bị mặt trượt cắt qua .....	43
Hình 2.19: Sơ đồ tải trọng tác động lên công trình móng nông .....	43
Hình 2.20: Sơ đồ tải trọng tác dụng lên công trình móng sâu .....	44
Hình 2.21: Chịu lực kết cấu khối nông.....	44
Hình 3.1: Mặt bằng phương án tuyến 3 (phương án chọn).....	51
Hình 3.2: Mặt cắt ngang đê đất.....	52
Hình 3.3: Mặt cắt ngang đê đá đổ.....	52
Hình 3.4: Mặt cắt ngang đê bằng hệ thống ống BTCT.....	53
Hình 3.5: Ứng dụng khối BTCT rỗng cho đê quay Tiên Lãng .....	53
Hình 3.6: Sơ đồ kiểm tra ổn định trượt cung tròn .....	55
Hình 3.7: Tính toán kiểm tra ổn định theo Geoslope .....	36

## Danh sách thuật ngữ, chữ viết tắt

HDD - hệ hải đồ  
BTCT - bê tông cốt thép  
BTCT UST - bê tông cốt thép ứng suất trước  
 $\lambda$  - chiều dài sóng  
 $\alpha$  - góc nghiêng của kè  
MNTT - mực nước tính toán  
h - chiều cao sóng  
m - mái dốc  
 $\rho$  - tỷ trọng nước (dung trọng nước)  
g - gia tốc trọng trường  
 $\delta$  - độ dốc của sóng  
 $\gamma$  - góc hợp giữa mái dốc đê và mặt nước của sóng leo  
nc - hệ số tổ hợp tải trọng;  
n - hệ số vượt tải;  
md - hệ số phụ điều kiện làm việc;  
kn - hệ số bảo đảm;  
m - hệ số điều kiện làm việc;  
 $\sigma_c$  - cường độ áp lực chủ động;  
 $\sigma_b$  - cường độ áp lực bị động;  
MNTK - mực nước thiết kế

# Mở đầu

## 1. Tính cấp thiết của đề tài

Việt Nam có hệ thống sông ngòi dày đặc; chỉ tính những con sông có chiều dài trên 10km, có khoảng 2.500 con sông. Mật độ sông ngòi trung bình là 0,6 km/km<sup>2</sup>, vùng dày đặc nhất (đồng bằng sông Hồng và sông Cửu Long) đạt 4 km/km<sup>2</sup>. Dọc theo bờ biển dài hơn 3.200km, có hàng trăm cửa sông mang theo hàng triệu m<sup>3</sup> phù sa đổ ra biển, tạo nên những bãi bồi rộng lớn lấn ra phía biển hàng chục mét trong một năm, đặc biệt là vùng sông Hồng và sông Cửu Long.

Từ xa xưa cha ông ta đã biết đắp đê quai trên những bãi bồi này, tạo thành những diện tích lớn phục vụ cho canh tác nông nghiệp, nuôi trồng thủy sản. Tuy nhiên việc đắp đê quai lấn biển trước đây thường được thực hiện trên những diện tích bãi bồi nổi cao, đã ổn định; vì vậy kết cấu đê quai thường là đê đất, thời gian thi công kéo dài trong nhiều năm.

Với công trình đê quai lấn biển Tiên Lãng nhằm phục vụ cho xây dựng sân bay quốc tế diện tích mặt bằng khoảng 4.500ha, tuyến đê quai dài hơn 22km, qua những khu vực sâu tới -1,5m (hệ Hải đồ (HHĐ)), yêu cầu thi công ngắn, đã đặt ra yêu cầu phải nghiên cứu giải pháp kết cấu có khả năng thi công nhanh, đảm bảo yêu cầu kỹ thuật trong thi công, trong khai thác nhưng phải có giá thành rẻ, chính là đòi hỏi đặt ra đối với nghiên cứu của đề tài.

## 2. Tổng quan về tình hình nghiên cứu thuộc lĩnh vực đề tài

Tại Việt Nam, đê quai lấn biển truyền thống chủ yếu là đê đất, sau đó là đê đá đổ. Mới đây đã có một số đề xuất kết cấu đê sử dụng ống Geotube [2], đê đá kết hợp với tường góc trên nền cọc [5]. Qua tính toán cho thấy có loại đê kết hợp cho hiệu quả kinh tế, song tác giả muốn tìm kiếm một giải pháp kết cấu mới nhằm đem lại hiệu quả kinh tế kỹ thuật cao hơn nữa.

## 3. Mục đích của đề tài

Mục đích của đề tài là tìm ra giải pháp kết cấu mới có chất lượng về kinh tế kỹ thuật ứng dụng cho công tác đắp đê quai lấn biển nói chung và Tiên Lãng nói riêng.

## 4. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

Đối tượng nghiên cứu là đê quai để ổn định các bãi bồi phục vụ cho công tác san lấp, xây dựng trên diện tích các bãi bồi.

## 5. Phương pháp nghiên cứu

Nghiên cứu lý thuyết kết hợp tính toán thử nghiệm để kiểm chứng kết cấu đề xuất.

## 6. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn

Đắp đê quai lấn biển là công việc hết sức phức tạp, vì kết cấu đê chịu tác động trực tiếp của sóng, dòng chảy, nước dâng v.v... Các đê quai trước đây cha ông chúng ta thực hiện thi công thường trên những vùng bãi bồi nổi cao, vì vậy có thể lợi dụng thủy triều để thi công trong điều kiện không ngập nước. Với đê Tiên Lãng có nhiều đoạn đê qua những vùng thường xuyên ngập nước với độ sâu lớn, những vùng này khi thủy triều cao chịu tác động rất mạnh của sóng và dòng chảy, việc thi công sẽ cực kỳ khó khăn nếu như vẫn sử dụng các dạng kết cấu đê đất như trước đây; nếu sử dụng đê đá đổ việc thi công sẽ thuận lợi hơn, nhưng sẽ rất tốn kém. Rõ ràng nếu sử dụng các kết cấu đê truyền thống như đê đất, đê đá sẽ dẫn đến khó khăn trong thi công, hoặc sẽ rất tốn kém. Từ thực tế như vậy việc tìm giải pháp kết cấu mới chính là việc làm khoa học nhằm giải quyết yêu cầu thực tế đặt ra.

Chương 1

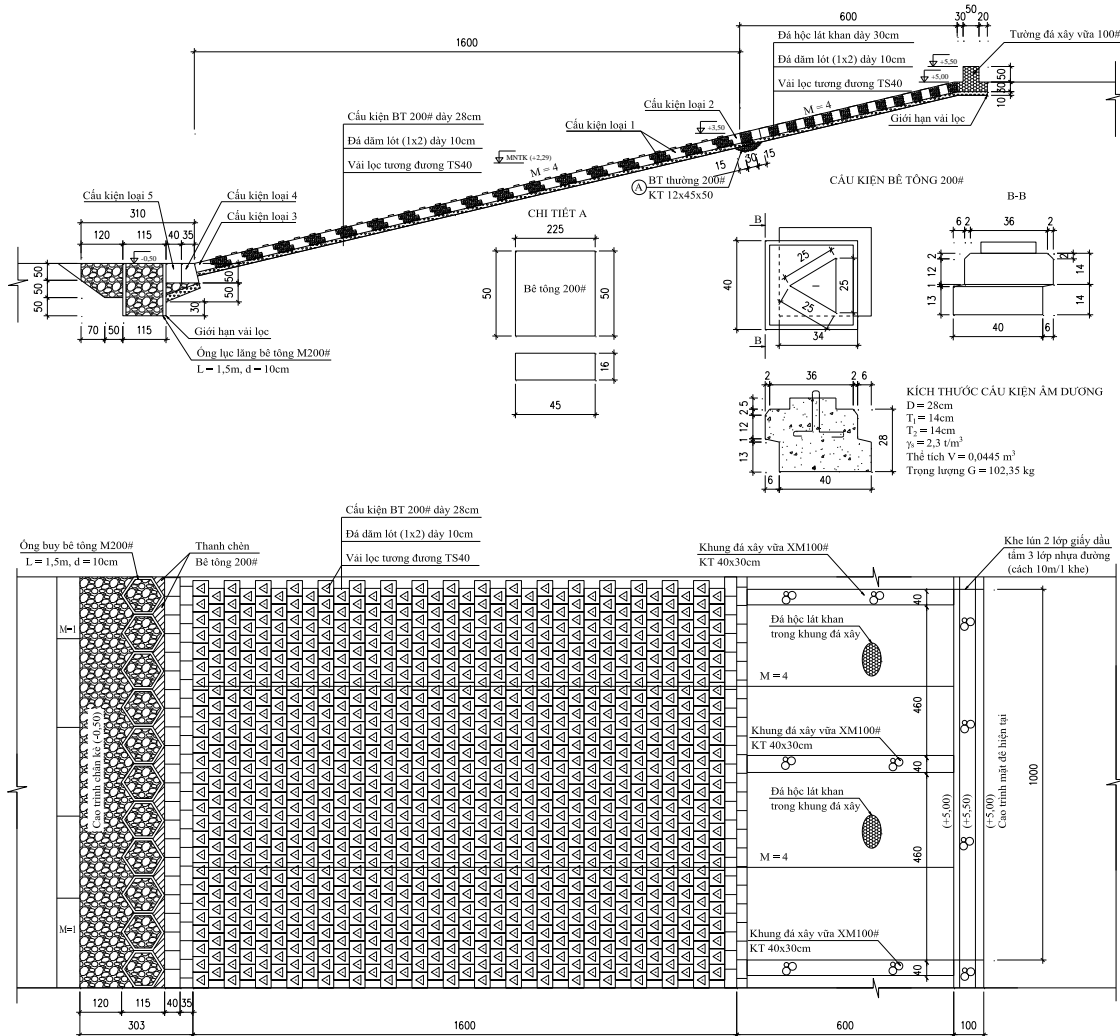
# Tổng quan về kết cấu đê quay lấn biển

## 1.1 Kết cấu đê truyền thống tại Việt Nam

Việc đắp đê lấn biển đã được thực hiện khá sớm tại Việt Nam, song đặc biệt được chú trọng và phát triển mạnh vào thời kỳ quay đê lấn biển của Nguyễn Công Trứ. Cứ vài chục năm tuyến đê mới lại được hình thành tại những vùng bãi bồi nổi cao, ổn định. Các tuyến đê quay được bồi đắp tôn tạo trong nhiều năm hình thành các tuyến đê biển như hiện nay.

Kết cấu đê ban đầu được đắp bằng đất khai thác tại chỗ, trước đây thường không có lớp kết cấu bảo vệ mặt đê phía biển, vì vậy thường bị hư hỏng do tác động của sóng khi triều cường, nước dâng do bão. Sau này lớp mặt được quan tâm bảo vệ bằng những dạng kết cấu khác nhau, cho đến nay sử dụng phổ biến là kết cấu đá lát khan, đá học xây, các tấm và khối bê tông vữa chèn với nhiều hình thức rất đa dạng.

Trên hình 1.1 thể hiện kết cấu bảo vệ mặt ngoài đê biển Hải Hậu, Giao Thủy, tỉnh Nam Định; chọn hình thức lát mái dốc đê bằng các tấm bê tông M300, liên kết với nhau theo hình thức “âm - dương”, đây là kết cấu bảo vệ mặt đê được đánh giá là thành công (theo kết quả đánh giá trong tổng kết 5 năm xây dựng, cải tạo, nâng cấp hệ thống đê biển từ Quảng Ninh đến Quảng Nam).



Hình 1.1: Mặt cắt ngang điển hình và mặt bằng kết cấu đê biển Hải Hậu

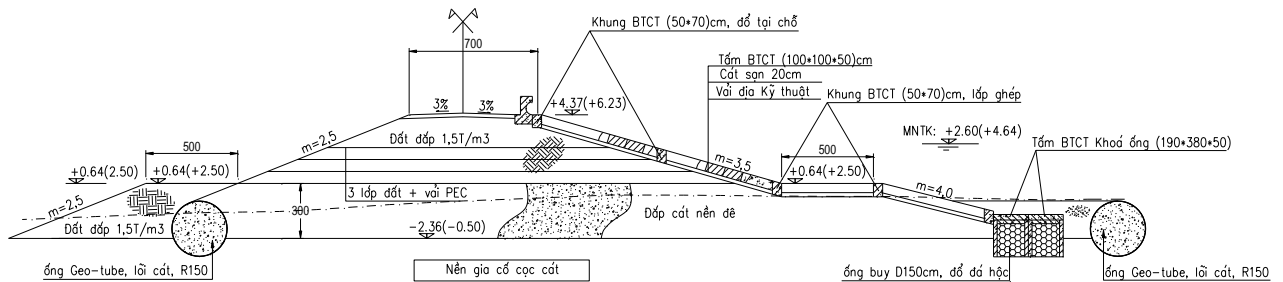


## 1.2 Kết cấu đê khu kinh tế Nam Đình Vũ

Điểm đặc biệt các khu kinh tế hình thành do lấn biển, đó là diện tích lớn, tuyến đê qua những vùng có độ sâu thường xuyên ngập nước, tác động mạnh của môi trường. Cụ thể khu kinh tế Nam Đình Vũ có diện tích 1.983ha; chiều dài tuyến đê 14.897m, với cao độ địa hình  $\pm 0,0 \div 1,8\text{m}$  (HHĐ), chịu tác động của sóng trong trường hợp triều cường, nước dâng do bão, với chiều cao từ 2,5 ÷ 3,4m, vì vậy đặt ra yêu cầu cần phải tìm kiếm giải pháp kết cấu đê sao cho vừa đảm bảo kỹ thuật với chi phí đầu tư là thấp nhất, đã có 7 phương án đề xuất để xem xét lựa chọn.

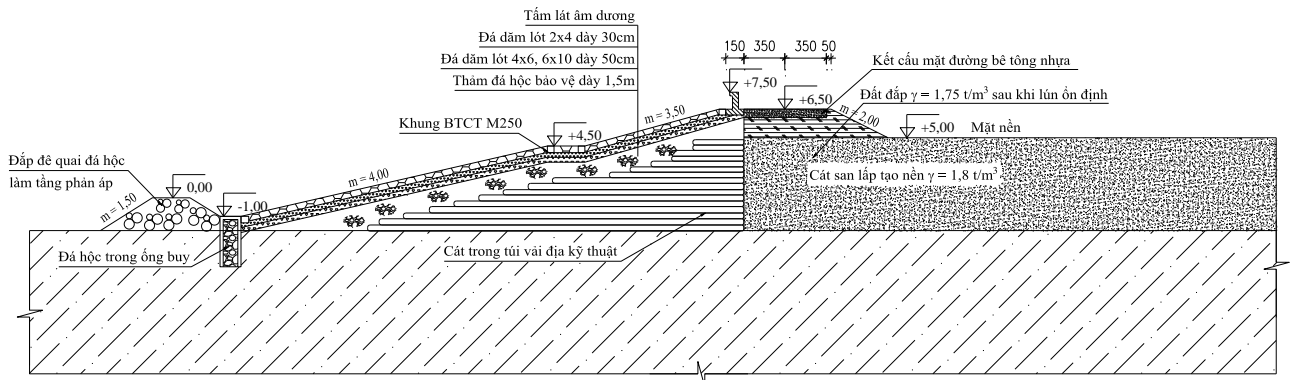
### 1.2.1 Giải pháp kết cấu đê đất

Hình 1.2 là kết cấu đê đất do [7] đề xuất. Nhằm thỏa mãn điều kiện ổn định và giảm tác dụng của sóng, mái dốc phía biển sử dụng 2 độ dốc  $m = 4,0$  và  $m = 3,5$ ; giữa 2 mái dốc có cơ đê rộng 5m. Mái dốc phía trong  $m = 2,5$ . Ngoài ra chân đê còn được chặn bởi ống Buy D150 đổ đá học, ống Geo-tube lõi cát R150. Mặt đê được bảo vệ dưới tác động của sóng là các tấm bê tông cốt thép (BTCT) kích thước (100x100x50)cm lắp ghép trong các khung BTCT.



Hình 1.2: Giải pháp kết cấu đê đất

Khắc phục nhược điểm của đê đất trong thi công việc đắp đất rất khó khăn trong điều kiện ngập nước, chịu tác động của sóng, dòng chảy; các nhà thiết kế đã đưa ra các giải pháp khác nhau: sử dụng các túi cát bằng vải địa kỹ thuật, hoặc dùng các ống Geotube lõi cát để đắp thân đê (hình 1.3).



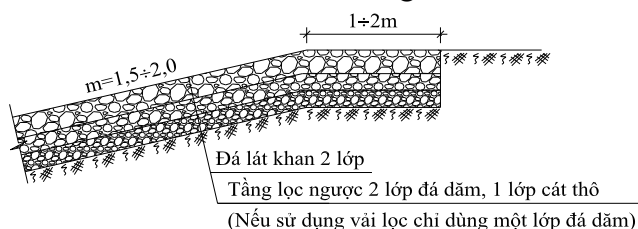
Hình 1.3: Mặt cắt ngang đê đất, thi công thân đê bằng các túi cát bằng vải địa kỹ thuật

### 1.2.1.1 Kết cấu bảo vệ mái đê

Vật liệu đất đắp không có khả năng chịu tác động của sóng và dòng chảy, mặt khác trên nền địa chất yếu đê sẽ bị lún nhiều do lún thân đê và lún của nền. Với các đê bảo vệ khu kinh tế không cho phép thi công kéo dài, vì vậy phải xử lý nền làm tăng kinh phí đầu tư. Bảo vệ mái đê, hiện có rất nhiều giải pháp kết cấu, tùy theo điều kiện thực tế để lựa chọn.

1) **Đá học đổ rời:** là biện pháp thi công đơn giản, cơ giới hóa cao nhưng tốn nhiều đá và kém mỹ quan. Giải pháp này cho kết quả tốt khi khai thác được đá bảo đảm kích thước và trọng lượng. Trọng lượng đá được xác định từ điều kiện ổn định của viên đá dưới tác dụng của sóng và dòng chảy. Kích thước viên đá chọn cần đảm bảo tỷ lệ giữa kích thước lớn nhất và nhỏ nhất không lớn hơn 3.

2) **Đá học lát khan:** các viên đá được thi công sát nhau đảm bảo khe hở không lớn hơn 5cm. Các khe hở này được chèn bằng các viên đá có kích thước bé. Bề mặt đá lát khan tương đối bằng phẳng, có mỹ quan. Lát khan được coi là đạt yêu cầu kỹ thuật khi không nhấc được một viên đá riêng lẻ lên hay không dịch chuyển được các viên đá, phần lõm của bề mặt trên chiều dài 2m không lớn hơn 0,1d (d là đường kính danh nghĩa của viên đá). Để đề phòng phong hóa và phá hoại do lún người ta chỉ tiến hành lát đá sau khi độ lún công trình đã tắt. Lát khan có thể thực hiện một lớp hoặc hai lớp. Nếu lát bằng hai lớp thì lớp đá trên có kích thước lớn hơn lớp dưới. Để phân bố đều áp lực trên mái dốc và bảo vệ được vật liệu trong đoạn gia cố, dưới lớp đá lát khan có cấu tạo lớp đá dăm và tầng lọc ngược. Các khe lún được bố trí với khoảng cách từ 15÷20m (hình 1.4).



Hình 1.4: Kết cấu bảo vệ đê đất bằng đá lát khan

3) **Đá xây:** ở những nơi có tác động mạnh của sóng và dòng chảy, kích thước viên đá yêu cầu lớn thì phải sử dụng kết cấu đá xây. Đối với đá lát khan, các khe hở được chèn bằng các viên đá nhỏ sau đó chít các khe hở bằng vữa; còn đối với đá xây người ta đổ vữa rồi đặt viên đá lên xây. Do các viên đá được gắn kết cứng vào với nhau, nền đất phải ổn định mới xây. Đá được xây trong các khung bê tông nhằm tăng khả năng chịu lực và khắc phục lún cục bộ. Dưới lớp đá xây cấu tạo lớp đệm đá dăm kết hợp với vải lọc, bố trí ống thoát nước hợp lý để thoát nước phía trong.

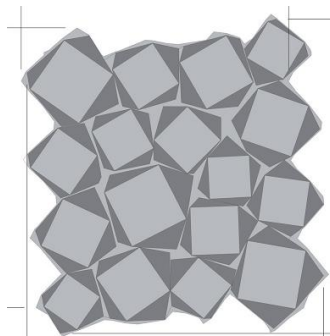
4) **Bê tông đổ tại chỗ:** bê tông đổ tại chỗ có thể thực hiện được trên mái dốc  $m=1\div2,5$ . Tùy theo khoảng cách giữa các khe của kết cấu từ 3÷4m, diện tích mỗi ô từ 2,5÷4 m<sup>2</sup>. Khe kết cấu rộng từ 2÷3cm chạy ngang và chạy dọc theo bờ; khe nhiệt cách nhau từ 20÷30m. Dưới lớp bê tông cũng có cấu tạo tầng lọc ngược hoặc vải lọc.

5) **Bê tông cốt thép đổ tại chỗ:** được sử dụng ở những vùng có sóng và dòng chảy lớn. Tỷ lệ cốt thép bố trí theo hai phương từ 0,3÷0,5%.

6) **Bê tông đúc sẵn:** được sản xuất tại nơi thuận tiện, sau đó vận chuyển đến nơi xây dựng, vì vậy thuận tiện cho thi công, chất lượng các tấm bê tông bảo đảm, tiêu hao vật liệu ít hơn so với bê tông đổ tại chỗ. Hình thức các tấm bê tông đúc sẵn rất đa dạng; hình chữ nhật, hình vuông, hình lục lăng v.v... Kích thước của tấm được xác định từ điều kiện ổn định và chống đẩy nổi. Các tấm bê tông được liên kết với nhau theo kiểu liên kết mềm, chúng cũng có thể được nối với nhau bằng dây cáp, cốt thép chờ hoặc các khớp. Lớp đệm dưới các tấm bê tông có chiều dày từ 15÷20cm có tầng lọc ngược dọc theo các khe hở. Sau đây là 4 loại kết cấu bê tông đúc sẵn điển hình:

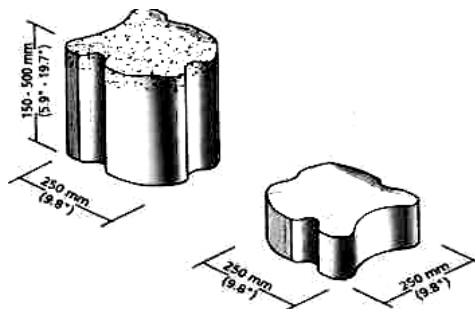
a) **Cấu tạo một số cấu kiện đúc sẵn**

- **Cấu kiện Basalton:** những cấu kiện này được sản xuất bằng máy dưới áp suất nhất định trong một nhà máy với sự kiểm soát cao về môi trường. Theo cách sản xuất này, nước không được cho vào nên tất cả độ ẩm sẽ sinh ra từ cát, do vậy sản xuất được những cấu kiện bê tông có chất lượng cao. Theo hàng thẳng, các cấu kiện có thể liên kết với nhau ở 4 cạnh, nhưng ở góc, điểm đầu và điểm cuối phẳng nên các cột cấu kiện chỉ liên kết với nhau ở 2 cạnh. Chiều cao mỗi cấu kiện từ 15cm đến 50cm, 1m<sup>2</sup> được lắp ghép từ 18 cấu kiện. Các cấu kiện này được lắp ghép bằng cần cẩu (hình 1.5).



Hình 1.5: Cấu kiện Basalton

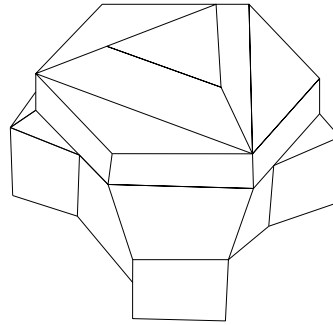
- **Cấu kiện Hydro-blocks:** Cấu kiện này có ưu điểm tăng ổn định do ma sát. Chúng được sản xuất trong nhà máy có sự kiểm soát chặt chẽ, đảm bảo chất lượng cao. Hình dạng cấu kiện Hydro-blocks cho phép dễ dàng thích ứng với hình dáng khác nhau của thân đê. Với diện tích đê khoảng 1,3m<sup>2</sup>, cần khoảng 25 cấu kiện, chiều cao mỗi cấu kiện từ 15 đến 50cm (hình 1.6).



Hình 1.6: Cấu kiện Hydro-blocks

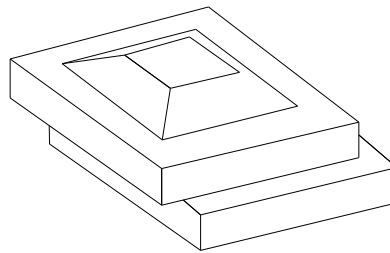
## Chương 1: Tổng quan về kết cấu đê quay lấn biển

- *Cấu kiện TSC*: Cấu kiện TSC sử dụng hệ thống khóa liên động để làm giảm sự tấn công của sóng, chúng được sản xuất ngay tại công trường. Các cấu kiện đúc sẵn này có cấu tạo như một tổ ong, kích thước khoảng 18, 26 và 30cm (hình 1.7).



Hình 1.7: Cấu kiện TSC

- *Cấu kiện Âm dương*: là cấu kiện bê tông dựa vào hệ thống khóa liên động với các cấu kiện khác để làm giảm tác động của sóng, dòng chảy. Hệ thống khóa liên động giống như những mái ngói nhà. Các cấu kiện này được sản xuất tại công trường, có kích thước cơ bản 40x40x24cm (hình 1.8).



Hình 1.8: Cấu kiện Âm dương

### **b) So sánh ưu nhược điểm các cấu kiện đúc sẵn**

- *Tính ổn định*: Basalton và Hydro-blocks ổn định được nhờ vào lực ma sát giữa các cấu kiện; hai cấu kiện này có những lỗ nhỏ, nước có thể tự do chảy qua khi chịu tác động của sóng. Hai cấu kiện TSC và Âm dương đạt được sự ổn định nhờ liên kết giữa các cấu kiện với nhau. Do hệ thống khóa liên động của các cấu kiện này mà nước biển không thể dễ dàng chảy tự do sau những đợt sóng, do đó lực đẩy sẽ cao hơn.

- *Lắp dựng cấu kiện*: Cấu kiện Hydro-blocks có một hình dạng giống nhau, chỉ cần xếp chúng mà không cần có hệ thống liên kết gì. Cấu kiện Âm dương cũng có hình dáng tương tự nhưng do đặc điểm có hệ thống khóa liên động nên được xếp thứ hai theo tiêu chí này. Xếp thứ ba là cấu kiện Basalton, loại này bao gồm 18 cấu kiện nhỏ được lắp dựng bằng máy và đảm bảo được sức mạnh của chúng. Cấu kiện TSC có đặc điểm tương tự nhưng lại có nhiều điểm liên kết cho mỗi cấu kiện. Hơn nữa cấu kiện TSC và Âm dương phải được lắp dựng bằng thủ công trong khi Hydro-blocks có thể lắp bằng thủ công và bằng máy.

- *Sửa chữa*: Cấu kiện Hydro-blocks bao gồm nhiều cột có hình dáng giống nhau nên việc thay thế những cấu kiện bị hư hỏng là rất dễ dàng. Cấu kiện Basalton cũng là cấu

## Chương 1: Tổng quan về kết cấu đê quay lấn biển

kiện cốt ma sát, nhưng khó thay thế, sửa chữa vì có tới 18 cấu kiện khác nhau trong mỗi diện tích  $1,3\text{m}^3$ ; nếu một cấu kiện bị hư hỏng, sẽ rất khó để sửa chữa, thay thế. Cấu kiện Âm dương và cấu kiện TSC có liên kết mảng nên việc thay thế là hết sức khó khăn, ngay cả khi một cấu kiện bị hư hỏng.

- *Sử dụng vật liệu:* Các cấu kiện ma sát sử dụng nhiều vật liệu hơn so với cấu kiện liên kết. Cấu kiện Basalton và Hydro-blocks có ít nhiều giống nhau. Khoảng trống giữa các cấu kiện, Basalton có khoảng 10÷12%; khoảng trống giữa các cấu kiện, Hydro-blocks có khoảng 10÷15%. Điều đó có nghĩa là ứng với cùng một chiều cao bằng nhau, cấu kiện Basalton và Hydro-blocks sử dụng cùng một khối lượng vật liệu như nhau.

- *Sự mềm dẻo khi lắp đặt:* Cấu kiện Hydro-blocks có thể dễ dàng lắp dựng trong những đường cong chuyển tiếp và sử dụng những cấu kiện giống nhau cho những đoạn thẳng thân đê. Basalton cũng có thể được lắp dựng trong những phần cong của thân đê bằng cách sử dụng những mẫu cấu kiện uốn đặc biệt với những hàng cấu kiện có đỉnh và đáy bằng phẳng. Các cấu kiện TSC và Âm dương không phù hợp cho những đoạn cong. Trong trường hợp này thường phải bố trí thêm một số cấu kiện bê tông cốt thép để lắp vào những chỗ trống giữa các đoạn thẳng.

7) **Gia cố bằng bitum:** Vật liệu bitum và các chế phẩm của nó được sử dụng ngày càng nhiều để gia cố mái đê đất do tính đàn hồi, chống thấm và thi công đơn giản. Có nhiều hình thức để gia cố bằng bitum như đá dăm thấm nhập nhựa, bê tông atphan.

### 1.2.1.2 Kết cấu chân đê đất (chân khay)

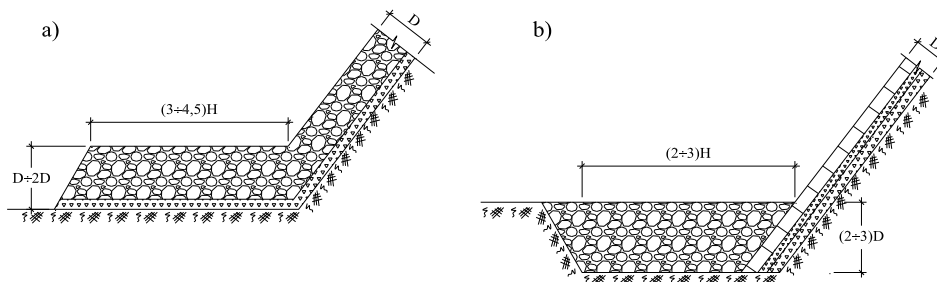
Để đảm bảo ổn định cho đê đất, cần lựa chọn hình thức kết cấu chân đê hợp lý tùy thuộc tình hình xói lở, chiều cao sóng và chiều dày của thân đê.

#### 1) Chân đê nông

Tại vùng mức độ xói lở không nghiêm trọng, chân đê chỉ có nhiệm vụ chống đỡ dòng chảy tạo ra do sóng ở chân đê, thường sử dụng kết cấu đá học.

- *Kiểu chân đê nổi (lồi):* đá học được phủ phẳng trên chiều rộng  $3\div 4,5$  lần chiều cao sóng trung bình; chiều dày từ 1 đến 2 lần chiều dày lớp kè (hình 1.9a).

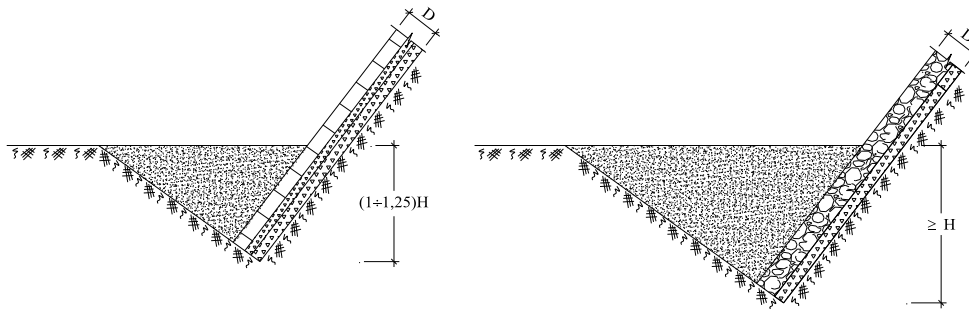
- *Chân đê kiểu chìm (lõm):* đá học hình thành chân đê hình thang ngược, ứng dụng cho vùng địa chất yếu. Bề rộng bảo vệ chân đê từ  $2\div 3$  chiều cao sóng, chiều dày từ  $2\div 3$  chiều dày lớp kè (hình 1.9b).



Hình 1.9: Chân đê kiểu nổi và kiểu chìm

2) Chân đê sâu

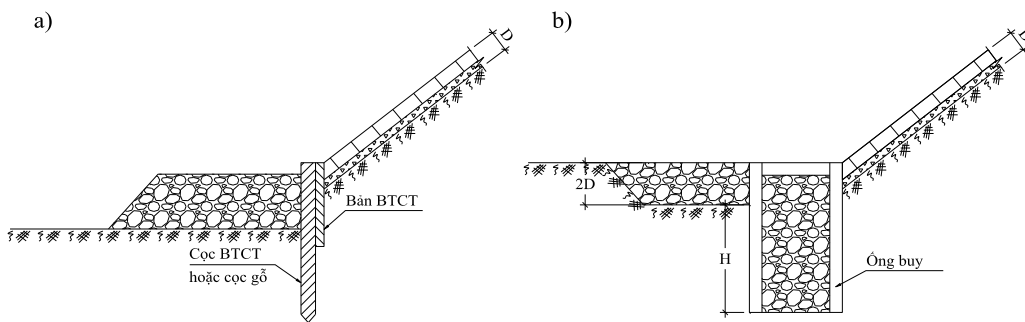
Trong vùng bãi bị xói lở mạnh, để tránh moi hằng đất nền khi mặt bãi bị xói sâu, cần sử dụng chân khay cắm sâu (hình 1.10).



Hình 1.10: Chân đê kiểu mũi cắm sâu

- Chân đê bằng cọc gỗ, cọc bê tông cốt thép: loại chân đê này được dùng khi nền đất dính để đóng cọc (hình 1.11a).

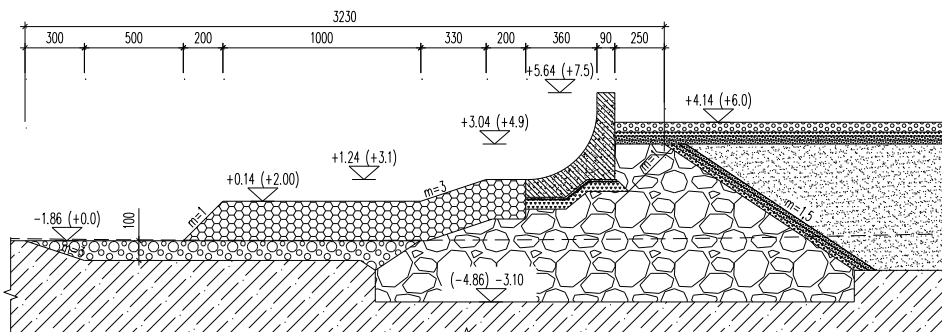
- Chân đê bằng ống buy: chân đê bằng ống buy bên trong chèn đá hoặc; hình thức này được sử dụng càng thuận lợi nếu nền là cát để dằn hạ chìm ống buy (hình 1.11b).



Hình 1.11: Chân đê kiểu cọc và chân đê bằng ống buy

1.2.2 Giải pháp kết cấu đá đổ

Hình 1.12 là giải pháp kết cấu đê đá đổ do [ ] đề xuất. Nhằm giảm chiều cao khối đá đổ, sử dụng tường hắt sóng BTCT cao 4,4m. Chân đê và mái đê được đổ bằng đá có trọng lượng lớn hơn 1t đảm bảo chịu được tác động của sóng và dòng chảy thiết kế.

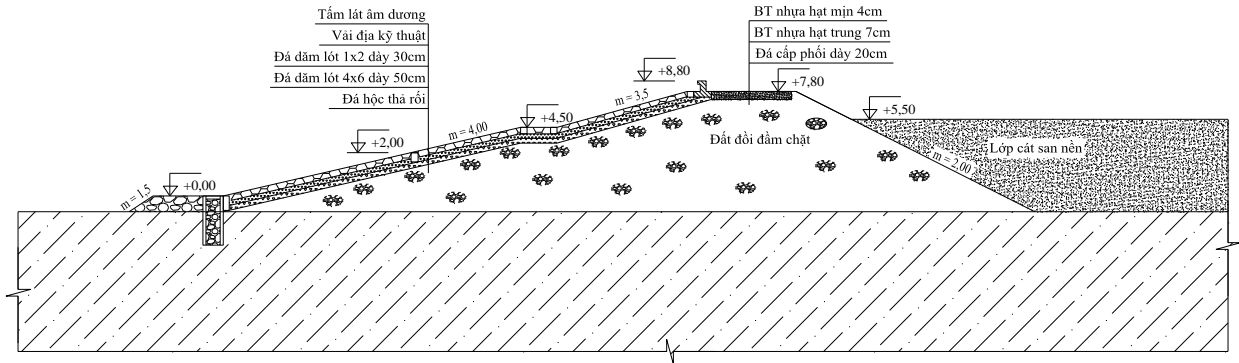


Hình 1.12: Giải pháp kết cấu đê đá đổ

Kết cấu đê đá đổ nêu trên có ưu điểm không dùng kết cấu bảo vệ mặt đê do sử dụng những viên đá có khối lượng lớn, tuy nhiên rất khó khai thác vật liệu cũng như thi công,

## Chương 1: Tổng quan về kết cấu đê quai lấn biển

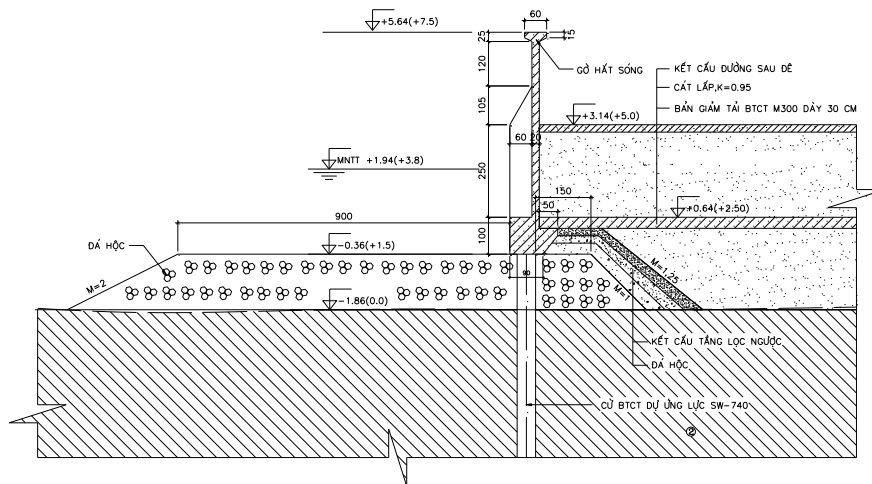
vi vậy có thể sử dụng kết cấu đê đá đổ có kết cấu bảo vệ mặt đê, như vậy đá đổ thân đê không phải sử dụng những viên đá có kích thước lớn, thuận tiện cho thi công, tuy nhiên khối lượng vật tư tăng đáng kể do phải mở rộng mặt cắt đê (hình 1.13).



Hình 1.13: Kết cấu đê đá đổ có sử dụng kết cấu bảo vệ mặt đê

### 1.2.3 Giải pháp kết cấu đê bằng tường cọc

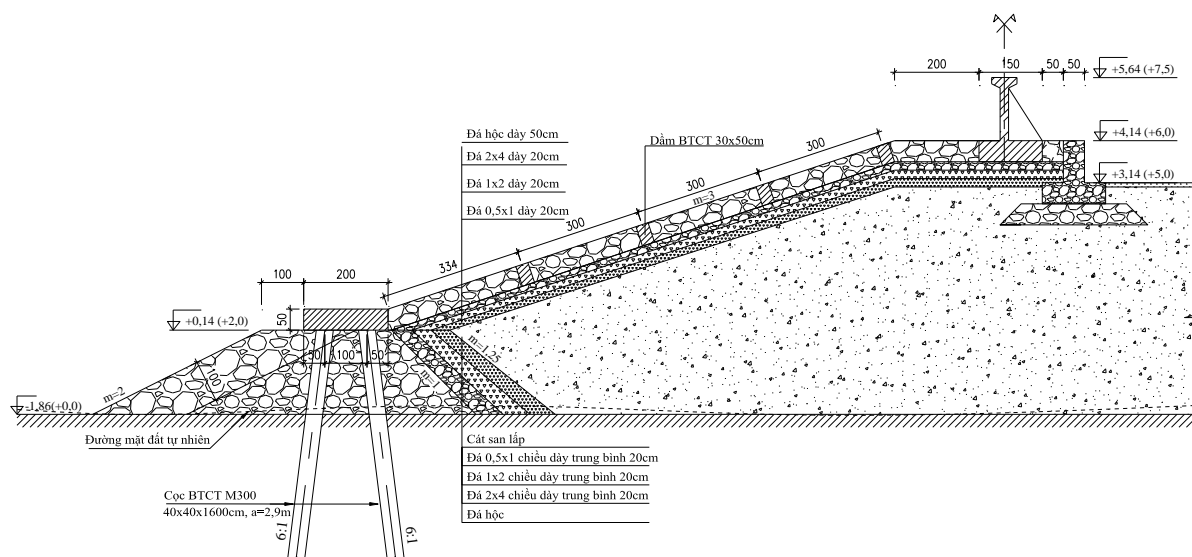
Sử dụng kết cấu tường cọc làm đê rất ít được sử dụng, do kinh phí xây dựng thường rất lớn do phải đóng rất nhiều cọc tạo thành bức tường bảo vệ khu kinh tế. Hình 1.14 là kết cấu đê tường cọc BTCT SW-740. Đây không phải là dạng kết cấu truyền thống, song là phương án kết cấu dự kiến trong qui hoạch vì vậy được đưa ra để xem xét. Với chênh lệch độ cao trước và sau đê 5,0m trong điều kiện địa chất yếu ( $\varphi = 1^{\circ}28'$ ;  $C = 0,02$  kG/cm<sup>2</sup>;  $I_s = 1,42$ ) áp lực đất bị động không thể thắng được áp lực đất chủ động, vì vậy phải sử dụng khối đá gia trọng phía trước và hệ thống giảm tải phía sau kết hợp lạng thể đá giảm tải [4], [5].



Hình 1.14: Giải pháp kết cấu đê tường cọc

### 1.2.4 Giải pháp kết cấu đê mái nghiêng

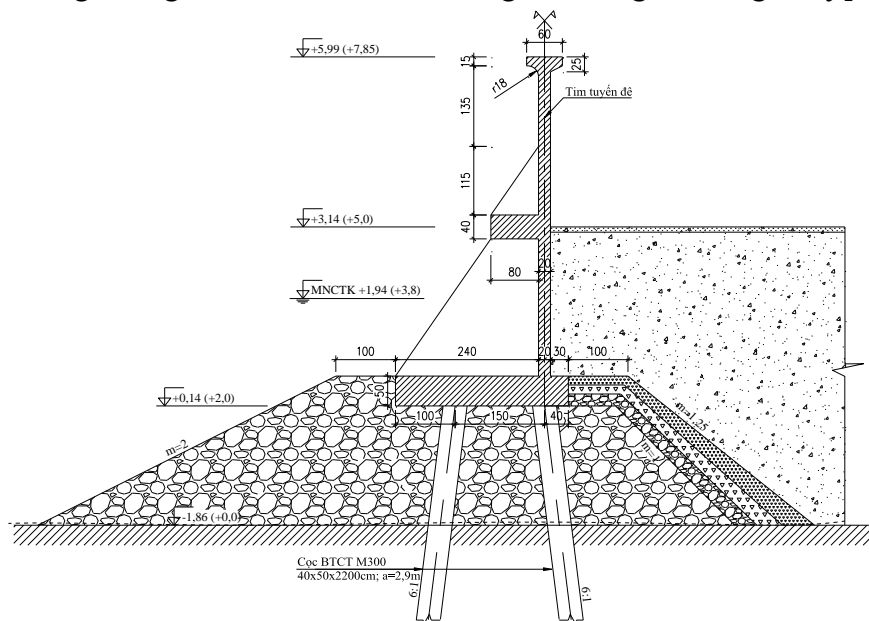
Giải pháp kết cấu đê này thực chất là đê đất, tuy nhiên chân đê sử dụng kết cấu đê đá đổ đến cao độ có thể thi công đê đất thuận tiện. Do nền địa chất yếu, sử dụng hàng cọc xiên chụm đôi với bước cọc theo chiều dọc hợp lý nhằm tăng khả năng chống trượt (hình 1.15). Với kết cấu này, thân đê có thể thi công hoàn toàn bằng cát, vì vậy cho phép đầm nén thuận lợi. Lớp mặt kết cấu đá đổ phía biển cần sử dụng mịn đá có kích thước và trọng lượng lớn để bảo vệ [4], [5].



Hình 1.15: Kết cấu đê mái nghiêng

### 1.2.5 Giải pháp kết cấu đê đá kết hợp với tường đê trên nền cọc xiên chụm đôi

Giải pháp kết cấu này hỗn hợp giữa đê đá đổ và tường chắn bê tông cốt thép trên nền cọc. Tường bê tông cốt thép có cấu tạo các gờ giảm sóng, tiêu sóng hạn chế tác động của sóng lên công trình (hình 1.16). Kết cấu đê đá đổ cần có lớp mặt sử dụng đá đổ có kích thước và trọng lượng lớn, chịu được tác động của sóng và dòng chảy[4], [5].

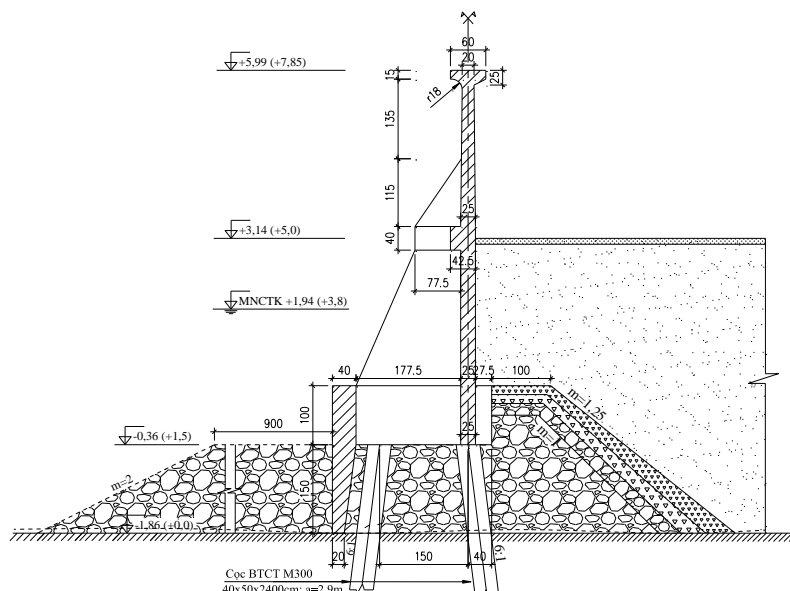


Hình 1.16: Kết cấu đê kết hợp

### 1.2.6 Giải pháp kết cấu đê hỗn hợp cải biên

Hình 1.17 là kết cấu đê hỗn hợp cải biên, đó thực chất vẫn là đê đá đổ kết hợp đê bằng tường BTCT trên nền cọc, tuy nhiên đài cọc ở đây cấu tạo dạng khung rỗng kết hợp kết cấu chắn đá nhằm có thể bù lún dễ dàng trong quá trình khai thác. Khối đá giảm tải phía trước được sử dụng rất linh hoạt tùy theo điều kiện địa hình và tác động của sóng, dòng chảy như vậy sẽ tính toán được khối lượng vật tư hợp lý góp phần giảm kinh phí đầu tư [4], [5].

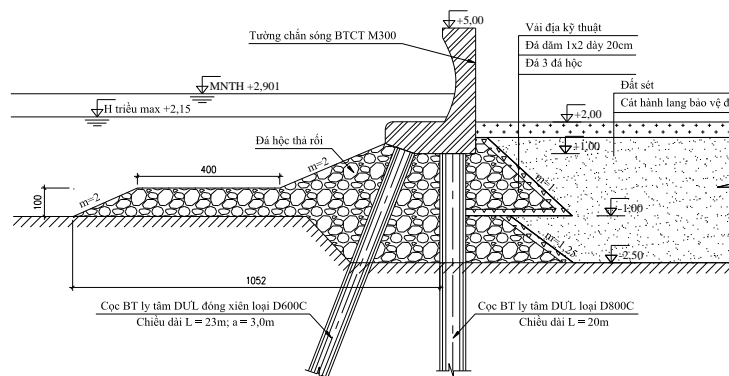




Hình 1.17: Kết cấu đê hỗn hợp cải biển

### 1.2.7 Kết cấu đê tường cọc có hàng cọc xiên trước

Đây là phương án kết cấu do [3] đề xuất thay cho phương án đề xuất trong TKCS kết cấu bao gồm tường chắn sóng cao 4m trên tường cọc ống BTCT-U<sup>ST</sup> D800 loại C; phía trước có hàng cọc chống (neo) xiên BTCT-U<sup>ST</sup> D600 dài 23m, bước cọc 3m (hình 1.18). Kết cấu tường cọc này như đã trình bày ở trên do khối lượng đóng cọc quá lớn, đặc biệt với nền địa chất yếu không có giải pháp xử lý giảm tải áp lực đất vì vậy tổng tải trọng ngang so sóng, dòng chảy kết hợp tải trọng ngang do áp lực đất rất lớn đã làm tăng kích thước kết cấu lên rất nhiều.



Hình 1.18: Kết cấu đê tường cọc có hàng cọc xiên trước

### 1.3 Nhận xét các phương án kết cấu được sử dụng

Phân tích, so sánh các phương án kết cấu đê theo các tiêu chí kinh tế, kỹ thuật, thi công, tác động môi trường, khai thác sử dụng... đã được trình bày chi tiết trong [4] ở đây chỉ rút ra một số kết luận chính như sau:

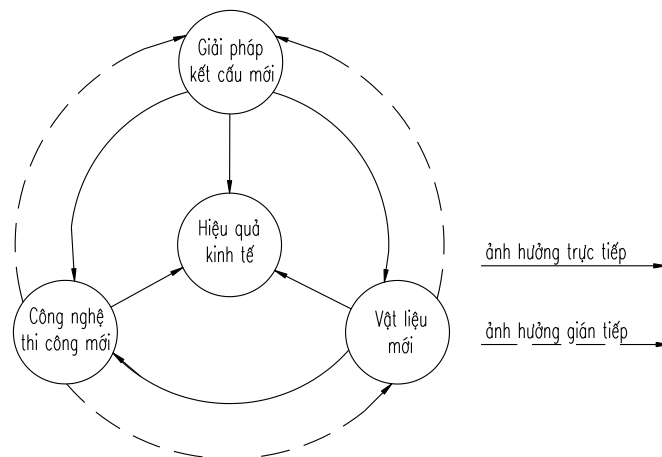
- Giải pháp kết cấu đê đất, đê đá là những kết cấu truyền thống đã được sử dụng lâu đời, vì vậy đã có được rất nhiều nghiên cứu giải pháp kết cấu bảo vệ mái đê, kết cấu chân đê, giải pháp thi công v.v... nhằm đảm bảo các yêu cầu kỹ thuật khi xây dựng trên nền

## Chương 1: Tổng quan về kết cấu đê quay lấn biển

địa chất yếu, chịu tác động mạnh của sóng và dòng chảy, tuy nhiên thi công kéo dài, kinh phí đầu tư thường rất lớn. Nếu tiếp tục nghiên cứu theo hướng này không thể có giải pháp kết cấu đạt chất lượng kinh tế kỹ thuật cao được.

- Giải pháp kết cấu đê bằng tường cọc cho phép thi công cơ giới cao tuy nhiên kết cấu này có kinh phí lớn do phải sử dụng và đóng rất nhiều cọc để tạo ra tường chắn bảo vệ khu đất xây dựng. Như vậy giải pháp này chỉ sử dụng trong những điều kiện đặc biệt như: mặt bằng chật hẹp, yêu cầu độ sâu trước đê lớn v.v...

- Giải pháp kết cấu đê kết hợp do tận dụng được hài hòa ưu điểm giữa móng nông và móng sâu cho phép tiết kiệm khối lượng vật tư, thi công nhanh, vì vậy giảm được kinh phí đầu tư xây dựng; có thể được nghiên cứu ứng dụng xây dựng đê quay lấn biển trên nền địa chất yếu; Song đề tài không muốn dừng ở đây - muốn tìm kiếm các giải pháp kết cấu có tính đột phá đem lại hiệu quả cao hơn về kinh tế; đó là mục tiêu của tất cả các nghiên cứu khoa học về lĩnh vực xây dựng nói chung, xây dựng công trình thủy nói riêng, thể hiện như hình 1.19.



Hình 1.19: Các yếu tố ảnh hưởng đem lại lựa chọn giải pháp kết cấu hợp lý

Chương 2

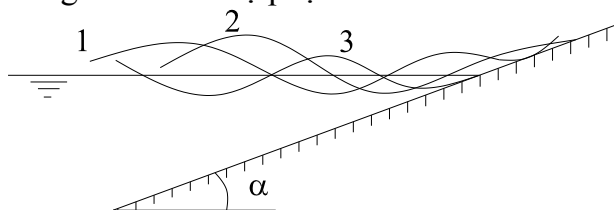
## Nguyên tắc tính toán các kết cấu đê chính, đề xuất giải pháp kết cấu mới

### 2.1 Tính toán đê mái nghiêng

#### 2.1.1 Các tác động chính của sóng vào mái nghiêng

Sóng biển từ vùng nước sâu  $H > \frac{\lambda}{2}$  ( $\lambda$  - chiều dài sóng) tiến vào bờ, gặp vật cản là tuyến đê chắn sóng mái nghiêng có mái dốc  $m = \cot\alpha$  ( $\alpha$  - góc nghiêng của kè) sẽ gây ra rất nhiều tác động có hại cho kết cấu đê.

Trước hết sóng leo lên mái với nhiều hình dạng mặt sóng khác nhau (hình 2.1), rồi đó liên tiếp phá hoại mái ngoài và các bộ phận khác.



Hình 2.1: Sự thay đổi mặt sóng khi leo lên mái đê

Tùy theo vị trí của đoạn đê mái nghiêng đặt tại vùng nước sâu, vùng nước nông, vùng sóng đỏ, vùng mép nước và trong mép nước mà cường độ tác động của sóng khác nhau với cùng một chế độ gió. Các hiện tượng khúc xạ, nhiễu xạ, giao thoa, phản xạ, leo tụt trên mái, dòng chảy ven, dòng chảy quần, dòng thấm qua đê, sự chảy tràn qua mặt...luôn xảy ra cực kỳ phức tạp và đều có tính chu kỳ. Những hiện tượng này phá hoại sức cân bằng của mái nghiêng gây ra nhiều rủi ro cho đê biển. Bằng chứng đã có một vài đoạn đê, thậm chí cả tuyến công trình bảo vệ mái nghiêng bị sạt lở, kéo theo phá hủy các công trình được bảo vệ.

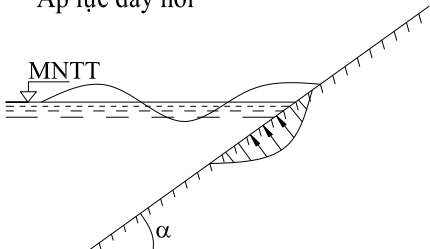
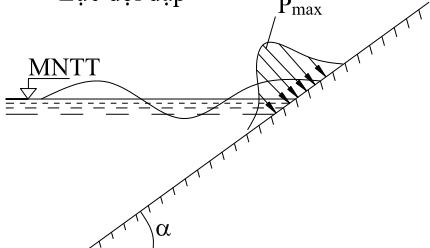
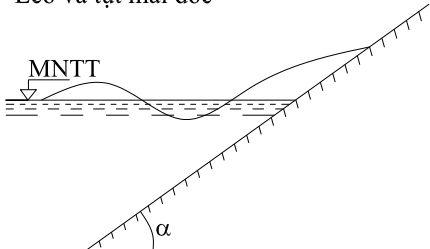
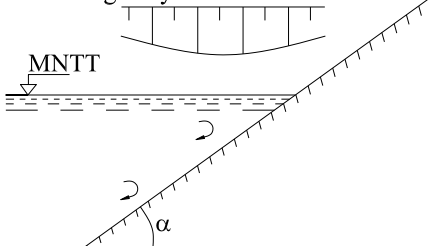
Có 5 tác động của sóng lên kết cấu đê mái nghiêng:

- Áp lực sóng phân bố;
- Áp lực đẩy nổi;
- Lực dội đập;
- Leo và tụt theo mái;
- Tác động của dòng chảy.

Bảng 2.1: Các tác động chính của sóng vào mái nghiêng

Thứ tự	Sơ đồ tải trọng	Ghi chú
(1)	(2)	(3)
1	<p>Áp lực sóng phân bố</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Diện tích chịu lực rộng, nhất là khi tâm phủ phẳng;</li> <li>- Cường độ <math>P_{max}</math> nhỏ hơn lực dội đập.</li> </ul>

Chương 2: Nguyên tắc tính toán các kết cấu đê chính, đề xuất giải pháp kết cấu mới

2	<p>Áp lực đẩy nổi</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cường độ lớn nhất ứng với bụng sóng</li> <li>- Di chuyển theo chiều dọc mái</li> <li>- Càng xuống sâu càng giảm</li> </ul>
3	<p>Lực dội đập</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Xảy ra rất ngắn (<math>\frac{1}{100}</math> giây)</li> <li>- Diện tích chịu lực hẹp</li> <li>- Sung lực lớn</li> <li>- Hãn hữu xảy ra</li> </ul>
4	<p>Leo và tụt mái dốc</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Chiều cao sóng leo phụ thuộc vào độ nhám và thấm nước của mái</li> <li>- Gây tụt cục bộ mái</li> </ul>
5	<p>Dòng chảy</p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dòng chảy ven và dòng chảy xoắn</li> <li>- Phạm vi có dòng chảy <math>B = \frac{\lambda}{4}</math></li> </ul>

**2.1.2 Tính toán tác động của tải trọng sóng**

**2.1.2.1 Áp lực phân bố của sóng lên mái nghiêng [1]**

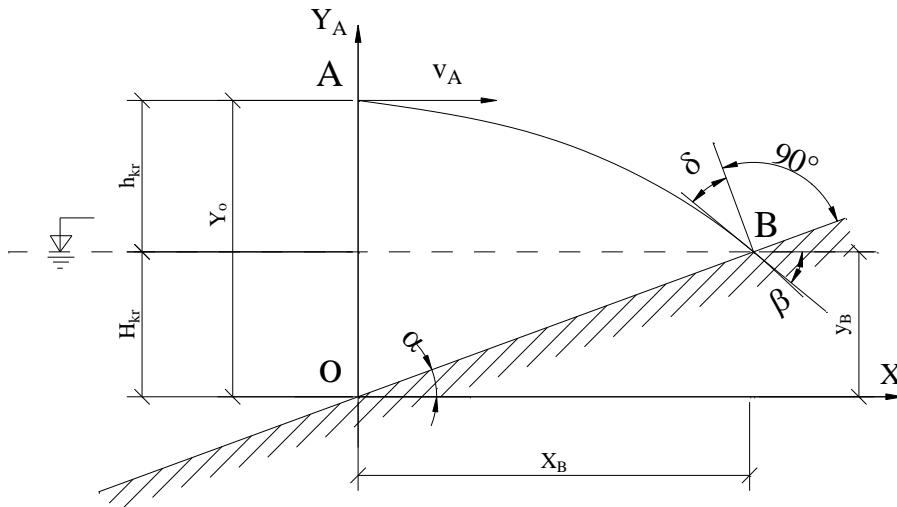
**1) Phương pháp Dzunkovski-Chaschaxich**

$$P_{\max} = 1,7 \frac{V_B^2}{2gh} [1 - (0,017m - 0,02)h] \rho gh \quad (2.1)$$

Trong đó:

- h là chiều cao sóng;
- m là mái dốc,  $m = \cot \alpha$ ;
- $\rho$  là tỷ trọng nước (dung trọng nước);
- $g = 9,81 \text{ m/g}^2$  là gia tốc trọng trường;
- $V_B$  là vận tốc hạt nước tại điểm B (hình 2.2);
- Giá trị  $[1 - (0,017m - 0,02)h]$  gọi là hệ số áp lực;

- Đại lượng  $\frac{V_B^2}{2gh}$  gọi là hệ số góc.



Hình 2.2: Quỹ đạo parabol của hạt nước rơi xuống mái đê

$$y_0 = H_{kr} + h_{kr}$$

$H_{kr}$  - chiều sâu giới hạn hoặc chiều sâu lâm giới;  $H_{kr} = h \left( 0,47 + 0,023 \frac{-\lambda}{h} \right) \frac{1+m^2}{m^2}$ ;

$h_{kr}$  - chiều cao phần tử nước so với mực nước tính toán,  $h_{kr} = \left[ 0,95 - (0,84m - 0,25) \frac{h}{\lambda} \right] h$ ;

$h$  - chiều cao sóng;

$\lambda$  - bước sóng;

Khi đo dốc sóng  $\frac{h}{\lambda} = 0,02 \div 0,14$  và  $m = 1,5 \div 5$ , thì giá trị  $H_{kr} = (0,7 \div 1,7)h$ .

Trong tính toán thường lấy  $\frac{h}{\lambda} = 0,024 \div 0,06$  thì  $H_{kr} = (0,9 \div 1,2)h$

## 2) Phương pháp Dzunkovski-Lupinski

Các ký hiệu tương tự như ở công thức (2.1), giá trị trong ngoặc kép cũng gọi là hệ số áp lực, song cách tính có khác đôi chút. Cường độ áp lực  $P_{max}$  được xác định theo:

$$P_{max} = 1,7 \frac{V_B^2}{2gh} \left[ 1 - \frac{0,65}{h^{\frac{7-m}{4}}} \right] \rho gh \quad (2.2)$$

Hai công thức 2.1; 2.2 chủ yếu do giáo sư viện sĩ Dzunkovski sáng lập, song (2.2) ra sau nên được áp dụng rộng rãi hơn.

## 3) Phương pháp Warpo I

Khác với các công thức trên, Warpo tìm ra cách tính  $P_{\max}$  không phụ thuộc vào hệ số góc  $\frac{V_B^2}{2gh}$  mà chỉ phụ thuộc vào mái dốc  $m$  và các thông số sóng:

$$P_{\max} = [(0,01m + 0,02) \frac{\lambda}{h} + (2,56 - 0,27m)] \rho gh \quad (2.3)$$

$\lambda$  là chiều dài sóng;

#### 4) Phương pháp Warpo II

Bản thân phương pháp Warpo II cũng gần như Warpo I, song có độ chính xác hơn và công thức tính  $P_{\max}$  được cải biên như sau:

$$P_{\max} = [1,74 - 0,184m + (0,68m + 1,36) \frac{\lambda}{h} \cdot 10^{-2}] \rho gh \quad (2.4)$$

#### 5) Phương pháp Zukovec-Sajxev

Phương pháp này xác định  $P_{\max}$  bằng công thức thực nghiệm:

$$P_{\max} = 1,9 \sqrt{\frac{\lambda}{h} \left( \frac{1+m^2}{m^2} \right)} \rho gh \quad (2.5)$$

#### 6) Phương pháp Sankin

Về mức độ đơn giản, công thức Sankin còn hơn công thức của Zukovec-Sajxev:

$$P_{\max} = [(0,35 + 0,023 \frac{\lambda}{h})(8 - m)] \rho gh \quad (2.6)$$

#### 7) Phương pháp Popov

Trên cơ sở thí nghiệm mô hình popov- đã thiết lập ra công thức tính  $P_{\max}$  như sau:

$$P_{\max} = (2,28 - 7,98 \frac{\lambda}{h}) [(0,028 - 1,15 \frac{\lambda}{h})m + 4,8 \frac{\lambda}{h} + 0,85] \rho gh \quad (2.7)$$

#### 8) Phương pháp Kanarski

Công thức tính  $P_{\max}$  của Kanarski có dạng thu gọn:

$$P_{\max} = 1,71 \left( \frac{V_B^2}{2gh} \right) \rho gh \cos^2 \alpha \quad (2.8)$$

#### 9) Phương pháp cải biên của Dzunkovski

So với hai công thức cũ của Dzunkovski, tác giả đã cải biên thu gọn hơn:

$$P_{\max} = 1,7\gamma \frac{V_B^2}{2g} \cos^2 \delta \quad (2.9)$$

Ở đây:  $\delta = 90^\circ - (\alpha + \beta)$  (xem hình 2.2)

$\gamma$  là trọng lượng riêng của nước biển.

**10) Phương pháp SNIP 2\_06\_04\_82**

Giá trị  $P_{max}$  trong các quy phạm thiết kế của Liên Xô cũ SNIP trước kia cũng như Việt Nam 22-TCN 222-95 được tính cụ thể:

$$P_{max} = k_s \cdot k_v \cdot P_{rel} \cdot \rho \cdot g \cdot h \quad (2.10)$$

Trong đó:

$$k_s = 0,85 + 4,8 \frac{h}{\lambda} + m(0,028 - 1,15 \frac{h}{\lambda}) \quad (2.11)$$

$k_v$  là hệ số phụ thuộc độ thoải của sóng  $\frac{h}{\lambda}$  được xác định theo bảng 2.2;

$P_{rel}$  là đại lượng đặc trưng cho áp lực phân bố chuẩn, phụ thuộc vào chiều cao sóng  $h$  (m) và được lấy từ bảng 2.3;

Bảng 2.2: Hệ số  $K_v$

$\lambda/h$	10	15	20	25	35
$K_v$	1	1,15	1,3	1,35	1,48

Bảng 2.3: Giá trị  $P_{rel}$  (kpa)

$h(m)$	0,5	1	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	$\geq 4$
$P_{rel}$	3,7	2,8	2,3	2,1	1,9	1,8	1,75	1,70

Lấy mốc giá trị  $P_{max}$  tính được tại vị trí điểm B, biểu đồ áp lực phân bố của sóng vào mái đê được phân bố gần đúng trên hình 2.3 với các khoảng cách:

$$l_1 = 0,0125 L_\alpha$$

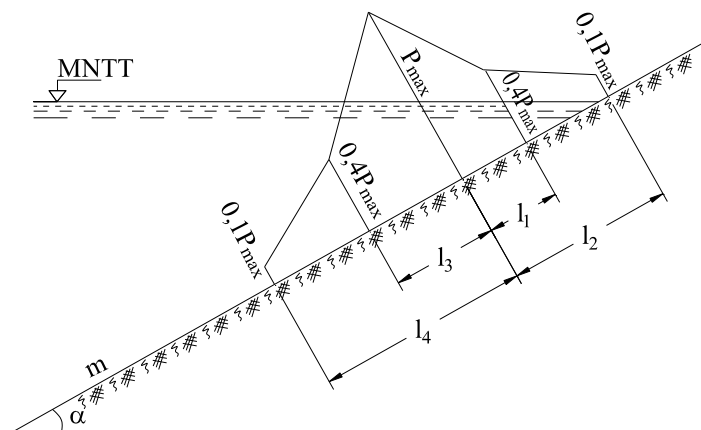
$$l_2 = 0,0325 L_\alpha \quad (2.12)$$

$$l_3 = 0,0265 L_\alpha$$

$$l_4 = 0,0675 L_\alpha$$

Trong đó:

$$L_\alpha = \frac{m\lambda}{\sqrt[4]{m^2 - 1}} \quad (2.13)$$



Hình 2.3: Biểu đồ áp lực sóng lên mái nghiêng

Điểm B xảy ra  $P_{\max}$  có thể xác định theo công thức thực nghiệm, cách mặt nước một đoạn  $y_B$ :

$$y_B = A + \frac{1}{m^2}(1 - \sqrt{2m^2 + 1})(A + B) \quad (2.14)$$

Với:

$$A = h(0,47 + 0,023 \frac{\lambda}{h}) \frac{1 + m^2}{m^2} \quad (2.15)$$

$$B = h[0,95(0,84m - 0,25) \frac{h}{\lambda}] \quad (2.16)$$

-  $P_{\max}$  tính theo SNIP luôn cho giá trị lớn hơn phương pháp Warpo II.

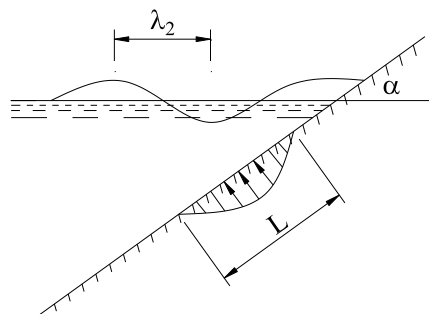
- Phương pháp Sankin cho các giá trị  $P_{\max}$  nổi trội hơn so với tất cả 7 phương pháp còn lại, nhất là chiều cao sóng càng lớn. Như vậy khi  $h = 5 \div 10m$ , thì  $P_{\max}$  của Sankin có thể gấp đôi, gấp ba so với kết quả tính theo bất kỳ phương pháp nào.

- Quy phạm Việt Nam 22-TCN 222-95 lấy giống như của Nga và các nước SNG, nói chung kết quả thiên về an toàn. Như vậy không có nghĩa là thừa an toàn, vì sự ổn định tổng thể, ổn định cục bộ sẽ phải xem xét đầy đủ 5 tác động chính của sóng và tác động khác của biển vào kết cấu công trình bảo vệ cảng mái nghiêng đối với tất cả các giai đoạn: sử dụng, thi công...

### 2.1.2.2 Áp lực sóng đẩy nổi [1]

Áp lực đẩy nổi của sóng chính là áp lực đẩy từ dưới lên, ngược với áp lực phân bố và luôn luôn ứng với bụng sóng.

Đặc điểm nổi bật của biểu đồ lực đẩy nổi là di chuyển vị trí ứng với các thời điểm  $t$  khác nhau. Điểm có cường độ tối đa của lực đẩy nổi  $P_{\max}$  luôn luôn xuất hiện ở chân sóng, tức là nằm giữa đoạn  $L$ , nếu bụng sóng càng xa mép nước thì cường độ áp lực đẩy nổi càng giảm, mặc dầu độ dài của bụng sóng  $L$  không thay đổi.



Hình 2.4: Biểu đồ áp lực sóng đẩy nổi



## Chương 2: Nguyên tắc tính toán các kết cấu đê chính, đề xuất giải pháp kết cấu mới

Các biểu đồ có dạng parabol với điểm cực trị ở chân sóng. Riêng biểu đồ áp lực sóng đẩy nổi ở đoạn sát mặt nước có nửa trên biến thiên tuyến tính – áp lực thủy tĩnh, còn nửa dưới cong. Giá trị  $P_{i,max}$  của biểu đồ này có thể tính theo:

$$P_{i,max} = \gamma \cdot H_{kr} \quad (2.17)$$

Trong đó:

- $\gamma$  là dung trọng nước;
- $H_{kr}$  là chiều sâu giới hạn (chiều sâu lâm giới) ứng với sóng vỡ cuối cùng;

Trong một chu kỳ  $T = 10 \div 15$  giây. Giá trị  $P_{max}$  có vị trí di chuyển lên-xuống dọc theo mái đê, sinh ra phá vỡ kết cấu mặt công trình bảo vệ cảng mái nghiêng. Cứ như thế tiếp diễn lặp đi, lặp lại gây ra sụt mái rồi ruột đê bung ra. Dưới đây trình bày một số phương pháp quen thuộc.

### 1) Phương pháp Andreisuk

Cường độ áp lực đẩy nổi  $P_{max}$  tại chân sóng được xác định theo:

$$P_{i,max} = \xi \cdot \rho \cdot g \cdot h \quad (2.18)$$

Trong đó:

- $\xi$  là hệ số phụ thuộc vào phương pháp thi công lớp gia cố mái đê,  $\xi = 0,15 \div 0,3$ ;
- $\rho$  là tỷ trọng (dung trọng) nước;
- $g$  là gia tốc rơi tự do;
- $h$  là chiều cao sóng;

### 2) Phương pháp Kanarski

Về cơ bản dạng công thức Kanarski không khác công thức của Andreisuk,  $P_{max}$  được tính theo:

$$P_{i,max} = \xi \cdot \rho \cdot g \cdot (h + d \cos \alpha) \quad (2.19)$$

Các ký hiệu  $\xi$ ,  $\rho$ ,  $g$ ,  $h$ ,  $\alpha$  như ở các công thức trước;

$d$  là chiều dày lớp phủ;

Hệ số  $\xi$  của Kanarski được xác định theo bảng 2.4;

Bảng 2.4: Hệ số  $\xi$  của Kanarski

$h(m)$ \ $(m)$	2	3	4	5
1	0,320	0,300	0,275	0,250
1,5	0,323	0,304	0,279	0,255
2	0,327	0,327	0,283	0,260

### 3) Phương pháp Sankin

Sankin đưa ra công thức khác với phương pháp trên:

$$P_{i,max} = 0,085 \rho g h \sqrt{\frac{m^2}{m^2 + 1} \left(1 + \frac{\lambda}{h}\right)} \quad (2.20)$$

### 4) Phương pháp SNIP 206\_04\_82

Về nguyên lý giống như công thức tính áp lực phân bố, chỉ có khác đại lượng đặc trưng áp lực chuẩn đầy nổi  $P_{i,rel}$  được tính theo các đường cong trên hình 5.35 [...], còn công thức  $P_{i,max}$  của cường độ áp lực đầy nổi xác định theo công thức:

$$P_{i,max} = k_s \cdot k_v \cdot P_{i,rel} \cdot \rho \cdot g \cdot h \quad (2.21)$$

Trong đó:  $k_s$ ,  $k_v$  lấy theo (4.10);

Công thức (2.21) không những được đưa vào các quy phạm thiết kế công trình bảo vệ mái nghiêng của Nga mà cả của Việt Nam trong quy phạm 22-TCN 222-95.

#### 2.1.2.3 Lực dội đập của sóng lên mái đê [1]

Lực dội đập là trường hợp đặc biệt của áp lực sóng, có 4 đặc thù chính của lực dội đập là:

- Xảy ra không có quy luật.
- Xuất hiện trong thời gian rất ngắn,  $\approx \frac{1}{100} s$ .
- Bị dội đập trong phạm vi diện tích nhỏ có thể coi như tác động vào một điểm, không trải rộng.
- Trị số các lực dội đập lớn hơn nhiều so với lực phân bố.

Công thức chung để xác định lực dội đập có dạng tổng quát:

$$P_{max} = k \frac{V_B^2}{2g} \quad (2.22)$$

- $k$  là hệ số tổng hợp nhiều yếu tố, mỗi tác giả có giá trị thực nghiệm riêng;
- $V_B$  là tốc độ tổng cộng của tia nước tại điểm B;

#### 2.1.2.4 Sóng leo và tụt theo mái

Khi sóng tiến vào mái đê, năng lượng toàn phần của sóng được phân thành 3 hướng:

1) Năng lượng phản xạ tạo ra sóng phản xạ quay ngược với chiều với hướng sóng vào.

Độ lớn của sóng phản xạ phụ thuộc vào độ dốc của mái đê và độ dốc của sóng ( $h/\lambda$ ). Năng lượng toàn phần của sóng có thể xác định theo công thức:

$$E_p = \frac{\rho g h^2 \lambda}{8} \quad (2.23)$$

Còn tỷ lệ giữa năng lượng phản xạ và năng lượng toàn phần tính gần đúng:

$$\frac{E_{px}}{E_p} = \frac{tg^4 \alpha}{100 \cdot \delta^2} \quad (2.24)$$

Trong đó:

- $\alpha$  là góc nghiêng của mái đê;
- $\delta = \frac{h}{\lambda}$  là độ dốc của sóng;

2) Năng lượng tiêu tan, do nhiều nguyên nhân: làm nóng nước, tạo thành dòng chảy rối, do ma sát đáy biển, dội đập vào mái đê, làm biến dạng sóng, va đập không khí, biến dạng mái đê, tạo thành dòng cuốn và các nguyên nhân khác.

Tỷ lệ giữa năng lượng tiêu tan với năng lượng toàn phần có thể tính theo công thức:

$$\frac{E_{tt}}{E_p} = 1 - \frac{4 \sin \gamma g^2 \alpha}{3\sqrt{\delta} \cos \alpha \sin(\alpha - \gamma)} - \frac{tg^4 \alpha}{100 \cdot \delta^2} \quad (2.25)$$

$\gamma$  là góc hợp giữa mái dốc đê và mặt nước của sóng leo.

3) Năng lượng leo của sóng lên mái là phần năng lượng còn lại:

$$E_l = E_p - (E_{px} + E_{tt}) \quad (2.26)$$

Tỷ lệ phần năng lượng leo so với năng lượng toàn phần có thể tính theo công thức:

$$\frac{E_l}{E_p} = \frac{4 \sin \gamma g^2 \alpha}{3\sqrt{\delta} \cos \alpha \sin(\alpha - \gamma)} \quad (2.27)$$

Nhờ có năng lượng  $E_l$  sóng leo được lên mái cao hay thấp. Nếu mái đê có  $m = 1,5 \div 5,0$  và sóng bị vỡ hoàn toàn sẽ xác định được chiều cao sóng leo  $h_l$  bằng công thức gần đúng:

$$h_l = \frac{2kh}{m} \sqrt{\frac{\lambda}{h}} \quad (2.28)$$

Trong đó:

- $m, \lambda, h$  có ý nghĩa như trên;
- $k$  là hệ số tính tới độ hám và mức độ thấm nước của đê;
- $k = k_1 \cdot k_2$
- $k_1$  là hệ số nhám;
- $k_2$  là hệ số thấm;

- Tất cả 3 hệ số:  $k$ ,  $k_1$ ,  $k_2$  tra theo bảng 2.5;

Bảng 2.5: Các hệ số  $k_1$ ,  $k_2$  và  $k$

Đặc trưng mái đê (loại gia cố)	$k_1$	$k_2$	$k=k_1k_2$
- Bề mặt bê tông Asphanlt nhẵn mặt	1	1	1
- Bề mặt bê tông thủy công phẳng mặt với diện tích khe nổi $\leq 5\%$	1	0,9	0,9
- Mái đê thấm nước cấu tạo bằng cát, dăm, sỏi, đá hộc và bằng các khối bê tông mà tỉ số giữa chiều cao sóng $h(m)$ so với đường kính trung bình của các khối đó:			
$>500$	1	0,9	0,9
$200 \div 100$	0,95	0,85	0,80
50	0,90	0,80	0,70
20	0,80	0,70	0,60
10	0,75	0,60	0,45
5	0,70	0,5	0,35

Chiều cao sóng leo  $h_l$  được xác định theo công thức:

$$h_l = k_1 \cdot k_2 \cdot k_v \cdot k_\beta \cdot k_p \cdot k_l \cdot h_{1\%} \quad (2.29)$$

Với:

- $k_1$ ,  $k_2$  đã trình bày ở trên;
- $k_v$  là hệ số phụ thuộc vào tốc độ gió, lấy theo bảng 2.6;

$$k_\beta = \frac{1 + 2 \sin \beta}{3} \quad (2.30)$$

- $\beta$  là góc giữa tia sóng và đường mép nước;
- $k_p$  là hệ số tính đến mức độ không đều của chiều cao sóng leo, lấy theo bảng 2.7;

-  $k_l$  là hệ số tỷ lệ (tương đối) giữa chiều cao sóng leo  $h_{l,1\%}$  với chính chiều cao sóng ứng với tần suất  $p = 1\%$  ở trước đê  $h_{1\%}$ :

$$k_l = \frac{h_{l,1\%}}{h_{1\%}} \quad (2.31)$$

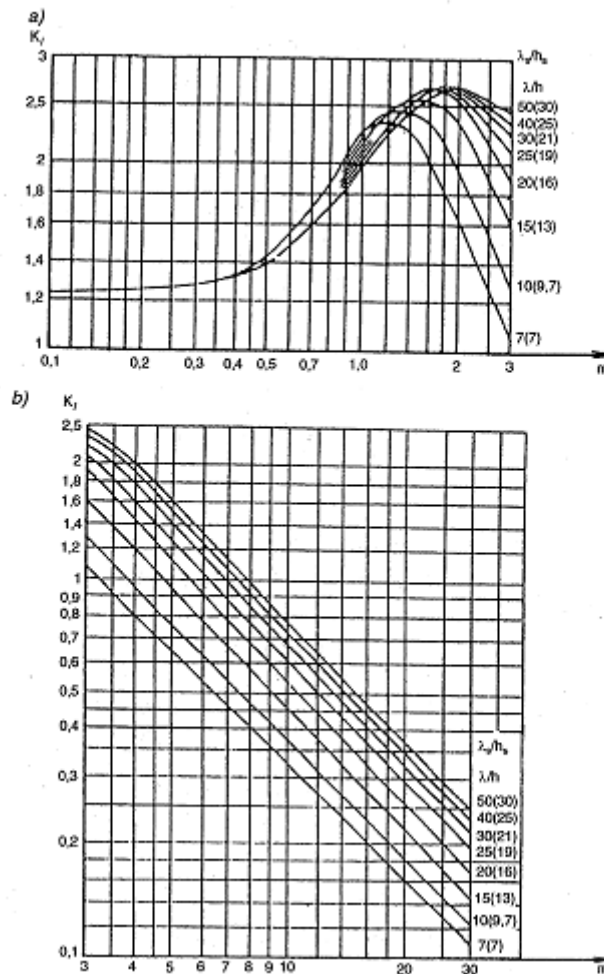
Hệ số  $k_l$  được tra theo các đồ thị trên hình 2.5 ứng với hai mái dốc  $m \leq 3$  và  $m \geq 3$ .

Bảng 2.6: Hệ số  $k_v$

V (m/s)	0÷10	10÷15	15÷20	20÷30
$k_v$	0,8	1,1	1,3	1,5

Bảng 2.7: Hệ số  $k_p$

P%	0,1	1	2	5	10	30	50
$k_p$	1,1	1	0,96	0,91	0,86	0,76	0,68



Hình 2.5: Đồ thị xác định  $k_1$  của hai công thức (2.29)

Trong các quy phạm thiết kế của Nga và Việt Nam (22 TCN 222-95), chiều cao sóng leo thường xác định cho tần suất 1% theo công thức:

$$h_{1,1\%} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_{sp} \cdot k_l \cdot h_{1\%} \quad (2.32)$$

Hệ số  $k_{sp}$  phụ thuộc vào  $m = \cot \alpha$  và vận tốc gió, tra bảng 2.8;

Các giá trị:  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_l$ ,  $h_{1\%}$  có ý nghĩa như trên;

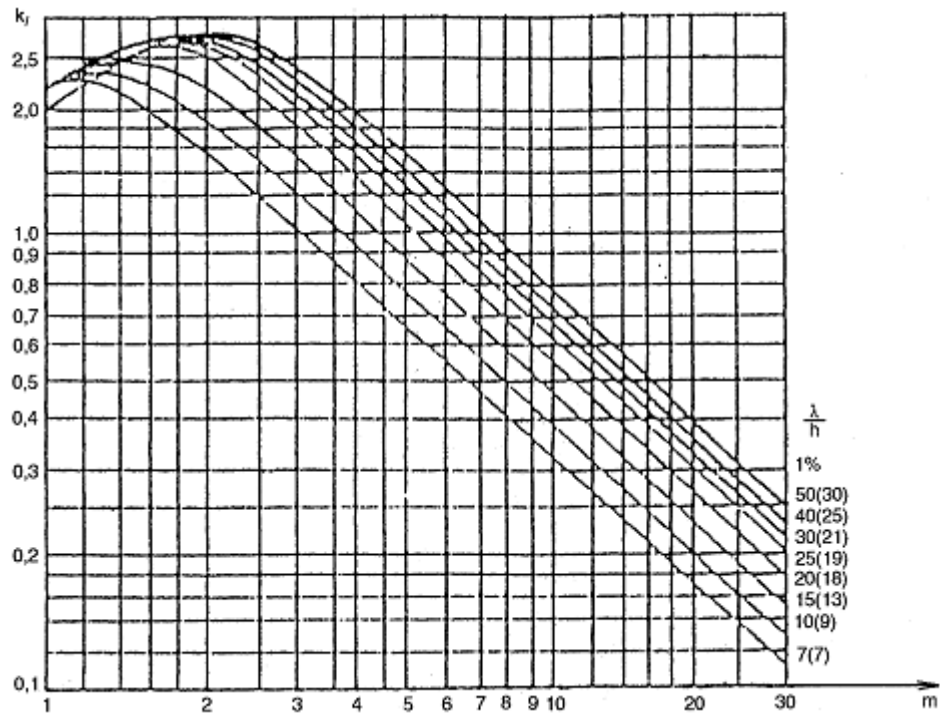
Bảng 2.8: Hệ số  $k$

$m = \cot \alpha$		1-2	3-5	>5
$k_{sp}$	Khi tốc độ gió $V \geq 20$ m/s	1,4	1,5	1,6
	Khi tốc độ gió $V = 10$ m/s	1,1	1,1	1,2
	Khi tốc độ gió $V \leq 5$ m/s	1,0	0,80	0,60

Từ công thức (2.32) ta dễ dàng xác định được chiều cao sóng leo ứng với tần suất  $i\%$ :

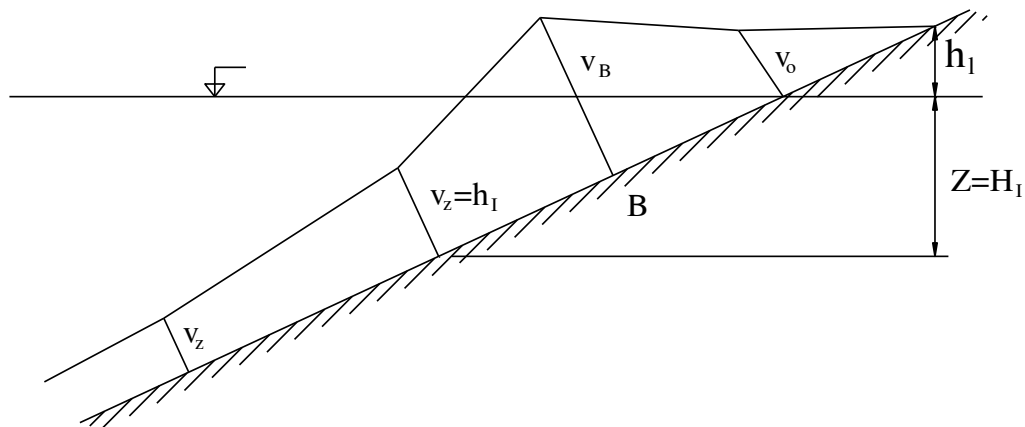
$$h_{1,i\%} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_{sp} \cdot k_l \cdot k_p \cdot h_{1\%} \quad (2.33)$$

Hệ số  $k_p$  theo bảng 2.7, còn  $k_1$  của hai công thức (2.32), (2.33) lấy theo đồ thị trên hình 2.6;



Hình 2.6: Đồ thị xác định  $k_1$  của hai công thức (2.32) và (2.33)

Sau khi số năng lượng leo tiêu thụ hết, sóng sẽ tụt xuống theo quy luật tự chảy. Chiều cao  $h_1$  càng lớn thì tốc độ tụt càng lớn và góp phần làm xói lở mái công trình bảo vệ cảng và bờ biển. Về biểu đồ tốc độ dòng của sóng vào mái đê theo lý thuyết phải là biểu đồ biến thiên liên tục. Xong thực tế chỉ có thể xây dựng biểu đồ gãy khúc như thể hiện trên hình 2.7 với xuất phát điểm biết tốc độ cực đại tại điểm B và  $V_B$  rồi lần lượt suy ra các điểm: tại đỉnh sóng leo, tại mực nước tĩnh, tại độ sâu  $z = H_1$  và tại các điểm  $z > H_1$ .



Hình 2.7: Biểu đồ phân bố tốc độ dòng của sóng vào mái đê

Tốc độ  $V_B$  được xác định theo công thức:

$$V_B = \sqrt{\eta[(V_B)_x^2 + (V_B)_y^2]} \quad (2.34)$$

Trong đó:  $(V_B)_x = X'_B = V_A$

$$(V_B)_y = Y'_B = -gt_B = -g \frac{X_B}{V_A}$$

-  $t_B$  là thời điểm chất lỏng rơi xuống mái dốc (điểm B);

-  $\eta$  là hệ số thực nghiệm tính tới việc giảm tốc độ dòng nước khi tràn lên các lớp nước và trượt trên mái đê:

$$\eta = 1 - (0,017m - 0,02)h$$

Tại điểm  $z = -h_1$  tốc độ bằng 0, tại mực nước tĩnh:

$$V_0 = \frac{10k_1k_2\sqrt{g}}{2\pi + m} \sqrt{h^2\lambda} \quad (2.35)$$

$k_1, k_2$  lấy theo bảng 2.5;

Từ điểm B đến độ sâu  $z = H_1$  biểu đồ biến thiên tuyến tính.

Độ sâu  $H_1$  phụ thuộc vào mái dốc  $m$  và các thông số sóng  $\lambda$  và  $h$ , xác định theo công thức:

$$H_1 = \frac{1,22}{m^{0,8}} \sqrt{h\lambda} \quad (2.36)$$

Từ độ sâu  $z > H_1$  tốc độ  $V_z$  tính bằng công thức:

$$V_z = \frac{n\pi h}{\sqrt{\frac{\pi\lambda}{g} sh \frac{2\pi z}{\lambda}}} \quad (2.37)$$

$n$  là hệ số phụ thuộc vào độ thoải của sóng và lấy theo bảng 2.9;

Bảng 2.9: Hệ số  $n$

$\lambda/h$	8	10	15	20
$n$	0,60	0,70	0,75	0,80

### 2.1.2.5 Xác định trọng lượng các khối phủ lớp gia cố mái [1]

Hiện nay, có rất nhiều công thức xác định trọng lượng các khối phủ gia cố mái công trình bảo vệ mái nghiêng. Mỗi công thức đều được xây dựng trên cơ sở thực nghiệm, đều phụ thuộc vào thông số sóng, mái dốc, vật liệu chế tạo và đặc trưng hình dạng kích thước loại khối.

#### 1) Công thức của 22TCN 222-95

Ký hiệu  $W$  là trọng lượng mỗi khối,  $h$  là chiều cao sóng,  $\lambda$  là bước sóng,  $m$  là mái dốc,  $\gamma_M$  là dung trọng vật liệu chế tạo khối trên khô,  $\gamma$  là dung trọng nước, công thức có dạng:

$$W = \frac{3,16k_{fr}\gamma_M h^3}{\left(\frac{\gamma_M}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1+m^3}} \sqrt{\frac{\lambda}{h}} \quad (2.38)$$

Trong đó:

$k_{fr}$  là hệ số phụ thuộc vào độ thoải sóng  $\lambda/h$  và loại khối tra theo bảng 2.10;

Bảng 2.10: Hệ số  $k_{fr}$  của công thức 2.38

Loại khối gia cố mái	Phương pháp thi công	
	Xếp lộn xộn	Xếp trật tự
- Đá hộc	0,025	-
- Khối bê tông hộp	0,021	-
- Các khối bê tông dị dạng	0,008	0,006

Khi độ sâu tính từ mực nước  $z \geq 0,7h$  thì công thức 2.38 có dạng:

$$W_z = W.e^{-\left(\frac{7,5z^2}{h\lambda}\right)} \quad (2.39)$$

## 2) Công thức của SNIP II - 57-75

Trọng lượng  $W$  được xác định với độ sâu  $z < 0,7h$ :

$$W = \frac{k_{fr}\gamma_M h^2 \lambda}{\left(\frac{\gamma_M}{\gamma} - 1\right)^2 \sqrt{1+m^3}} \quad (2.40)$$

Còn  $z \geq 0,7h$  ( $h$  là chiều cao sóng).

Hệ số  $k_{fr}$  có ý nghĩa như trên, song được lấy theo bảng 2.11;

Bảng 2.11: Hệ số  $k_{fr}$  của công thức 2.40

Loại khối gia cố mái	Phương pháp thi công	
	Xếp lộn xộn	Xếp trật tự
- Đá hộc	0,025	-
- Khối bê tông hình hộp	0,021	-
- Khối Tetrapod	0,008	0,0058
- Khối Dipod - Akmon	0,0057	0,0049
- Khối Tribar	0,0057	0,0034
- Khối 6 cạnh (Geksalet)	0,0043	0,0034

## 3) Công thức Hud-son

Đây là công thức được sử dụng rộng rãi nhất trên thế giới (Canada, Mỹ, Anh, Nhật, Nauy, Đức, Úc) có dạng:



$$W = \frac{\gamma_M h^3}{k_d \left(\frac{\gamma_M}{\gamma} - 1\right)^3 m} \quad (2.41)$$

$k_d$  là hệ số có ý nghĩa như  $k_{fr}$ , lấy theo bảng 2.12;

Bảng 2.12: Hệ số  $k_d$  của công thức 2.41

Thứ tự	Loại khối	Phương pháp thi công	Số lớp	$k_d$	Ghi chú
1	Đá tảng nhẵn mặt	Xếp lộn xộn	2	2,4÷2,6	Mái phủ kín
2	Đá tảng nhám	Xếp lộn xộn	2	2,9÷3,5	nt
3	Đá tảng nhẵn mặt	Xếp lộn xộn	$\geq 3$	2,9÷3,2	nt
4	Đá tảng nhám	Xếp lộn xộn	$\geq 3$	3,8÷4,3	nt
5	Khối bê tông hộp	Xếp lộn xộn	2	$\leq 5$	nt
6	Khối hộp cải biên	Xếp lộn xộn	2	5÷7,5	nt
7	Tetropod	Xếp lộn xộn	2	6÷8,3	nt
8	Tribar	Xếp lộn xộn	2	6÷10	nt
9	Tribar	Xếp từng khối	1	10÷12	Xếp kín mái
10	Dolos	Xếp lộn xộn	2	10÷12	Mái phủ kín
11	Stabit	Xếp lộn xộn	2	6÷8,3	nt
12	Quadripod	Xếp lộn xộn	2	6÷9,0	nt
13	Hexapod	Xếp lộn xộn	2	6÷8	nt
14	Antifer-Block	Xếp lộn xộn	2	10÷12	nt
15	Accropod	Xếp lộn xộn	2		

Trường hợp mái không gia cố bằng các khối lớn có trọng lượng trên 1 tấn mà chỉ bằng đá nhỏ, sỏi sạn, dăm lẫn với 50% đá hộc to hoặc đá tảng thì phương trình 2.41 được thay bằng:

$$W_{50\%} = \frac{\gamma_M h}{k_{rr} \left(\frac{\gamma_M}{\gamma} - 1\right)^3 m} \quad (2.42)$$

$k_{rr}$  là hệ số đặc trưng cho đá nhỏ có nhiều cạnh góc nhọn, lấy theo bảng 2.13;

Bảng 2.13: Hệ số  $k_{rr}$  cho công thức 2.42

Thứ tự	Loại khối	Phương pháp thi công	Số lớp	$k_{rr}$	Tỉ lệ độ rỗng P%
1	Đá hộc	Xếp lộn xộn	2	1,0	38
2	Đá hộc	Xếp lộn xộn	3	1,0	40
3	Khối hộp cải biên	Xếp lộn xộn	2	1,10	47
4	Tetropod	Xếp lộn xộn	2	1,0	50
5	Quadripod	Xếp lộn xộn	2	1,0	50
6	Hexapod	Xếp lộn xộn	2	1,15	47
7	Tribar	Xếp lộn xộn	2	1,0	54
8	Tribar	Xếp kín từng khối	1	1,13	47

#### 4) Công thức của Iribarren

Năm 1938, Iribarren đã thí nghiệm và tìm ra được công thức tương quan giữa trọng lượng  $W$  với mái dốc  $m = \cot\alpha$  và chiều cao sóng  $h$ :

$$W = \frac{kh^3\gamma_M}{(\cos\alpha - \sin\alpha)^3(\gamma_M - 1)^3} \quad (2.43)$$

Hệ số  $k$  có ý nghĩa tương tự như  $k_{fr}$ ,  $k_d$ ,  $k_{rr}$  của các công thức trên, song Iribarren kiến nghị lấy theo bảng 2.14;

Bảng 2.14: Hệ số  $k$  cho công thức 2.43

Loại khối gia cố	$k$
Đá hộc	0,31
Tetropod	0,12
Tribar	0,04÷0,08

#### 5) Công thức của WES (England)

Ở vương quốc Anh, cơ quan nghiên cứu WES đã đề xuất công thức tính  $W$  của khối gia cố mái công trình bảo vệ cảng mái nghiêng với hệ số  $k$  hoàn toàn lấy theo Iribarren ở bảng 2.14. Công thức có dạng:

$$W = \frac{k\gamma_M h^3}{\left(\frac{\gamma_M}{\gamma} - 1\right)^3 m} \quad (2.44)$$

#### 6) Công thức của Vander-Meer's

Vander-Meer's lưu ý nhiều đến chủng loại sóng (sóng vỡ, sóng không vỡ với hệ số Iribarren khác nhau) đã đưa ra 3 trường hợp xác định đường kính đá  $D_{50}$ :

- Đối với sóng:  $I_r < 2,4 \div 3$  thì:

$$\frac{h}{\left(\frac{\gamma_M}{\gamma} - 1\right) D_{50}} = 5,7 p^{0,14} \left(\frac{S}{N^2}\right)^{0,2} I_r^{-0,5} \quad (2.45)$$

- Đối với sóng:  $I_r > 2,5 \div 3,5$  và  $m = \cot\alpha < 3$  thì:

$$\frac{h}{\left(\frac{\gamma_M}{\gamma} - 1\right)^3 D_{50}} = 0,83 p^{-0,2} \left(\frac{S}{N^2}\right)^{0,2} m^{0,5} I_r^p \quad (2.46)$$

- Đối với sóng:  $I_r > 2,5 \div 3,5$  và  $m = \cot\alpha > 3$  thì:

$$\frac{h}{\left(\frac{\gamma_M}{\gamma} - 1\right)^3 D_{50}} = 0,83 p^{-0,2} \left(\frac{S}{N^2}\right)^{0,2} 1,73 I_r^p \quad (2.47)$$

Trong đó:

$h$  là chiều cao sóng có ý nghĩa;

$D_{50}$  là đường kính đá xác định theo:

$$D_{50} = \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\gamma_M}} \quad (2.48)$$

$W_{50}$  là trọng lượng đá hoặc vật liệu khác ứng với tỷ lệ độ thô 50%;

$\gamma_M$  là dung trọng đá hoặc khối bê tông;

$p$  là yếu tố cho phép của lỗi;

$N$  là số sóng;

$\alpha$  là góc nghiêng mái đê;

$I_r$  là số Iribarren;  $2,5 < I_r < 3,5$

$$I_r = \frac{tg\alpha}{\left(\frac{2\pi h}{gT}\right)^{\frac{1}{2}}} = 2,5 \div 3,5 \quad (2.49)$$

Nếu  $I_r < 2,5$  lấy bằng 2,5;

Nếu  $I_r > 3,5$  lấy bằng 3,5;

$T$  là chu kỳ sóng;

$S$  là số chỉ đạo thiết kế, được tra từ bảng 2.15;

Bảng 2.15: Giá trị  $S$  của công thức Vander - Meer's

Thứ tự	m	Giá trị S		
		Tối thiểu	Trung bình	Tối đa
1	1,5	2	-	8
2	2	2	5	8
3	3	2	8	12
4	4	3	8	17
5	6	3	8	17

### 7) Công thức US Army Engineer Waterway Experiment-Station

Công thức xác định trọng lượng  $W$  được viết cụ thể:

$$W = \frac{k' \gamma \gamma_M \mu^3 h^3}{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)^3 (\gamma_M - \gamma)^3} \quad (2.50)$$

$\gamma_M, h, \alpha$  có ý nghĩa tương tự như công thức trên;

$\gamma$  là dung trọng nước;

$\mu$  là hệ số ma sát giữa khối gia cố với vật liệu nằm dưới;

$k'$  là hệ số chỉ đặc trưng về hình dáng kích thước hình học của khối gia cố;

### 2.1.2.6 Xác định kích thước các khối đơn giản

Nếu khối gia cố phủ mái công trình bảo vệ mái nghiêng có cấu tạo đơn giản như khối lập phương có cạnh là  $a$ , hoặc đá học, đá tảng có đường kính  $d$ , có thể từ điều kiện ổn định lật và trượt ta xác định trực tiếp được  $a$  hoặc  $d$ :

$$a = d = k \frac{\gamma}{\gamma_M - \gamma} \frac{V_{\max}^2}{2g} \quad (2.51)$$

Ở đây:

$V_{\max}$  là tốc độ tụt tối đa của dòng nước trên mái;

$k$  là hệ số phụ thuộc vào hình dáng, đặc trưng bề mặt của đá (hoặc khối lập phương) đồng thời còn phụ thuộc vào vị trí điểm tựa của nó với mái đê;

Nếu biết chiều cao sóng leo  $h_1$  theo lý thuyết thủy lực sẽ tìm được tốc độ tụt:

$$v = \sqrt{\eta 2gh_1} \quad (2.52)$$

$\eta$  là hệ số tổn thất dọc đường;

Đưa  $v$  vào công thức (2.51) nhận được:

$$a = d = \eta k \frac{\gamma}{\gamma_M - \gamma} h_1 \quad (2.53)$$

Nếu tính  $h_1$  theo công thức (2.28), sẽ có:

$$a = d = \eta \cdot k \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_v \cdot k_p \cdot k_l \cdot \frac{\gamma}{\gamma_M - \gamma} h_{1\%} \quad (2.54)$$

Nếu các lớp vật liệu được đổ được đảm bảo thận có thể xác định hệ số  $k$ :

$$k = k_{\min} = 0,75 \cdot C / \cos \alpha \quad (2.55)$$

$\alpha$  là góc nghiêng của mái đê;

$C$  là hệ số chảy bao đối với khối phủ mái;

Thông thường lấy  $k_1 \cdot k_2 = 0,45$ ;  $k_v = 1$ ;  $k_p = 1$ ;

Biểu thức (2.54) được viết lại:

$$a = d = \frac{0,75 \cdot 0,45}{\cos \alpha} C \eta k_l \frac{\gamma}{\gamma_M - \gamma} h_{1\%} \quad (2.56)$$

Đặt  $\xi = C \cdot \eta$ , sẽ thu gọn:

$$a = d = \frac{0,34\xi}{\cos\alpha} \frac{\gamma}{\gamma_M - \gamma} k_1 h_{1\%} \quad (2.57)$$

Hệ số  $\xi$  thường được lấy từ 0,6÷1,0 và trung bình  $\xi = 0,8$ ; đồng thời  $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma_M = 25 \text{ kN/m}^3$  thì biểu thức (2.57) sẽ là:

$$a = d = \frac{0,23}{\cos\alpha} k_1 h_{1\%} \quad (2.58)$$

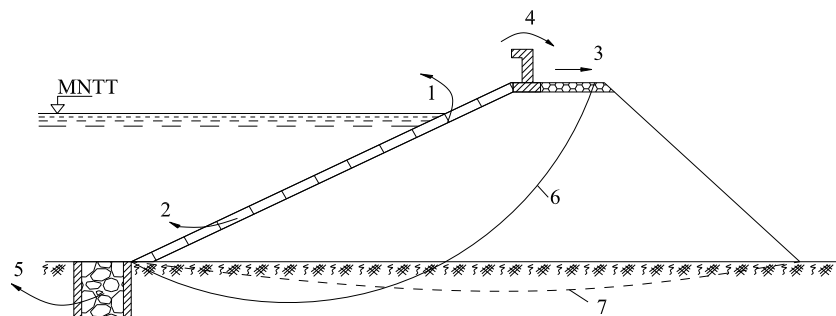
### 2.1.3 Yêu cầu chung về tính toán kết cấu công trình bảo vệ mái nghiêng

#### 2.1.3.1 Nguyên tắc chung

Nguyên tắc chung tính toán đê mái nghiêng vẫn phải tuân thủ đầy đủ lý thuyết trạng thái giới hạn của nhóm I và nhóm II.

Theo nhóm I các trạng thái giới hạn bao gồm: ổn định trượt sâu bằng phương pháp trượt cung tròn; ổn định trượt phẳng đối với từng mái dốc, các bộ phận kết cấu trên mặt đê, chân đê; ổn định cục bộ các khối gia cố trên mái hoặc ở chân khay. Khả năng chịu lực của nền, khả năng chống xói và cuối cùng tính toán độ bền của tất cả các cấu kiện tương ứng với từng loại vật liệu kèm theo các quy phạm của chính nó.

Theo nhóm II các trạng thái giới hạn bao gồm: độ lún theo phương thẳng đứng, chuyển vị ngang và góc xoay. Sự hình thành và mở rộng vết nứt đối với các cấu kiện BTCT.



Hình 2.8: Các khía cạnh trượt, mất ổn định của đê mái nghiêng

#### 2.1.3.2 Các khía cạnh trượt - mất ổn định đối với công trình bảo vệ mái nghiêng

Dưới tác động của tải trọng sóng, dòng chảy và sai sót của con người đối với kết cấu đê mái nghiêng thường xảy ra 7 khía cạnh chính như sau:

1) Mất ổn định khối gia cố mái, do tính toán không đủ trọng lượng, đặt lên mái dốc hoặc do sự kết nối không chặt giữa các khối với nhau...

2) Sự dịch chuyển của lớp khối gia cố mái do chọn các thông số sóng tính toán còn nhỏ, chất lượng của lớp gia cố không đạt yêu cầu.

3) Sự xô dịch của khối cấu kiện trên đỉnh đê do kiểm tra lật trượt với hệ số ổn định thấp.

4) Sóng tràn trên mặt đê: do cao trình đê lấy thấp hơn hoặc chọn các yếu tố sóng nhỏ.

5) Xói chân đê do tốc độ dòng chảy của sóng, của hải lưu bằng và lớn hơn tốc độ xói.

6) Thân đê bị mất ổn định theo mặt trượt trụ tròn.

7) Lún của đê trong quá trình thi công và khai thác.

### 2.1.3.3 Công thức tổng quát tính ổn định

Công thức tổng quát để tính ổn định dựa trên lý thuyết trạng thái giới hạn:

$$n_c \cdot n \cdot m_d \cdot R_t \leq \frac{m}{k_n} R_g \quad (2.59)$$

$n_c$  - hệ số tổ hợp tải trọng;

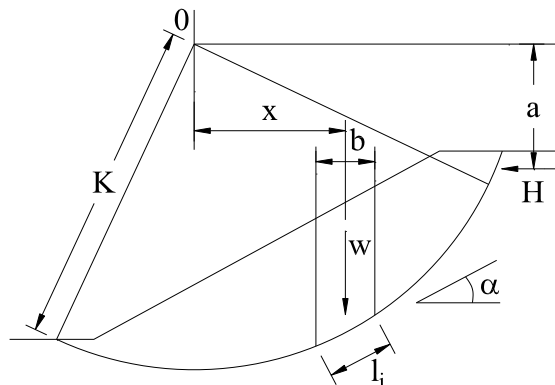
$n$  - hệ số vượt tải;

$m_d$  - hệ số phụ điều kiện làm việc;

$k_n$  - hệ số bảo đảm;

$m$  - hệ số điều kiện làm việc;

### 2.1.4 Tính ổn định trượt sâu cho công trình bảo vệ cảng mái nghiêng



Hình 2.9: Sơ đồ tính trượt cung tròn công trình bảo vệ cảng mái nghiêng

Tương tự như các công trình thủy công khác, phương pháp trượt cung tròn được áp dụng tính ổn định trượt sâu cho công trình bảo vệ cảng mái nghiêng. Song mỗi cung trượt chỉ có ý nghĩa cho riêng từng mái (trong hoặc ngoài). Tâm trượt O phải chọn sao cho mặt trượt không vượt quá mép đối diện của đỉnh đê và các công thức kiểm tra trượt cung tròn viết ở một trong hai dạng dưới đây:

$$K = \frac{R \sum (C_i l_i + W' \cos \alpha_i \tan \varphi_1)}{\sum W_i x_i + \sum H \cdot a} \quad (2.60)$$

$$K = \frac{\sum (C_1 l_i + W' \cos \alpha_i^2 \operatorname{tg} \varphi_1) \sin \alpha_i}{\sum W_i \sin \alpha_i + \frac{1}{R} \sum H.a} \quad (2.61)$$

Trong đó :

K - hệ số ổn định, đối với đê mái nghiêng  $K > [K] = \frac{n_c n m_d k_n}{m}$  ;

R - bán kính cung tròn trượt;

$C_1$  - lực dính của đất lấy theo qui định của trạng thái giới hạn I;

$\varphi_1$  - góc nội ma sát lấy theo qui định của trạng thái giới hạn I;

$l_i$  - chiều dài đoạn cung tròn trượt tương ứng với nguyên tố chia nhỏ thứ i;

$x_i$  - khoảng cách nằm ngang từ trọng tâm của nguyên tố chia nhỏ thứ i tới tâm trượt;

$\alpha_i$  - gradien của đường đáy nguyên tố thứ i;

H - ngoại lực tối đa theo phương nằm ngang tác động lên khối vật liệu đê ở trong cung trượt (áp lực thủy tĩnh, áp lực sóng, áp lực đất vv..);

a - cánh tay đòn của ngoại lực h đối với tâm trượt O;

W - tổng trọng lượng thực của nguyên tố chia nhỏ thứ i;

W' - tổng trọng lượng hữu hiệu của nguyên tố chia nhỏ thứ i (bao gồm trọng lượng vật liệu và gia tải, đối với vật liệu ngâm trong nước tính với dung trọng đầy nổi).

Vì bài toán ổn định chung của kết cấu công trình bảo vệ cảng mái nghiêng tính theo trạng thái giới hạn, nên hai công thức trên phải đưa về dạng:

$$n_c . n . m_d (\sum W_i . x_i + \sum H.a) \leq \frac{m}{K_n} . R \sum C_1 l_i + W' \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_1 \quad (2.62)$$

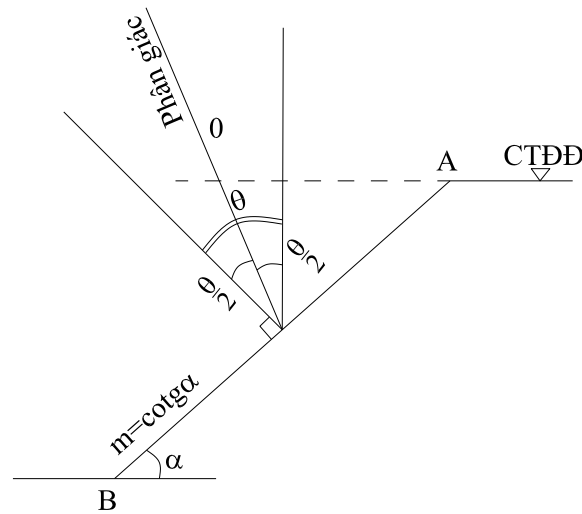
Các hệ số  $n_c$ ,  $n$ ,  $m_d$ ,  $K_n$  có ý nghĩa như công thức trên.

Tâm trượt O ban đầu có thể lấy gần đúng theo phương pháp của Viện sĩ Grisin như sau: tại điểm I trung điểm của mái đê (hình 2.10) kẻ một đường vuông góc với mái và một đường thẳng đứng. Hai đường này tạo ra góc  $\theta$ . Tiếp tục vẽ đường phân giác của góc  $\theta$ . Tâm O ban đầu được chọn phải thỏa mãn:

- Nằm trên đường phân giác của góc  $\theta$ ;
- Nằm trên cao trình đỉnh đê (hình 2.10);

Từ tâm trượt O chọn ban đầu sẽ tiếp tục chọn thêm các tâm trượt tiếp theo nằm xung quanh điểm O, song vẫn nằm trên cao trình đỉnh đê. Từ các kết quả  $K = f(R)$  xây

Chương 2: Nguyên tắc tính toán các kết cấu đê chính, đề xuất giải pháp kết cấu mới dựng được đường cong và tìm ra  $K_{\min}$ , đó là giá trị cuối cùng để đánh giá mức độ ổn định tổng thể của đê mái nghiêng.



Hình 2.10: Sơ đồ xác định tâm trượt ban đầu

### 2.1.5 Tính toán ổn định trượt phẳng của công trình bảo vệ cảng mái nghiêng

Sơ đồ tính ổn định trượt phẳng của công trình bảo vệ cảng mái nghiêng được thể hiện trên hình 2.11. Đánh giá mức độ an toàn theo một trong hai công thức sau:

Theo lý thuyết trạng thái giới hạn:

$$n_c \cdot n_m \cdot \sum \{C_i l_i + (W'_i \cos \alpha - H_i \sin \alpha) \operatorname{tg} \varphi_i\} \leq \frac{m}{K_n} (\sin \alpha \sum W' + \cos \alpha \sum H_i) \quad (2.63)$$

Theo hệ số an toàn:

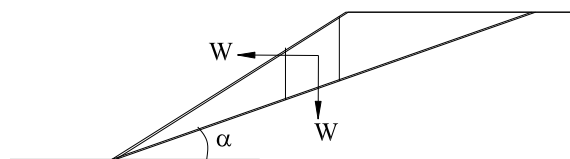
$$K = \frac{\sum \{C_i l_i + (W'_i \cos \alpha - H_i \sin \alpha) \operatorname{tg} \varphi_i\}}{\sin \alpha \sum W' + \cos \alpha \sum H_i} \quad (2.64)$$

Trong đó: các ký hiệu của hai công thức này có ý nghĩa như các ký hiệu tương tự đối với ba công thức (2.60), (2.61) và (2.62)

Cần lưu ý:

$\alpha$  - gradien của cả mặt trượt;

K - hệ số an toàn  $\geq 1,0$ ;



Hình 2.11: Sơ đồ kiểm tra trượt phẳng của công trình bảo vệ cảng mái nghiêng



## 2.2 Tính toán đê thẳng đứng

### 2.2.1 Tải trọng sóng

Đê thẳng đứng có kết cấu kiểu trọng lực (hình 2.12); kiểu cọc, tường cọc (hình 1.14); kết hợp kết cấu cọc với đê mái nghiêng (hình 1.16; 1.17) khi tính toán tải trọng sóng áp dụng lý thuyết tính toán theo công trình tường đứng. Tùy theo độ sâu trước công trình mà tính toán theo sóng nước sâu ( $d_b > 0,5\lambda$ ), sóng nước nông ( $0,5\lambda > d_b > d_{cr}$ ), sóng vỡ ( $d_{cr} > d_b > d_{cr,l}$ ) [1].

Trong đó:

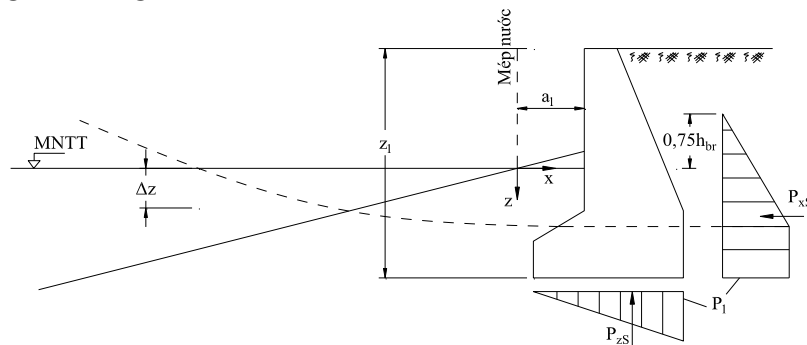
$\lambda$  - chiều dài sóng trung bình của sóng;

$d_b$  - độ sâu từ mực nước tính toán đến đáy phía trước công trình;

$d_{cr}$  - độ sâu tới hạn ứng với sóng vỡ lần thứ nhất khi sóng tiến sát vào bờ;

$d_{cr,l}$  - độ sâu tới hạn ứng với sóng vỡ lần cuối;

Các công trình đê quai lán biển, sau này chính là các công trình bảo vệ bờ biển nằm sát bờ, thường ở vùng sóng vỡ vì vậy đề tài chỉ trình bày lý thuyết tính toán tải trọng do sóng vỡ tác động lên công trình.



Hình 2.12: Các biểu đồ áp lực sóng lên tường chắn sóng thẳng đứng khi sóng rút

Giá trị lớn nhất của hình chiếu theo phương ngang  $P$  (kN/m) của tải trọng do sóng vỡ tác dụng lên tường khi sóng rút tính toán theo các biểu đồ áp lực sóng theo phương ngang và phương đứng (hình 2.12) trong đó giá trị  $P$  (kPa) xác định theo công thức [6].

$$P = \rho g (\Delta z - 0,75h_{br}) \quad (2.65)$$

Trong đó:

$\Delta z_r$  - độ hạ thấp của mặt nước so với mực nước tính toán (MNTT) ở phía trước tường đứng khi sóng rút (m). Tùy thuộc khoảng cách  $a_1$  từ mép nước đến công trình mà  $\Delta z$  được lấy như sau:

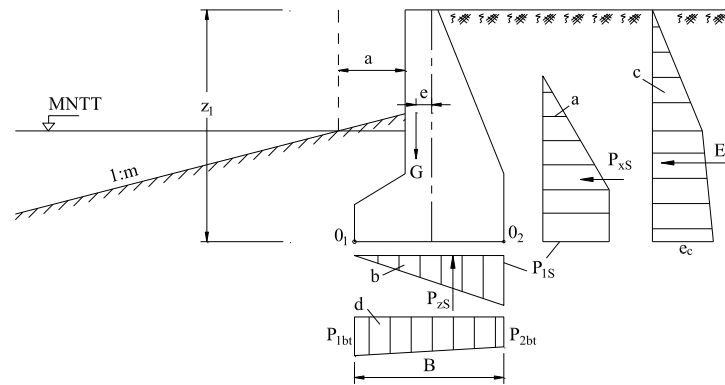
$$\Delta z_z = 0 \text{ khi } a_1 \geq 3h_{br} \quad (2.66)$$

$$\Delta z_r = 0,25h_{br} \text{ khi } a_1 < 3h_{br} \quad (2.67)$$

$h_{br}$  - chiều cao sóng tại vị trí sóng đổ lần cuối, m;

### 2.2.2 Nguyên tắc chung tính toán công trình trọng lực tường đứng

#### 2.2.2.1 Nguyên tắc làm việc công trình trọng lực tường đứng



Hình 2.13: Tải trọng tác dụng lên công trình trọng lực tường đứng

- Biểu đồ áp lực ngang của sóng khi sóng rút
- Biểu đồ áp lực đẩy nổi của sóng khi sóng rút
- Biểu đồ áp lực ngang chủ động của đất
- Biểu đồ ứng suất đất nền tại mặt tiếp giáp công trình và đất nền

Dưới tác động của tải trọng ngang do sóng và áp lực đất, công trình trọng lực tường đứng có khả năng bị mất ổn định:

- Mất ổn định trượt phẳng: công trình trượt theo mặt tiếp giáp giữa công trình với đất nền (mặt phẳng qua  $0_10_2$ ).
- Mất ổn định lật: công trình lật quanh mép trước công trình (quanh điểm  $0_1$ ).
- Mất ổn định theo mặt trượt trụ tròn: công trình mất ổn định theo mặt trượt trụ tròn qua điểm  $0_2$ .

### 2.2.2.2 Nội dung tính toán chung công trình trọng lực tường đứng

#### 1) Kiểm tra độ lệch tâm của công trình

Để đảm bảo công trình trọng lực thỏa mãn điều kiện cho phép về lún không đều cần phải tính toán sao cho điểm đặt của hợp lực tổng hợp không vượt ra khỏi lõi tiết diện của móng, được thể hiện theo công thức sau:

$$a \geq B/3 \text{ hoặc } e \leq B/6 \quad (2.68)$$

Trong đó:

a - khoảng cách từ mép trước công trình đến điểm đặt của lực tổng hợp, các định theo công thức sau:

$$a = \frac{M_g - M_l}{G} \quad (2.69)$$

B - bề rộng của đáy công trình;

e - độ lệch tâm của điểm đặt hợp lực được xác định theo công thức:

$$e = 0,5B - a \quad (2.70)$$

$M_g$  - tổng mômen giữ đối với mép trước công trình;

$M_l$  - tổng mômen lật đối với méo trước công trình;

G - tổng trọng lực thẳng đứng tác động lên đáy công trình.

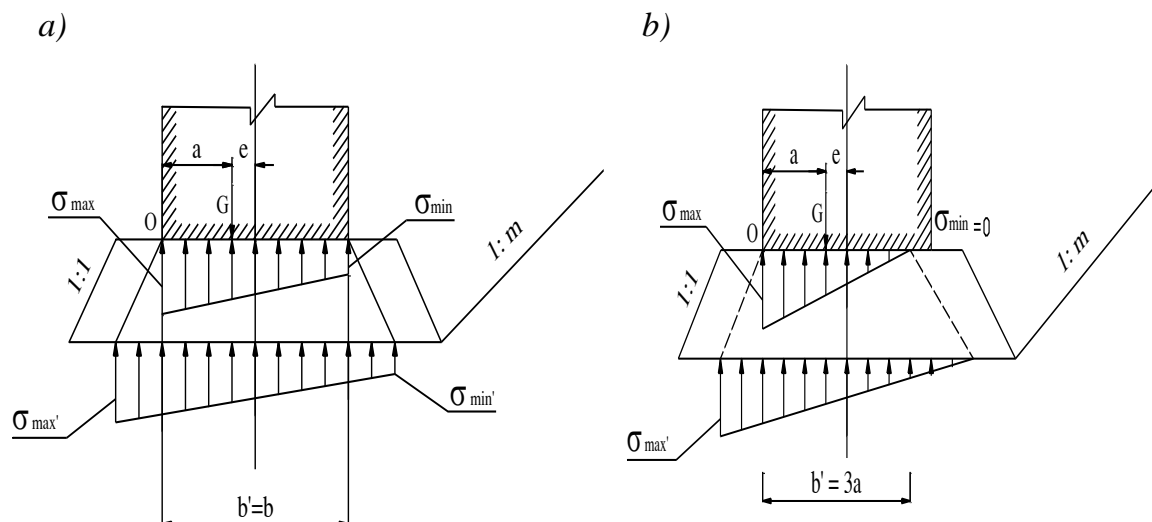
## 2) Kiểm tra điều kiện ứng suất trong trường hợp có lớp đệm đá

### a) Kiểm tra điều kiện ứng suất tại mép tiếp giáp giữa đáy công trình và lớp đệm

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{G}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \leq R_{\text{đđ}} \quad (2.71)$$

$\sigma_{\max, \min}$  - ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất trên mặt lớp đệm đá;

$R_{\text{đđ}}$  - cường độ tính toán của lớp đệm đá;



Hình 2.14: Biểu đồ ứng suất theo mặt phẳng tiếp xúc giữa công trình và lớp đệm đá

a) Điểm đặt hợp lực nằm trong lõi tiết diện;

b) Điểm đặt hợp lực nằm ngoài lõi tiết diện.

### b) Kiểm tra điều kiện ứng suất tại mặt tiếp xúc giữa tầng đệm và đất nền

Ứng suất biên trên mặt phẳng tiếp xúc giữa lớp đệm đá và đất nền được xác định từ điều kiện truyền tải trọng qua lớp đệm một góc  $45^{\circ}$ .

$$\sigma'_{\max, \min} = \sigma_{\max, \min} \frac{B}{B + 2h_{\text{đđ}}} + h_{\text{đđ}} \gamma_{\text{đđ}}^{\text{tc}} \leq R_n \quad (2.72)$$

$$h_{\text{đđ}} \geq \frac{2R_n - \gamma_{\text{đđ}}^{\text{tc}} B}{4\gamma_{\text{đđ}}^{\text{tc}}} - \sqrt{\left(\frac{2R_n - \gamma_{\text{đđ}}^{\text{tc}} B}{4\gamma_{\text{đđ}}^{\text{tc}}}\right)^2 - \frac{B(\sigma_{\max} - R_n)}{2\gamma_{\text{đđ}}^{\text{tc}}}} \quad (2.73)$$

## 3) Xác định ổn định công trình theo nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất

Đánh giá ổn định chung được xem xét cho các trường hợp mất ổn định chung (trượt) của công trình dưới tác động của tổ hợp ngoại lực bất lợi nhất:

$$N_{\text{trượt I}} \leq R_{\text{giữ I}} \quad (2.74)$$

$$N_{\text{trượt I}} = n_c \cdot n_m \cdot n_d \cdot N_{\text{tr}} : \text{ giá trị tính toán của lực đẩy} \quad (2.75)$$

$$R_{\text{gl}} = \frac{m}{k_n} R_g : \text{ giá trị tính toán của lực giữ} \quad (2.76)$$

$n_c$  là hệ số tổ hợp tải trọng;

$n$  là hệ số vượt tải;

$m$  là hệ số điều kiện làm việc;

$m_d$  là hệ số điều kiện làm việc bổ sung;

$k_n$  là hệ số độ tin cậy;

**a) Tính toán ổn định lật**

$$n_c \cdot n \cdot m_d \cdot M_l \leq \frac{m}{k_n} M_g \quad (2.77)$$

**b) Tính toán ổn định trượt phẳng trên bề mặt tầng đệm**

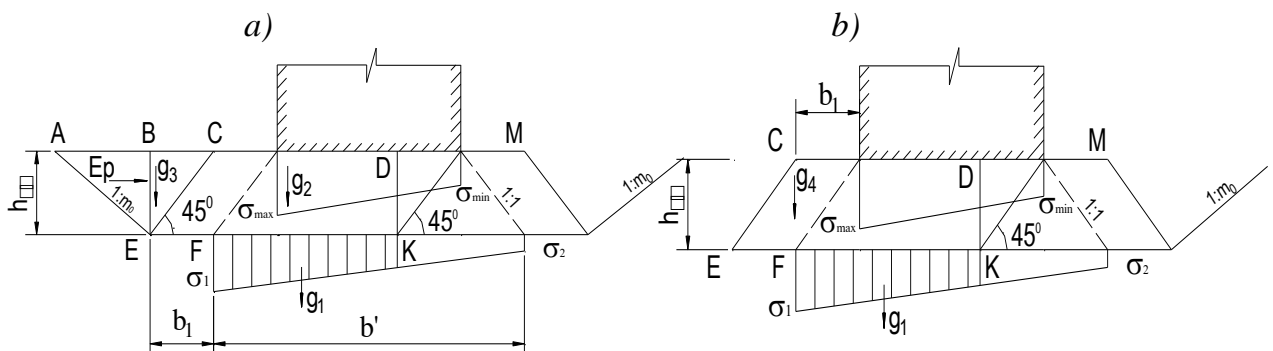
$$n_c \cdot n \cdot m_d \cdot E \leq \frac{m}{k_n} \cdot G \cdot f \quad (2.78)$$

$E$  là tổng các lực đẩy ngang của công trình;

$f$  là hệ số ma sát của mặt đáy công trình tiếp xúc với tầng đệm.  $f = 0,5$ ;

**c) Ổn định trượt phẳng của công trình cùng với lớp đệm đá**

- Trường hợp đệm đá ngập trong đất



Hình 2.15: Biểu đồ ứng suất theo mặt phẳng tiếp xúc tầng đệm đá và đất nền

a) Trường hợp tầng đệm ngập trong nền đất; b) Trường hợp đệm đá lồi

Trượt xảy ra theo các mặt phẳng MK, KE và EA thỏa mãn điều kiện:

$$n_c \cdot n \cdot m_d \cdot E \leq \frac{m}{k_n} [(g_1 + g_2 + g_3) f_{nl} + E_{bt}] \quad (2.79)$$

Trong đó:

-  $g_1$  là phân trọng lượng của công trình truyền áp lực lên nền đất trong mặt phẳng đáy lớp đệm trên đoạn F-K và được xác định theo công thức:

$$g_1 = \frac{2b_{đá}\sigma_1 + 0,5b^2(\sigma_1 + \sigma_2)}{2h_{đá} + b} \quad (2.80)$$

-  $g_2$  là trọng lượng bản thân của đệm đá trong khối ECDK được xác định theo công thức:

$$g_2 = (b'+b_1 - 0,5h_{dd}) \cdot h_d \cdot \gamma_{dd}^{tc} \quad (2.81)$$

-  $g_3$  là trọng lượng bản thân của đất đắp trong khối BCE, được xác định theo công thức:

$$g_3 = 0,5h_{dd}^2 \gamma_n^{tc} \quad (2.82)$$

$f_{nl}$  là hệ số ma sát giữa đệm đá và đất nền lấy bằng tg $\phi$ ;

$E_{bl}$  là lực giữ nằm ngang do đất đắp phía dưới đệm đá được xác định bằng một trong những biểu thức sau:

- Lực chống của đất đắp trong khối ABE:

$$E_{bl} = 0,5h_{dd}^2 \gamma_n^{tc} m_o \frac{1 + m_o f_{nl}}{m_o - f_{nl}} \quad (2.83)$$

$m_o$  là mái dốc hồ móng;

- Hoặc áp lực bị động của đất đắp:

$$E_{bl} = 0,5h_{dd}^2 \gamma_n^{tc} \lambda_{bl} \quad (2.84)$$

Giá trị nhỏ nhất của  $E_{bl}$  được sử dụng để tính toán trong công thức (2.84)

$\sigma_1$ ;  $\sigma_1$  là ứng suất pháp trong đất nền nơi tiếp xúc với đệm đá tương ứng cạnh trước và cạnh sau gây ra bởi trọng lượng bản thân công trình kể cả trọng lượng của đất, thành phần thẳng đứng của áp lực đất chủ động và tải trọng tạm thời được xác định theo công thức:

$$\sigma_{\frac{1}{2}} = \sigma_{\frac{\max}{\min}} \frac{b}{b + 2h_d} \quad (2.85)$$

$\gamma_{dd}^{tc}$ ;  $\gamma_n^{tc}$  là trọng lượng riêng tương ứng của đệm đá và đất đắp có xét đến lực đẩy nổi;

- Đối với trường hợp đệm đá lồi trên mặt đất nền

Trượt theo mặt phẳng KE xác định theo công thức 2.78, với  $g_3 = 0$  và  $E_b = 0$

Trượt theo mặt phẳng ME xác định theo công thức:

$$n_c \cdot n_d \cdot m_d E' \leq \frac{m}{k_n} \cdot g' \cdot f_d \quad (2.86)$$

Trong đó:

$E'$  là tổng hình chiếu lên mặt phẳng trượt ME của các lực tác dụng cao hơn mặt phẳng đó được xác định theo công thức:

$$E' = (g+g_4)\sin\alpha + E\cos\alpha \quad (2.87)$$

$g'$  là tổng hình chiếu các lực tác dụng cao hơn mặt phẳng trượt ME lên pháp tuyến của mặt phẳng đó được xác định theo công thức:

$$g' = (g+g_4)\cos\alpha - E\sin\alpha \quad (2.88)$$

$g$  là tổng lực thẳng đứng tác dụng lên đáy công trình;

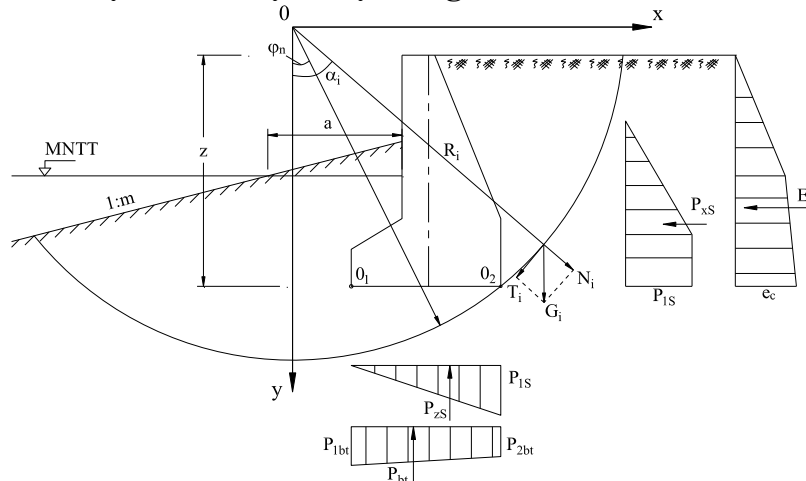
$f_{\text{đđ}}$  là hệ số ma sát của đá đổ cho phép lấy bằng  $\text{tg}\varphi_{\text{đ}} = \text{tg}45^\circ = 1,0$ ;

$g_4$  là trọng lượng thêm đá EMC xác định theo công thức:

$$g_4 = 0,5(b'+b_1)h_d\gamma_d^{tc} \quad (2.89)$$

$\alpha$  là góc giữa đáy tường và mặt phẳng trượt ME;

#### 4) Kiểm tra ổn định theo mặt trượt cung tròn



Hình 2.16: Sơ đồ tính ổn định theo phương pháp mặt trượt cung tròn

$$\Sigma M_{\text{giữ}} = r(\Sigma G_i \cos \alpha_i \text{tg} \varphi_i + \Sigma C_i l_i) \quad (2.90)$$

Mô men trượt được xác định theo biểu thức:

$$\Sigma M_{\text{trượt}} = r(\Sigma G_i \sin \alpha_i) \quad (2.91)$$

Hệ số ổn định trượt được xác định theo biểu thức:

$$k_c = \frac{r(\Sigma G_i \cos \alpha_i \text{tg} \varphi_i + \Sigma C_i l_i)}{r(\Sigma G_i \sin \alpha_i)} = \frac{\Sigma G_i \cos \alpha_i \text{tg} \varphi_i + \Sigma C_i l_i}{\Sigma G_i \sin \alpha_i} \quad (2.92)$$

Mặt phẳng trượt được xác định ứng với hệ số ổn định trượt  $k_c$  min.

#### 5) Đánh giá khả năng chịu tải của đất nền

Khả năng chịu tải của đất nền được đánh giá bằng sự phát triển biến dạng dẻo của đất nền, nghĩa là trạng thái mà khi tải trọng tăng lên không đáng kể vẫn tiếp tục tăng biến dạng (lún). Trên cơ sở thuyết đàn hồi có thể thiết lập mối quan hệ giữa ứng suất trong đất và góc nội ma sát của đất nền. Đối với điều kiện cân bằng tới hạn các phần tử đất chúng ta sử dụng công thức:

$$\frac{\sigma_{\text{min}} + C}{\sigma_{\text{max}} + C} = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.93)$$

Trong đó:

- $\sigma_{\text{max}}$  và  $\sigma_{\text{min}}$  là ứng suất chính;
- $\varphi$  là góc nội ma sát;
- $C$  là lực dính của đất;

Ngoài ra ta còn có công thức:

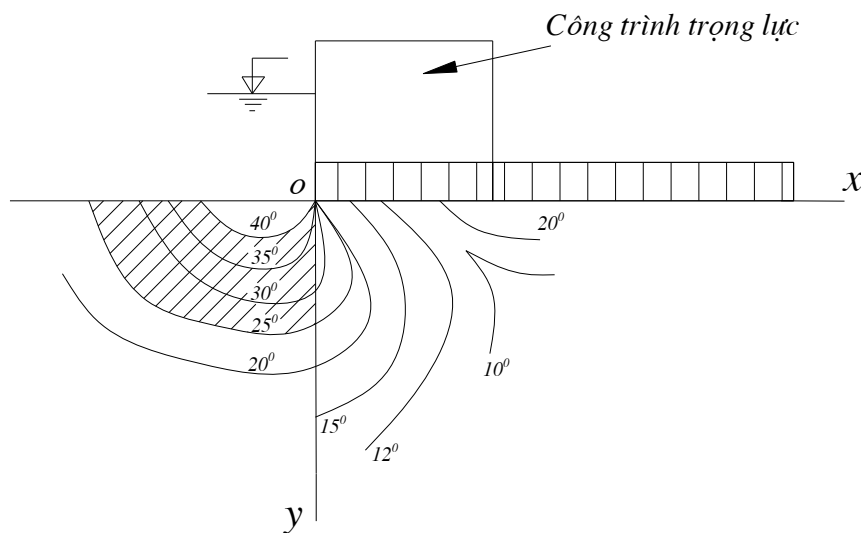
$$\sigma_{\max,\min} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (2.94)$$

Dựa vào hai công thức trên ta tìm được:

$$\sin \varphi_k = \frac{2\sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}}{\sigma_x + \sigma_y + 2C} \quad (2.95)$$

Sử dụng công thức (2.95) có thể tính góc  $\varphi_k$  tương ứng với trạng thái tới hạn của đất. Nếu góc nội ma sát của đất ở điểm đó lớn hơn giá trị tới hạn của góc  $\varphi_k$ , phần tử của đất sẽ ổn định, nếu bé hơn trạng thái cân bằng bị phá vỡ và xuất hiện biến dạng dẻo của đất.

Thực hiện tính toán cho một loạt điểm, chúng ta có thể nhận được các đường đồng đẳng  $\varphi_k$  (hình 2.17).



Hình 2.17: Sơ đồ phát triển biến dạng dẻo (theo Jaropolski)

Áp dụng cho sơ đồ trên hình 2.17, đối với góc nội ma sát  $\varphi = 25^\circ$  thì vùng gạch chéo là không ổn định trượt.

### 2.2.3 Nguyên tắc chung tính toán công trình kiểu cọc

Công trình kiểu cọc ở đây có hai loại:

- Công trình tường cọc.
- Công trình kiểu tường cọc.

Với công trình tường cọc, nội dung tính toán hoàn toàn giống như tính toán công trình bên tường cừ, xem trình bày chi tiết trong tài liệu [...] trong đó cần chú ý tổ hợp tải trọng sóng để tính toán.

## Chương 2: Nguyên tắc tính toán các kết cấu đê chính, đề xuất giải pháp kết cấu mới

Với công trình kiểu tường cọc, công trình ổn định được nhờ phần cọc cắm sâu vào trong đất; do nền địa chất yếu công trình làm việc kết hợp với đê đá đổ có tác dụng giảm tải trọng sóng tác dụng lên công trình, tăng khả năng chịu lực cho công trình tường cọc.

Về nguyên tắc chung, các công trình bằng cọc được tính toán theo trạng thái giới hạn I và II về khả năng chịu lực và biến dạng, độ mở rộng vết nứt; thực hiện theo quy định của các tiêu chuẩn hiện hành [1]. Trong tính toán khả năng chịu lực đất nền được xác định theo công thức:

$$N_I = \frac{\Phi}{k_n} \quad (2.96)$$

Với:

$N_I = n \cdot n_c \cdot m_d \cdot N$  là tải trọng tính toán trên cọc, một cọc cừ, cọc ống hoặc móng cọc;

$\Phi$  là khả năng tính toán của đất nền cho một cọc đơn, xác định theo 20TCN-86;

$k_n$ - hệ số bảo đảm lấy theo 20TCN-86;

$N$ - tải trọng tiêu chuẩn;

$n, n_c, m_d$ - hệ số vượt tải, tổ hợp tải trọng và điều kiện làm việc.

Đặc biệt khi kiểm tra trượt, lật, các mặt trượt cắt các cọc hoặc cừ phải kể thêm lực chống trượt:

$$Q_i = \frac{4M}{t_z L} \quad (2.97)$$

$M$  là mô men uốn trong cọc hoặc cừ ở dưới mặt trượt xác định theo hai điều kiện:

- Điều kiện độ bền của tiết diện cọc hoặc cừ ứng với vật liệu chế tạo;
- Điều kiện ngàm của cọc hoặc cừ dưới mặt trượt đoạn  $t_z$ :

$$M = \frac{(\sigma_b - \sigma_c) l_c t_z^2}{8} \quad (2.98)$$

$\sigma_c$  là cường độ áp lực chủ động;

$\sigma_b$  là cường độ áp lực bị động;

$l_c$  là chiều dài của đoạn thẳng mà trong phạm vi có áp lực chủ động và bị động của đất sẽ truyền lên cọc. Tùy theo bước cọc  $L$  (m) theo chiều dọc mà lấy  $l_c$  như sau:

$$l_c = L \text{ nếu } L \leq 3d$$

$$l_c = 3d \text{ nếu } L > 3d$$

$L$  là bước cọc lấy theo phương dọc;

$d$  là đường kính cọc hoặc chiều rộng cừ;



## Chương 2: Nguyên tắc tính toán các kết cấu đê chính, đề xuất giải pháp kết cấu mới

$t_z$  là nửa chiều dài đoạn cọc bị uốn giữa hai mặt phẳng ngang và được xác định theo một trong hai cách sau:

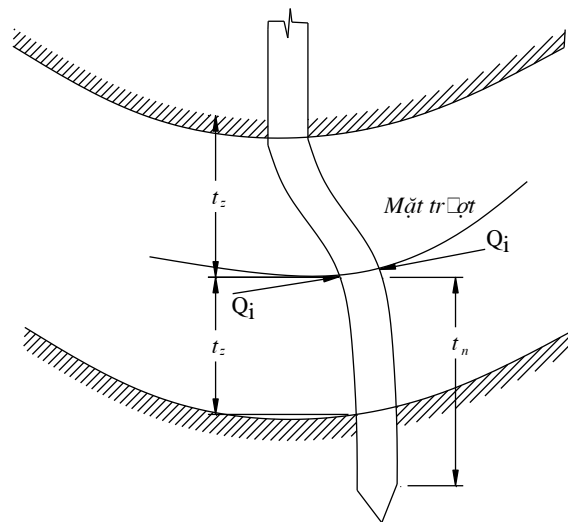
*Cách thứ nhất:*

$$t_z = \sqrt{\frac{8M}{(\sigma_b - \sigma_c)l_c}} \quad (2.99)$$

*Cách thứ 2:*

$$t_z = \frac{t_n}{1,25} \quad (2.100)$$

$t_n$  là khoảng cách từ mặt trượt đến chân cọc;

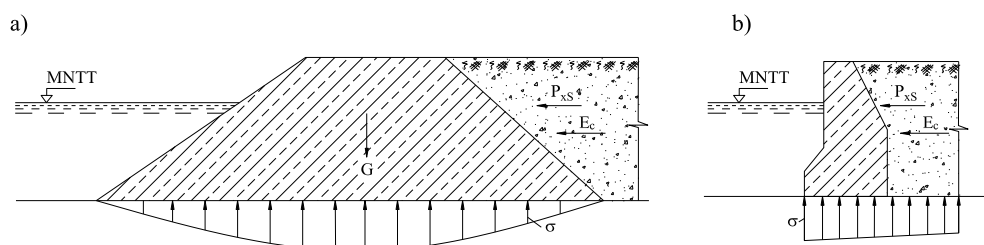


Hình 2.18: Sơ đồ chịu lực của cọc bị mặt trượt cắt qua

### 2.3 Đề xuất giải pháp kết cấu mới

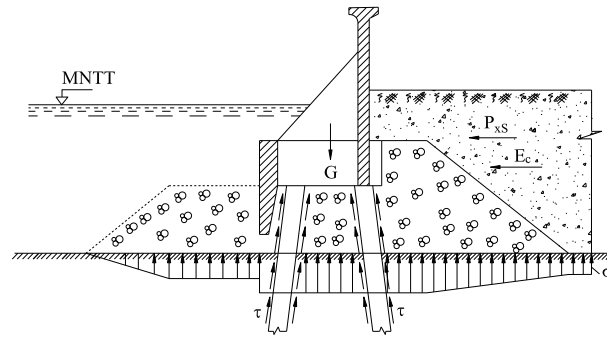
#### 2.3.1 Phân tích nguyên nhân làm việc kết cấu đã biết

Nghiên cứu tính toán chung các công trình mái nghiêng (đê đất, đê đá); công trình trọng lực là những kết cấu móng nông công trình thỏa mãn điều kiện chịu lực và ổn định nhờ trọng lượng bản thân của công trình. Với nền đất yếu thường phải xử lý nền do đó đầu tư tốn kém.



Hình 2.19: Sơ đồ tải trọng tác động lên công trình móng nông

Công trình tường góc kết hợp với đê đá đổ có ưu điểm tận dụng được ưu điểm và khắc phục nhược điểm hai loại trên do đó đem lại hiệu quả về kinh tế kỹ thuật khi xây dựng trên nền địa chất yếu.

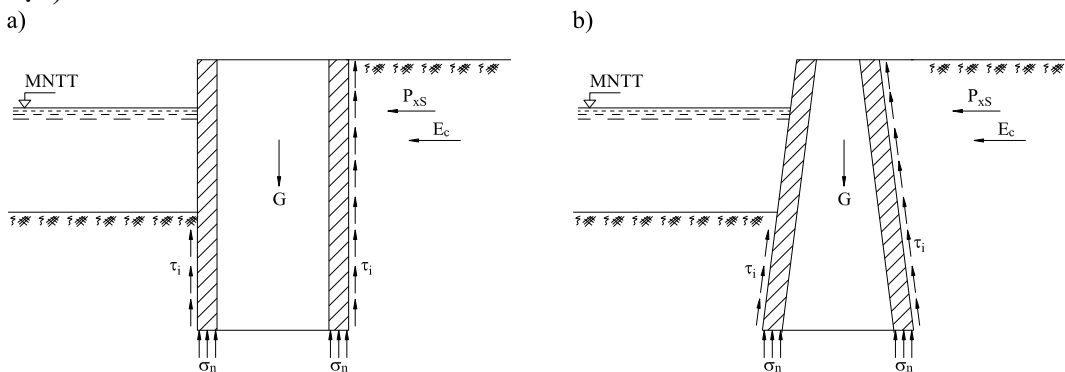


Hình 2.20: Sơ đồ tải trọng tác dụng lên công trình móng sâu

### 2.3.2 Đề xuất giải pháp kết cấu mới

Các kết cấu đã biết từ trước tới nay, tựu chung lại bao gồm hai loại làm việc theo nguyên lý móng nông (móng trên nền thiên nhiên) và nguyên lý móng sâu (móng cọc). Do đặc điểm địa chất yếu, nếu sử dụng kết cấu làm việc theo nguyên lý móng nông cần phải xử lý nền gây ra tốn kém; Nếu sử dụng kết cấu làm việc theo nguyên lý móng sâu, phải đóng nhiều cọc cũng tốn kém. Giải pháp kết cấu do tác giả đã đề xuất trước đây là kết hợp giữa kết cấu làm việc theo nguyên lý móng nông và móng sâu đã cho kết quả khả quan. Với đề tài này tác giả muốn trình bày đề xuất dạng kết cấu mới làm việc theo nguyên lý vừa là móng nông, vừa là móng sâu nhằm đem lại hiệu quả kinh tế - kỹ thuật cao khi xây dựng công trình trên nền địa chất yếu nói chung và kết cấu đê quai lấn biển, bảo vệ bờ biển nói riêng.

Trên hình 2.21 trình bày sự làm việc của kết cấu mới là các khối rỗng có tiết diện ngang hình tròn (thực chất là hình vành khuyên), hình vuông, hình chữ nhật v.v... làm việc theo nguyên lý trọng lực (móng nông), đồng thời theo nguyên lý móng sâu (như móng cọc).



Hình 2.21: Chịu lực kết cấu khối rỗng

- a) Kết cấu rỗng dạng trụ tròn, dạng hình hộp, hình lập phương;  
 b) Kết cấu rỗng dạng chóp cụt.

- Kết cấu chịu được tải trọng thẳng đứng nhờ phản lực nền trên diện tích tiết diện của kết cấu và ma sát bên, làm việc tương tự như kết cấu móng sâu, song có ưu điểm là không cần phải hạ xuống tới lớp địa chất tốt.

- Kết cấu chịu được tải trọng ngang nhờ chính vào trọng lượng bản thân kết cấu, làm việc tương tự như kết cấu móng nông.

Kết cấu đề xuất như trên không yêu cầu phải xử lý nền, không cần phải hạ sâu xuống tầng địa chất tốt chắc chắn sẽ đem lại hiệu quả kinh tế - kỹ thuật cao nếu được ứng dụng trong thực tế thay thế các dạng kết cấu đê truyền thống đã biết.

*Chương 3*

## **Tính toán ứng dụng cho đề quai Tiên Lãng**

### **3.1 Giới thiệu về dự án [2]**

#### **3.1.1 Tên dự án**

Tuyến đề quai lấn biển Tiên Lãng.

#### **3.1.2 Địa điểm xây dựng**

Dự án Tuyến đề quai lấn biển huyện Tiên Lãng thuộc vùng bãi bồi, nằm ven biển phía Đông của huyện Tiên Lãng, vùng ngoài đề biển III thuộc địa bàn 4 xã: Vinh Quang, Tiên Hưng, Đông Hưng, Tây Hưng, nằm kẹp giữa hai cửa sông Văn Úc và sông Thái Bình.

#### **3.1.3 Chủ đầu tư**

Ủy ban nhân dân thành phố Hải Phòng

#### **3.1.4 Cơ quan quản lý Dự án**

Ban Chuẩn bị đầu tư Dự án tuyến đề quai lấn biển Tiên Lãng.

#### **3.1.5 Mục tiêu của Dự án**

Theo định hướng phát triển giao thông hàng không của cả nước, sân bay Quốc tế Nội Bài cần có một sân bay dự phòng, để loại máy bay lớn có thể hạ cánh khi không đủ điều kiện hạ cánh ở sân bay Nội Bài. Tại Quyết Định số 640/QĐ-TTg ngày 28 tháng 04 năm 2011, Thủ tướng Chính phủ đã phê duyệt vị trí sân bay Quốc tế Tiên Lãng, trong đó cần diện tích hạ tầng phục vụ cho xây dựng sân bay là 4.500ha.

#### **3.1.6 Nhiệm vụ của Dự án**

Dự án Tuyến đề quai lấn biển huyện Tiên Lãng có nhiệm vụ xây dựng tuyến đề quai lấn biển có chiều dài khoảng 22 km, bao khu vực bãi bồi Tiên Lãng nằm giữa hai cửa sông Văn Úc và sông Thái Bình; San lấp tạo diện tích mặt bằng khoảng 4.500 ha, đủ diện tích hạ tầng cần thiết cho xây dựng sân bay Quốc tế Tiên Lãng. Tuyến đề quai phục vụ cho san lấp mặt bằng, đồng thời bảo vệ khu vực sân bay dưới tác động của sóng biển, thủy triều và những tác động bất lợi từ biển, đảm bảo an toàn cho khu vực sân bay.

### **3.2 Các số liệu phục vụ cho tính toán [2]**

#### **3.2.1 Tài liệu địa hình**

Khu vực dự án nằm trong vùng đất mới, là bãi bồi được tạo ra từ hai cửa sông Văn Úc và sông Thái Bình, vì vậy chưa có bản đồ về sử dụng đất được đo đạc trước đó. Khi lập dự án, Ban chuẩn bị đầu tư dự án đã triển khai đo đạc vùng dự án:

- Lập bản đồ tỷ lệ 1/10.000 phục vụ cho quy hoạch sử dụng đất (đã hoàn thành tháng 2 năm 2011);

- Lập bản đồ tỷ lệ 1/2.000 phục vụ cho giai đoạn lập Dự án đầu tư (đang triển khai đo đạc);

- Đo bình đồ lộ tuyến, trắc dọc, trắc ngang tuyến đề quai dự kiến (đã hoàn thành ngày 15 tháng 09 năm 2011).

### 3.2.2 Tài liệu địa chất

Phục vụ cho giai đoạn lập Dự án Đầu tư, Ban chuẩn bị đầu tư dự án đã chỉ đạo triển khai khoan thăm dò địa chất nền dọc theo tuyến đề quai dự kiến, phục vụ cho thiết kế tuyến đề quai; khoan thăm dò địa chất nền khu vực mặt bằng san lấp, phục vụ cho tính toán san lấp mặt bằng, cụ thể như sau:

Tổng số hố khoan thăm dò là 102 hố, hố khoan bình thường có chiều sâu từ 22,0m-25,0m, hố khoan kiểm tra có chiều sâu từ 40,0m – 69,0m trong đó:

- Dọc theo tuyến đề dự kiến là 58 hố khoan;
- Khu vực san lấp mặt bằng là 44 hố khoan.

Đánh giá chung về địa chất nền khu vực dự án: Khu vực dự án là vùng bãi bồi, được tạo thành do tương tác giữa dòng chảy từ trong sông Thái Bình, sông Văn Úc với dòng thủy triều, sóng từ biển vào. Tùy theo mùa, mùa lũ hàm lượng phù sa trong sông nhiều, chất bồi lắng tạo bãi chủ yếu là lớp có hạt mịn, mang tính sét nhiều, mùa kiệt hàm lượng hạt lơ lửng trong sông ít, chất bồi lắng tạo bãi chủ yếu là lớp có hạt thô (cát) do sóng biển đưa. Do nguyên nhân thành tạo khác nhau nên địa chất nền bãi không đồng nhất, thường xen kẽ giữa những lớp có đường kính hạt khác nhau, không đồng đều, chiều dày các lớp tại những vị trí khác nhau thường dày mỏng khác nhau. Bao gồm các lớp sau:

#### *Lớp 3 - Bùn sét:*

- Đất có màu xám, xám nâu, xám đen: trạng thái chảy. Lẫn hợp chất hữu cơ phân hủy;
- Bề dày lớp thay đổi mạnh, từ 0.80m (HD57) đến 11.80m (HD55); trung bình: 3,38m;
- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho:  $N_{30} = 1 \div 3$  (búa/30cm).

#### *Lớp 4 - Bùn sét pha:*

- Đất có màu xám, xám nâu, xám đen: trạng thái chảy. Lẫn vỏ sò, vỏ hến và hợp chất hữu cơ phân hủy;
- Đây là lớp cuối cùng, đáy lớp chưa xác định. Các hố khoan còn lại, bề dày trung bình là 4.69m;
- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho:  $N_{30} = 1 \div 3$  (búa/30cm).

#### *Lớp 5 - Cát, cát pha:*

- Đây là lớp phân bố tương đối rộng khắp trên khu vực khảo sát, gặp tại hầu hết các hố khoan;
- Đất có màu xám, xám đen, xám nâu: trạng thái chảy. Lẫn vỏ sò, vỏ hến và hợp chất hữu cơ phân hủy. Đôi chỗ xen kẽ dải bùn sét và cát hạt mịn mỏng;
- Tại các hố khoan HB1, HB2, HB6, HB7, HB13, HB16, HB17, HB18 và HB27 ÷ HB30 đây là lớp cuối cùng, đáy lớp chưa xác định. Các hố khoan còn lại bề dày trung bình là 4,51m;
- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho:  $N_{30} = 4 \div 8$  (búa/30cm). Đôi chỗ cho  $N_{30} = 2 \div 12$  (búa/30cm).

### Chương 3: Tính toán ứng dụng cho đề quai Tiên Lãng

---

#### *Lớp 5a – Sét, sét pha dẻo mềm:*

- Đất có màu xám, xám nhạt, xám nâu: trạng thái dẻo mềm. Lẫn ít kết vón ôxít sắt;
- Lớp chỉ gặp tại hố khoan HD2, tồn tại dưới dạng thấu kính phân bố từ độ sâu 8,1÷11,40m. Do vậy chỉ thí nghiệm 1 mẫu không nguyên dạng xác định một số chỉ tiêu;
- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho:  $N_{30} = 9$  (búa/30cm).

#### *Lớp 6 - Bùn sét:*

- Đất có màu xám, xám nâu, xám đen: trạng thái chảy; lẫn hợp chất hữu cơ phân hủy; xen kẽ ít bùn sét pha;
- Đây là lớp cuối cùng, đáy lớp chưa xác định. Các hố khoan còn lại, bề dày trung bình là 6,02m;
- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho:  $N_{30} = 1 \div 3$  (búa/30cm).

#### *Lớp 7 - Sét dẻo chảy:*

- Đất có màu xám, xám nhạt, xám xanh: trạng thái dẻo chảy. Lẫn hợp chất hữu cơ phân hủy. Đôi chỗ xen kẽ dải sét pha mỏng;
- Tại các hố khoan: HD29, HD30 và HB15, đây là lớp cuối cùng, đáy lớp chưa xác định. Tại các hố khác bề dày lớp thay đổi mạnh, từ 1,20m (HD21) đến 20,00 (HD23) ; trung bình: 6,14m;
- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho:  $N_{30} = 4 \div 6$  (búa/30cm), đôi chỗ cho:  $N_{30} = 3,7$  (búa/30cm).

#### *Lớp 7a - Sét pha nhẹ:*

- Đất có màu xám nhạt, vàng nhạt: trạng thái dẻo chảy;
- Đây là lớp có bề dày tương đối mỏng, trung bình: 2,04m. Gặp tại các hố khoan : từ HD31 ÷ HD35 , HB14 và HB24;
- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho:  $N_{30} = 6 \div 7$  (búa/30cm).

#### *Lớp 8 - Sét dẻo mềm:*

- Đất có màu vàng, xám trắng, xám nhạt, nâu đỏ, xám nâu, xám xanh đến loang lổ; trạng thái dẻo mềm, đôi chỗ dẻo cứng;
- Đáy lớp chưa xác định. Các hố khoan còn lại, bề dày trung bình là 4,22m;
- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho:  $N_{30} = 8 \div 10$  (búa/30cm), đôi chỗ cho:  $N_{30} = 6,13,15$  (búa/30cm).

#### *Lớp 9 - Lớp sét pha:*

### Chương 3: Tính toán ứng dụng cho đề quai Tiên Lãng

---

- Đất có màu xám trắng, vàng, xám nâu, nâu đỏ đến loang lổ; trạng thái dẻo mềm, đôi chỗ dẻo cứng. Đôi chỗ lẫn ổ và dải ôxít sắt dạng kết vón màu nâu;

- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho:  $N_{30} = 9 \div 12$  (búa/30cm), đôi chỗ cho:  $N_{30} = 6$  và  $N_{30} = 20$  (búa/30cm).

#### *Lớp 9a - Lớp cát mịn:*

- Cát có màu xám, xám đen đến xám nhạt, vàng mờ; kết cấu chặt vừa. Đôi chỗ xen kẹp dải sét pha mỏng.

- Đây là lớp có bề dày tương đối mỏng, trung bình: 2,73m. Gặp tại các hố khoan: HD18, HD39, HD48 và HB31;

#### *Lớp 10 - Lớp sét dẻo cứng:*

- Đất có màu vàng, xám trắng, xám nâu, nâu đỏ; trạng thái dẻo cứng; đôi chỗ lẫn ôxít sắt dạng kết vón màu nâu;

- Bề dày trung bình của lớp: 8,13m;

- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho:  $N_{30} = 9 \div 15$  (búa/30cm).

#### *Lớp 10a - Lớp sét, sét pha dẻo chảy - dẻo mềm:*

- Đất có màu xám, xám nhạt, xám xanh; trạng thái dẻo chảy - dẻo mềm. Lẫn hợp chất hữu cơ phân hủy. Đôi chỗ xen kẹp dải sét pha mỏng;

- Bề dày trung bình của lớp: 4,28m;

- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho:  $N_{30} = 5 \div 7$  (búa/30cm).

#### *Lớp 10b - Lớp sét nửa cứng:*

- Đất có màu vàng, xám trắng, xám nâu; trạng thái nửa cứng; đôi chỗ lẫn ổ và dải ôxít sắt dạng kết vón màu nâu;

- Lớp chỉ gặp ở các hố khoan: HD9, HD18 và HB24. Tại hố HB24 đây là lớp cuối cùng, đáy lớp chưa xác định. Các hố khoan còn lại, bề dày trung bình là: 7,6m;

- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho:  $N_{30} = 21 \div 62$  (búa/30cm).

#### *Lớp 11 - Lớp sét pha nhẹ:*

- Đất có màu xám, xám nâu, xám nhạt, xám trắng; trạng thái dẻo mềm;

- Lớp chỉ gặp ở các hố khoan: HD18, HD39, HD55, HB14 và HB37. Tại hố HB14, đây là lớp cuối cùng, đáy lớp chưa xác định. Các hố khoan còn lại, bề dày trung bình là: 4,63m;

- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho:  $N_{30} = 12 \div 21$  (búa/30cm).

Bảng 3.1: Chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất

Tên lớp đất	Chỉ tiêu cơ lý			
	$\gamma_{bh}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (độ)	C (kN/m <sup>2</sup> )	E (kN/m <sup>2</sup> )
3	16.3	3.82	11.6	879
4	17.7	10.6	13.5	2606
5	18.8	13.82	2.8	3395
5a	18.8	13.82	2.8	3395
6	16.5	8.38	13.2	937
7	17.2	11.2	16.8	1747
7a	18.6	13.23	5.9	2914
8	18.7	9.5	13.2	2810
9	18.8	11.83	11	4302
9a	19	27.5	12	4500
10	19.2	11.42	15.7	3133
10a	17.7	6.85	11	2131
10b	20.2	20.53	42.8	6476
11	19.4	16.27	11.1	5215

### 3.2.3 Cấp công trình

Tại Quyết định số 57/QĐ-BNN-KHCN ngày 08 tháng 01 năm 2010 của Bộ Nông nghiệp và Phát triển nông thôn, ban hành Tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho Chương trình củng cố, bảo vệ và nâng cấp đê biển, quy định phân cấp đê biển và xác định tiêu chuẩn an toàn. Theo quy định trên, tuyến đê quai lấn biển Tiên Lãng bảo vệ vùng có công, nông nghiệp phát triển với số dân được bảo vệ trên 150.000 thuộc công trình cấp II, tương ứng với mức bảo đảm an toàn P=1% (chu kỳ 100 năm xuất hiện một lần).

### 3.2.4 Cao trình đỉnh đê và cao trình san nền

#### 3.2.4.1 Cao trình đỉnh đê

Cao trình đỉnh đê quai được xác định theo Tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho chương trình củng cố, bảo vệ và nâng cấp đê biển từ Quảng Ninh đến Quảng Nam, ban hành theo Quyết định số 57/QĐ-BNN-KHCN ngày 08/01/2010 của Bộ nông nghiệp và Phát triển nông thôn.

Cao trình đỉnh đê được xác định từ công thức:

$$Z_{dk} = Z_{ntk} + R_{sl} + a$$

Trong đó:

- $Z_{dk}$  : Cao trình đỉnh đê thiết kế;
- $Z_{ntk}$ : Cao trình mực nước thiết kế (MNTK), là cao trình mực nước biển tổng hợp ứng với tần suất thiết kế (mực nước biển tổng hợp là mực nước tổng hợp của mực nước triều, mực nước dâng do bão, mực nước biển dâng do biến đổi khí hậu);
- $R_{sl}$ : Chiều cao sóng leo lên mái đê;

- a: Trị số gia tăng độ cao an toàn (công trình cấp II có  $a=0,5m$ ).

**Xác định mực nước biển thiết kế  $Z_{ntk}$ :**

- Từ đường tần suất mực nước tổng hợp đã được xây dựng cho từng vùng biển, xác định mực nước tổng hợp thiết kế ứng với tần suất thiết kế  $P=1\%$ :

$$Z_{ntk} = Z_{tk1\%} = 3,8m$$

**Xác định chiều cao sóng leo:**

(Sử dụng mô hình SWAN 2D của Hà Lan để tính) với nội dung cơ bản sau:

- Xác định chiều cao sóng nước sâu phía trước công trình  $H_s=1,68m$ ;
- Tính truyền sóng nước sâu về sóng nước nông phía trước công trình  $H_n=1,54m$ ;
- Xác định chiều cao sóng leo lên công trình, kết quả  $R_{sl}=3,2m$ .

**Xác định cao trình đỉnh đê:**

$$Z_{dtk} = Z_{ntk} + R_{sl} + a = 3,8 + 3,2 + 0,5 = +7,5 \text{ (HHĐ)}$$

**3.2.4.2 Xác định cao trình san nền thiết kế**

Cao trình san nền thiết kế được chọn trên nguyên tắc: Nền sân bay cao hơn nước biển thiết kế để đảm bảo sân bay không bao giờ bị ngập nước. Phần cao hơn mặt san nền được gọi là “đê” có tác dụng chống sóng, khi gặp bão cộng triều cường đều ở mức vượt tần suất thiết kế, khi đó sóng leo qua đỉnh đê, lượng nước vượt qua đê được thoát trở lại biển qua hệ thống thoát tiêu sát chân đê.

Với quan điểm trên, chọn cao trình san nền lớn hơn mực nước biển thiết kế có xét biến đổi khí hậu :

$$Z_{sn} = Z_{ntk} + 1,2 = 3,8 + 1,2 = 5,0(m)$$

→ Chọn cao trình san nền là: 5,0m, phù hợp với công trình ven biển tại Hải Phòng

**3.3 Một số phương án đề xuất trên hội thảo**

**3.3.1 Phương án tuyến**

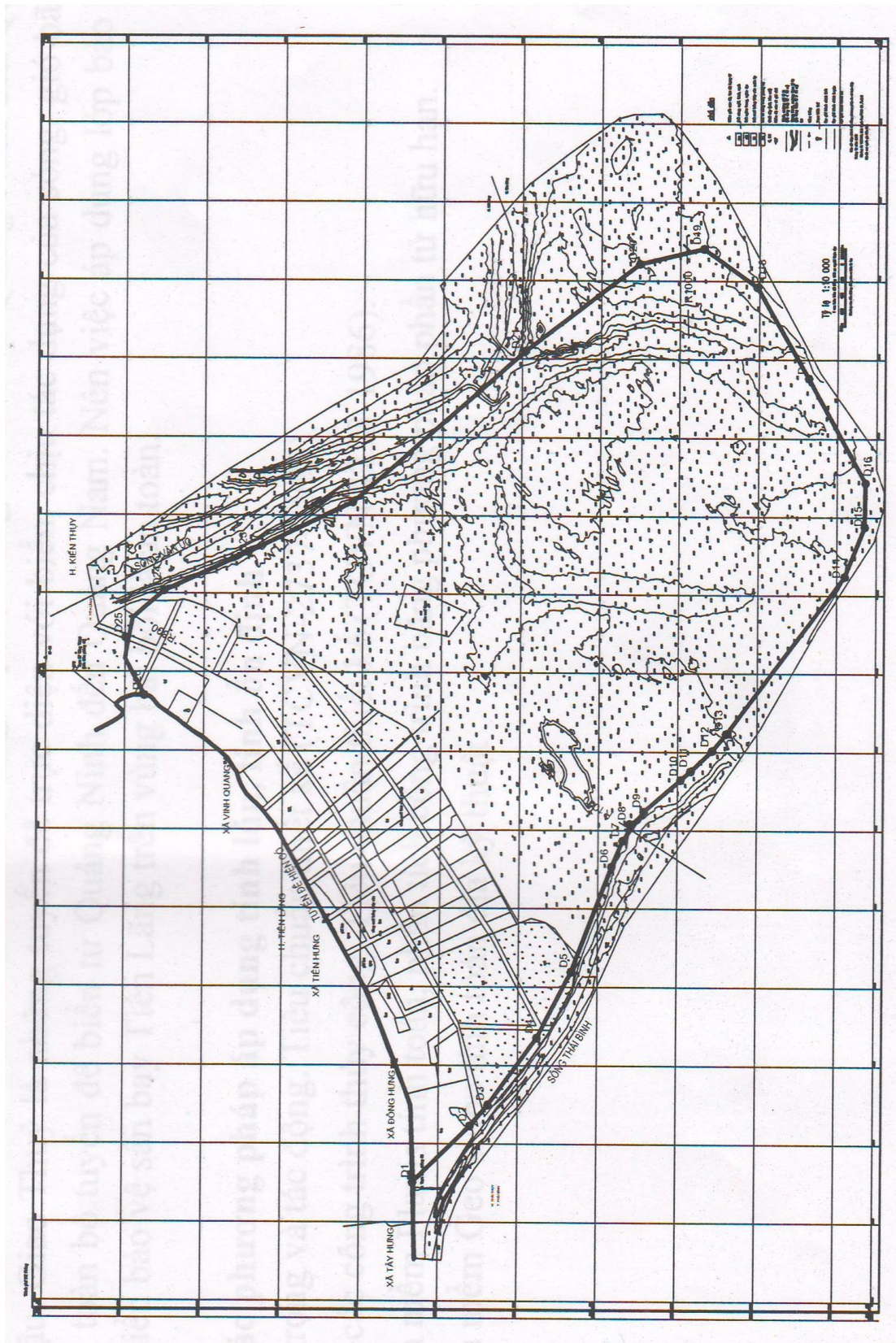
Đã có 3 phương án tuyến được đề xuất, sau khi phân tích lựa chọn các nhà Tư vấn đã lựa chọn phương án 3 (hình 3.1) có các thông số sau.

Phần diện tích dự kiến làm sân bay nằm hoàn toàn ở phía ngoài đê biển hiện tại, tổng chiều dài đê quay lấn biển là 24,3 km chia làm ba đoạn như sau (hình 3.1):

- Đoạn 1: Dọc theo cửa sông Văn Úc, giáp với tuyến đê biển hiện tại, dài 9.837m;
- Đoạn 2: Chính diện với biển dài 4.266m;
- Đoạn 3: Dọc cửa sông Thái Bình, giáp với tuyến đê biển hiện tại, dài 10.244m

Tổng diện tích vùng san lấp mặt bằng xây dựng sân bay là: 5.250ha





Hình 3.1: Mặt bằng phương án tuyến 3 (phương án chọn)

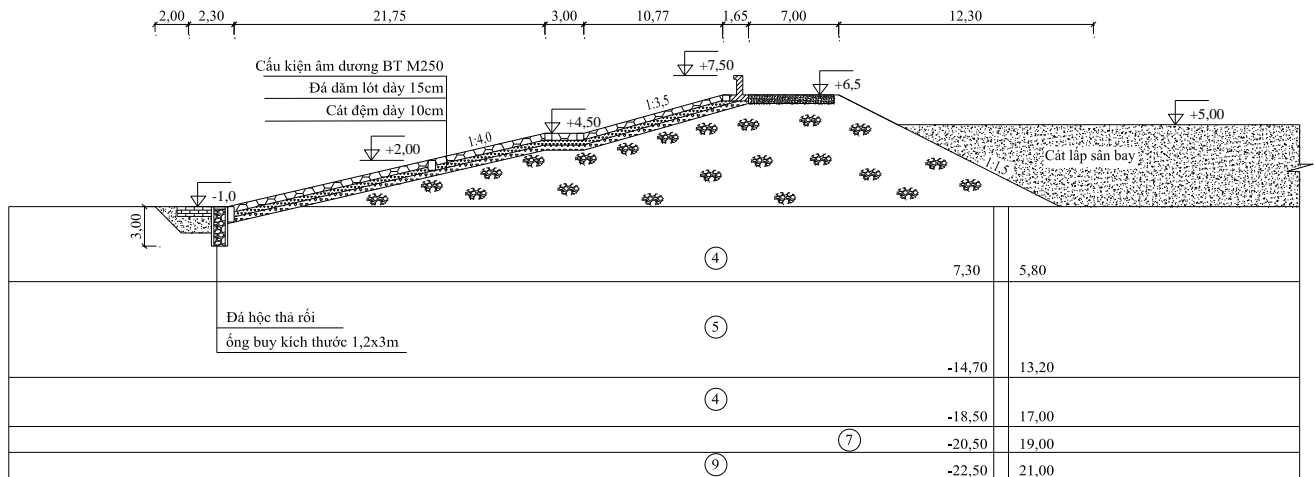
### 3.3.2 Một số các phương án kết cấu đã đề xuất [2]

#### 3.3.2.1 Kết cấu đê đất

Kết cấu được đề xuất căn cứ vào các lý do sau (hình 3.2)

### Chương 3: Tính toán ứng dụng cho đê quai Tiên Lãng

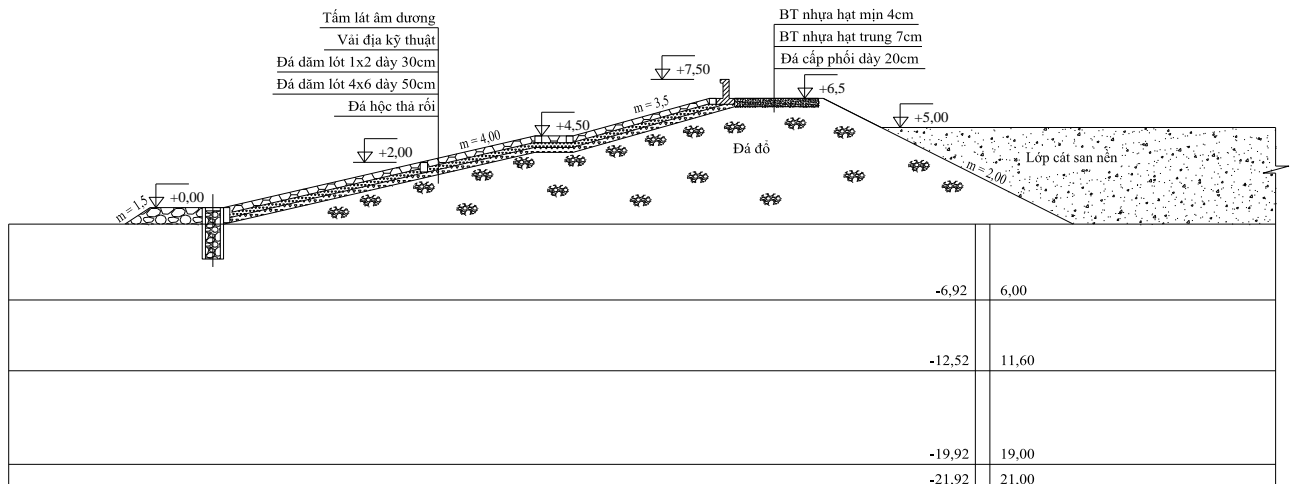
- Kết cấu thân đê bằng đất đắp sử dụng trong phần bãi không thường xuyên ngập nước, có cao trình từ mặt nền từ cao trình 0,00 trở lên;
- Kết cấu đê bằng đất đắp, có thể xem là kết cấu truyền thống, đã được áp dụng xây dựng hầu hết tại các tuyến đê sông, đê biển ở Việt Nam;
- Dự kiến mặt cắt đê bằng đất đắp ở phạm vi có cao độ nền ở cao trình trên 0,00m, không thường xuyên ngập nước.



Hình 3.2: Mặt cắt ngang đê đất

#### 3.3.2.2 Kết cấu đê đá đổ

Kết cấu đê được đề xuất căn cứ vào các lý do [2]: Kết cấu đê biển bằng đá đổ đã được áp dụng ở nhiều nước, trong đó có Hà Lan dùng trong xây dựng tuyến đê biển Bắc, Hàn Quốc sử dụng đê đắp đê quai lấn biển Seamangeum. Mặt cắt ngang đê có mái ngoài  $m=4,0$ ; bố trí một cửa rộng 3,0m để giảm năng lượng sóng, mái trong  $m=2,0$  (mái đá đổ tự nhiên), hình 3.4



Hình 3.3: Mặt cắt ngang đê đá đổ

#### 3.3.2.3 Kết cấu đê bằng các túi vải địa kỹ thuật chứa cát

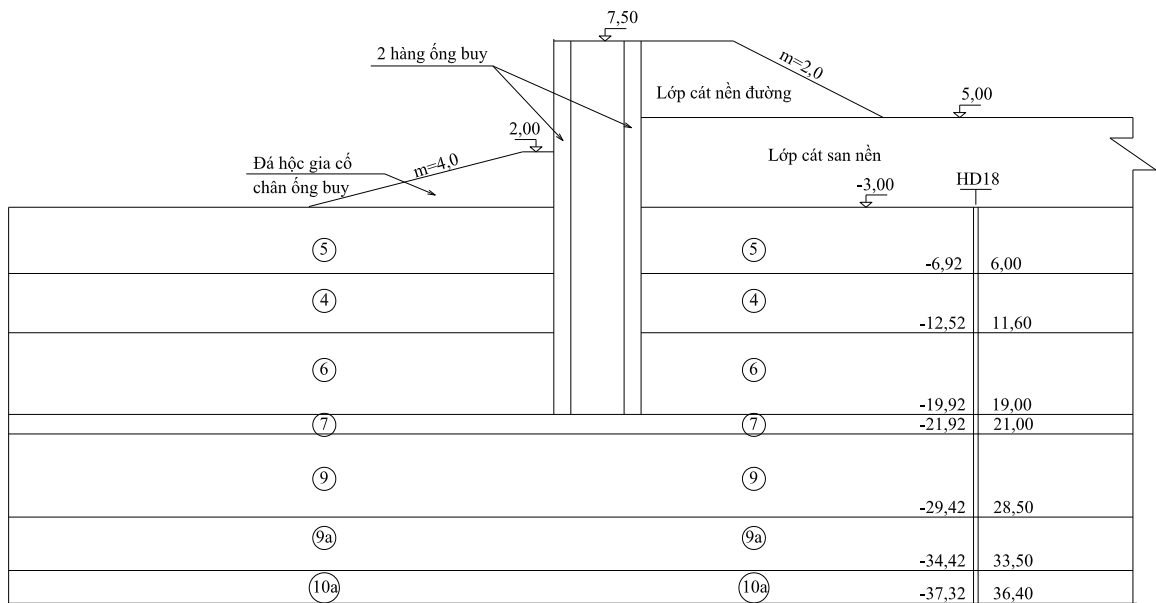
Kết cấu đê được đề xuất căn cứ vào các lý do sau [2]: Kết cấu đê biển bằng túi vải địa kỹ thuật chứa cát (Geotube) đã được áp dụng làm kết cấu đê quai lấn biển, công trình bảo

**Chương 3: Tính toán ứng dụng cho đê quay Tiên Lãng**

vệ bờ ở nhiều nước, trong đó có: Trung Quốc, Hàn Quốc, Nhật Bản, Mỹ. Ở Việt Nam Geotube đã được áp dụng trong bảo vệ bờ sông Sài Gòn, đang áp dụng trong kết cấu đê quay lán biển Cần Giờ, thành phố Hồ Chí Minh kết cấu này đã trình bày ở chương I (hình 1.3)

**3.3.2.4 Kết cấu đê bằng ống bê tông cốt thép**

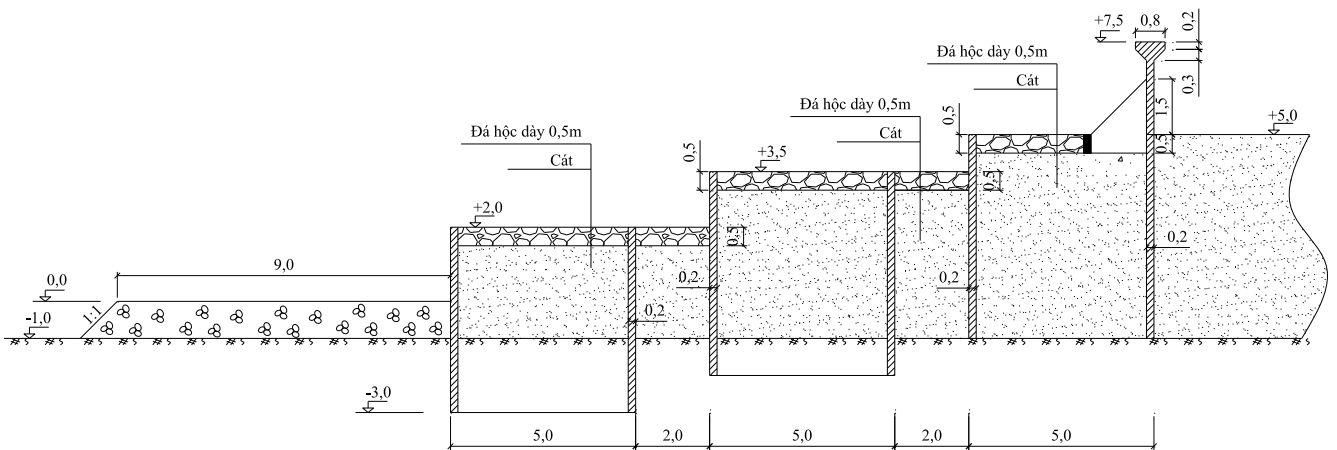
Kết cấu đê được đề xuất căn cứ vào các lý do sau [2]: Kết cấu đê quay bằng ống bê tông cốt thép M300, đóng sâu xuống nền đảm bảo khi chịu tác động của tải trọng ngang không bị đổ nghiêng, trong lòng ống được chèn đá hộc hoặc đất, kết cấu đê quay này đã được áp dụng tại Mỹ (hình 3.5)



Hình 3.4: Mặt cắt ngang đê bằng hệ thống ống BTCT

**3.3.3 Kết cấu mới đê quay Tiên Lãng bằng các khối rỗng**

Căn cứ kết cấu khối rỗng đã được phân tích, đề xuất trong chương II, qua tính toán thử nghiệm cho kết quả kích thước và bố trí các khối như trên hình 3.6



Hình 3.5: Ứng dụng khối BTCT rỗng cho đê quay Tiên Lãng

### 3.4 Tính toán thử nghiệm chia kích thước khối và bố trí khối

Các khối rỗng cơ bản khi áp dụng vào thực tế cần phải tiến hành tính toán để xác định được kích thước khối và bố trí khối “tối ưu” nhất. Trong các tính toán, nội dung tính toán ổn định là quan trọng nhất khi áp dụng vào vị trí xây dựng là nền địa chất yếu. Tính toán thử nghiệm được thực hiện theo phương pháp Gerxevanop, sau đó kiểm tra lại kết quả tính theo phần mềm Geoslope.

#### 3.4.1 Công thức kiểm tra ổn định

Khi tính toán ổn định chung của công trình theo sơ đồ trượt sâu với giả thiết mặt trượt cong tròn (phương pháp Terxhaagi) cần thỏa mãn điều kiện sau:

$$n_c \cdot n \cdot m_d \cdot M_{tr} \leq \frac{m}{k_n} \cdot M_g$$

$$K = \frac{R(\sum G_i \cos \alpha_i \cdot \text{tg} \varphi_i + \sum C_i l_i)}{R \sum G_i \sin \alpha_i} \geq [K] = \frac{n_c n m_d k_n}{m} = \frac{1 \times 1,25 \times 0,85 \times 1,15}{1,15} = 1,06 \approx 1,1$$

Trong đó:

$n_c$  - hệ số tổ hợp tải trọng,  $n_c = 1$  đối với tổ hợp cơ bản;

$n$  - hệ số vượt tải,  $n = 1,25$ ;

$k_n$  - hệ số đảm bảo,  $k_n = 1,2$  đối với công trình cấp II;

$m$  - hệ số điều kiện làm việc,  $m = 1,15$ ;

$m_d$  - hệ số phụ điều kiện làm việc,  $m_d = 0,75$  khi tính ổn định trượt sâu;

$M_{tr}, M_g$  - Tổng mô men của các lực gây trượt và lực giữ ứng với tâm cung trượt:

$$M_{tr} = R \cdot \sum g_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$M_g = R \cdot [\sum g_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \text{tg} \varphi_i + \sum C_i \cdot l_i + \sum Q_{ci}]$$

$R$  - bán kính cung trượt (m);

$g_i$  - tổng trọng lượng của các lớp đất, của các cấu kiện công trình và của hoạt tải trong phạm vi cột đất thứ  $i$ ;

$\alpha_i$  - góc nghiêng so với đường nằm ngang của đường tiếp tuyến với cung trượt ở giao điểm của cung trượt với đường tác động của lực  $g_i$ , đó cũng là góc giữa đường thẳng đứng với bán kính  $R$  vẽ qua giao điểm trên:

$$\alpha_i = \arcsin \frac{x_i}{R}$$

$x_i$  - khoảng cách theo đường nằm ngang từ tâm quay  $O$  đến đường tác động của lực  $g_i$ ;

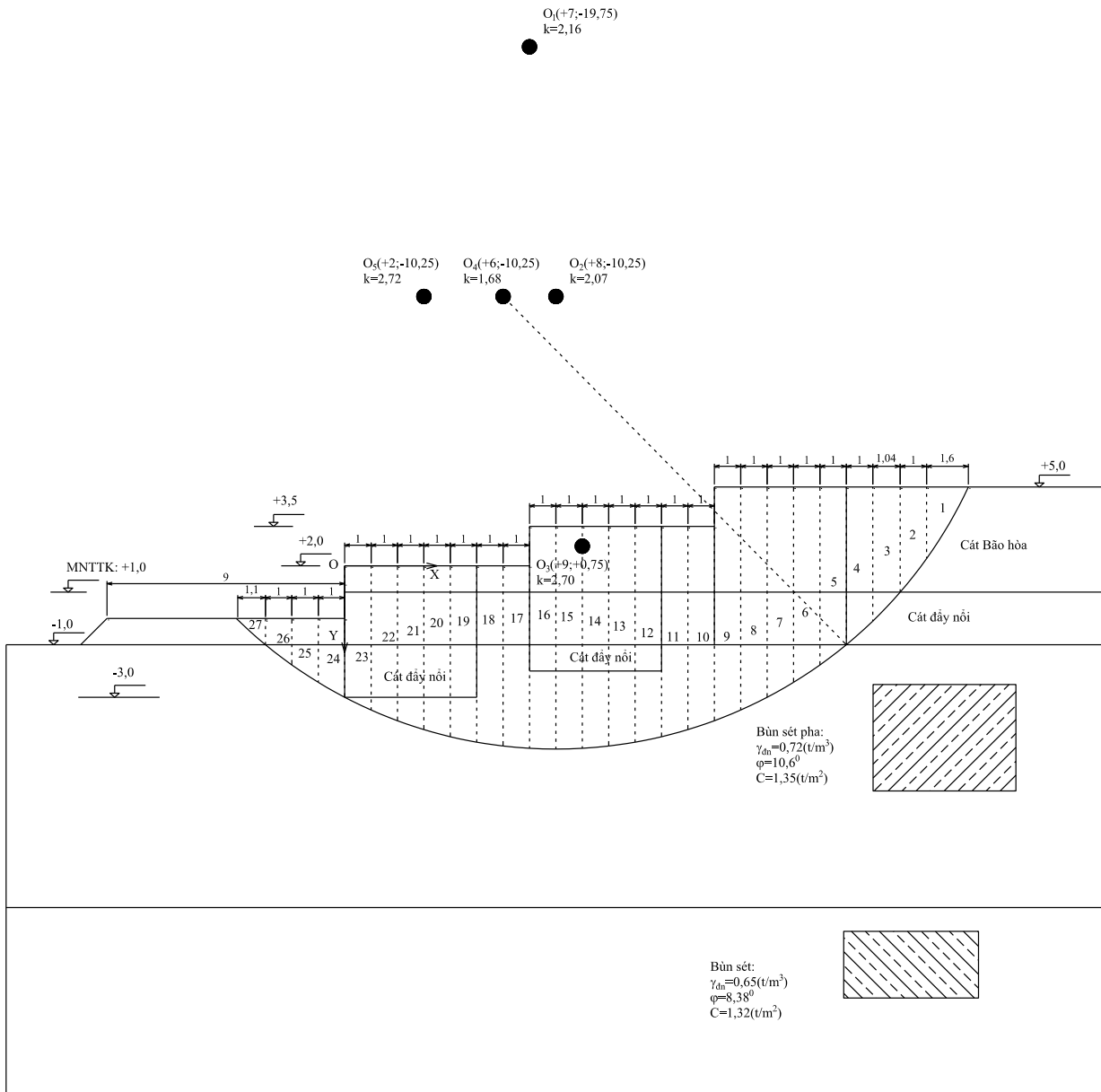
$l_i$  - chiều dài đoạn cung ở đáy cột đất thứ  $i$  (m);

$Q_{ci}$ : lực kháng của cọc.

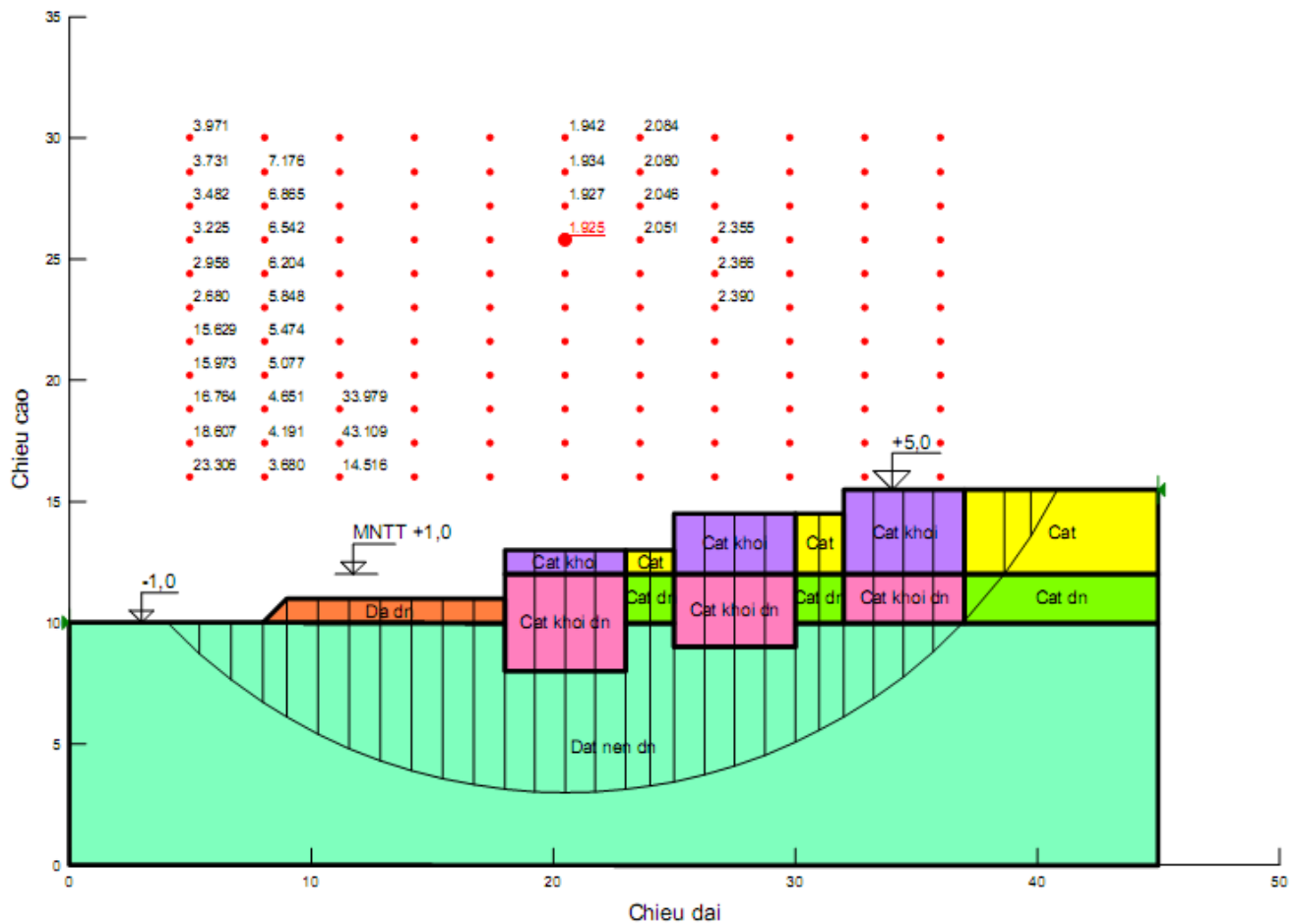
**3.4.2 Kết quả tính toán ổn định**

Kết quả tính:

- Tâm trượt  $O_1 (+7;-19,75)$ :  $k=2,16$
  - Tâm trượt  $O_2 (+8;-10,25)$ :  $k=2,07$
  - Tâm trượt  $O_3 (+9;+0,75)$ :  $k=2,70$
  - Tâm trượt  $O_4 (+6;-10,25)$ :  $k=1,68$
  - Tâm trượt  $O_5 (+2;-10,25)$ :  $k=2,72$
- $O_{\min \min} = 1,68 \equiv O_4(+6;-10,25)$



Hình 3.6: Sơ đồ kiểm tra ổn định trượt cung tròn



Hình 3.7: Tính toán kiểm tra ổn định theo Geoslope

### 3.4.3 Nhận xét

Kết quả tính cho thấy việc chọn kích thước và bố trí các khối như trên hình 3.5 chưa phải là tối ưu; nếu áp dụng vào thực tế cần tính toán thực nghiệm thêm.

### 3.5 Khái toán kinh phí xây dựng

- Căn cứ kết cấu đề xuất, bóc tách khối lượng cho 1m dài đê; áp dụng định mức, đơn giá hiện hành xác định chi phí trực tiếp như bảng 2.

- Tổng hợp dự toán, kết quả cho ở bảng 1, giá trị xây lắp

+ Cho 1m dài đê là: 114.076.551đ/md

+ Tổng chi phí xây dựng cho 22,3km là: xấp xỉ 2.544 tỷ đồng

- Nếu so sánh với dự kiến phương án kết cấu đề xuất, lựa chọn [2] tổng kinh phí đầu tư cho toàn tuyến (22,3km) khoảng 7.500 tỷ đồng cho thấy phương án kết cấu mới như đề xuất chắc chắn sẽ giảm mức đầu tư 2.000 ÷ 2.500 tỷ đồng.

### 3.6 Kết luận và kiến nghị

Qua kết quả nghiên cứu cho thấy, kết cấu khối rỗng nếu được ứng dụng vào thực tế chắc chắn sẽ đem lại hiệu quả cao về kinh tế kỹ thuật khi xây dựng công trình trên nền đất yếu nói chung và công trình đê biển nói riêng.



**BẢNG 1: BẢNG TỔNG HỢP DỰ TOÁN  
CÔNG TRÌNH: ĐỀ QUAI TIÊN LÃNG**

STT	Khoản mục chi phí	Ký hiệu	Cách tính	Thành tiền
I	CHI PHÍ TRỰC TIẾP			
1	<i>Chi phí Vật liệu</i>	<i>VL</i>	A	46.744.669
	+ Theo đơn giá trực tiếp	A1	Bảng dự toán hạng mục	46.744.669
2	<i>Chi phí Nhân công</i>	<i>NC</i>	B	39.052.903
	+ Theo đơn giá trực tiếp	B1	Bảng dự toán hạng mục	39.052.903
3	<i>Chi phí Máy thi công</i>	<i>M</i>	C	5.076.585
	+ Theo đơn giá trực tiếp	C1	Bảng dự toán hạng mục	5.076.585
4	<i>Chi phí trực tiếp khác</i>	<i>TT</i>	$(VL + NC + M) \times 2\%$	1.817.483
	<i>Cộng chi phí trực tiếp</i>	<i>T</i>	$VL + NC + M + TT$	92.691.640
II	CHI PHÍ CHUNG	<i>C</i>	$T \times 5\%$	4.634.582
III	THU NHẬP CHỊU THUẾ TÍNH TRƯỚC	<i>TL</i>	$(T+C) \times 5,5\%$	5.352.942
	<i>Chi phí xây dựng trước thuế</i>	<i>G</i>	$(T+C+TL)$	<b>102.679.164</b>
IV	THUẾ GIÁ TRỊ GIA TĂNG	<i>GTGT</i>	$G \times 10\%$	10.267.916
	<i>Chi phí xây dựng sau thuế</i>	<i>Gxdcpt</i>	$G+GTGT$	<b>112.947.080</b>
V	<i>Chi phí xây dựng lán trại, nhà tạm</i>	<i>Gxdnt</i>	$Gxdcpt \times 1\%$	1.129.471
VI	<b>TỔNG CỘNG</b>	<b>Gxd</b>	$Gxdcpt + Gxdnt$	<b>114.076.551</b>

**Bảng chữ : Một trăm mười bốn triệu không trăm bảy mươi sáu nghìn năm trăm năm mươi một đồng chẵn./.**

**BẢNG 2: DỰ TOÁN CHI TIẾT  
CÔNG TRÌNH: ĐỀ QUAI TIÊN LÃNG**

STT	Mã số	Tên công tác / Diễn giải khối lượng	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá			Thành tiền		
	Đơn giá				Vật liệu	Nhân công	Máy T.C	Vật liệu	Nhân công	Máy thi công
<b>1</b>		<b>Khối I</b>								
1.1	AG.32211	Lắp dựng ván khuôn	100m3	0,2	541.222	8.523.050	301.301	108.244	1.704.610	60.260
1.2	AG.32212	Lắp dựng cốt thép	t	0,4704	14.092.919	2.125.395	522.672	6.629.309	999.786	245.865
1.3	AG.11725	Đổ BT M300	m2	3,92	1.274.611	1.288.188	191.977	4.996.475	5.049.697	752.550
1.4	AG.53111	Vận chuyển khối I	cái k=2	0,4	127.918	3.763.769		51.167	1.505.508	
1.5	AG.53221	Lắp đặt khối I	cái k=2	0,4	229.050	4.639.064		91.620	1.855.626	
		<b>Cộng 1</b>						<b>11.876.816</b>	<b>11.115.226</b>	<b>1.058.675</b>
<b>2</b>		<b>Khối II</b>								
2.1	AG.32211	Lắp dựng ván khuôn	100m3	0,208	541.222	8.523.050	301.301	112.574	1.772.794	62.671
2.2	AG.32212	Lắp dựng cốt thép	t	0,48922	14.092.919	2.125.395	522.672	6.894.256	1.039.743	255.691
2.3	AG.11725	Đổ BT M300	m2	4,0768	1.274.611	1.288.188	191.977	5.196.334	5.251.685	782.652
2.4	AG.53111	Vận chuyển khối II	cái k=2	0,4	127.918	3.763.769		51.167	1.505.508	
2.5	AG.53221	Lắp đặt khối II	cái k=2	0,4	229.050	4.639.064		91.620	1.855.626	
		<b>Cộng 2</b>						<b>12.345.952</b>	<b>11.425.356</b>	<b>1.101.014</b>
<b>3</b>		<b>Khối III</b>								
3.1	AG.32211	Lắp dựng ván khuôn	100m3	0,175	541.222	8.523.050	301.301	94.714	1.491.534	52.728
3.2	AG.32212	Lắp dựng cốt thép	t	0,4116	14.092.919	2.125.395	522.672	5.800.646	874.813	215.132
3.3	AG.11725	Đổ BT M300	m2	3,43	1.274.611	1.288.188	191.977	4.371.916	4.418.485	658.481
3.4	AG.53111	Vận chuyển khối III	cái k=2	0,4	127.918	3.763.769		51.167	1.505.508	
3.5	AG.53221	Lắp đặt khối III	cái k=2	0,4	229.050	4.639.064		91.620	1.855.626	
		<b>Cộng 3</b>						<b>10.410.062</b>	<b>10.145.964</b>	<b>926.341</b>



Chương 3: Tính toán ứng dụng cho đề quai Tiên Lãng

---

<b>4</b>		<b>Trường chắn sóng</b>								
4.1	AF.81311	Lắp dựng ván khuôn	100m <sup>2</sup>	0,147	3.389.342	7.454.985		498.233	1.095.883	
4.2	AF.61311	Lắp dựng cốt thép	t	0,293	14.289.990	3.387.232	109.572	4.186.967	992.459	32.105
4.3	AF.14325	Đổ bê tông M300	m <sup>3</sup>	0,975	1.331.995	1.118.309	38.319	1.298.695	1.090.351	37.361
		<b>Cộng 4</b>						<b>5.983.896</b>	<b>3.178.693</b>	<b>69.466</b>
5	AB.13411	Đắp cát công trình	m <sup>3</sup>	14,	111.996	102.901		1.567.944	1.440.614	
6	AL.15311	Đắp đá hộc	m <sup>3</sup>	19,	240.000	91.950	101.110	4.560.000	1.747.050	1.921.090
		<b>Cộng 1-6</b>						<b>46.744.669</b>	<b>39.052.903</b>	<b>5.076.585</b>

## Tài liệu tham khảo

- [1] Phạm Văn Giáp, Nguyễn Ngọc Huệ , Nguyễn Hữu Đầu, Đinh Đình Trường; Bề cảng và đê chắn sóng, nhà xuất Bản xây dựng, Hà Nội năm 2000;
- [2] Hội thảo xin ý kiến về kết cấu đê quay lấn biển Tiên Lãng, HP, 27/10/2011;
- [3] Liên danh Viện thủy công - Công ty TNHH tư vấn công nghệ kè bờ Minh Tác - Công ty cổ phần tư vấn Việt DELTA; Báo cáo tóm tắt phương án đề xuất, tổng dự toán phương án 6A + 7A, Dự án đầu tư xây dựng tuyến đê biển Nam Đình Vũ, HN 03/2012;
- [4] Nguyễn Văn Ngọc, phân tích một số dạng kết cấu đê biển đề xuất dùng cho đê Nam Đình Vũ, Tạp trí KHCHNH, 2016;
- [5] Nguyễn Văn Ngọc, Chủ nhiệm thiết kế cơ sở Dự án đầu tư xây dựng tuyến đê biển Nam Đình Vũ, HP 02/2011;
- [6] Tải trọng và tác động (do sóng và do tàu) lên công trình thủy; Tiêu chuẩn thiết kế, 22TCN 222-95, Hà Nội 1996;
- [7] Trung tâm khoa học và triển khai kỹ thuật Thủy lợi, Thiết kế cơ sở phương án đê đất; Dự án đầu tư xây dựng tuyến đê biển Nam Đình Vũ, HP 02/201.