

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG

HUỶNH PHÚC HẬU

CÁC NGUYÊN NHÂN GÂY MẤT ỔN ĐỊNH
CỦA NỀN ĐƯỜNG NGUYỄN TẮT THÀNH
VÀ BIỆN PHÁP BẢO VỆ

Chuyên ngành: Xây dựng công trình thủy
Mã số: 60.58.40

TÓM TẮT LUẬN VĂN THẠC SĨ KỸ THUẬT

Đà Nẵng - Năm 2011

Công trình được hoàn thành tại
ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG

Người hướng dẫn khoa học : **GS.TS NGUYỄN THẾ HÙNG**

Phản biện 1: TS. TRẦN ĐÌNH QUẢNG

Phản biện 2: TS. NGUYỄN VĂN MINH

Luận văn sẽ được bảo vệ trước Hội đồng chấm Luận văn tốt nghiệp thạc sĩ kỹ thuật họp tại Đại học Đà Nẵng vào ngày tháng năm 2011.

Có thể tìm hiểu luận văn tại:

- Trung tâm Thông tin - Học liệu, Đại học Đà Nẵng
- Trung tâm Học liệu, Đại học Đà Nẵng

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài.

Công trình kè chắn sóng đường Nguyễn Tất Thành được thiết kế theo tiêu chuẩn cấp 4, tương ứng sức chịu đựng gió bão cấp 9 nhằm đảm bảo sự ổn định nền đường, bảo vệ đường Nguyễn Tất Thành và khu dân cư phía trong. Trong đó, phần kè móng cọc, tường bê tông cốt thép có tổng chiều dài 1,2km; 4,7km còn lại được thiết kế kè trọng lực bê tông không có cốt thép.

Công trình đưa vào sử dụng năm 2003, đến nay bị hai cơn bão mạnh (Xangsane năm 2006 và Ketsana 2009) tàn phá.

Người Đà Nẵng rất quan tâm phương án sửa chữa sao cho trong tương lai dài, con đường du lịch ven biển này không còn chịu thảm cảnh như vậy. Do đó, tiêu chí thiết kế là làm sao tuyến đường vẫn an toàn làm được nhiệm vụ giao thông trong mùa mưa bão, chứ không chỉ đơn thuần tiêu chí tuyến kè này chịu được cấp độ sóng va đập bao nhiêu.

2. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu của đề tài:

Đối tượng nghiên cứu của luận văn là sự ổn định của nền đường ven biển.

Sự ổn định của nền đường phụ thuộc vào nhiều thông số như: loại đất, mái ta luy, lưu tốc thấm, đường bão hoà, tải trọng do sóng, và thông số về mưa ...

Luận văn chỉ giới hạn nghiên cứu tính toán các yếu tố gây ra sự mất ổn định nền đường và tìm giải pháp thích hợp để đảm bảo ổn định của kè đường Nguyễn Tất Thành thuộc địa phận thành phố Đà Nẵng.

3. Mục tiêu nghiên cứu:

Tìm các nguyên nhân gây mất ổn định nền đường Nguyễn Tất Thành, từ đó kiến nghị các biện pháp bảo vệ.

4. Phương pháp nghiên cứu.

Sử dụng phương pháp lý thuyết kết hợp số liệu thực nghiệm và ứng dụng quy trình quy phạm, để tính toán ổn định chống xói lở nền đường.

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

Khi thiết kế các công trình xây dựng là đất đắp, như nền đường ven sông, biển, sự tính toán, kiểm tra ổn định, chống xói lở đóng vai trò đặc biệt quan trọng trong thiết kế.

Đề đường Nguyễn Tất Thành không còn bị hư hại sau mỗi mùa mưa bão thì vấn đề quan trọng nhất là phân tích, tìm thấy chính xác các nguyên nhân, vận dụng các phương pháp tính toán khoa học về sóng biển, áp lực sóng, vận tốc dòng đáy, chiều sâu xói, từ đó có cách khắc phục đúng đắn, hiệu quả.

Kết quả nghiên cứu của đề tài có thể vận dụng vào thực tế thi công chống xói lở nền đường Nguyễn Tất Thành và các công trình đường ven biển tương tự, giảm thiểu thiệt hại do mưa bão gây ra, tiết kiệm được các chi phí sửa chữa con đường, đảm bảo giao thông an toàn, bảo vệ cho các khu dân cư bên trong.

CHƯƠNG 1

TỔNG QUAN VỀ CÁC LÝ THUYẾT TÍNH SÓNG VÀ ÁP LỰC SÓNG

1.1. CÁC PHƯƠNG TRÌNH CƠ BẢN ĐỘNG LỰC HỌC SÓNG TỰ DO

- Phương trình động lực học của chuyển động các phần tử chất lỏng (phương trình Navier-Stokes) :

$$\frac{d\vec{V}}{dt} = \vec{F} - \frac{1}{\rho} \text{grad}p + \nu \Delta \vec{V} \quad (1.1)$$

Trong đó : \vec{V} - vận tốc chuyển động của chất lỏng ;

\vec{F} - ngoại lực tác dụng lên một đơn vị khối lượng chất lỏng;

ν - hệ số nhớt động học.

- Phương trình liên tục biểu diễn sự bảo toàn khối lượng chất lỏng :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \operatorname{div}(\rho \vec{V}) = 0 \quad (1.2)$$

Với giả thiết $\rho = \text{const}$ thì $\operatorname{div}(\vec{V}) = 0$.

- Phương trình không xoáy :

$$\operatorname{rot} \vec{V} = 0 \quad (1.3)$$

1.2. LÝ THUYẾT SÓNG CÓ CHIỀU CAO HỮU HẠN :

1.2.1. Lý thuyết sóng tuyến tính Airy- lý thuyết sóng có biên độ nhỏ.

Các biểu thức xác định các thông số sóng chủ yếu theo lý thuyết sóng Airy gồm:

- Độ cao mặt sóng so với mực nước tính toán:

$$\eta = \frac{H}{2} \cos(kx - \omega t) \quad (1.6)$$

1.2.2. Lý thuyết sóng Stokes . Các thông số sóng Stokes bậc 5 như sau:

- + Độ cao mặt sóng so với mực nước tính toán:

$$\eta = \frac{1}{k} \sum_{n=1}^5 F_n \cos n(kx - \omega t) \quad (1.12)$$

Trong đó: $F_n (n=1 \div 5)$ như sau:

$$F_1 = a$$

$$F_2 = a^2 \cdot F_{22} + a^4 \cdot F_{24}$$

$$F_3 = a^3 \cdot F_{33} + a^5 \cdot F_{35}$$

$$F_4 = a^4 \cdot F_{44}$$

$$F_5 = a^5 \cdot F_{55}$$

Với $F_{22}, F_{24}, F_{33}, F_{35}, F_{44}, F_{55}$ là các thông số hình dạng sóng, phụ thuộc vào trị số $k_d = 2\pi d/\lambda$

- k: số sóng; a: thông số chiều cao sóng, a xác định từ biểu thức:

$$kH=2[(a+a^3 \cdot F_{33}+a^5 \cdot (F_{35}+F_{55}))]$$

1.2.3. Sóng Cnoidal

+ Độ cao mặt sóng so với mực nước tính toán:

$$\eta = \eta_{\min} + H \cdot c_n^2(k \cdot x - \omega \cdot t, m) \quad (1.20)$$

η_{\min} : Khoảng cách từ đáy sóng đến mực nước tính toán.

c_n : hàm cos Jacobie-Elliptic.

m : môđun hàm Jacobie-Elliptic ($0 \leq m \leq 1$).

+ Trị số η_{\min} xác định theo biểu thức (1.23).

$$\frac{\eta_{\min}}{H} = \frac{k(1-m) - E}{mK} \quad (1.23)$$

1.2.4. Lý thuyết sóng đơn

1.3. LÝ THUYẾT SÓNG THỰC VÀ PHỔ.

1.4. DỰ BÁO SÓNG GIÓ TRÊN BIỂN.

1.4.1. Tính các đặc trưng sóng từ gió theo SPM 1984

1.4.1.1. Xác định đà gió và hiệu chỉnh tốc độ gió

$$F = \frac{1}{9} \sum_{i=1}^9 F_i \quad (1.30)$$

Công thức SPM 1984 sử dụng đại lượng vận tốc gió hiệu chỉnh U_A để hiệu chỉnh quan hệ phi tuyến thực đo giữa ứng suất và vận tốc gió.

$$U_A = 0,71 \cdot U^{1,23} \quad (1.32)$$

với $U = R_T R_L U_{10}$

1.4.1.2. Các đại lượng phi thứ nguyên

$$\text{Đà sóng phi thứ nguyên} \quad \tilde{F} = \frac{g \cdot F}{U_A^2} \quad (1.35)$$

$$\text{Độ sâu nước phi thứ nguyên: } \tilde{d} = \frac{g \cdot d}{U_A^2} \quad (1.37)$$

1.4.1.3. Tính toán sóng nước sâu

1.4.1.4. Tính toán sóng trong điều kiện độ sâu nước bị hạn chế

$$\tilde{H}_s = 0,283 \cdot \tanh(0,53\tilde{d}^{3/4}) \cdot \tanh\left[\frac{0,00565 \cdot \tilde{F}^{1/2}}{\tanh(0,53\tilde{d}^{3/4})}\right] \quad (1.47)$$

$$\tilde{T}_p = 7,54 \cdot \tanh(0,833\tilde{d}^{3/8}) \cdot \tanh\left[\frac{0,0379 \cdot \tilde{F}^{1/3}}{\tanh(0,833\tilde{d}^{3/8})}\right] \quad (1.48)$$

Hạn chế về thời gian gió thổi

$$\tilde{t}_{\text{lim}} = 537 \cdot \tilde{T}_p^{7/3} \quad (1.49)$$

Nếu thời gian gió thổi nhỏ hơn t_{lim} thì sóng bị hạn chế về thời gian gió thổi và các giá trị chiều cao và chu kỳ sóng cần phải tính toán dựa vào đà gió hiệu chỉnh suy ra từ các công thức (1.48) và (1.49).

1.4.2. Tính toán sóng theo phương pháp Bretshneider

$$\frac{gH_s}{w^2} = 0,283 \tanh\left[0,530\left(\frac{gh}{w^2}\right)^{0,750}\right] \tanh\frac{0,0125\left(\frac{gD}{w^2}\right)^{0,42}}{\tanh\left[0,530\left(\frac{gh}{w^2}\right)^{0,750}\right]} \quad (1.50)$$

$$\frac{gT_p}{w} = 2\pi \cdot 1,2 \tanh\left[0,83\left(\frac{gh}{w^2}\right)^{0,375}\right] \tanh\frac{0,077\left(\frac{gD}{u^2}\right)^{0,25}}{\tanh\left[0,833\left(\frac{gh}{w^2}\right)^{0,375}\right]} \quad (1.51)$$

1.4.3. Tính toán theo biểu đồ Hindcast

1.4.3.1. Trường hợp sóng nước sâu: ($D > L_0/2$)

1.4.3.2. Sóng thiết kế cho vùng nước nông: được xác định theo các biểu đồ hình 1.10.

1.4.3.3. Trường hợp sóng vỡ:

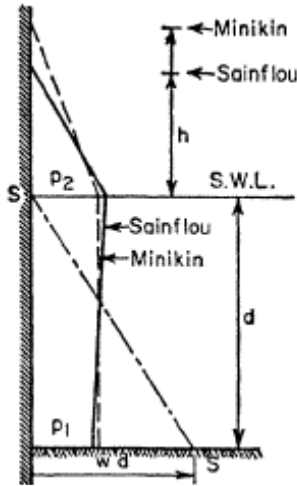
Có thể tra H_b theo biểu đồ hình 1.11 theo tỷ số $d_s/(gT^2)$ và độ dốc bãi biển trước công trình.

1.5. LÝ THUYẾT TÍNH ÁP LỰC SÓNG LÊN TƯỜNG ĐỨNG THEO CÁC CÔNG THỨC BÁN THỰC NGHIỆM.

1.5.1 Theo Sainflou và Minikin:

H: chiều cao sóng (m).

ω trọng lượng riêng của nước biển.



Hình 1.12. Lực sóng trên tường biển.

Phương pháp Sainflou	Phương pháp Minikin
$h = H + h_0$ $h_0 = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi d}{L}$ $p_1 = \frac{\omega H}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}$ $p_2 = \frac{h}{h + d} (\omega d + p_1)$	$h = 1,66H$ $p_1 = \omega H$ $p_2 = \omega H$

1.5.2. Công thức Goshima Goda

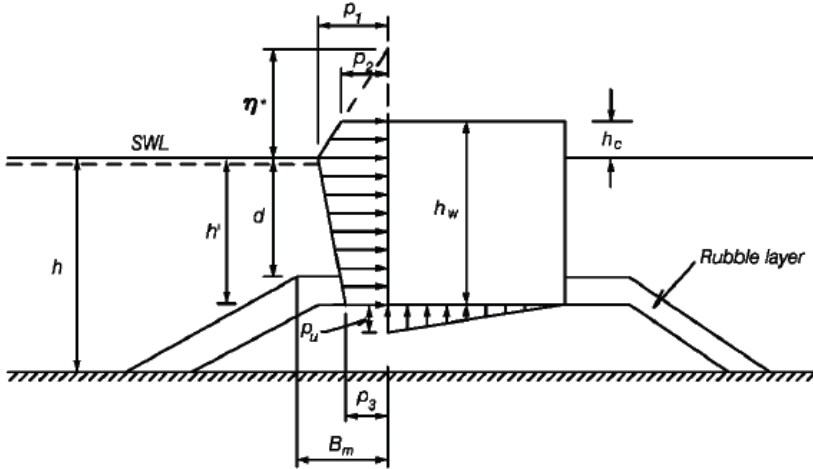
$$\eta^* = 0,75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D \quad (1.56)$$

$$p_1 = 0,5(1 + \cos \beta) (\alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2 \beta) \varpi_0 \lambda_1 H_D \quad (1.57)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_2 = \alpha_4 p_1 = 0$$

$$p_u = 0,5(1 + \cos \beta)\lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \bar{\omega}_0 H_D \quad (1.58)$$



Hình 1.14. Sự phân bố áp lực sóng.

1.5.3. Công thức Snip 2.06.04.82*.

1.5.3.1. Tải trọng sóng đứng tác động lên công trình.

1.5.3.2. Áp lực sóng nhiễu xạ lên tường đứng.

1.5.3.3. Tải trọng sóng vỡ tác động lên tường đứng.

1.5.3.4. Tải trọng sóng vỗ tác động lên tường đứng.

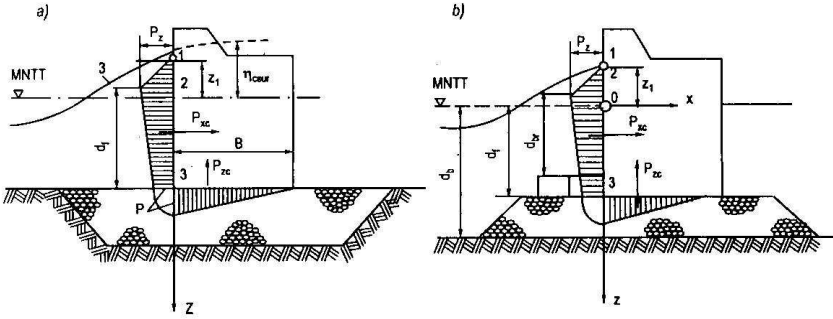
$$\left. \begin{aligned} z_1 &= -h_{sur}; p_1 = 0 \\ z_2 &= -\frac{h_{sur}}{3}; p_2 = 1,5\rho gh_{sur} \\ z_3 &= d_f; p_3 = \frac{\rho gh_{sur}}{ch \frac{2\pi}{\lambda_{sur}} d_f} \end{aligned} \right\} \quad (1.69)$$

Trong đó :

λ_{sur} và h_{sur} - độ dài trung bình và chiều cao của sóng vỗ.

Biểu đồ áp lực sóng vỗ tác dụng lên tường đứng thể hiện trên hình

1.22.



Hình 1.22. Biểu đồ áp lực sóng vô tác động lên tường đứng

a) Trường hợp mặt đệm đá ngang với mặt đáy;

b) Trường hợp đệm đá cao hơn mặt đáy.

1.5.4. Theo quy trình hướng dẫn thiết kế đê biển 14 TCN 130-02

1.5.4.1. Đối với tường chắn sóng xa bờ:

- Khi công trình nằm ở độ sâu mà tại đó sóng bị đổ lần cuối cùng

$$p = p_u = \xi \cdot g \cdot H_{SD} \cdot \left(0,033 \frac{\lambda}{h} + 0,75\right) \quad (1.72)$$

$$\text{và } \eta_c = -\frac{p_u}{\xi \cdot g}$$

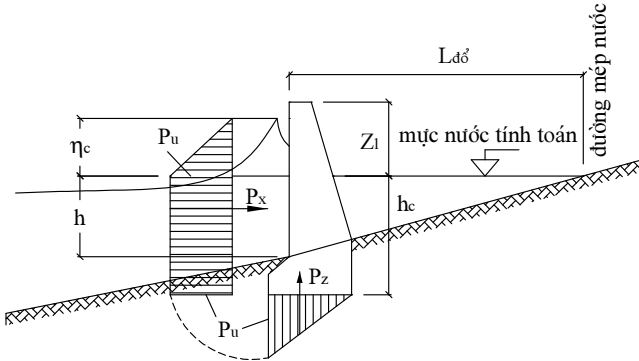
H_{SD} : chiều cao sóng ở lần đổ cuối cùng.

λ : chiều dài sóng.

h : cột nước trước tường.

ξ : hệ số sóng vỡ (số Iribarren); $\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_{SD}/\lambda}}$

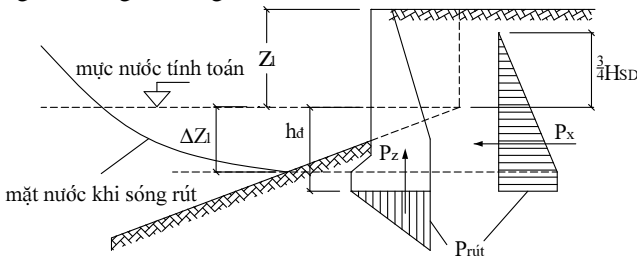
α : góc nghiêng mái dốc.



Hình 1.23. Áp lực sóng vô tác động lên tường chắn sóng xa bờ

1.5.4.2. Đối với tường đứng liền bờ:

Tải trọng lên tường khi sóng rút có sơ đồ như hình 1.24.



Hình 1.24. Biểu đồ áp lực sóng vô tác động lên tường đứng liền bờ

Cường độ áp lực $p_{rút}$ xác định theo công thức(1.73).

$$p_{rút} = \xi \cdot g(\Delta Z_1 - 0,75H_{SD}) \quad (1.73)$$

Trong đó: ΔZ_1 - độ hạ thấp của mặt nước kể từ mức nước tính toán ở trước tường thẳng đứng khi sóng rút được lấy như sau:

- Khi ở trước tường có bãi với chiều rộng $\geq 3H_{SD}$ thì $\Delta Z_1 = 0$.
- Khi chiều rộng bãi (khoảng cách từ mép nước đến tường) $< 3H_{SD}$ thì :

$$\Delta Z_1 = 0,25H_{SD} \quad (1.74)$$

1.6. CÁC HIỆN TƯỢNG SÓNG VEN BỜ

1.6.1. Hiệu ứng nước nông-biến dạng sóng:

1.6.2. Sóng khúc xạ

1.6.3. Sóng vỡ (breaking)

1.6.4. Sóng leo

1.6.5. Sóng phản xạ

CHƯƠNG 2

PHÂN TÍCH CÁC NGUYÊN NHÂN GÂY XÓI LỖ KÈ ĐƯỜNG NGUYỄN TÁT THÀNH VÀ ĐỀ XUẤT

GIẢI PHÁP BẢO VỆ

2.1. NGUYÊN NHÂN:

Công trình đưa vào sử dụng năm 2003, đến nay bị hai cơn bão mạnh cấp 12 (Xangsane năm 2006 và Ketsana 2009) tàn phá, trong khi việc thiết kế chỉ tính đến bão cấp 9, dẫn đến việc chọn cao trình đỉnh kè 3m là không hợp lý. Thực tế là trong bão Xangsane sóng nước đánh tràn qua đỉnh kè xuống vỉa hè làm bay cả lớp gạch block lát nền.

Việc bố trí các đoạn bờ kè có cốt thép và không có cốt thép chưa thật phù hợp thực tế. Có những đoạn bờ kè bê tông cốt thép được bố trí ở các vị trí không mấy chịu sức tác động của sóng biển, chẳng hạn ở khu vực bãi biển Thanh Bình. Ngược lại, có nơi được xem là "họng gió", qua hai cơn bão lớn đều chịu thiệt hại rất nặng nề như đoạn qua phường Hoà Minh lại chỉ bố trí bờ kè không bê tông cốt thép. Chắc chắn là bờ kè có cốt thép thì sẽ không bị hư hại nặng như thế.

Việc thiết kế và thi công chưa chú trọng đến vấn đề xử lý chống xói ngầm do sóng gây ra, chưa gia cố chân kè, chưa có biện pháp tiêu trừ năng lượng sóng. Móng của nó cũng không thể nào yên ổn khi sóng biển kéo dãn lớp cát đá chôn lấp móng của nó.

Quận Thanh Khê chịu nhiều áp lực của gió bão do tuyến bãi biển không được trồng cây phòng hộ; rừng dừa và rừng dương liễu cản gió trước đây đã được hi sinh cho tuyến đường

2.2 ĐỀ XUẤT CÁC GIẢI PHÁP BẢO VỆ:

2.2.1. Xây dựng tuyến đê biển chắn sóng:

Dựa vào đặc điểm hình học của mái đê phía biển, mặt cắt đê biển chia thành 3 loại chính

Đê mái nghiêng, đê tường đứng và đê mặt cắt hỗn hợp (trên nghiêng dưới đứng hoặc trên đứng dưới nghiêng).

** Đê chắn sóng mái nghiêng và nhược điểm khi ứng dụng ở Việt Nam*

Qua thực tế xây dựng ở nước ta, đê chắn sóng mái nghiêng đã bộc lộ một số nhược điểm lớn:

- Tốn nhiều vật liệu đá, ảnh hưởng đến cảnh quan thiên nhiên nếu sử dụng nguồn vật liệu tại chỗ;
- Tốc độ thi công chậm;
- Khi quá trình thi công bị kéo dài do thiếu vốn hoặc một số nguyên nhân chủ quan, các đoạn đê chưa có khối phủ thường bị hư hại trong mùa mưa bão;
- Chi phí đầu tư lớn.

2.2.2. Công trình bảo vệ bãi trước đê

2.2.2.1. Trồng rừng cây ngập mặn

2.2.2.2. Mô hàn, tường giám sóng

2.2.2.3. Nuôi bãi nhân tạo

2.2.2.4. Quản lý và bảo vệ đụn cát tự nhiên

2.2.3. Ứng dụng công nghệ xây dựng mới bảo vệ bờ khu vực ven biển.

2.2.3.1. Ứng dụng kết cấu Tensar gia cố, bảo vệ bờ

Lưới địa kỹ thuật làm bằng chất polypropylene (PP), polyester (PE) hay bọc polietylen-teretalat (PET) với phương pháp ép dẫn dọc.

2.2.3.2. Ứng dụng kết cấu thảm bê tông tự chèn bảo vệ mái bờ

2.2.3.3. Ứng dụng cừ bản bê tông cốt thép ứng suất trước xây dựng tường kê mái đứng

2.2.3.4. Ứng dụng khối bê tông dị hình làm khối phủ mái đê ngầm phá sóng

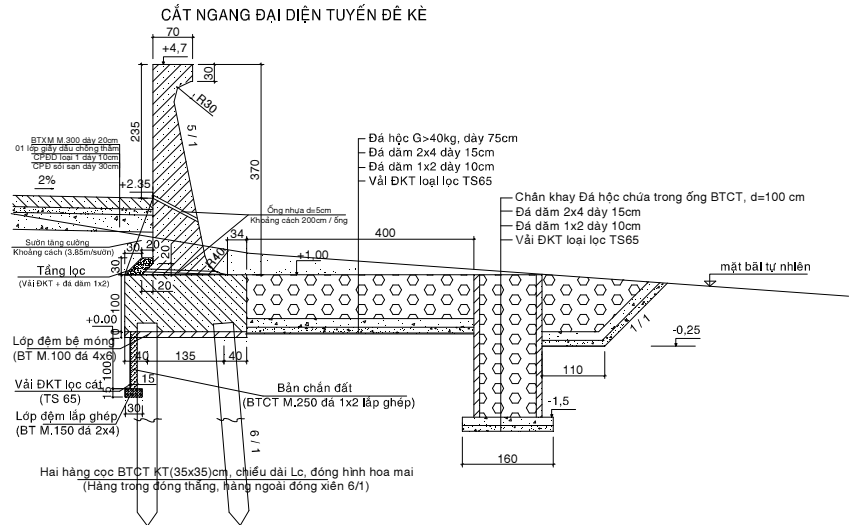
Có nhiều loại kết cấu khối bê tông dị hình được sử dụng làm khối phủ mái, với nhiều tên gọi khác nhau: khối Tetrapod, Tribar, Dolos, Stabít, khối chữ T, khối chữ U... Khối Tetrapod đã được sử dụng chủ yếu là trong các công trình ngăn cát, giảm sóng của các bể cảng và trong các công trình bảo vệ bờ cửa sông, ven biển.

2.2.3.5. Ứng dụng Stabiplate (Geotube)

Geotube là ống vải địa kỹ thuật được làm từ vải PP, khả năng thoát nước tốt, kích thước lỗ nhỏ, bên trong được chứa đầy cát .

2.2.3.6. xây dựng tuyến kè chắn sóng bằng rọ đá hợp

2.3. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP CÔNG TRÌNH:



Hình 2.20. Cắt ngang đại diện tuyến kè

- Xây dựng tuyến kè dạng tường chắn đất bằng bê tông cốt thép M.250 đặt trên bệ cọc bằng bê tông cốt thép chia làm nhiều phân đoạn dài trung bình 14,8m. Mặt trước tường giáp biển lượn cong để hấp sóng,

mặt trong tường giáp đất thẳng đứng. Đinh tường rộng 70cm, dày 30cm. Bố trí các ống nhựa PVC $d=5\text{cm}$ cách quãng 200cm/ống để thoát nước từ mặt đường.

CHƯƠNG 3

TÍNH TOÁN ĐẢM BẢO CHỐNG XÓI LỞ KÈ ĐƯỜNG NGUYỄN TÁT THÀNH

3.1. CÁC CHỈ TIÊU THIẾT KẾ.

3.2. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT.

3.3. ĐIỀU KIỆN HẢI VẤN.

3.4. TÍNH TOÁN CHIỀU CAO SÓNG.

3.4.1. Mực nước tính sóng:

$$Z_{tt}=Z_{10\%}+H_{nd}=1,37+0,8=2,17\text{m};$$

Cao độ mặt đất tự nhiên thấp nhất tại chân công trình 1m;

Chiều sâu nước tính sóng 1,17m.

3.4.2. Vận tốc gió tính toán:

Công trình cấp IV tần suất gió là 4%, tương ứng vận tốc gió tại Đà Nẵng là 34,5m/s (tương ứng cấp gió 12).

3.4.3. Tính đà gió trung bình ứng với vận tốc gió $V_w=34,5\text{m/s}$

$$L_m = k_{vis} \cdot v / V_w = 5 \cdot 10^{11} \cdot v / V_w = 144928\text{m}.$$

3.4.4. Xác định các thông số sóng ở vùng nước sâu theo 22 tcn 222-95:

Bảng 3.2. Kết quả tính toán các thông số sóng ở vùng nước sâu

V_w (m/s)	$g \cdot L_m / V_w^2$	$g \cdot \bar{h}_d / V_w^2$	$g \cdot \bar{T} / V_w$	\bar{h}_d	\bar{T}	$\bar{\lambda}$
34,5	1194,5	0,05	3	6,07	10,55	173,78

Độ sâu nước giới hạn giữa vùng nước sâu và vùng nước nông:

$$d = \frac{\bar{\lambda}}{2} = 86,89 \text{ (m)}.$$

3.4.5. Tính các đặc trưng sóng từ gió theo SPM 1984

Vận tốc gió hiệu chỉnh U_A để hiệu chỉnh quan hệ phi tuyến thực đo giữa ứng suất và vận tốc gió:

$$U_A = 0,71 \cdot U^{1,23} = 0,71 \cdot 34,5^{1,23} = 55,306$$

3.4.5.1. Các đại lượng phi thứ nguyên

$$\text{Đà sóng phi thứ nguyên: } \tilde{F} = \frac{g \cdot F}{U_A^2} = \frac{9,81 \cdot 144928}{55,306^2} = 464,804 \text{ (m)}$$

$$\text{Độ sâu nước phi thứ nguyên: } \tilde{d} = \frac{g \cdot d}{U_A^2} = \frac{9,81 \cdot 1,17}{55,306^2} = 0,003752 \text{ (m)}$$

3.4.5.2. Tính toán sóng trong điều kiện độ sâu nước bị hạn chế

$$\tilde{H}_s = 0,283 \cdot \tanh\left(0,53\tilde{d}^{3/4}\right) \cdot \tanh\left[\frac{0,00565 \cdot \tilde{F}^{1/2}}{\tanh\left(0,53\tilde{d}^{3/4}\right)}\right] = 0,002274 \text{ (m)}$$

$$H_s = \frac{\tilde{H}_s \cdot U_A^2}{g} = \frac{0,002274 \cdot 55,306^2}{9,81} = 0,7090 \text{ m.}$$

$$T_p = \frac{U_A \cdot \tilde{T}_p}{g} = \frac{55,306 \cdot 0,7657}{9,81} = 4,3171 \text{ (s).}$$

3.4.6. Tính toán sóng theo phương pháp Bretshneider

$$H_s = 0,283 \cdot \frac{w^2}{g} \tanh\left[0,530\left(\frac{gh}{w^2}\right)^{0,750}\right] \tanh\frac{0,0125\left(\frac{gD}{w^2}\right)^{0,42}}{\tanh\left[0,530\left(\frac{gh}{w^2}\right)^{0,750}\right]}$$

$$H_s = 0,56 \text{ (m).}$$

$$\frac{gT_p}{w} = 2\pi \cdot 1,2 \tanh\left[0,83\left(\frac{gh}{w^2}\right)^{0,375}\right] \tanh\frac{0,077\left(\frac{gD}{u^2}\right)^{0,25}}{\tanh\left[0,833\left(\frac{gh}{w^2}\right)^{0,375}\right]}$$

$$T_p = 3,819 \text{ (s).}$$

3.4.7. Tính toán theo biểu đồ Hindcast trường hợp sóng vỡ

$$\frac{d_s}{gT^2} = \frac{1,17}{9,81 \cdot 4,3171^2} = 0,006399$$

Theo biểu đồ B-14 tương ứng với trị số d_s/gT^2 vừa tính được ta tìm ra trị số $H_b/d_s=1,1$ ứng với đường cong độ dốc $m=0,05$.

$$H_b = 1,1 \cdot d_s = 1,1 \cdot 1,17 = 1,287 \text{ (m)}.$$

$$\text{Tra bảng phụ lục 1 theo công thức: } L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) = 14 \text{ (m)}.$$

L: chiều dài sóng (m).

3.4.8. Chọn chiều cao sóng thiết kế:

Căn cứ kết quả tính sóng theo các phương pháp ở trên, chọn chiều cao sóng thiết kế là $H_s=1,287\text{m}$; chu kỳ $T_p = 4,3171$ (s); $L=14\text{m}$.

3.5. TÍNH ÁP LỰC SÓNG:

3.5.1 Theo Sainflou và Minikin.

Sainflou:

$$h = H + h_0 = 1,287 + 0,772 = 2,059 \text{ (m)}$$

$$h_0 = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi d}{L} = \frac{\pi \cdot 1,287^2}{14} \coth \frac{2\pi \cdot 1,17}{14} = 0,772 \text{ (m)}$$

$$p_1 = \frac{\omega H}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} = \frac{1,025 \cdot 1,287}{\cosh\left(\frac{2\pi \cdot 1,17}{14}\right)} = 1,156 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$p_2 = \frac{h}{h+d} (\omega d + p_1)$$

$$p_2 = \frac{2,059}{2,059 + 1,17} (1,025 \cdot 1,17 + 1,156) = 1,502 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

Minikin:

$$h = 1,66H = 1,66 \cdot 1,287 = 2,136 \text{ (m)}$$

$$p_1 = \omega H = 1,025 \cdot 1,287 = 1,319 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$p_2 = \omega H = 1,025 \cdot 1,287 = 1,319 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$H=1,287\text{m}$: chiều cao sóng (m)

ω trọng lượng riêng của nước biển lấy bằng $1,025 \text{ T/m}^3$.

3.5.2. Theo giáo trình thiết kế đê và công trình bảo vệ bờ (14 tcn130-2002)

3.5.2.1. Áp lực sóng dương (tính cho 1m chiều dài):

$$p = p_u = \gamma H_{SD} (0,033 L_s/h + 0,75) \quad (3.11)$$

$$\eta_c = -\frac{p_u}{\gamma} \quad (3.12)$$

η_c : Độ cao lưng sóng so với mặt nước tính toán, m;

$H_{SD}=1,287(\text{m})$: Chiều cao sóng tại vị trí sóng đổ lần cuối, m;

$L_s=14(\text{m})$: Là chiều dài bước sóng trước chân công trình;

$h=1,17(\text{m})$: Độ sâu nước;

γ , trọng lượng riêng của nước biển lấy bằng $1,025 \text{ T/m}^3$;

$$p = p_u = 1,025 * 1,287 * (0,033 * 14 / 1,17 + 0,75) = 1,51 (\text{T/m}^2) ;$$

$$\eta_c = -\frac{1,51}{1,025} = -1,473 \text{ (m)}.$$

3.5.2.2. Áp lực sóng âm

Cường độ áp lực $p_{\text{nút}}$ xác định theo công thức:

$$p_{\text{nút}} = \gamma (\Delta Z_1 + 0,75 H_{SD}) = 1,025 * (0,322 + 0,75 * 1,287) = 1,319 (\text{T/m}^2)$$

Trong đó:

ΔZ_1 - độ hạ thấp của mặt nước kể từ mực nước tính toán ở trước tường thẳng đứng khi sóng rút được lấy như sau:

- Khi chiều rộng bãi (khoảng cách từ mép nước đến tường) $< 3H_{SD}$:

$$\Delta Z_1 = 0,25 H_{SD} = 0,25 * 1,287 = 0,322 (\text{m})$$

3.5.3. Tải trọng sóng đổ tác động lên tường đứng theo 22 tcn 222-95:

$$z_1 = -h_{sur} = -1,287 (\text{m}); p_1 = 0 ;$$

$$z_2 = -\frac{h_{sur}}{3} = -\frac{1,287}{3} = -0,429 (\text{m}); \quad (3.14)$$

$$p_2 = 1,5 \rho g h_{sur} = 1,5 * 1,025 * 1,287 = 1,979 (\text{T/m}^2) ;$$

$$z_3 = d_f = 2,17m; p_3 = \frac{\rho g h_{sur}}{ch\left(\frac{2\pi}{\lambda_{sur}} d_f\right)} = \frac{1,025 \cdot 1,287}{ch\left(\frac{2\pi}{14} 2,17\right)} = 0,872 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

Trong đó :

λ_{sur} và h_{sur} - độ dài trung bình và chiều cao của sóng vỗ.

3.5.4 CÔNG THỨC YOSHIMA GODA

$$\eta^* = 0,75 \cdot (1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D = 0,75 \cdot (1 + 1) \cdot 1,287 = 1,931 \text{ (m)}$$

$$p_1 = 0,5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2 \beta) \bar{\omega}_0 \lambda_1 H_D$$

$$p_1 = 0,5(1 + 1)(0,9506 + 0,110228) \cdot 1,025 \cdot 1,287 = 1,3994 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 = 0,7707 \cdot 1,3994 = 1,079 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$p_2 = \alpha_4 p_1 = 0$$

$$p_u = 0,5(1 + \cos \beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 \bar{\omega}_0 H_D$$

$$p_u = 0,5(1 + 1) 0,9506 \cdot 0,7707 \cdot 1,025 \cdot 1,287 = 0,9665 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Trong đó :

$$\alpha_1 = 0,6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h / L_D}{\sinh(4\pi h / L_D)} \right]^2 = 0,6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi \cdot 1,17 / 14}{\sinh(4\pi \cdot 1,17 / 14)} \right]^2 = 0,9506$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\}$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{1,61 - 1,17}{3 \cdot 1,61} \left(\frac{1,287}{1,17} \right)^2, \frac{2 \cdot 1,17}{1,287} \right\} = 0,110228$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L_D)} \right] = 1 - \frac{2,17}{1,17} \left(1 - \frac{1}{\cosh(2\pi \cdot 1,17 / 14)} \right) = 0,7707$$

$$\alpha_4 = 1 - \frac{h_c}{\eta^*} \text{ nếu } \eta^* \geq h_c$$

$$\alpha_4 = 0 \text{ nếu } \eta^* < h_c$$

3.5.5. Lập bảng so sánh áp lực sóng giữa các phương pháp như

bảng 3.3.

Bảng 3.3. So sánh áp lực sóng trên 1m dài kè giữa các phương pháp

Phần biểu đồ	P.pháp	Sainflou	Minikin	14 TCN 130-2002	22 TCN 222-95	Goda
Tam giác trên	Lực	-1,54631	-1,408692	-1,112	-0,84899	-1,35112
	Tay đòn	2,856	2,882	2,661	2,885	2,81367
	Mômen	-4,41677	-4,05985	-2,9593	-2,449	-3,8016
Tam giác dưới	Lực	-0,37541			-1,4385	-0,348
	Tay đòn	1,4467			1,73267	1,44667
	Mômen	-0,54309			-2,4925	-0,5037
Chữ nhật	Lực	-2,50852	-2,86223	-3,2767	-2,266	-2,34143
	Tay đòn	1,085	1,085	1,085	1,2995	1,085
	Mômen	-2,72174	-3,10552	-3,555	-2,9451	-2,5405
Tam giác đáy	Lực	-1,2427	-1,4179	-1,623	-0,9374	-1,039
	Tay đòn	0,358333	0,358	0,3583	0,3583	0,3583
	Mômen	-0,4453	-0,50809	-0,5817	-0,3359	-0,3723
Tổng	Lực ngang	-4,43024	-4,271	-4,3888	-4,553	-4,0407
	Mômen	-8,12691	-7,67346	-7,096	-8,22286	-7,218

Vậy theo bảng trên, ta chọn tính áp lực sóng dương theo 22 TCN 222-95.

3.6. THIẾT KẾ CAO TRÌNH ĐỈNH KÈ

Cao trình đỉnh kè thông thường xác định theo công thức(3.15).

$$Z_d = Z_{tp} + H_{nd} + \eta_{\max} + a \quad (3.15)$$

Trong đó:

Z_d : Cao trình đỉnh kè thiết kế, m;

Z_{tp} : Mực nước biển tính toán, m;

η_{\max} : độ dềnh cao do sóng, m;

a: Trị số gia tăng độ cao an toàn, m;

H_{nd} : chiều cao nước dâng do bão.

3.6.1. Xác định mực nước biển tính toán Z_{tp}

Bảng 3.4. Tần suất đảm bảo mực nước triều tính toán thiết kế

Cấp công trình của đê	Đặc biệt	I và II	III và IV
Tần suất mực nước biển thiết kế, %.	1	2	5

Với công trình cấp IV, lấy tần suất $p=5\%$.

Bảng 3.5. Các mực nước theo tài liệu của đài khí tượng thủy văn trung trung bộ

$P(\%)$	1	3	5	10	25	50	75	90	97	99
Z_{tp} (cm)	170	156	147	137	123	112	101	95	88	84

Với tần suất $p=5\%$, có $Z_{tp}=147\text{cm}=1,47\text{m}$.

3.6.2. Xác định chiều cao nước dâng do bão H_{nd}

Chiều cao nước dâng thiết kế cho các cấp đê quy định trong bảng 3.6. Đà Nẵng ở vĩ tuyến 16^0 , công trình cấp IV lấy $H_{nd}=0,8\text{m}$.

Bảng 3.6. Chiều cao nước dâng thiết kế cho các cấp đê

Vị trí	Cấp đê	
	Đặc biệt và I	II, III và IV
Từ vĩ tuyến 16^0 đến vĩ tuyến 11^0	1,0m	0,8m
Từ vĩ tuyến 11^0 đến vĩ tuyến 8^0	1,5m	1,0m

3.6.3. Trị số gia tăng độ cao an toàn a: Quy định trong bảng 3.7.

Bảng 3.7. Trị số gia tăng độ cao an toàn a (m)

Cấp công trình	Đặc biệt	I	II	III	IV
Độ vượt cao an toàn	0,5	0,4	0,4	0,3	0,3

Vậy $a=0,3\text{m}$.

Vậy cao trình đỉnh kè là:

$$Z_d = Z_{tp} + H_{nd} + \eta_{\max} + a = 1,47 + 0,8 + 2,136 + 0,3 = 4,7(\text{m}).$$

Chiều cao thân kè lớn nhất 3,7m; chiều cao đài cọc 1m.

3.7. LỖ THOÁT NƯỚC VÀ KHE BIẾN DẠNG

3.7.1. Lỗ thoát nước

3.7.2. Khe biến dạng

3.8. THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH GIA CỐ CHÂN KÈ BIỂN

3.8.1. Chân kè

3.8.1.1. Chân kè sâu

3.8.1.2. Độ sâu xói tới hạn ở chân kè

a) Phương pháp Xie.

b) Phương pháp Sumer & Fredsoe.

c) Theo tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho chương trình củng cố, bảo vệ và nâng cấp đê biển 2010:

$$\frac{S_{\max}}{H_0} = \sqrt{22,72d_w / L_0 + 0,25} \quad (3.17)$$

Trong đó: $H_0=1,287\text{m}$; $L_0=14\text{m}$;

$$\frac{S_{\max}}{H_0} = \sqrt{22,72 \cdot 1,17 / 14 + 0,25} = 1,4659$$

$$S_{\max} = 1,4659 \cdot 1,287 = 1,8866(\text{m}).$$

Từ chiều sâu hố xói để quyết định chiều sâu gia cố chân kè.

$$H_{\text{gc}} = \frac{4}{3} S_{\max} = \frac{4}{3} \cdot 1,8866 = 2,5(\text{m}).$$

Bề rộng lớp bảo vệ ngoài chân kè có thể lấy bằng 3 đến 4 lần chiều cao sóng thiết kế tại chân công trình ($3 \cdot 1,287 = 3,861(\text{m})$).

3.8.1.3. Trọng lượng vật liệu chân kè

- Vận tốc cực đại của dòng chảy do sóng tạo ra ở chân kè được xác định:

$$V_{\max} = \frac{\pi \cdot H_s}{\sqrt{\frac{\pi \cdot L_s}{g} \cdot \sinh \frac{4\pi h}{L_s}}} = \frac{\pi \cdot 1,287}{\sqrt{\frac{\pi \cdot 14}{g} \cdot \sinh \frac{4\pi \cdot 1,17}{14}}} = 1,705 \text{ (m/s)}.$$

Trong đó: $H_s=1,287\text{m}$; $L_s=14\text{m}$.

$h=1,17\text{m}$: Độ sâu nước trước kè (m).

Bảng 3.8. Trọng lượng ổn định vật liệu chân kè theo V_{max}

$V_{max}(\text{m/s})$	2,0	3,0	4,0	5,0
G_d (kG)	40	80	140	200

Tra bảng 3.8 được $G_d=40(\text{kG})$.

3.8.1.4. Chiều dày lớp phủ mái bằng đá hộc lát khan:

Độ dày ổn định dưới tác dụng của sóng được tính theo công thức

(3.18):

$$\delta_d = 0,266 \cdot \frac{\gamma}{\gamma_d - \gamma} \cdot \frac{H_s}{\sqrt{m}} \cdot \sqrt[3]{\frac{L_s}{H_s}} \quad (3.18)$$

Trong đó: $h=1,17\text{m}$; $H_s=1,287\text{m}$; $L_s=14\text{m}$;

$$\delta_d = 0,266 \cdot \frac{1,025}{2,6 - 1,025} \cdot \frac{1,287}{\sqrt{20}} \cdot \sqrt[3]{\frac{14}{1,287}} = 0,11(\text{m}).$$

3.8.1.5. Thiết kế tầng đệm, tầng lọc

Tầng lọc ngược bằng vải địa kỹ thuật loại lọc TS-65, Cần bố trí lớp đá dăm dày $10 \div 15$ cm giữa vải địa kỹ thuật và lớp bảo vệ.

3.9. CÁC YÊU CẦU KỸ THUẬT TRONG THI CÔNG KÈ BIỂN

3.9.1. Quy trình kỹ thuật thi công xếp đá

3.9.2. Quy trình kỹ thuật thi công đặt vải lọc và kiểm tra chất lượng vải lọc geotextile

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Đường Nguyễn Tất Thành có đặc thù là một tuyến đường ven biển trên suốt chiều dài, chịu tác động bất lợi của sóng biển, nhất là trong mùa mưa bão. Do vậy, để đảm bảo cho tuyến đường bền vững và ổn định lâu dài cần thực hiện các giải pháp sau đây:

1. Xây dựng tuyến kè dạng tường chắn đất bằng bê tông cốt thép M.250 đặt trên bệ cọc bằng bê tông cốt thép chia làm nhiều phân đoạn dài trung bình 14,8m. Mặt trước tường giáp biển lượn cong để hắt sóng, mặt trong tường giáp đất thẳng đứng. Đinh tường rộng 70cm, dày 30cm. Bố trí các ống nhựa PVC $d=5\text{cm}$ cách quãng 200cm/ống để thoát nước từ mặt đường.

+ Mặt trước tường dạng xiên với độ dốc 5/1, phía trên bố trí lưới hắt sóng có bán kính cong $R=30\text{cm}$, chiều rộng thân tường tại lưới hắt sóng là nhỏ nhất 40cm, phía trên mép đỉnh bệ vượt cong bán kính $R=40\text{cm}$. Bề rộng chân tường kè thay đổi tùy thuộc vào chiều cao tường ứng với độ xiên của mặt trước tường kè.

+ Mặt sau tường kè thẳng đứng. Để tăng độ cứng ngang cho thân tường, phía trên mép đỉnh bệ vát (20x20)cm, mỗi một phân đoạn bố trí 4 sườn tăng cường dạng xiên, mỗi sườn cách nhau 385cm, dày 35cm, chiều cao sườn 135 cm, chiều rộng đáy sườn tăng cường bằng khoảng cách từ lưng tường đến mép bệ cọc 50cm.

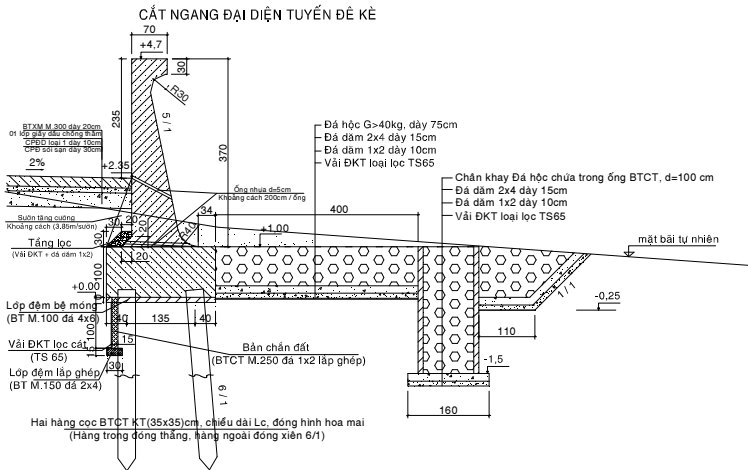
+ Bệ cọc được thi công đổ tại chỗ bằng bê tông cốt thép M.250 trên lớp bê tông đệm M.100 đá 4x6 dày 10cm có tác dụng vừa tạo phẳng, chống thấm nước xi măng xuống nền đất cũng như chống nước ngầm trào lên hố móng.

- Móng cọc bằng bê tông cốt thép M.300 dài 12m.

Cọc bê tông cốt thép đóng làm hai hàng so le nhau, hàng trong đóng thẳng, hàng ngoài đóng xiên 6/1. Trong mỗi hàng cọc, mỗi cọc cách nhau 210cm. Hai hàng cọc so le cách nhau 135cm. Chiều dài cọc 12m.

- Bên dưới bộ cọc bố trí 1 lớp bản chắn đất (210x100x15)cm bằng bê tông M.250 đá 1x2, trên mỗi bản chắn có bố trí 4 lỗ thoát nước $d=5\text{cm}$, đồng thời các lỗ thoát nước này được sử dụng để cài lắp bản chắn vào vị trí. Bản chắn đất được kê trên lớp bê tông M.150 đá 2x4 dày 15cm, rộng 30cm để tạo ổn định. Sau lưng bản có trải lớp vải địa kỹ thuật TS-65 lọc cát. Chú ý trong quá trình thi công bản chắn đất, phải đánh dấu hướng lắp đặt để bản làm việc đúng với sơ đồ chịu lực.

- Tầng lọc ngược bố trí sau lưng tường bằng vải địa kỹ thuật loại lọc TS-65 bọc lớp đá dăm 1x2 và được bố trí trên suốt chiều dài lưng tường, rộng 50cm, cao 30cm theo dạng vát xiên của lưng tường kè. Nước từ nền đường sau khi qua tầng lọc được thoát ra ngoài bằng các ống nhựa PVC $d=5\text{cm}$ bố trí cách nhau 200cm giữa hai sườn tăng cường của tường kè.



Hình K1. Cắt ngang đại diện tuyến đề kè

2. Gia cố trước kè là thêm giảm sóng rộng 4m, cao trình bằng cao trình đỉnh bộ kè. Kết cấu bằng đá hộc xếp khang 2 lớp có trọng lượng viên đá $G \geq 40\text{kg}$. Chân khay bằng đá hộc chứa trong ống tròn bê tông cốt thép $d=100\text{cm}$.

- Bên dưới lớp cấp phối đá đổ khối lớn là lớp đệm sỏi 2x4 dày 15cm, lớp đá dăm 1x2 dày 10cm và lớp vải địa kỹ thuật loại lọc TS-65.

- Vật liệu đá học sử dụng vật liệu đá có nguồn gốc từ đá Granít, không dùng đá phiến cho công trình.

3. Bảo vệ bãi trước kè, bảo vệ đụn cát tự nhiên

Việc bảo vệ bãi trước kè biển là hết sức quan trọng đối với an toàn của tuyến kè, đặc biệt là trường hợp bãi biển bị xâm thực, cần bảo vệ bãi trước kè bằng các giải pháp sau:

- Giải pháp hữu hiệu nhất là trồng cây chắn cát. Các loại thực vật phổ biến như phi lao, keo lá tràm, cây họ lá kim khác. Các cây thân mềm như dứa dại, muống biển, sim, mua... Hiện nay, chúng ta đang nghiên cứu đưa muống biển và một số loại cỏ phù hợp vào trồng, chống xói lở và tạo cảnh quan. Một khi đã phủ xanh toàn bộ các đụn cát bằng các cây phù hợp, đụn cát ít di chuyển và ổn định chiều cao thì xem như tuyến kè biển khá bền vững.

- Toàn bộ phạm vi từ gờ vỉa vai đường Nguyễn Tất Thành đến bó vỉa của đường quản lý được trồng cỏ Vectiver theo luống và đan chéo nhau. Cách mép đường quản lý 3m trở vào bố trí trồng cây dương liễu thành từng cụm 4 góc, mỗi cụm cách nhau 5m, bố trí thành 4 hàng so le.

- Xây kè biển không được quên trồng rừng. Các bãi biển rộng và cao cần nghiên cứu trồng rừng phi lao phòng hộ, chắn gió, chắn cát, giữ bãi, tiêu năng, giảm sóng, bảo vệ tuyến kè biển.