

## Phần 7 Đê chắn sóng trọng lực thùng chìm (Bản thảo cuối cùng)

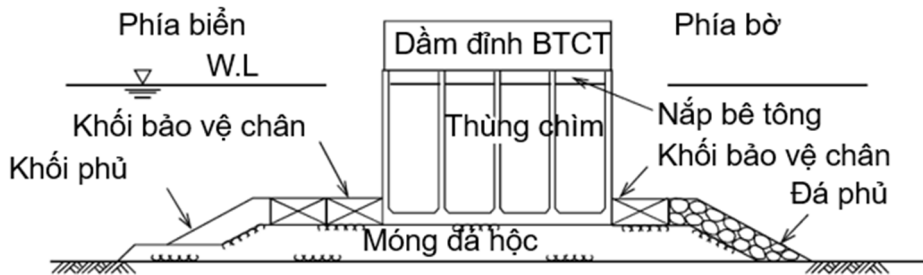
Tháng 03, 2026

Tham  
khảo

### 1. Chỉ dẫn kỹ thuật

#### 1-1. Đặc tính đê chắn sóng trọng lực thùng chìm

Đê chắn sóng hỗn hợp dạng thùng chìm (gravity-type caisson composite breakwater) là một dạng kết cấu chắn sóng, gồm các đoạn tường đứng và các đoạn móng đá học như thể hiện trong Hình 1.1. Kết cấu này đã được áp dụng rộng rãi trong thực tế xây dựng trên thế giới và có thể được xem là dạng kết cấu đê chắn sóng tiêu chuẩn. Đặc điểm của kết cấu này bao gồm: sử dụng thùng chìm (caisson) để phản xạ sóng nhằm giảm xâm nhập sóng vào cảng, nâng cao hiệu quả chi phí, và xây dựng nền móng bằng đê đá học để phân bố tải trọng cho thùng chìm. Ngoài ra, khi lắp đặt trên nền đất yếu cần áp dụng các phương pháp gia cố nền như thay thế bằng cát hoặc trộn sâu (D.M.M.). So với điều kiện sóng, khi cao độ đê đá học nông thì nó hoạt động tương tự như đê mái nghiêng, còn khi sâu thì hoạt động tương tự như đê tường đứng.



Nguồn: OCDI 2020

Hình 1.1- Đê chắn sóng dạng thùng chìm trọng lực

#### 1-2. Cơ sở để xác minh tính năng

Ví dụ về trình tự xác minh tính năng của đê chắn sóng dạng tổ hợp kiểu thùng chìm trọng lực được thể hiện trong Hình 1.2.

##### (1) Xác minh ổn định

Vì đê chắn sóng hỗn hợp dạng thùng chìm (caisson composite breakwater) duy trì ổn định nhờ trọng lượng bản thân của kết cấu, nên việc xác minh sẽ được thực hiện cho 1) và 3). Sự cần thiết của việc xác minh 2) sẽ được xác định dựa trên điều kiện sóng và điều kiện động đất.

##### 1) Các điều kiện liên quan đến chuyển động sóng

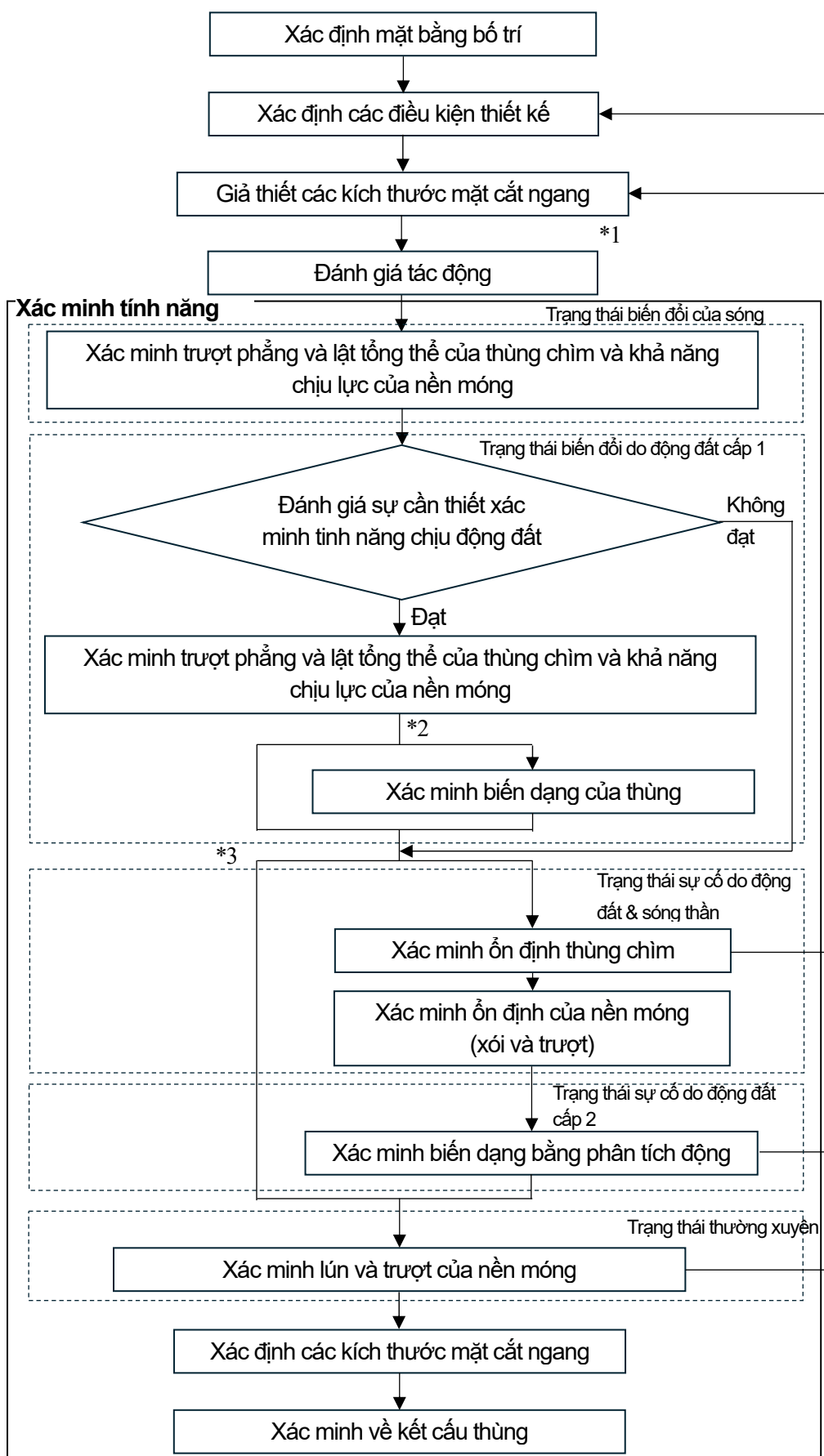
- ✓ Trượt của đê chắn sóng
- ✓ Lật của đê chắn sóng
- ✓ Khả năng chịu tải của nền móng

##### 2) Các điều kiện liên quan đến chuyển động nền do động đất

- ✓ Trượt của đê chắn sóng
- ✓ Lật của đê chắn sóng
- ✓ Khả năng chịu tải của nền móng

##### 3) Trạng thái lâu dài/ thường xuyên

- ✓ Phá hoại trượt của nền móng
- ✓ Lún



Ghi chú

\*1: Việc đánh giá ảnh hưởng của hóa lỏng và lún chưa được thể hiện; cần phải xem xét riêng biệt.

\*2: Phân tích biến dạng do chuyển động nền đất khi động đất cấp độ 1 có thể được thực hiện bằng phân tích động khi cần thiết. Đối với các công trình mà thiệt hại được giả định là có ảnh hưởng nghiêm trọng đến tính mạng, tài sản và hoạt động xã hội, thì nên tiến hành xác minh biến dạng bằng phân tích động.

\*3: Đối với các công trình mà thiệt hại được giả định là có ảnh hưởng nghiêm trọng đến tính mạng, tài sản và hoạt động xã hội, thì nên tiến hành xác minh các tình huống sự cố khi cần thiết.

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

**Hình 1.2- Trình tự thiết kế đê chắn sóng dạng thùng chìm trọng lực hỗn hợp**

**(2) Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu**

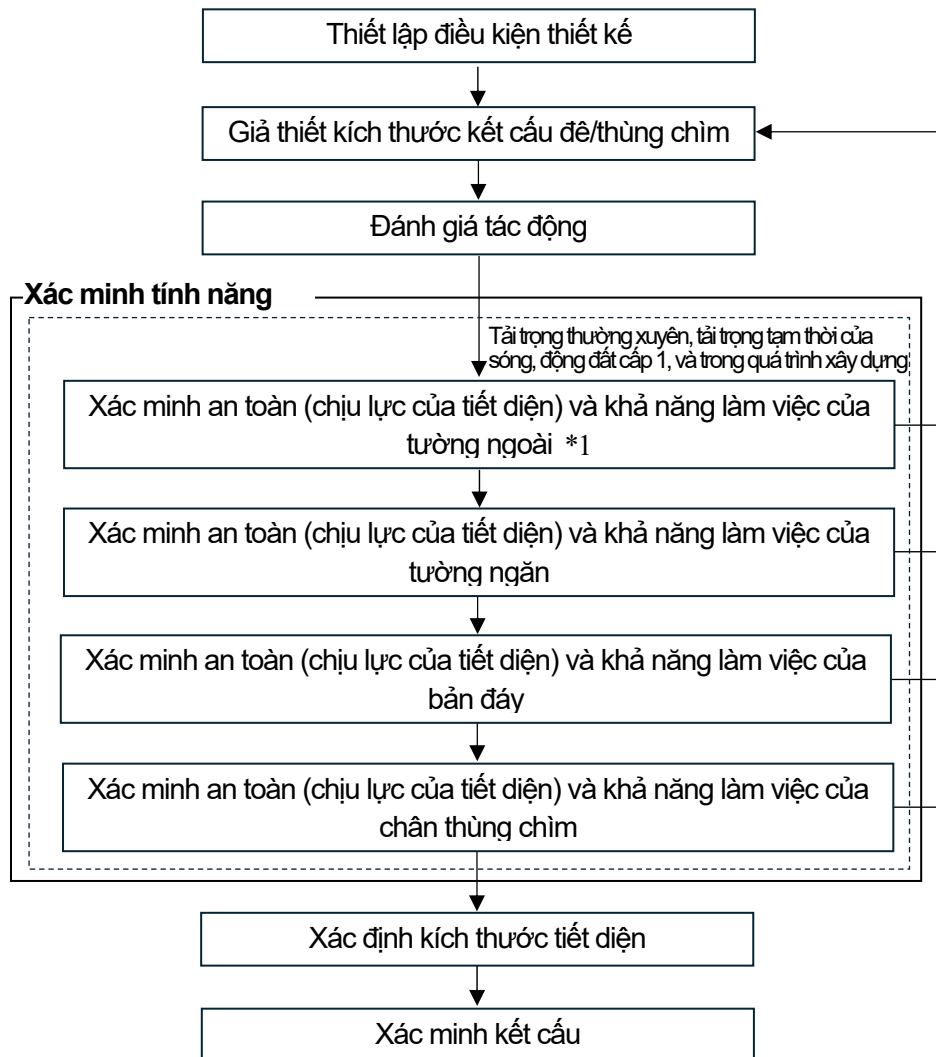
Việc xác minh khả năng chịu lực của các bộ phận kết cấu về cơ bản dựa trên các tiêu chuẩn hiệu năng được xác định từ yêu cầu về hiệu năng của công trình. Điều cốt yếu là phải thiết lập các chỉ số xác minh phù hợp cho khả năng chịu lực của các bộ phận kết cấu. Việc xác minh sẽ được tiến hành đối với các điều kiện sau:

**1) Xác minh an toàn**

- ✓ Xác minh chống phá hoại tiết diện
- ✓ Xác minh chống phá hoại môi

**2) Xác minh khả năng sử dụng (Serviceability)**

Quy trình xác minh khả năng chịu lực đối với thùng chìm (caisson) được thể hiện trong Hình 1.3.



TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Hình B.1

Chú thích:

\*1: Khi đê thùng chìm (caisson quaywall) chịu tác động của sóng trong thời gian dài, có thể bổ sung thêm việc xác minh an toàn đối với phá hoại mỏi.

\*2: Đối với các công trình có khả năng kháng chấn cao, hoặc các công trình mà thiệt hại có thể gây tác động nghiêm trọng đến tính mạng, tài sản và hoạt động xã hội, thì nên tiến hành xác minh khả năng chịu tải trong các tình huống sự cố khi cần thiết. Việc xác minh tình huống sự cố liên quan đến sóng cần được thực hiện trong các trường hợp mà thiệt hại đối với công trình có thể gây ảnh hưởng nghiêm trọng đến các cơ sở xử lý vật liệu nguy hại nằm ngay phía sau chúng.

Nguồn: Điều chỉnh từ TCVN 11820-6-2023

### Hình 1.3- Ví dụ về quy trình xác minh tính năng thùng chìm

## 1-3. Điều kiện thiết kế

### (1) Mục nước thiết kế

Khi tính toán lực sóng, mực nước triều thiết kế đối với các cảng mà không cần xét đến ảnh hưởng của triều cường bão (storm surge) thường được lấy là mực nước triều cao trung bình (H.W.L.) và mực nước triều thấp trung bình (L.W.L.). Đối với các cảng cần xét đến ảnh hưởng của triều cường bão, mực nước triều thiết kế được xác định bằng cách cộng thêm một độ lệch thiết kế vào mực nước triều cao trung bình và mực nước triều thấp trung bình, nhằm thể hiện trạng thái công trình ở điều kiện kém ổn định nhất.

Mực nước triều được dùng làm cơ sở cho tính toán biến dạng sóng để xác định sóng thiết kế nhìn chung dựa trên các giá trị đặc trưng của mực nước triều thiết kế; tuy nhiên, tùy thuộc vào biên độ dao động triều, mực nước triều cao trung bình (H.W.L.) thường được dùng trong trường hợp xuất hiện sóng lớn. Ngược lại, đối với việc tính toán sóng thiết kế liên quan đến trạng thái giới hạn mỏi, thường sử dụng mực nước trung bình (M.S.L.).

Tại Nhật Bản, mực nước triều cao trung bình (H.W.L.) và mực nước triều thấp trung bình (L.W.L.) được xác định dựa trên thủy triều thiên văn. Trong khi đó, tại Việt Nam, phương pháp được áp dụng là tính toán xác suất vượt theo cấp hạng công trình cảng, dựa trên số liệu quan trắc. Do đó, mực nước thiết kế cần được tính toán theo thông lệ Việt Nam, căn cứ vào TCVN 11820 Phần 2 – Mục 5.9.2 Mục nước thiết kế.

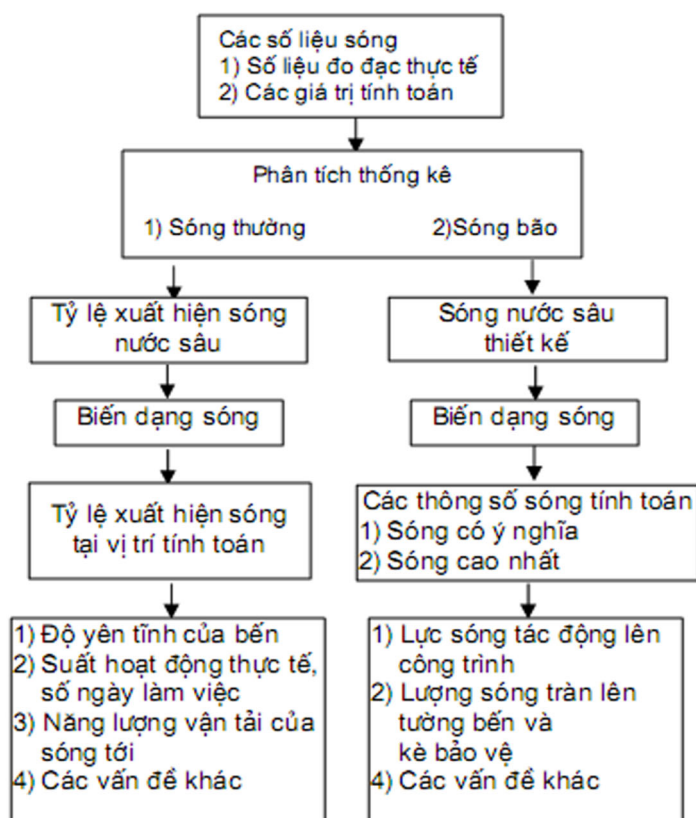
### (2) Phương pháp xác định sóng thiết kế

Việc tính toán chiều cao sóng thiết kế (chiều cao sóng có ý nghĩa  $H_{1/3}$ , chiều cao sóng lớn nhất  $H_{max}$ ) được thực hiện theo quy trình như thể hiện trong Hình 1.4.

Đối với các công trình cảng nói chung có tuổi thọ thiết kế 50 năm, có thể xem xét sóng ứng với tần suất xuất hiện 50 năm. Tuy nhiên, đối với sóng tác động trong giai đoạn thi công (trường hợp kết cấu để dở dang trong một khoảng thời gian nhất định), cần xác định sóng thích hợp dựa trên các yếu tố như thời gian thi công và điều kiện tự nhiên tại hiện trường; để thuận tiện, có thể sử dụng sóng ứng với tần suất 10 năm.

Ngoài ra, nếu cần xét đến sóng phản xạ trong quá trình tính toán chiều cao sóng thiết kế thì phải tiến hành khảo sát riêng về sóng phản xạ, như sẽ được đề cập ở phần sau.

Ghi chú: Trong TCVN 11820 Phần 2,  $H_{1/3}$  được tính bằng phương pháp vượt không (zero-up cross method), nhưng đôi khi phương pháp phổ (spectral method) được sử dụng để dự báo sóng. Chiều cao sóng có ý nghĩa  $H_s$  ước tính bằng phương pháp phổ có thể không hoàn toàn giống với  $H_{1/3}$ .



Nguồn: TCVN 11820-2-2025

**Hình 1.4- Quy trình xác định sóng thiết kế**

### 1) Sóng ngoài khơi

Việc tính toán sóng ngoài khơi có thể được tiếp cận theo hai cách, tùy thuộc vào khả năng có sẵn của dữ liệu quan trắc sóng gần khu vực:

#### i) Tài liệu đo đạc thực tế dữ liệu quan trắc sóng

Nếu có dữ liệu quan trắc sóng gần khu vực (ví dụ dữ liệu NOAA), sóng cực trị sẽ được chọn lọc từ hồ sơ quan trắc sóng dựa trên từng yếu tố tạo sóng, sau đó tiến hành xử lý thống kê để biểu diễn dưới dạng chiều cao sóng xác suất. Quá trình xử lý thống kê này được thực hiện tương tự như trong dự báo sóng. Tuy nhiên, nếu dự kiến có biến dạng sóng giữa điểm quan trắc và vị trí lắp đặt đê chắn sóng, cần chuyển đổi sang chiều cao sóng ngoài khơi tương đương  $H_0'$  bằng cách xét đến hiện tượng khúc xạ, nhiễu xạ và biến đổi vùng nước nông, rồi từ đó chọn lọc sóng cực trị theo từng yếu tố tạo sóng và tiến hành xử lý thống kê để tính toán chiều cao sóng xác suất.

#### ii) Giá trị sóng tính toán ngược (hindcast) bằng phương pháp dự báo sóng

Dự báo sóng được thực hiện bằng cách sử dụng các bản đồ thời tiết đã ghi nhận gây ra sóng lớn tại vị trí ước tính, có xét đến tính liên tục theo thời gian của các yếu tố khí tượng (ví dụ: sự phát triển của bão hay áp thấp nhiệt đới). Phương pháp này có thể được thực hiện bằng phương pháp phổ (spectral method) hoặc phương pháp sóng có ý nghĩa (significant wave method). Các sóng cực trị thu được từ dự báo sóng sẽ được xử lý thống kê và biểu diễn dưới dạng chiều cao sóng xác suất. Phân bố xác suất chiều cao sóng có thể sử dụng phân bố Gumbel hoặc phân bố Weibull.

### iii) Hướng sóng

Các thông số sóng ngoài khơi nên được thiết lập cho từng hướng sóng tới trong số 16 hướng la bàn theo thông lệ chuẩn. Tuy nhiên, những hướng sóng có chiều cao nhỏ và dự kiến ít ảnh hưởng đến công trình có thể được loại trừ. Ngoài ra, tham số tập trung hướng sóng ( $S_{max}$ ) được tính từ độ dốc của phổ sóng ngoài khơi; nếu độ dốc phổ sóng không được chỉ định, thường áp dụng giá trị  $S_{max} = 10$  cho sóng gió,  $S_{max} = 25$  cho sóng suy giảm ban đầu, và  $S_{max} = 75$  cho sóng lừng.

## 2) Chiều cao sóng nước sâu tương đương

### i) Hệ số khúc xạ ( $K_r$ )

Khi xét đến ảnh hưởng của khúc xạ giữa điểm dự báo sóng ngoài khơi và vị trí lắp đặt đê chắn sóng, hệ số khúc xạ được tính toán thông qua các phương pháp số như phương pháp sóng thành phần (component wave method), trong đó chồng chập tuyến tính các hệ số khúc xạ của sóng điều hòa, hoặc bằng các Công thức cân bằng năng lượng. Đối với sóng không điều hòa, hệ số khúc xạ được xác định bằng cách chia phổ hướng sóng và phổ tần số thành một số lượng sóng thành phần thích hợp, tiến hành tính toán khúc xạ cho từng sóng thành phần, sau đó chồng chập tuyến tính kết quả.

Lưu ý rằng phạm vi áp dụng của tính toán khúc xạ để xác định hệ số khúc xạ cần có độ sâu nước ít nhất bằng 0,5 lần chiều cao sóng ngoài khơi.

### ii) Hệ số nhiễu xạ ( $K_d$ )

Nếu xét đến ảnh hưởng của nhiễu xạ từ điểm dự báo sóng ngoài khơi, hệ số nhiễu xạ được tính bằng biểu đồ nhiễu xạ hoặc các phép tính nhiễu xạ. Các phép tính nhiễu xạ gần đúng có thể được thực hiện bằng các phương pháp chồng chập tuyến tính nghiệm giải tích của đê chắn sóng nửa vô hạn. Để tính toán chính xác nhiễu xạ trong các dạng cảng phức tạp, các phương pháp như phương pháp sai phân hữu hạn (finite difference method) hoặc hàm Green (Green's functions) được sử dụng.

Nếu chiều dài của đảo hoặc bề rộng của vịnh lớn hơn mười lần bước sóng của sóng tới, thì sự khác biệt đáng kể sẽ xuất hiện khi ước tính chiều cao sóng bằng năng lượng sóng trực tiếp truyền tới các điểm phía sau đảo hoặc trong cảng mà không tính đến nhiễu xạ (phương pháp phân tán hướng). Tuy nhiên, nếu điểm tính toán nằm ngay sau một hòn đảo hoặc mũi đất, ảnh hưởng của sóng nhiễu xạ là rất lớn, và phương pháp phân tán hướng sẽ tạo ra sai số lớn. Ngoài ra, một đê chắn sóng phụ có thể bị ảnh hưởng bởi nhiễu xạ từ đê chắn sóng chính. Trong những trường hợp này, cần tiến hành tính toán nhiễu xạ riêng bằng biểu đồ nhiễu xạ hoặc các phương pháp tương tự.

Khi cần thiết phải xét đồng thời cả khúc xạ và nhiễu xạ của sóng không điều hòa, có thể sử dụng các phương pháp dựa trên Công thức cân bằng năng lượng có xét đến nhiễu xạ và Công thức sóng không điều hòa gradient yếu phi dừng. Ngoài ra, phương pháp sai phân hữu hạn để giải Công thức phi tuyến hoặc phương pháp ghép nhiều thành phần (multi-component coupling method) cũng có thể được áp dụng.

### iii) Hệ số phản xạ ( $K_R$ )

Tại vị trí thiết kế, nếu xét đến ảnh hưởng của phản xạ từ các đê chắn sóng khác hoặc các công trình tương tự, cần tiến hành nghiên cứu về sóng phản xạ.

### iv) Chiều cao sóng ngoài khơi tương đương

Chiều cao sóng được hiệu chỉnh bởi hệ số khúc xạ ( $K_r$ ), hệ số nhiễu xạ ( $K_d$ ), và hệ số phản xạ ( $K_R$ ) được gọi là chiều cao sóng ngoài khơi tương đương ( $H'_0$ ), và có thể được tính theo Công thức (1.1).

$$H'_o = K_r K_d \sqrt{K_R^2 + 1} \cdot H_o \quad (1.1)$$

Trong đó:

- $H'_o$  : Chiều cao sóng nước sâu tương đương (m)
- $H_o$  : Chiều cao sóng nước sâu (m)
- $K_r$  : Hệ số khúc xạ
- $K_d$  : Hệ số nhiễu xạ
- $K_R$  : Hệ số phản xạ

### 3) Chiều cao sóng thiết kế

Giá trị đặc trưng của chiều cao sóng thiết kế được xác định có xét đến ảnh hưởng của biến đổi nước nông hoặc sóng vỡ. Hệ số nước nông được xác định theo TCVN 11820 Phần 2: 2025.

Tại các vị trí mà độ sâu nước nhỏ hơn khoảng ba lần chiều cao sóng ngoài khơi tương đương, cần xem xét sự thay đổi chiều cao sóng do sóng vỡ, có tính đến tính không điều hòa của sóng. Chiều cao sóng vỡ được xác định dựa trên chiều cao sóng có ý nghĩa  $H_{1/3}$  và chiều cao sóng lớn nhất  $H_{max}$ , theo quy định trong TCVN 11820 Phần 2: 2025.

Thông thường, chiều cao sóng trong vùng sóng vỡ được dùng làm chiều cao sóng vỡ; tuy nhiên, nếu độ giảm chiều cao sóng do sóng vỡ nhỏ hơn 2%, cần áp dụng hệ số nước nông. Chiều cao sóng vỡ cũng có thể được tính bằng các công thức đơn giản trong TCVN 11820 Phần 2: 2025. Tuy nhiên, do các công thức này có thể cho kết quả chiều cao sóng lớn, nên thường sử dụng các biểu đồ về chiều cao sóng có ý nghĩa và chiều cao sóng lớn nhất.

Lưu ý rằng tại các vị trí có độ sâu nước bằng hoặc nhỏ hơn khoảng 0,5 lần chiều cao sóng ngoài khơi tương đương, dao động thẳng đứng của sóng lớn hơn năng lượng của dòng chảy. Do đó, khi tính toán lực sóng tác động lên công trình bằng công thức Gota, nên sử dụng chiều cao sóng tại độ sâu bằng 0,5 lần chiều cao sóng ngoài khơi tương đương.

Vì  $H_{1/3}$  và  $H_{max}$  được lấy theo giá trị lớn nhất theo từng hướng, nên  $H_{1/3}$  và  $H_{max}$  có thể không cùng hướng.

#### i) Độ sâu nước thiết kế

Độ sâu nước thiết kế cần được xác định có xét đến sự thay đổi địa hình đáy biển trong dài hạn, bao gồm cả ảnh hưởng của xói lở và bồi lắng.

#### ii) Độ dốc đáy biển

Độ dốc đáy biển thích hợp là độ dốc trung bình tại vị trí mà tỷ lệ giữa độ sâu nước và chiều cao sóng ngoài khơi tương đương ( $h/H'_o$ ) nằm trong khoảng 1,5 đến 2,5. Nếu  $h/H'_o \geq 2,5$  thì nên dùng độ dốc phía trước để chắn sóng.

#### iii) Chiều cao sóng có ý nghĩa

Chiều cao sóng có ý nghĩa  $H_{1/3}$  được xác định theo TCVN 11820 Phần 2: 2025.

#### iv) Chiều cao sóng lớn nhất

Khi xác định lực sóng,  $H_{max}$  được xét tại độ sâu cách mặt trước tường đứng một khoảng bằng năm lần chiều cao sóng có ý nghĩa, theo TCVN 11820 Phần 2: 2025. Nếu chiều cao sóng lớn nhất không bị ảnh hưởng bởi sóng vỡ, thì được tính theo công thức sau:

$$H_{max}=1,8H_{1/3} \quad (1.2)$$

Trong đó:

- $H_{max}$  : Chiều cao sóng lớn nhất (m)  
 $H_{1/3}$  : Chiều cao sóng có nghĩa tại độ sâu phía trước tường đứng (m)

TCVN  
11820  
Phần 2:  
2025,  
Công thức  
(210)

### (3) Điều kiện nền

Điều kiện nền phải được xác định dựa trên kết quả khảo sát địa chất.

#### 1) Đất cát

Góc kháng cắt của đất cát có thể được tính toán theo công thức nêu trong TCVN 11820 Phần 2: 2025.

$$\varphi = 25 + 3,2 \sqrt{100 \cdot N / (\sigma'_{v0} + 70)} \quad (1.3)$$

Trong đó:

- $\varphi$  : Góc kháng cắt của cát (°)  
 $N$  : Giá trị  $N$  của thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn  
 $\sigma'_{v0}$  : Áp lực phủ hữu hiệu (kN/m<sup>2</sup>) tại độ sâu nơi giá trị  $N$  của thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) được đo

TCVN  
11820  
Phần 2:  
2025,  
Công thức  
(65)

#### 2) Đất sét

Các phương pháp sau có thể được sử dụng để xác định cường độ kháng cắt không thoát nước của đất sét. Việc lựa chọn phương pháp xác định cường độ cần được xem xét một cách toàn diện, có tính đến kinh nghiệm thực địa, đặc điểm đất, tầm quan trọng của công trình và các yếu tố khác.

- ✓ Phương pháp  $q_u$
- ✓ Phương pháp sử dụng cường độ từ thí nghiệm nén 3 trục, có xét đến ứng suất ban đầu và tính dị hướng
- ✓ Phương pháp sử dụng cường độ từ thí nghiệm cắt trực tiếp
- ✓ Phương pháp kết hợp giữa cường độ nén không nén hông và cường độ từ thí nghiệm nén 3 trục
- ✓ Phương pháp xác định từ thí nghiệm cắt cánh hiện trường (in-situ vane shear test)
- ✓ Phương pháp xác định từ thí nghiệm xuyên tĩnh điện (electric cone penetration test)

Trọng lượng riêng của đất cần được xác định từ kết quả khảo sát địa chất.

### (4) Hệ số ma sát

Giá trị đặc trưng của hệ số ma sát tĩnh  $f_k$  như sau:

- ✓ Bê tông và đá hộc:  $f_k = 0,6$
- ✓ Thảm tăng cường ma sát và đá hộc:  $f_k = 0,75$
- ✓ Bê tông và bê tông:  $f_k = 0,5$

Khi lựa chọn vật liệu cho thảm tăng cường ma sát ở đáy thùng chìm, cần đặc biệt xem xét các yếu tố như độ bền, tầm quan trọng của công trình, điều kiện hải văn và hiệu quả kinh tế. Ngoài ra, cần phân tích cẩn thận các kết quả thí nghiệm liên quan đến hệ số ma sát. Đối với các loại vật liệu như vật liệu địa kỹ thuật tổng hợp (geosynthetics) hoặc cao su, có thể sử dụng giá trị hệ số ma sát là 0,75. Tuy nhiên, ở các vùng khí hậu lạnh, cần có thêm các yếu tố xem xét bổ sung.

## **(5) Các thông số kết cấu khác**

### **1) Cao trình đỉnh đê**

Cao trình đỉnh đê nên được xác định từ kết quả thí nghiệm mô hình thủy lực. Theo hướng dẫn, đỉnh đê được đặt cao hơn mực nước triều cao trung bình (H.W.L.) khoảng 0,6 lần chiều cao sóng có ý nghĩa. Nếu cần hạn chế hiện tượng tràn sóng, có thể đặt cao trình đỉnh đê bằng khoảng 1,25 lần chiều cao sóng có ý nghĩa trên H.W.L hoặc tham khảo các tiêu chuẩn khác.

### **2) Kết cấu thượng tầng/ phần trên (Superstructure)**

#### **i) Chiều dày kết cấu thượng tầng/ phần trên**

Chiều dày thượng tầng/ phần trên nên tối thiểu 1 m khi chiều cao sóng có ý nghĩa phía trước đê chắn sóng  $\geq 2$  m, và tối thiểu 50 cm khi chiều cao sóng có ý nghĩa  $< 2$  m.

#### **ii) Liên kết giữa thượng tầng/ phần trên và thân đê chắn sóng**

Để tăng cường sự liên kết giữa thùng chìm và thượng tầng/ phần trên, có thể áp dụng các biện pháp như: đúc chèn thượng tầng/ phần trên vào trong thùng chìm, tạo nhám cho lớp bê tông phủ, hoặc cắm thép chờ/thép hình để liên kết.

#### **iii) Mạch ngừng thi công của thượng tầng/ phần trên**

Mạch ngừng thi công cần được bố trí cho từng đơn nguyên thùng chìm, với khoảng cách các mạch từ 10 m đến 20 m.

#### **iv) Tường chắn sóng (Parapet)**

Phần tường parapet cần được liên kết đồng bộ với thượng tầng/ phần trên. Phương pháp nối được khuyến nghị là lắp đặt thép chờ, thép gia cường hoặc thép hình tại các mối nối.

### **3) Lớp bê tông phủ cho vật liệu bên trong (Cover Concrete for Infill Material)**

Chiều dày của lớp bê tông phủ nên tối thiểu 30 cm để tránh hư hỏng; trong điều kiện sóng mạnh, chiều dày này cần lớn hơn 50 cm. Trường hợp điều kiện sóng khác nghiệt và lớp bê tông phủ phải để lộ ra trong thời gian dài cho đến khi thượng tầng/ phần trên được thi công, có thể yêu cầu chiều dày lớn hơn 1,0 m.

### **4) Công trình chống xói (Scouring Prevention Works)**

Nếu có nguy cơ xói, cần thực hiện các biện pháp phòng chống như trải vải địa kỹ thuật và/hoặc thả đá hộc.

### **5) Quy định về đê đá hộc (Specifications of Rubble Mound)**

#### **i) Cao trình đỉnh đê đá hộc**

Cao trình đỉnh đê đá hộc nên đặt sâu nhất có thể để tránh ảnh hưởng của sóng vỡ va đập. Tuy nhiên, cao trình này cần được bố trí ở độ sâu phù hợp để thi công tường đứng và chỉnh sửa mái đê đá hộc. Ngoài ra, chiều dày của lớp đê đá hộc cần tối thiểu 1,5 m để phân bố hiệu quả tải trọng truyền từ tường đứng.

#### **ii) Bề rộng vai (Shoulder Width)**

Bề rộng vai của đê đá hộc cần đủ để đảm bảo khả năng chống trượt và khả năng chịu tải của nền. Đồng thời, để giảm thiểu tác động của sóng vỡ va đập, bề rộng vai phía biển nên tối thiểu 5 m. Bề rộng vai phía trong cảng có thể bằng khoảng 2/3 bề rộng vai phía biển.

iii) Độ dốc mái (Slope of the Slope)

Độ dốc của mái đê đá học cần được xác định dựa trên tính toán ổn định. Thông thường, phía biển có thể có độ dốc khoảng 1:2 đến 1:3, trong khi phía cảng có thể có độ dốc khoảng 1:1,5 đến 1:2.

iv) Lún của đê chắn sóng (Settlement of the Breakwater)

Các nguyên nhân gây lún có thể bao gồm, và biện pháp phòng ngừa có thể được thực hiện từ trước bằng cách đắp cao thêm đê đá học hoặc nâng cao thượng tầng/ phần trên:

- ✓ Lún cố kết của nền hiện hữu
- ✓ Xói nền hiện hữu
- ✓ Biến dạng trượt ngang của nền hiện hữu
- ✓ Sự lún của đá học hoặc khối đổ vào nền hiện hữu
- ✓ Nén chặt do giảm độ rỗng trong đê đá học

6) Khối bảo vệ chân (Foot Protection Blocks)

Khuyến nghị lắp đặt từ hai khối bảo vệ trở lên ở phía biển của đoạn thẳng đứng và ít nhất một khối ở phía cảng. Việc bố trí các lỗ trên khối bảo vệ có thể giúp giảm lực nhỏ (uplift force) tác động lên khối và cải thiện đáng kể tính ổn định trước sóng.

Chiều dày yêu cầu của khối bảo vệ có thể được xác định bằng công thức sau:

$$t/H_{1/3} = d_f (h'/h)^{-0,787} \quad (1.4)$$

Trong đó:

- $t$  : Chiều dày yêu cầu của khối bảo vệ chân (m)
- $d_f$  : 0,18 cho thân đê, 0,21 cho đầu đê
- $h'$  : Chiều sâu mực nước đến mặt của móng đê (không bao gồm lớp phủ mặt bằng đá hoặc bê tông) (m)
- $h$  : Chiều sâu nước thiết kế (m)

Phạm vi áp dụng:  $h'/h = 0,4 \sim 1,0$

Chiều dày yêu cầu của khối bảo vệ có thể được tính toán, và các thông số kỹ thuật cho khối bảo vệ có thể được xác định như thể hiện trong Bảng 1.1.

**Bảng 1.1- Thông số kỹ thuật của khối bảo vệ chân**

Độ dày yêu cầu, $t$	Kích thước $l \times b \times t$ (m)	Trọng lượng (t/viên)	
		Khối có lỗ mở	Khối đặc
0,8m hoặc nhỏ hơn	2,5×1,5×0,8	6,23	6,90
1,0m hoặc nhỏ hơn	3,0×2,5×1,0	15,64	17,25
1,2m hoặc nhỏ hơn	4,0×2,5×1,2	24,84	27,60
1,4m hoặc nhỏ hơn	5,0×2,5×1,4	37,03	40,25
1,6m hoặc nhỏ hơn	5,0×2,5×1,6	42,32	46,00
1,8m hoặc nhỏ hơn	5,0×2,5×1,8	47,61	51,75
2,0m hoặc nhỏ hơn	5,0×2,5×2,0	52,90	57,50
2,2m hoặc nhỏ hơn	5,0×2,5×2,2	58,19	63,25

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

7) Khối lượng yêu cầu và chiều dày lớp bảo vệ

Khối lượng yêu cầu của vật liệu bảo vệ được tính toán theo các phương pháp nêu dưới đây. Nếu có sẵn vật liệu đá phù hợp với khối lượng đã tính toán thì cần ưu tiên sử dụng. Cần lưu ý đến mực nước triều thiết kế vì có thể xảy ra điều kiện nguy hiểm tại mực nước triều thấp (L.W.L.). Ngoài ra, nếu độ sâu nước phía trên lớp bảo vệ nông, vật liệu bảo vệ có thể mất ổn định do sóng vỡ.

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Công thức  
(21)

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Bảng 15

i) Công thức cơ bản để tính toán khối lượng yêu cầu

Công thức Hudson với số ổn định  $N_s$ , như biểu thức dưới đây, có thể được sử dụng để tính toán khối lượng yêu cầu của đá bảo vệ và khối bê tông trong nền móng của đê chắn sóng hỗn hợp, tương tự như đối với đá bảo vệ và khối bê tông trên đê mái nghiêng. Hệ số an toàn cục bộ trong công thức này được áp dụng trong trường hợp giới hạn tỷ lệ hư hỏng là 1% hoặc mức độ hư hỏng là 0,3.

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (1.5)$$

Trong đó:

- $M$  : Trọng lượng yêu cầu của khối đá hoặc bê tông (t)
- $\rho_r$  : Tỷ trọng khối đá hoặc bê tông ( $t/m^3$ )
- $S_r$  : Trọng lượng riêng của đá hoặc bê tông trong nước biển  $\rho_r / \rho_0$
- $\rho_0$  : Trọng lượng nước biển ( $1,03 t/m^3$ )
- $H$  : Chiều cao sóng sử dụng trong tính toán ổn định (m)
- $N_s$  : Số ổn định, hằng số được xác định bởi hình dạng, độ dốc và mức độ hư hại của các khối bảo vệ

TCVN  
11820  
Phần 2:  
2025,  
Công thức  
(235)

ii) Số ổn định cho đá bảo vệ theo công thức mở rộng của Tanimoto

Số ổn định  $N_s$  có thể được xác định theo phương pháp do Inagaki và Katayama đề xuất, dựa trên nghiên cứu của Brebner và Donnelly cũng như các trường hợp hư hỏng thực tế của lớp đá bảo vệ. Tuy nhiên, các công thức do Tanimoto và cộng sự đưa ra được thiết lập dựa trên vận tốc dòng chảy ở khu vực gần nền móng và cho phép xét đến nhiều điều kiện khác nhau. Các công thức này đã được Takahashi và cộng sự mở rộng để bao gồm cả ảnh hưởng của hướng sóng.

$$N_s = \max \left[ 1,8; 1,3 \frac{1-\kappa}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1,8 \exp \left[ -1,5 \frac{(1-\kappa)^2}{\kappa^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right]$$

:  $B_M/L' < 0,25$   
 $\kappa = \kappa_1 (\kappa_2)_B$   
 $\kappa_1 = \frac{4\pi h'/L'}{\sinh(4\pi h'/L')}$  (1.6)

TCVN  
11820  
Phần 2:  
2025,  
Công thức  
(242)

$$(\kappa_2)_B = \max \{ \alpha_s \sin^2 \beta \cos^2 (2\pi l \cos \beta / L'); \cos^2 \beta \sin^2 (2\pi l \cos \beta / L') \}$$

Trong đó:

- $h'$  : Chiều sâu nước tại đỉnh móng đê đá đổ, không bao gồm lớp bảo vệ (m)
- $\lambda$  : Trong trường hợp sóng tới vuông góc, bề rộng gờ phía trước của móng đê  $B_M$  (m); trong trường hợp sóng tới xiên, lấy giá trị  $B_M$  hoặc  $B_M'$ , chọn giá trị lớn hơn  $(\kappa_2)_B$
- $B_M'$  : Chiều rộng theo phương vuông góc với mặt ngoài của khối bảo vệ (m)
- $L'$  : Chiều dài sóng tương ứng với chu kỳ sóng có ý nghĩa thiết kế tại độ sâu nước  $h'$  (m)
- $\alpha_s$  : Hệ số hiệu chỉnh trong trường hợp lớp bảo vệ nằm ngang (=0,45)

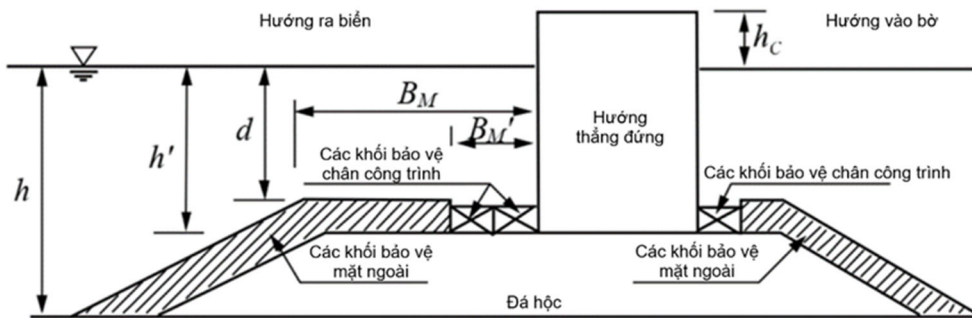
- $\beta$  : Góc sóng tới, tức là góc giữa đường vuông góc với tuyến mặt đê chắn sóng và hướng sóng; không áp dụng hiệu chỉnh góc  $15^\circ$
- $l$  : Khoảng cách ngang từ tường đứng đến mép của lớp bảo vệ. Ở đây,  $l = B_M$  (m)
- $H_{1/3}$  : Chiều cao sóng có nghĩa thiết kế (m)

Trọng lượng của phần đầu đê chắn sóng được tính theo công thức của hệ số  $K$  như trình bày dưới đây. Tuy nhiên, nếu trọng lượng tính toán nhỏ hơn 1,5 lần trọng lượng của phần thân đê chắn sóng, thì khuyến nghị sử dụng giá trị bằng 1,5 lần. Ngoài ra, diện tích yêu cầu nhìn chung có thể được xấp xỉ bằng một chiều dài thùng chìm của đê chắn sóng dạng thùng chìm.

$$K = K_1(K_2)_T$$

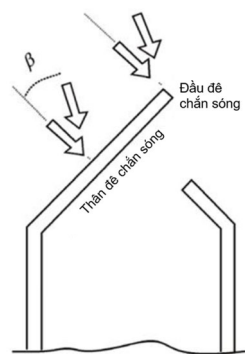
$$(K_2)_T = 0,22$$

Số ổn định  $N_s$  của các khối bê tông thay đổi tùy theo hình dạng và phương pháp lắp đặt khối, do đó nên được tính toán thông qua thí nghiệm mô hình thủy lực với sóng không điều hòa. Có một công thức tính toán dựa trên số ổn định tham chiếu – giá trị đặc trưng của khối – được Fujiike và cộng sự đề xuất, được nêu trong TCVN 11820 Phần 2, Công thức (247) và (248)



Nguồn: TCVN 11820-2-2025

**Hình 1.5- Mặt cắt tiêu chuẩn của đê chắn sóng hỗn hợp và các ký hiệu**



Nguồn: TCVN 11820-2-2025

**Hình 1.6- Ảnh hưởng của hình dạng tuyến đê chắn sóng và hướng sóng**

iii) Số ổn định khi sự hư hỏng cho phép xảy ra ở một phạm vi nhất định

Sudo và cộng sự đã tiến hành các thí nghiệm về ổn định trong trường hợp đặc biệt khi đê đá học thấp và không xảy ra sóng vỡ. Họ đã đề xuất công thức sau để xác định số ổn định  $N_s^*$  cho một số lượng sóng  $N$  bất kỳ và tỷ lệ hư hỏng  $D_N$  (%).

$$N_s = N_s [D_N / \exp\{0,3(1-500/N)\}]^{0,25} \quad (1.7)$$

TCVN  
11820  
Phần 2:  
2025,  
Hình 99

TCVN  
11820  
Phần 2:  
2025,  
Hình 100

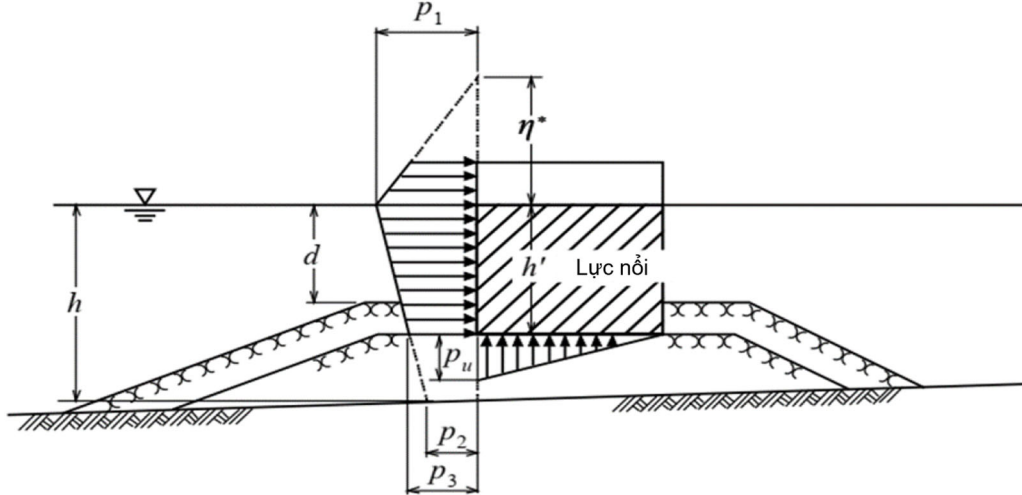
TCVN  
11820  
Phần 2:

where  $N_s$  là số ổn định được xác định theo công thức truyền thống của Tanimoto khi  $N = 500$  và tỷ lệ hư hỏng là 1%. Trong quá trình xác minh khả năng chịu lực, cần lấy  $N=1000$  để xét đến sự phát triển của hư hỏng, trong khi tỷ lệ hư hỏng từ 3% đến 5% có thể được cho phép đối với lớp bảo vệ hai tầng. Nếu  $N=1000$  và  $DN=5\%$  thì  $N_s^*=1,44N_s$ . Điều này có nghĩa là khối lượng yêu cầu giảm xuống còn khoảng 1/3 so với trường hợp  $N=500$  và  $DN=1\%$ , vốn cho giá trị  $N_s^* = N_s$ .

2025,  
Công thức  
(246)

#### 1-4. Lực sóng

##### (1) Áp lực sóng tác dụng lên mặt trước theo công thức Goda



TCVN  
11820  
Phần 2:  
2025,  
Hình 83

Nguồn: TCVN 11820-2-2025

Hình 1.7- Phân bố áp lực sóng thiết kế

Lực sóng cực đại tác dụng lên tường đứng và áp lực nhỏ tương ứng thường được tính toán bằng công thức Goda sau đây.

$$\eta^* = 0,75(1 + \cos \beta) \lambda H_D \quad (1.8)$$

$$p_1 = 0,5(1 + \cos \beta) (\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) \rho_0 g H_D \quad (1.9)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (1.10)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (1.11)$$

$$p_u = 0,5(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \lambda_3 \rho_0 g H_D \quad (1.12)$$

TCVN  
11820  
Phần 2:  
2025,  
Công thức  
(202),  
(203),  
(204),  
(205),  
(209)

Trong đó:

- $\eta^*$  : Chiều cao trên mực nước tĩnh tại đó cường độ áp lực sóng bằng không (m)
- $p_1$  : Cường độ áp lực sóng tại mực nước tĩnh ( $\text{kN/m}^2$ )
- $p_2$  : Cường độ áp lực sóng tại đáy biển ( $\text{kN/m}^2$ )
- $p_3$  : Cường độ áp lực sóng tại chân tường đứng ( $\text{kN/m}^2$ )
- $p_u$  : Áp lực nâng tác dụng lên đáy tường đứng ( $\text{kN/m}^2$ )
- $h$  : Chiều sâu nước trước tường đứng (m)
- $h_b$  : Chiều sâu nước tại điểm nằm cách chân tường đứng ra phía ngoài khơi một khoảng bằng năm lần chiều cao sóng có ý nghĩa (m)
- $h'$  : Chiều sâu nước tại chân tường đứng (m)

- $d$  : Chiều sâu nước tại đỉnh của khối bảo vệ chân công trình hoặc lớp bảo vệ nền, tùy theo phần nào cao hơn (m)  
 $\rho_0 g$  : Trọng lượng riêng của nước (kN/m<sup>3</sup>)  
 $H_D$  : Chiều cao sóng thiết kế (m)  
 $L$  : Bước sóng tại độ sâu  $h$  (m)  
 $\beta$  : Góc giữa hướng nguy hiểm nhất trong phạm vi  $\pm 15^\circ$  so với hướng sóng chính và đường vuông góc với tuyến mặt tường đứng ( $^\circ$ )  
 $\lambda_1, \lambda_2$  : Hệ số hiệu chỉnh của áp lực sóng (lấy bằng 1,0)  
 $\lambda_3$  : Hệ số hiệu chỉnh của áp lực đẩy nổi (lấy bằng 1,0)

$$\alpha_1 = 0,6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4 \pi h / L}{\sinh (4 \pi h / L)} \right]^2 \quad (1.13)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_D}{d} \right)^2; \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (1.14)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh (2 \pi h / L)} \right] \quad (1.15)$$

Trong đó:

- $\alpha_1$  : Trong công thức Gōda, một tham số biểu thị thành phần lực sóng do sóng dừng gây ra  
 $\alpha_2$  : Trong công thức Gōda, một tham số biểu thị thành phần lực sóng xung kích do chiều cao đê đá và độ dốc đáy biển gây ra

Takahashi và cộng sự đã thực nghiệm xác định hệ số lực sóng vỡ xung kích  $\alpha_1$ , trong đó có xét đến bề rộng vai trước của móng  $B_M$ , trong phạm vi  $H_D/h \geq 0,5$ .

Khi móng cao và lực sóng vỡ xung kích tác dụng,  $\alpha_2$  trong Công thức (1.9) được khái quát thành  $\alpha^*$ , và sử dụng giá trị lớn hơn giữa  $\alpha_2$  và  $\alpha_1$ :

$$\alpha^* = \max\{\alpha_2; \alpha_1\} \quad (1.16)$$

Để tiện tính toán, khi  $H_D/h < 0,5$ , giá trị  $\alpha_1$  có thể được xác định bằng cách lấy  $h = 2H_D$  trong phép tính.

Hệ số lực sóng va đập do sóng vỡ  $\alpha_1$  được biểu diễn bằng công thức sau. Việc xác định cao trình và bề rộng đê đá học cần được thực hiện cẩn thận để tránh giá trị  $\alpha_1$  trở nên quá lớn.

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0; & \alpha_{10} \leq 0 \\ \alpha_{10} \alpha_{11}; & \alpha_{11} > 0 \end{cases} \quad (1.17)$$

Trong đó:

- $\alpha_{10}$  : tham số biểu thị ảnh hưởng của chiều cao sóng  
 $\alpha_{11}$  : tham số biểu thị ảnh hưởng của hình dạng móng đê

Các tham số  $\alpha_{10}$  và  $\alpha_{11}$  được biểu diễn bằng các công thức sau.

$$\alpha_{10} = \begin{cases} \frac{H_D}{d}; & \frac{H_D}{d} \leq 2 \\ 2.0; & \frac{H_D}{d} > 2 \end{cases} \quad (1.18)$$

TCVN  
11820  
Phần 2:  
2025,  
Công thức  
(206),  
(207),  
(208)

TCVN  
11820  
Phần 2:  
2025,  
Công thức  
(214)

TCVN  
11820  
Phần 2:  
2025,  
Công thức

$$\alpha_{11} = \begin{cases} \frac{\cos \delta_2}{\cosh \delta_1}; & \delta_2 \leq 0 \\ 1 & \delta_2 > 0 \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 (\cosh \delta_2)^{1/2}}; & \delta_2 > 0 \end{cases} \quad (215) \quad (1.19)$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11}; & \delta_{11} \leq 0 \\ 15\delta_{11}; & \delta_{11} > 0 \end{cases} \quad (1.20)$$

$$\delta_2 = \begin{cases} 4,9\delta_{22}; & \delta_{22} \leq 0 \\ 3\delta_{22}; & \delta_{22} > 0 \end{cases} \quad (1.21)$$

$$\delta_{11} = 0,93 \left( \frac{B_M}{L} - 0,12 \right) + 0,36 \left( \frac{h-d}{h} - 0,6 \right) \quad (1.22)$$

$$\delta_{22} = -0,36 \left( \frac{B_M}{L} - 0,12 \right) + 0,93 \left( \frac{h-d}{h} - 0,6 \right) \quad (1.23)$$

Takahashi và cộng sự đã đề xuất rằng, nói chung, khi tường đứng được phủ đủ bằng các khối bê tông tiêu sóng, hệ số giảm áp lực sóng  $\lambda_2$  có thể được lấy bằng 0, trong khi các giá trị  $\lambda_1$  và  $\lambda_3$  chủ yếu phụ thuộc vào chiều cao sóng  $H$  (chiều cao sóng lớn nhất). Do đó, họ đã đề xuất các công thức sau:

$$\lambda_1 = \begin{cases} 1,0 & (H/h \leq 0,3) \\ 1,2 - 2(H/h)/3 & (0,3 < H/h \leq 0,6) \\ 0,8 & (H/h > 0,6) \end{cases} \quad (1.24)$$

$$\lambda_3 = \lambda_1$$

$$\lambda_2 = 0$$

TCVN  
11820  
Phần 2:  
2025,  
Công thức  
(216)

Trong vùng sóng vỡ (surf zone), nơi đề chấn sóng thường được phủ bằng các khối bê tông tiêu sóng, các công thức trên cho giá trị  $\lambda_1 = \lambda_3 = 0,8$ .

Tương tự như công thức Takahashi, công thức Jensen có thể được áp dụng như một công thức áp lực sóng cho sóng vỡ va đập, và có thể sử dụng tùy theo điều kiện kiểm toán.

## (2) Lực sóng âm của hõm sóng tác động lên mặt tường

Khi hõm sóng (wave trough) tác động vào tường, một lực sóng âm sẽ xuất hiện tùy thuộc vào độ sâu của hõm sóng so với mực nước tĩnh. Lực sóng âm là lực sóng được xác định thông qua thí nghiệm mô hình thủy lực thích hợp và tính toán. Đây là lực có phương hướng ra phía biển, và trong trường hợp nước sâu và bước sóng ngắn, độ lớn của nó có thể bằng với lực sóng dương.

Áp lực sóng âm tác dụng lên mặt trước của tường đứng tại thời điểm hõm sóng có thể được ước tính gần đúng như thể hiện trong Hình 1.8. Cụ thể, có thể giả định rằng áp lực sóng tác động ra phía biển, với độ lớn của áp lực này bằng không tại mực nước tĩnh, và có giá trị không đổi là  $p_n$  từ độ sâu  $0,5H_D$  dưới mực nước tĩnh cho đến chân tường. Trong đó,  $p_n$  được xác định theo công thức sau:

$$p_n = 0,5\rho_0 g H_D \quad (1.25)$$

Trong đó:

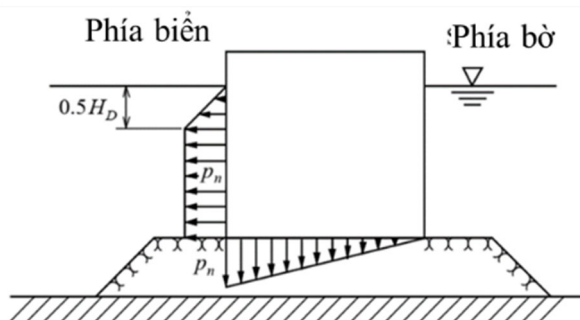
TCVN  
11820

$p_n$  : Cường độ áp lực sóng trong vùng không đổi (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\rho_0 g$  : Trọng lượng riêng của nước (kN/m<sup>3</sup>)  
 $H_D$  : Chiều cao sóng sử dụng trong thiết kế (m)

Phần 2:  
 2025,  
 Công thức  
 (211)

Ngoài ra, lực nhỏ âm tác động lên đáy của tường đứng có thể được giả định như minh họa trong Hình 1.8. Cụ thể, có thể giả định rằng lực nhỏ tác động theo phương hướng xuống dưới, với cường độ bằng  $p_n$  (theo Công thức (1.25)) tại chân trước, bằng 0 tại chân sau, và phân bố theo dạng tam giác giữa hai vị trí này.

Cần lưu ý rằng chiều cao sóng lớn nhất phải được sử dụng làm chiều cao sóng  $H_D$  trong quá trình xác minh khả năng chịu lực.



Nguồn: TCVN 11820-2-2025

**Hình 1.8- Phân bố áp lực sóng âm**

TCVN  
 11820  
 Phần 2:  
 2025,  
 Hình 86

Goda và Kakizaki đã tính toán lực sóng dựa trên nghiệm xấp xỉ bậc bốn của lý thuyết sóng đứng biên độ hữu hạn và đưa ra các biểu đồ tính toán cho áp lực sóng âm. Kết quả tính toán của họ đã được kiểm chứng là phù hợp tốt với kết quả thí nghiệm. Khi nước sâu và sóng đứng hình thành rõ ràng, có thể áp dụng kết quả của lý thuyết sóng đứng biên độ hữu hạn với nghiệm xấp xỉ bậc cao hơn.

Tuy nhiên, trong trường hợp đê chắn sóng ở vùng nước sâu, cần lưu ý rằng lực sóng âm tại hõm sóng có thể lớn hơn lực sóng dương tại đỉnh sóng, điều này có thể gây ra sự dịch chuyển của tường đứng ra phía ngoài biển.

## 1.5 Phương pháp xác minh tính năng chịu lực

### (1) Xác minh ổn định

Đối với từng điều kiện thiết kế, việc xác minh khả năng chịu lực tổng thể liên quan đến ổn định của kết cấu đê chắn sóng được thực hiện dựa trên các Công thức cân bằng tĩnh học. Các hạng mục xác minh khả năng chịu lực được liệt kê trong Bảng 1.2, đóng vai trò là hướng dẫn cho việc xác minh ổn định tổng thể (không bao gồm các tình huống sự cố).

**Bảng 1.2- Các hạng mục xác minh tính năng đối với ổn định của kết cấu đê chắn sóng**

Trường hợp thiết kế	Trượt cung tròn	Trượt phẳng	Lật thùng	Khả năng chịu lực của móng
Trạng thái lâu dài/ thường xuyên	○	-	-	-
Chuyển động sóng	-	○	○	○
Động đất	-	(○)*	(○)*	(○)*

\*: ô tròn trong ( ) có thể bỏ qua nếu cần thiết

**1) Xác minh khả năng chịu lực đối với ổn định tổng thể trong Trạng thái lâu dài/ thường xuyên**

Trong Trạng thái lâu dài/ thường xuyên, khi lực chính là trọng lượng bản thân của kết cấu dề chắn sóng, việc xác minh khả năng chịu lực tổng thể thường bao gồm việc xác minh phá hoại trượt tròn trong nền móng. Việc xác minh trượt tròn có thể được thực hiện theo Công thức (1.26).

Trong công thức này, các chỉ số phụ “k” và “d” lần lượt biểu thị giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Ngoài ra, các hệ số thành phần sử dụng trong công thức này được nêu trong Bảng 1.3.

Đối với những phần trong Bảng 1.3 có ký hiệu “-”, các giá trị trong ngoặc đơn có thể được sử dụng để thuận tiện khi tiến hành xác minh.

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0; R_d = \gamma_R R_k; S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = \sum [ \{ c'_k \cdot s + (w'_k + q_k) \cos^2 \theta \tan \varphi'_k \} \sec \theta ] \quad (1.26)$$

$$S_k = \sum [ (w_k + q_k) \sin \theta ]$$

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Công thức  
(7)

Trong đó:

- $m$  : Hệ số điều chỉnh
- $S_d$  : Giá trị thiết kế của tải trọng (kN/m)
- $R_d$  : Giá trị thiết kế của sức kháng (kN/m)
- $S_k$  : Giá trị đặc trưng của tải trọng (kN/m)
- $R_k$  : Giá trị đặc trưng của sức kháng (kN/m)
- $\gamma_S$  : Hệ số thành phần của tải trọng
- $\gamma_R$  : Hệ số thành phần của sức kháng
- $c'$  : Cường độ kháng cắt không thoát nước của đất dính hoặc lực dính biểu kiến trong điều kiện thoát nước của nền đất cát (kN/m<sup>2</sup>)
- $s$  : Chiều rộng một phân đoạn (m)
- $w'$  : Trọng lượng hữu hiệu của một phân đoạn (kN/m)
- $w$  : Tổng trọng lượng một phân đoạn (kN/m)
- $q$  : Tải trọng phân bố trên một phân đoạn (kN/m)
- $\varphi'$  : Góc kháng cắt biểu kiến dựa trên ứng suất hữu hiệu (°)
- $\theta$  : Góc giữa mặt đáy của một đoạn (cấu kiện) và mặt phẳng nằm ngang (°)

**Bảng 1.3- Các hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng đối với trượt tròn của nền móng**

Hạng mục xác minh	Hệ số biến động của đất sét cho lớp đặc trưng: CV	Hệ số thành phần $\gamma_R$	Hệ số thành phần $\gamma_S$	Hệ số điều chỉnh $m$
Ổn định trượt cung tròn móng (Trạng thái lâu dài/ thường xuyên)	Khi cung trượt không đi qua lớp đất sét	0,83	1,01	- (1,00)
	Nhỏ hơn 0,10	0,86	1,05	- (1,00)
	0,10 hoặc hơn và nhỏ hơn 0,15	0,85	1,04	- (1,00)

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Bảng 6

	0,15 hoặc hơn và nhỏ hơn 0,25	0,80	1,02	- (1,00)
	0,25 hoặc lớn hơn	- (1,00)	- (1,00)	1,30

Nguồn: Chinh sửa từ TCVN 11820-6-2023

## 2) Xác minh tính năng ổn định trong điều kiện biến đổi (do dao động sóng)

Trong các điều kiện biến đổi, khi lực chính tác động lên công trình là dao động sóng, việc xác minh khả năng chịu lực thường bao gồm: xác minh trượt và lật của thân đê chắn sóng, cũng như khả năng chịu tải của nền móng.

i) Xác minh trượt của thân đê chắn sóng

Khả năng ổn định chống trượt do dao động sóng có thể được đánh giá theo Công thức (1.27).

Trong công thức này, các chỉ số phụ "k" và "d" lần lượt biểu thị giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Các hệ số thành phần sử dụng trong công thức này được nêu trong Bảng 1.4.

Trong Bảng 1.4, các giá trị được ký hiệu bằng dấu "-" cho phép sử dụng các giá trị trong ngoặc đơn để thuận tiện cho việc xác minh.

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0; R_d = \gamma_R R_k; S_d = \gamma_S S_k \quad (1.27)$$

$$R_k = f_k \cdot (W_k - P_{Bk} - P_{Uk})$$

$$S_k = P_{Hk}$$

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Công thức  
(8)

Trong đó:

- $m$  : Hệ số hiệu chỉnh
- $S_d$  : Giá trị thiết kế của tải trọng (kN/m)
- $R_d$  : Giá trị thiết kế của sức kháng (kN/m)
- $S_k$  : Giá trị đặc trưng của tải trọng (kN/m)
- $R_k$  : Giá trị đặc trưng của sức kháng (kN/m)
- $\gamma_S$  : Hệ số thành phần của tải trọng
- $\gamma_R$  : Hệ số thành phần của sức kháng
- $f$  : Hệ số ma sát giữa mặt đáy và nền móng
- $W$  : Trọng lượng thân đê (kN/m)
- $P_B$  : Lực đẩy nổi (kN/m)
- $P_U$  : Lực nâng (kN/m)
- $P_H$  : Tải trọng ngang của sóng (kN/m)

**Bảng 1.4- Các hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng đối với trượt của thân đê chắn sóng**

Hạng mục xác minh	Hệ số thành phần $\gamma_R$	Hệ số thành phần $\gamma_S$	Hệ số điều chỉnh $m$
Trượt phẳng thủng chìm (tải trọng biến đổi của sóng)	0,83	1,08	- (1,00)

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Bảng 7

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

Các hệ số thành phần nêu trong Bảng 1.4 được thiết lập tham chiếu từ mức độ an toàn trong các tiêu chuẩn trước đây. Ngoài ra, các hệ số thành phần này được xác định trong điều kiện địa hình đáy biển tại vị trí xây dựng đê chắn sóng có độ dốc nhỏ hơn 1/30. Trường hợp địa hình đáy biển có độ dốc lớn hơn 1/30, các hệ số thành phần cần được xác định tham chiếu theo các tài liệu hiện có.

Trong trường hợp thùng chìm (caisson) có bệ (footing) với mặt cắt chữ nhật ở cả phía biển và phía cảng, lực nổi  $P_B$  có thể được tính theo công thức sau. Trong công thức này, chỉ số phụ “ $k$ ” biểu thị giá trị đặc trưng. Đối với các loại bệ có hình dạng khác hoặc mặt cắt uốn cong, lực nổi cần được xác định một cách thích hợp:

$$P_{B_k} = \rho_w \cdot g \cdot \{(wl_k + h) \cdot B_c + 2h_f \cdot B_f\} \quad (1.28)$$

Trong đó:

- $\rho_w$  : Trọng lượng riêng nước biển (kN/m<sup>3</sup>)
- $wl$  : Cao độ thủy triều (m)
- $h$  : Chiều sâu hạ thùng (m)
- $B_c$  : Chiều rộng thân đê (m)
- $h_f$  : Chiều cao chân (m)
- $B_f$  : Chiều rộng chân (m)

ii) Xác minh lật của thân đê chắn sóng

Khả năng ổn định chống lật của thân đê chắn sóng do tác động của sóng biển đổi có thể được đánh giá theo Công thức (1.29). Trong công thức này, các chỉ số phụ “ $k$ ” và “ $d$ ” lần lượt biểu thị giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Các hệ số thành phần sử dụng trong công thức được lựa chọn theo các giá trị trong Bảng 1.5. Đối với các giá trị được ký hiệu bằng dấu “-”, có thể sử dụng các giá trị trong ngoặc đơn để thuận tiện cho việc xác minh.

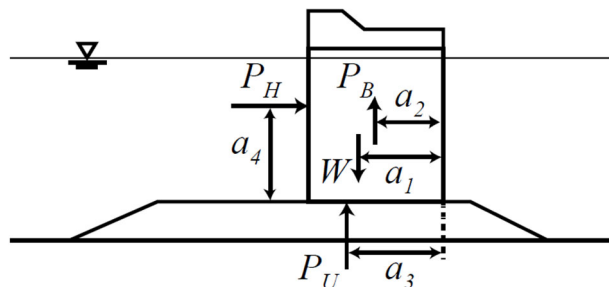
$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0; R_d = \gamma_R R_k; S_d = \gamma_S S_k \quad (1.29)$$

$$R_k = (a_1 \cdot W_k - a_2 \cdot P_{Bk} - a_3 \cdot P_{Uk})$$

$$S_k = a_4 \cdot P_{Hk}$$

Trong đó:

- $m$  : Hệ số hiệu chỉnh
- $S_d$  : Giá trị thiết kế của tải trọng (kN/m)
- $R_d$  : Giá trị thiết kế của sức kháng (kN/m)
- $S_k$  : Giá trị đặc trưng của tải trọng (kN/m)
- $R_k$  : Giá trị đặc trưng của sức kháng (kN/m)
- $\gamma_S$  : Hệ số thành phần của tải trọng
- $\gamma_R$  : Hệ số thành phần của sức kháng
- $W$  : Trọng lượng thân đê (kN/m)
- $P_B$  : Lực đẩy nổi (kN/m)
- $P_U$  : Lực nâng (kN/m)
- $P_H$  : Tải trọng ngang của sóng (kN/m)
- $a_1 \sim a_4$  : Chiều dài tay đòn của các tác động (m) (xem Hình 1.8)



Nguồn: TCVN 11820-6-2023

Hình 1.9- Chiều dài tay đòn trong tính toán mô men lật

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Công thức  
(9)

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Công thức  
(10)

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Hình 31

**Bảng 1.5- - Các hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng đối với lật của thân đê chắn sóng**

Hạng mục xác minh	Hệ số thành phần $\gamma_R$	Hệ số thành phần $\gamma_S$	Hệ số điều chỉnh $m$
Ổn định lật thùng (Tải trọng biến đổi của sóng)	0,95	1,14	- (1,00)

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

iii) Xác minh khả năng chịu tải của nền móng

Để đánh giá sự ổn định của nền móng dưới chân đoạn thẳng đứng của đê chắn sóng trước tác động của tải trọng sóng biến đổi, sự ổn định có thể được xác minh bằng Công thức (1.30), công thức này được thiết lập dựa trên phương pháp Bishop giản lược. Các hệ số thành phần trong Công thức (1.30) được tham chiếu từ Bảng 1.6. Đối với những phần trong Bảng 1.6 được ký hiệu bằng dấu "-", có thể sử dụng các giá trị trong ngoặc đơn để thuận tiện cho việc xác minh. Trong công thức này, các chỉ số phụ "k" và "d" lần lượt biểu thị giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế.

Khi sử dụng Công thức (1.30), trước tiên cần xác định tham số phụ trợ  $F_f$  thông qua các phép tính lặp để thỏa mãn điều kiện  $R_k = F_f \times S_k$  (lưu ý rằng  $R_k$  đã được đưa vào công thức). Sau khi xác định được  $R_k$  và  $S_k$  tiến hành xác minh sự ổn định của khả năng chịu tải nền móng bằng cách sử dụng các giá trị này.

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0; R_d = \gamma_R R_k; S_d = \gamma_S S_k$$

$$F_f = \frac{R_k(F_f)}{S_k}$$

$$R_k = \sum \left[ \frac{\{c'_k \cdot s + (w'_k + q_k) \tan \phi'_k\} \sec \theta}{1 + \tan \theta \tan \phi'_k / F_f} \right] \quad (1.30)$$

$$S_k = \sum \left\{ (w_k + q_k) \sin \theta \right\} + \frac{dP_{Hk}}{r}$$

Trong đó:

- $m$  : Hệ số hiệu chỉnh
- $S_d$  : Giá trị thiết kế của tải trọng (kN/m)
- $R_d$  : Giá trị thiết kế của sức kháng (kN/m)
- $S_k$  : Giá trị đặc trưng của tải trọng (kN/m)
- $R_k$  : Giá trị đặc trưng của sức kháng (kN/m)
- $\gamma_S$  : Hệ số thành phần của tải trọng
- $\gamma_R$  : Hệ số thành phần của sức kháng
- $P_H$  : Lực sóng ngang (kN/m)
- $c'$  : Cường độ kháng cắt không thoát nước của nền đất dính hoặc lực dính biểu kiến trong điều kiện thoát nước của nền đất cát (kN/m<sup>2</sup>)
- $s$  : Chiều rộng một phân đoạn (m)
- $w'$  : Trọng lượng hữu hiệu của một phân đoạn (kN/m)
- $w$  : Tổng trọng lượng một phân đoạn (kN/m)
- $q$  : Tải trọng phân bố trên một phân đoạn (kN/m)
- $\phi'$  : Góc kháng cắt biểu kiến trên cơ sở ứng suất hữu hiệu (°)
- $\theta$  : Góc giữa mặt đáy của một đoạn (cấu kiện) và mặt phẳng nằm ngang. (°)
- $F_f$  : Tham số phụ biểu thị tỷ số giữa thành phần sức kháng và thành phần tải trọng

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Bảng 8

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Công thức  
(11)

$d$  : Cánh tay đòn của lực sóng ngang  $P_H$  (m)  
 $r$  : Bán kính cung trượt (m)

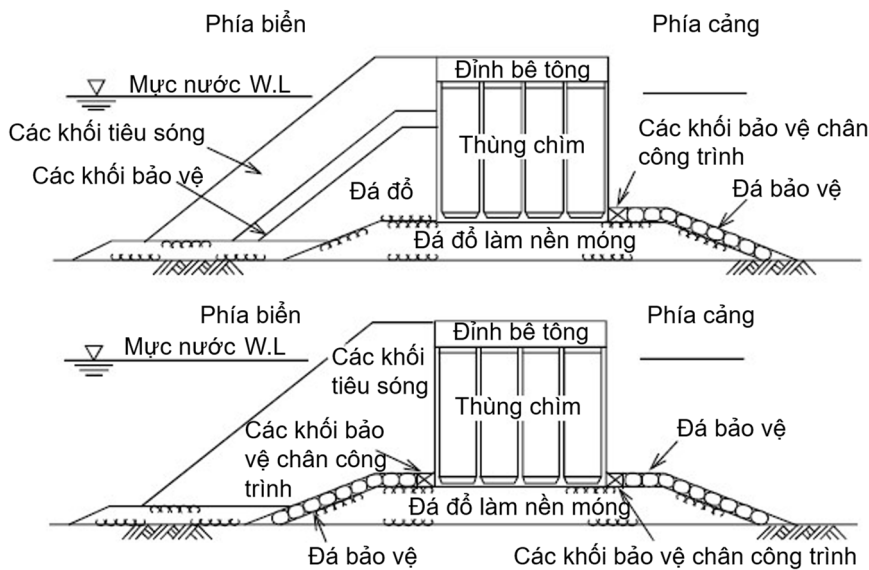
**Bảng 1.6- Các hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng đối với sức chịu tải của thân đê chắn sóng**

Hạng mục xác minh	Hệ số thành phần $\gamma_R$	Hệ số thành phần $\gamma_S$	Hệ số điều chỉnh $m$
Sức chịu tải của móng (Tải trọng biến đổi của sóng)	- (1,00)	- (1,00)	1,00

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Bảng 9

**3) Xác minh khả năng làm việc của đê chắn sóng phủ khối tiêu sóng**



Nguồn: OCDI 2020

**Hình 1.10- Ví dụ mặt cắt ngang của đê chắn sóng phủ khối tiêu sóng**

Việc xác minh khả năng làm việc đối với trượt và lật của đê chắn sóng phủ khối tiêu sóng dưới tác dụng của sóng biến đổi được thực hiện theo các công thức (1.27) và (1.29). Các hệ số thành phần trong công thức có thể được lựa chọn theo các giá trị trong Bảng 1.7 và Bảng 1.8, trong đó giá trị trong ngoặc ở cột tương ứng có thể được sử dụng cho việc xác minh khả năng làm việc để thuận tiện.

**Bảng 1.7- Hệ số thành phần sử dụng để xác minh khả năng trượt của thân đê chắn sóng**

Hạng mục xác minh	Hệ số thành phần $\gamma_R$	Hệ số thành phần $\gamma_S$	Hệ số điều chỉnh $m$
Khả năng trượt của thân đê chắn sóng (Trạng thái ngắn hạn/ tạm thời của sóng)	0,79	0,90	- (1,00)

Nguồn: OCDI 2020

OCDI  
2020  
Phần III  
Chương  
4,  
Bảng 3.4.1

**Bảng 1.8- Hệ số thành phần sử dụng để xác minh khả năng lật của thân đê chắn sóng**

Hạng mục xác minh	Hệ số thành phần $\gamma_R$	Hệ số thành phần $\gamma_S$	Hệ số điều chỉnh $m$
Hiện tượng lật của thân đê chắn sóng (Các trạng thái ngắn hạn/ tạm thời của sóng)	0,98	0,99	- (1,00)

Nguồn: OCDI 2020

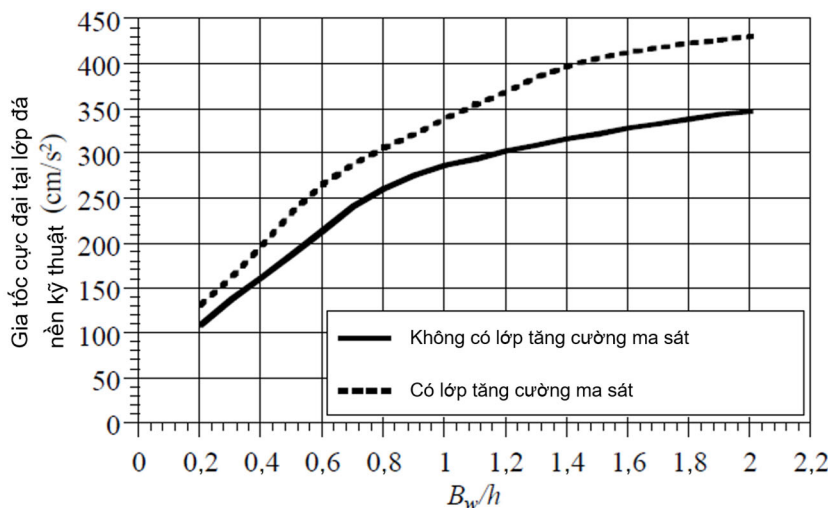
OCDI  
2020  
Phần III  
Chương  
4,  
Bảng 3.4.2

**4) Xác minh khả năng ổn định của thân đê chắn sóng trong trạng thái ngắn hạn/ tạm thời (động đất cấp độ 1)**

Mặc dù việc xác minh khả năng ổn định của thân đê chắn sóng đối với động đất cấp độ 1 thường được lược bỏ, nhưng trong những trường hợp đê chắn sóng có cao trình đặt sâu và chiều cao sóng thiết kế nhỏ, chuyển động nền do động đất có thể trở thành tác động chi phối. Trong các trường hợp như vậy, cần tiến hành xác minh khả năng chịu động đất.

Sự cần thiết phải xác minh khả năng chịu động đất của đê chắn sóng xét theo trượt và lật có thể được xác định dựa trên mối quan hệ giữa kích thước mặt cắt ngang của thân đê chắn sóng và chuyển động nền do động đất trong trạng thái tác động biến đổi của sóng.

Sự cần thiết phải xác minh khả năng chịu động đất có thể được xác định bằng mối quan hệ giữa tỷ số  $B_w/h$  (trong đó  $B_w$  là bề rộng thân đê chắn sóng, không bao gồm phần chân đê, và  $h$  là độ sâu đặt) với gia tốc cực đại có hiệu lực tại lớp đá gốc, như thể hiện trong Hình 1.11. Việc xác minh khả năng chịu động đất có thể được bỏ qua nếu vị trí của đê chắn sóng nằm phía dưới đường cong trong Hình. Hình này được thiết lập trên cơ sở giá trị biến dạng dư cho phép của phần thân đứng là 30 cm khi chịu tác động của chuyển động nền do động đất. Do đó, khi áp dụng giá trị biến dạng dư cho phép khác, cần tiến hành xác minh riêng để xác nhận tính phù hợp của giá trị đó.



Nguồn: TCVN 11820-6-2023

**Hình 1.11- Xác định sự cần thiết của việc xác minh khả năng chịu động đất**

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Hình 30

**5) Xác minh khả năng ổn định trong trạng thái nổi**

Trong quá trình thi công, để thùng chìm có thể nổi và tự ổn định, cần thỏa mãn công thức (1.31).

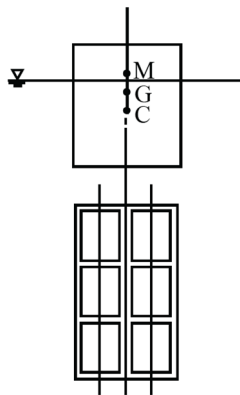
$$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} \geq 0 \quad (1.31)$$

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Công thức  
(B.7)

Trong đó:

- $V$  : Thể tích chiếm nước ( $m^3$ )
- $I$  : Mô men quán tính hình học đối với trục dọc tại mặt nước ( $m^4$ )
- $C$  : Tâm lực nổi
- $G$  : Tâm trọng lượng
- $M$  : Siêu tâm (metacenter)
- $\overline{CG}$  : Khoảng cách giữa tâm trọng lượng và tâm lực nổi (m)
- $\overline{GM}$  : Khoảng cách giữa siêu tâm và tâm trọng lượng (m)

Để đảm bảo an toàn, chiều cao tâm giữa  $\overline{GM}$  (the metacentric height) nên  $\geq 5\%$  mớn nước.



TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Hình B.2

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

**Hình 1.12- Ổn định của thùng chìm**

Công thức (1.31) được áp dụng khi mặt cắt ngang của thùng chìm gần như đối xứng và thùng chỉ bị nghiêng nhẹ.

Khi sử dụng tải đối trọng trong quá trình kéo nổi, áp dụng các công thức sau:

- ✓ Khi sử dụng nước làm tải đối trọng:

$$\frac{1}{V'} (I' - \sum i) - \overline{C'G'} > 0 \quad (1.32)$$

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Công thức  
(B.8), (B.9)

- ✓ Khi sử dụng cát, đá, bê tông hoặc vật liệu tương tự làm tải đối trọng:

$$\frac{I'}{V'} - \overline{C'G'} > 0 \quad (1.33)$$

Trong đó:

- $V'$  : Thể tích chiếm nước của thùng chìm có tải đối trọng ( $m^3$ )
- $I'$  : Mô men quán tính hình học đối với trục dọc tại mặt nước của thùng chìm có tải đối trọng ( $m^4$ )
- $C'$  : Tâm lực nổi của thùng chìm có tải đối trọng
- $G'$  : Tâm trọng lượng của thùng chìm có tải đối trọng
- $\overline{C'G'}$  : Khoảng cách giữa tâm trọng lượng và tâm lực nổi của thùng chìm có tải đối trọng (m)

$i$  : Mô men quán tính hình học đối với trục song song với trục quay của thùng chìm tại mặt nước trong từng khoang ( $m^4$ )

## (2) Xác minh khả năng làm việc của các cấu kiện kết cấu

### 1) Xác minh an toàn của cấu kiện kết cấu

Việc xác minh an toàn của các cấu kiện kết cấu được thực hiện bằng cách xác định các chỉ số xác minh dựa trên loại cấu kiện, đặc tính vật liệu và các yếu tố liên quan khác, sau đó so sánh giá trị tác dụng thiết kế với giá trị giới hạn cho phép.

#### i) Xác minh phá hoại mặt cắt ngang

Phá hoại mặt cắt ngang được xác minh bằng cách xác nhận rằng giá trị tích của tỷ số giữa lực thiết kế tác dụng  $S_d$  và lực chịu thiết kế của mặt cắt  $R_d$  với hệ số cấu kiện  $\gamma$  nhỏ hơn hoặc bằng 1,0:

$$\gamma_i \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0 \quad (1.34)$$

Giá trị lực thiết kế tác dụng  $S_d$  được xác định bằng cách tính tổng lực tác dụng  $S$  ( $S$  là hàm của tải trọng thiết kế  $F_d$ ) sử dụng tải trọng thiết kế  $F_d$ , sau đó tổng hợp các giá trị thu được bằng cách nhân  $S$  với hệ số phân tích kết cấu  $\gamma_a$ .

$$S_d = \sum \gamma_a \cdot S(F_d) \quad (1.35)$$

Giá trị lực chịu thiết kế của mặt cắt  $R_d$  được xác định bằng cách tính sức kháng  $R$  ( $R$  là hàm của cường độ thiết kế  $f_d$ ) của mặt cắt cấu kiện bằng cách sử dụng cường độ thiết kế  $f_d$  và chia cho hệ số cấu kiện  $\gamma_b$ .

$$R_d = R(f_d) / \gamma_b \quad (1.36)$$

Mô men uốn thiết kế  $M_{ud}$  của mặt cắt bê tông cốt thép được tính theo công thức (1.37).

$$M_{ud} = A_s \cdot f_{yd} \cdot d \left( 1 - \frac{\rho_w \cdot f_{yd}}{1.7 f'_{cd}} \right) / \gamma_b \quad (1.37)$$

Trong đó:

- $A_s$  : Diện tích cốt thép chịu kéo ( $mm^2$ )
- $\rho_w$  : Tỷ lệ cốt thép ( $= A_s / (b_w \cdot d)$ )
- $f'_{cd}$  : Cường độ chịu nén thiết kế của bê tông  $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$
- $f_{yd}$  : Giới hạn chảy thiết kế của cốt thép chịu kéo  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
- $d$  : Chiều cao hữu hiệu (mm)
- $\gamma_b$  : Hệ số cấu kiện (1,1)
- $\gamma_c$  : Hệ số vật liệu cho thép (1,3)
- $\gamma_s$  : Hệ số vật liệu cho bê tông (1,0)

Nếu giá trị thiết kế của mô men uốn được ký hiệu là  $M_d$ , việc xác minh có thể được thực hiện theo công thức (1.38).

$$\frac{\gamma_i \cdot M_d}{M_{ud}} \leq 1,0 \quad (1.38)$$

#### ii) Xác minh phá hoại do mỏi

TCVN  
11820  
Phần 11:  
2025,  
Công thức  
(12)

TCVN  
11820  
Phần 11:  
2025,  
Công thức  
(16)

Phá hoại do mỏi được xác minh bằng cách xác nhận rằng giá trị thu được khi nhân tỷ số giữa ứng suất thiết kế biến thiên  $\sigma_{rd}$  và cường độ mỏi thiết kế  $f_{rd}$ , có xét đến hệ số cấu kiện  $\gamma_b$  và hệ số kết cấu  $\gamma_i$ , nhỏ hơn hoặc bằng 1,0:

$$\frac{\gamma_i \cdot \sigma_{rd}}{f_{rd} / \gamma_b} \leq 1,0 \quad (1.39)$$

TCVN  
11820  
Phần 11:  
2025  
Công thức  
(40)

Giá trị cường độ mỏi thiết kế  $f_{rd}$  được xác định bằng cách chia giá trị đặc trưng của cường độ mỏi vật liệu  $f_{rk}$  cho hệ số vật liệu  $\gamma_m$ .

Phá hoại do mỏi cũng có thể được xác minh bằng cách xác nhận rằng giá trị thu được khi nhân tỷ số giữa lực thiết kế biến thiên mặt cắt  $S_{rd}$  và sức kháng mỏi thiết kế  $R_{rd}$  với hệ số kết cấu  $\gamma_i$  nhỏ hơn hoặc bằng 1,0:

$$\frac{\gamma_i \cdot S_{rd}}{R_{rd}} \leq 1,0 \quad (1.40)$$

TCVN  
11820  
Phần 11:  
2025,  
Công thức  
(41)

Giá trị lực thiết kế biến thiên mặt cắt  $S_{rd}$  được xác định bằng cách nhân lực biến thiên mặt cắt  $S_i(F_{rd})$  (tính bằng tải trọng biến thiên thiết kế  $F_{rd}$ ) với hệ số phân tích kết cấu  $\gamma_a$ .

Giá trị sức kháng mỏi thiết kế  $R_{rd}$  được xác định bằng cách chia sức kháng mỏi mặt cắt  $S_i(F_{rd})$  (tính bằng cường độ mỏi thiết kế của vật liệu  $f_{rd}$ ) cho hệ số cấu kiện  $\gamma_b$ .

## 2) Xác minh khả năng sử dụng của các cấu kiện kết cấu

Việc xác minh khả năng sử dụng của cấu kiện kết cấu được thực hiện bằng cách xác định các chỉ tiêu xác minh thích hợp như ứng suất, vết nứt, chuyển vị và biến dạng, có xét đến loại cấu kiện, đặc tính vật liệu và các yếu tố liên quan khác, sau đó so sánh giá trị phản ứng tính toán với giá trị giới hạn cho phép.

Đối với các cấu kiện bê tông trong công trình cảng thông thường, ứng suất nén và độ rộng vết nứt của bê tông có thể được sử dụng làm chỉ tiêu xác minh. Tuy nhiên, khi không thể tính chính xác giá trị phản ứng của độ rộng vết nứt, có thể xác minh khả năng sử dụng thông qua ứng suất của cốt thép chịu kéo.

Khi cấu kiện có yêu cầu đặc biệt khác, nên thiết lập chỉ tiêu xác minh phù hợp dựa trên các hướng dẫn kỹ thuật liên quan.

### i) Xác minh ứng suất nén của bê tông trong Trạng thái lâu dài/ thường xuyên

Việc xác minh ứng suất nén của bê tông trong Trạng thái lâu dài/ thường xuyên được thực hiện theo công thức (1.41).

$$\sigma'_c \leq 0,4f'_{ck} \quad (1.41)$$

Trong đó:

- $\sigma'_c$  : Ứng suất nén trong bê tông do tác động thường xuyên gây ra (N/mm<sup>2</sup>)  
 $f'_{ck}$  : Giá trị đặc trưng của cường độ chịu nén của bê tông (N/mm<sup>2</sup>)

TCVN  
11820  
Phần 11:  
2025,  
Công thức  
(42)

### ii) Xác minh độ rộng vết nứt

Khi xác minh theo độ rộng vết nứt, cần xác nhận rằng giá trị tích của tỷ số giữa giá trị phản ứng thiết kế  $w_d$  của độ rộng vết nứt phát sinh trong cấu kiện và giá trị giới hạn thiết kế  $w_a$  của độ rộng vết nứt với hệ số kết cấu  $\gamma_i$  nhỏ hơn hoặc bằng 1,0.

$$\gamma_i w_d / w_a \leq 1,0 \quad (1.42)$$

Giá trị thiết kế của độ rộng vết nứt được tính theo công thức (1.43).

$$w = 1,1 \times k_1 \times k_2 \times k_3 \times \{4 \times c + 0,7 \times (c_s - \phi)\} \times (\sigma_{se} / E_s + \epsilon'_{csd}) \quad (1.43)$$

TCVN  
11820  
Phần 11:  
2025,  
Công thức  
(43),

Trong đó:

- $w$  : Giá trị thiết kế của độ rộng vết nứt (mm)
- $k_1$  : Hệ số biểu thị ảnh hưởng của dạng gân cốt thép đến độ rộng vết nứt (khi dùng thép có gân biến dạng thì  $k_1 = 1,0$ )
- $k_2$  : Hệ số biểu thị ảnh hưởng của chất lượng bê tông đến độ rộng vết nứt, xác định theo công thức,  $k_2 = 15 / (f_c' + 20) + 0,7$
- $f_c'$  : Cường độ chịu nén của bê tông (N/mm<sup>2</sup>); thông thường có thể lấy bằng giá trị thiết kế của cường độ chịu nén  $f_{cd}$
- $k_3$  : Hệ số biểu thị ảnh hưởng của số lớp cốt thép chịu kéo, xác định theo công thức,  $k_3 = 5(n + 2) / (7n + 8)$
- $n$  : Số lớp cốt thép chịu kéo
- $c$  : Chiều dày lớp bê tông bảo vệ (mm)
- $c_s$  : Khoảng cách giữa các trục cốt thép (mm)
- $\varphi$  : Đường kính danh nghĩa của cốt thép chịu kéo, hoặc đường kính nhỏ nhất của cốt thép trong lớp đó (mm)
- $E_s$  : Mô đun đàn hồi của thép (200 kN/mm<sup>2</sup>)
- $\epsilon'_{csd}$  : Giá trị xét đến ảnh hưởng của co ngót và từ biến của bê tông làm gia tăng độ mở vết nứt, thường lấy khoảng 0,00010
- $\sigma_{se}$  : Gia tăng ứng suất của cốt thép tại vùng gần bề mặt

(45)

Giá tăng ứng suất của cốt thép ( $\sigma_{se}$ ) có thể được xác định theo Công thức (1.44), với giả thiết tiết diện làm việc trong miền đàn hồi.

$$\sigma_{se} = M_d / (A_s \cdot j \cdot d) \quad (1.44)$$

Trong đó:

- $M_d$  : Giá trị thiết kế của mô men uốn (N·mm)
- $A_s$  : diện tích tiết diện của cốt thép (mm<sup>2</sup>)
- $j$  :  $1 - k/3$
- $k$  : tỷ số trục trung hòa ( $= \sqrt{2np_w + (np_w)^2} - np_w$ )
- $n$  : Tỷ số mô đun đàn hồi ( $= E_s / E_c$ )
- $p_w$  : tỷ lệ cốt thép ( $= A_s / (b_w \cdot d)$ )
- $d$  : chiều cao làm việc (mm)
- $b_w$  : bề rộng cấu kiện (mm)
- $A_s$  : diện tích tiết diện của cốt thép (mm<sup>2</sup>)

Giá trị giới hạn của độ rộng vết nứt  $w_a$  thông thường được lấy theo các giá trị nêu trong Bảng 1.9; tuy nhiên, bảng này chỉ áp dụng khi lớp bê tông bảo vệ không vượt quá 100 mm. Đối với các cấu kiện bê tông cốt thép trong môi trường biển, lớp bê tông bảo vệ thông thường phải lớn hơn các giá trị nêu trong Bảng 1.10.

**Bảng 1.9- Giá trị giới hạn của độ rộng vết nứt  $w_a$**

Phân loại môi trường	Giá trị giới hạn độ rộng vết nứt (mm)
Môi trường có khả năng ăn mòn đặc biệt nghiêm trọng	0,0035c
Môi trường có khả năng ăn mòn	0,0040c
Môi trường thông thường	0,0050c
<i>(Trong đó c là chiều dày lớp bê tông bảo vệ)</i>	

Nguồn: TCVN 11820-11-2025

TCVN

11820

Phần 11:

2025,

Công thức

(49)

TCVN

11820

Phần 11:

2025,

Bảng 3

**Bảng 1.10- Giá trị tiêu chuẩn của chiều dày lớp bê tông bảo vệ**

Phân loại môi trường	Chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu, c (mm)	Ghi chú
Môi trường có khả năng ăn mòn đặc biệt nghiêm trọng	70	Các bộ phận tiếp xúc trực tiếp với nước biển, bị sóng biển rửa trôi, hoặc chịu gió biển mạnh
Môi trường thông thường	50	Các bộ phận khác với các trường hợp nêu trên

Nguồn: TCVN 11820-11-2025

## iii) Xác minh ứng suất cắt

Sức kháng nén thiết kế đối với phá hoại do cắt được tính theo Công thức (1.45).

$$V_{dd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (1.45)$$

Trong đó:

 $V_{dd}$  : Sức kháng nén thiết kế đối với phá hoại do cắt (N) $f_{dd}$  :  $0,19 \sqrt{f_{cd}}$  (N/mm<sup>2</sup>) $\beta_d$  :  $\sqrt[4]{1000/d}$ , Lấy bằng 1,5 khi  $\beta_d > 1,5$  $\beta_p$  :  $(1 + \sqrt{100\rho_v})/2$ , Lấy bằng 1,5 khi  $\beta_p > 1,5$  $\beta_a$  :  $5 / (1 + (a/d)^2)$  $b_w$  : bề rộng của sườn dầm (mm) $d$  : khoảng cách từ điểm đặt tải đến mép gối tựa đối với dầm đơn giản; chiều cao làm việc hiệu dụng (mm) tại gối đối với dầm công xôn $a$  : khoảng cách từ mặt trước của gối tựa đến điểm đặt tải (mm) $\rho_v$  :  $A_s / (b_w \cdot d)$  $A_s$  : diện tích tiết diện của cốt thép phía chịu kéo (mm<sup>2</sup>) $f_{cd}$  : cường độ chịu nén thiết kế của bê tông (N/mm<sup>2</sup>) $\gamma_b$  : thông thường lấy bằng 1,3**3) Hệ số thành phần**

Các hệ số thành phần được liệt kê trong Bảng 1.11 có thể được sử dụng để xác minh khả năng chịu lực của các bộ phận kết cấu. Bảng này trình bày các giá trị tiêu chuẩn của hệ số thành phần; tuy nhiên, có thể sử dụng các phương pháp khác nếu phù hợp để xác định các hệ số này.

**Bảng 1.11- Danh mục các hệ số thành phần**

Hệ số thành phần		Phá hoại tiết diện	Phá hoại môi	Khác
Hệ số vật liệu ( $\gamma_m$ )	Bê tông	1,3	1,3	1,0
	Cốt thép và thép dự ứng lực	1,0	1,05	1,0
	Các cấu kiện thép khác	1,05	1,05	1,0
Hệ số tải trọng ( $\gamma_f$ )	Tác động dài hạn	1,0–1,1 (0,9–1,0)	1,0	1,0
	Tác động ngắn hạn/ tạm thời			
	– Lực sóng	1,2	1,0	1,0

TCVN  
11820  
Phần 11:  
2025,  
Bảng 5TCVN  
11820  
Phần 11:  
2025,  
Công thức  
(29)TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Bảng B.1TCVN  
11820  
Phần 11:  
2025,  
Bảng 1

	– Các tác động khác ngoài lực sóng	1,0–1,2 (0,8–1,0)	1,0	1,0
	Tác động sự cố	1,0	–	–
	Tác động trong giai đoạn thi công	1,0	–	–
Hệ số phân tích kết cấu ( $\gamma_a$ )		1,0	1,0	1,0
Hệ số cấu kiện ( $\gamma_b$ )		1,1–1,3	1,0–1,3	1,0
Hệ số kết cấu tổng thể ( $\gamma_t$ )		1,0–1,2	1,0–1,1	1,0

Ghi chú 1: Các giá trị trong ngoặc đơn trong bảng được áp dụng khi tác dụng nhỏ hơn dẫn đến rủi ro lớn hơn.

Ghi chú 2: Các giá trị dưới đây có thể được sử dụng cho hệ số cấu kiện khi xác minh phá hoại tiết diện:

- Khi tính toán mô men uốn và lực dọc trục: 1,1
- Khi tính toán giá trị lớn nhất của lực nén dọc trục: 1,3
- Khi tính toán khả năng chịu cắt do bê tông chịu: 1,3
- Khi tính toán khả năng chịu cắt do cốt thép chịu cắt đảm nhận: 1,1

Ghi chú 3: Do sự biến thiên của hư hại mỗi tích lũy trong các cấu kiện hiện hữu cần được xem xét trong thiết kế cải tạo, hệ số cấu kiện được lấy trong khoảng 1,0 đến 1,3 khi xác minh phá hoại mỗi.

Ghi chú 4: Khi xác minh phá hoại tiết diện, có thể sử dụng các giá trị của hệ số kết cấu tổng thể.

		Trạng thái lâu dài	Trạng thái ngắn hạn/ tạm thời	Trạng thái ngẫu nhiên
Kết cấu thượng tầng/ phần trên/ phần trên cầu cảng cọc	Bản	1,2	1,2	1,0
	Dầm	1,1	1,1	1,0
Đê chắn sóng		1,0	1,1	1,0
Tường bến (thùng chìm, v.v.)		1,0	1,1 (chỉ khi có động đất 1,0)	1,0
Khác (kết cấu thượng tầng/ phần trên/ phần trên cọc bản thép, v.v.)		1,0	1,0	1,0

Nguồn: TCVN 11820-6-2023, 11620-11-2025

#### 4) Tác động

##### i) Tổ hợp tác động và hệ số tải trọng

Các tổ hợp tác động cần được xem xét trong quá trình xác minh khả năng chịu lực, cùng với các giá trị tiêu chuẩn của hệ số tải trọng dùng để nhân với giá trị đặc trưng của các tác động, được thể hiện trong Bảng 1.12. Ở đây, các giá trị áp dụng cho bản đáy cũng có thể sử dụng cho móng. Giá trị nằm ở hàng trên cùng trong mỗi ô của bảng là hệ số tải trọng được sử dụng khi xác minh an toàn (phá hoại tiết diện). Giá trị hiển thị trong ngoặc vuông ở hàng giữa là hệ số tải trọng áp dụng trong các trường hợp mà tác động nhỏ hơn dẫn đến tải trọng thiết kế lớn hơn. Các giá trị này được xác định có xét đến mối quan hệ với ổn định ngoài và các yếu tố khác, trên cơ sở phân tích độ tin cậy. Giá trị hiển thị trong ngoặc tròn ở hàng dưới cùng của mỗi ô là hệ số tải trọng sử dụng khi xác minh trạng thái giới hạn vận hành. Đối với tình huống ngẫu nhiên, có thể sử dụng hệ số tải trọng bằng 1,0.

Nếu độ chính xác san phẳng của lớp đá hạch được nói lỏng, thì phản lực tác động lên bản đáy thùng chìm sẽ lớn hơn so với trường hợp san phẳng thông thường  $\pm 5$  cm, và trong trường hợp đó, các giá trị nêu trong Bảng 1.12 không được áp dụng.

**Bảng 1.12- Tổ hợp tác động và hệ số tải trọng**

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Bảng B.3

Trường hợp	Trường hợp thiết kế	Tải trọng	Áp lực thủy tĩnh	Áp lực đất bên trong	Phản lực bản đáy	Áp lực nước bên trong	Lực nâng lên	Thành phần biến động của phản lực của bản đáy	Thành phần biến động của áp lực nước bên trong	Lực sóng	Áp lực nước động	sự khác biệt đầu thủy tĩnh giữa các khoang	Nhận xét	
Trong sử dụng	Trường hợp thường xuyên liên quan đến tải trọng	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)								Phản lực	
	Trường hợp thường xuyên liên quan đến áp lực đất bên trong			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)							Mặt ngoài tường	
	Trường hợp biến đổi liên quan đến sóng	1.1 [0.9] (1.0)	1.1 [0.9] (1.0)		1.1 [0.9] (1.0)		1.2 [0.8] (1.0)	1.2 [0.8] (1.0)						Phản lực
				0.9 (1.0)						1.2 (1.0)				Mặt ngoài tường
				1.1 (1.0)		1.1 (1.0)			1.2 (1.0)					Mặt ngoài tường
Trường hợp biến đổi liên quan đến dịch chuyển mặt đất do động đất cấp 1				1.0 (-)		1.0 (-)					1.0 (-)		Mặt ngoài tường	
Trong quá trình xây dựng	Trường hợp biến đổi liên quan đến áp lực nước trong khi nổi	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)										Phản lực	
			1.1 (0.5)										Mặt ngoài tường	
	Trường hợp biến đổi liên quan đến áp lực nước trong quá trình lấp đặt											1.1 (0.5)	Tường ngăn	

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

ii) Hệ số tải trọng và tổ hợp tác động của bản đáy

Các tác dụng cần xem xét khi xác minh bản đáy của thùng chìm đề chấn sóng trong giai đoạn thi công có thể được xác định bằng cách nhân giá trị đặc trưng của các tác dụng với các hệ số tải trọng được nêu trong Bảng 1.12. Khi xác minh thùng chìm trong giai đoạn khai thác, tổ hợp tải trọng tổng hợp trong điều kiện tĩnh ( $D_0$ ), thành phần biến thiên của phản lực bản đáy ( $\Delta R$ ) và lực nâng ( $U$ ) được thể hiện trong Hình 1.10 có thể được xác định theo các công thức nêu trong Bảng 1.14, phù hợp với phân loại tác động được trình bày trong Bảng 1.13.

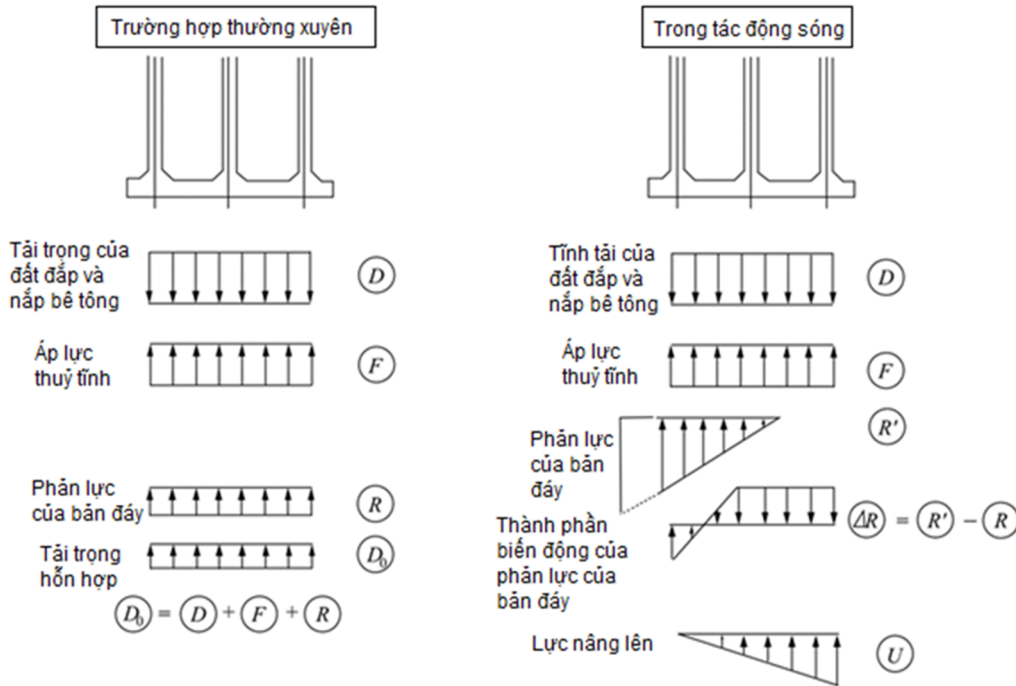
**Bảng 1.13- Phân loại tác động trong điều kiện có sóng (đê chắn sóng)**

Phân loại tác động	Tác động
Tác động lâu dài/ thường xuyên	Tổ hợp tải trọng trong điều kiện tĩnh $D_0$
Tác động ngắn hạn/ tạm thời	Thành phần biến thiên của phản lực bản đáy ( $\Delta R$ ), lực nâng ( $U$ )

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Bảng B.7

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Hình B.7



Nguồn: TCVN 11820-6-2023

**Hình 1.13- Tác động lên bản đáy (đê chắn sóng)**

**Bảng 1.14- Tổ hợp tác động và hệ số tải trọng của bản đáy**

(a) An toàn (phá hoại tiết diện)

Tình trạng thiết kế	Chiều tác dụng của $\Delta R$ và $W$				Tổ hợp tác động
Tình trạng dài hạn	-				$0,9 D_0 + 1,1 F + 1,1 R$
Tình trạng ngắn hạn do áp lực nước khi đang nổi trong thi công	-				$0,9 D_0 + 1,1 F$
Tình trạng ngắn hạn do tác động của sóng khi đỉnh sóng tác dụng	$\Delta R$	$\uparrow$	$W$	$\uparrow$	$1,1 D_0 + 1,2 \Delta R + 1,2 U$
			$W$	$\uparrow$	$1,1 D_0 + 0,8 \Delta R + 1,2 U$
			$W$	$\downarrow$	$0,9 D_0 + 1,2 \Delta R + 0,8 U$
Tình trạng ngắn hạn do tác động của sóng khi chân sóng tác dụng	$\Delta R$	$\uparrow$	$W$	$\uparrow$	$1,1 D_0 + 1,2 \Delta R + 0,8 U$
			$W$	$\downarrow$	$0,9 D_0 + 0,8 \Delta R + 1,2 U$
			$\Delta R$	$\downarrow$	$W$
$W$	$\downarrow$	$0,9 D_0 + 1,2 \Delta R + 1,2 U$			

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Bảng B.8

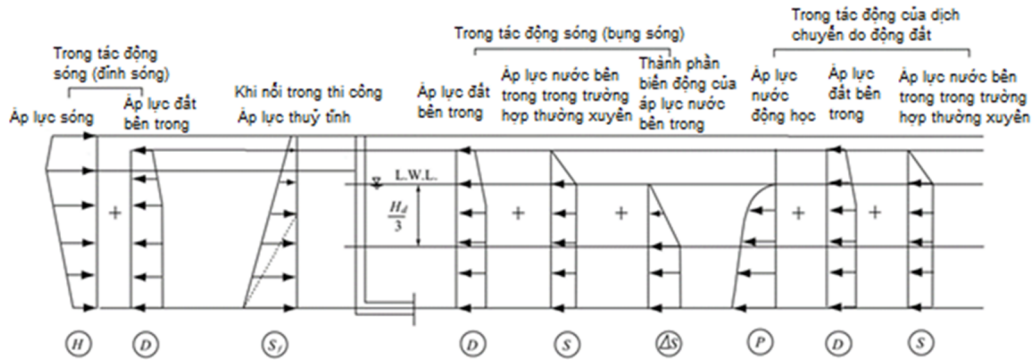
(b) Khả năng sử dụng

Trạng thái thiết kế	Tổ hợp tác động
Trạng thái dài hạn	$1,0D_0 + 1,0F + 1,0R$
Trạng thái ngắn hạn/ tạm thời do tác động của sóng	$1,0D_0 + 1,0\Delta R + 1,0U$

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

iii) Hệ số tải trọng và tổ hợp tác động của tường trước

Các tác động cần được xem xét trong quá trình xác minh khả năng chịu lực của tường trước của thùng chìm để chắn sóng được thể hiện trong Hình 1.14 và Bảng 1.15.



\*Trong hình này,  $H_d$  là chiều cao sóng thiết kế. Trong xác minh an toàn (đối với phá hoại mặt cắt ngang), có thể giả thiết  $H_d = H_{max}$ .

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

Hình 1.14- Tác động lên tường trước (đê chắn sóng)

Bảng 1.15- Tổ hợp tác động và hệ số tải trọng của tường trước (đê chắn sóng)

Tình trạng thiết kế	Hướng tác động	An toàn (đối với phá hoại tiết diện)	Khả năng sử dụng
Tình trạng ngắn hạn do tác động của sóng khi đỉnh sóng tác dụng	Từ phía ngoài thùng chìm	$1,2H - 0,9D$	$1,0H - 1,0D$
Tình trạng ngắn hạn do áp lực nước khi đang nổi trong quá trình thi công		$1,1S_f$	$0,5S_f$
Tình trạng ngắn hạn do tác động của sóng khi chân sóng tác dụng	Từ phía trong thùng chìm	$1,1D + 1,1S + 1,2\Delta S$	$1,0D + 1,0S + 1,0\Delta S$
Tình trạng ngắn hạn do tác động của động đất nền		$1,0D + 1,0S + 1,0P$	Không xác minh

\* Các ký hiệu trong bảng xem Hình 1-8

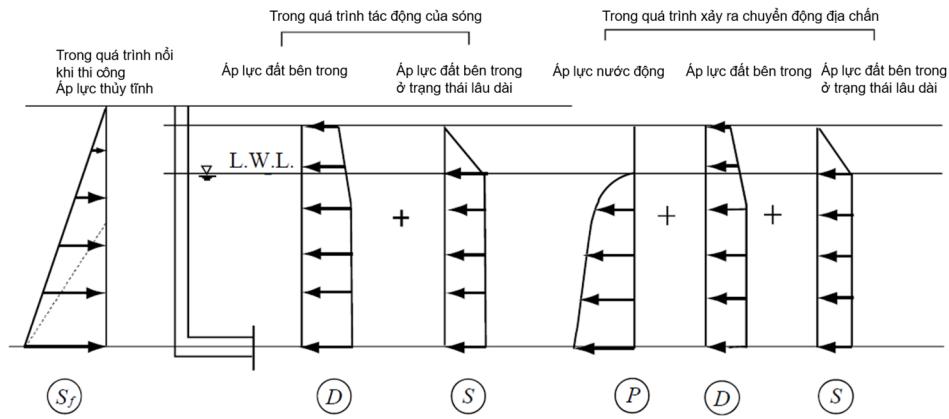
Nguồn: TCVN 11820-6-2023

iv) Hệ số tải trọng và tổ hợp tác động của tường sau

Các tác động cần được xem xét trong quá trình xác minh khả năng chịu lực của tường sau của thùng chìm để chắn sóng được thể hiện trong Hình 1.15 và Bảng 1.16.

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Hình B.4

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Bảng B.4



Nguồn: TCVN 11820-6-2023

Hình 1.15- Tác động lên tường sau (đê chắn sóng)

Bảng 1.16- Tổ hợp các tác động và hệ số tải trọng của tường phía sau

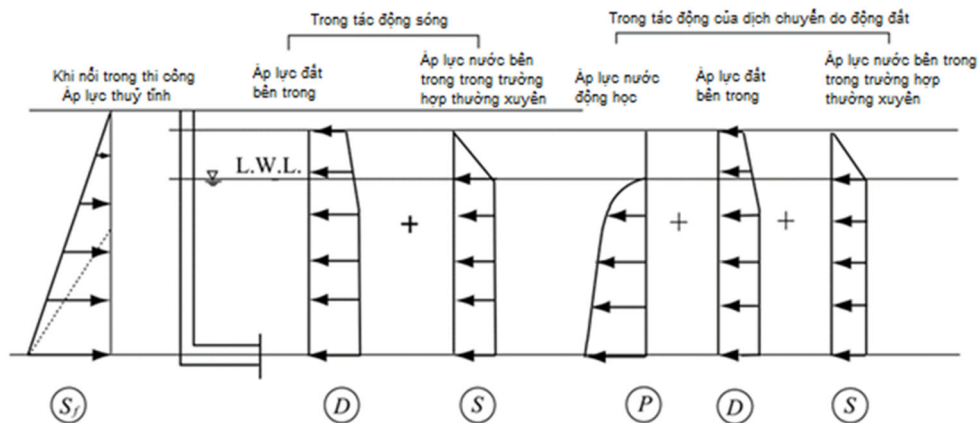
Tình trạng thiết kế	Hướng tác động	An toàn (đối với phá hoại tiết diện)	Khả năng sử dụng
Tình trạng ngắn hạn do áp lực nước khi đang nổi trong quá trình thi công	Từ phía ngoài thùng chìm	$1,1S_f$	$0,5S_f$
Tình trạng dài hạn do áp lực đất trong thùng chìm	Từ phía trong thùng chìm	$1,1D + 1,1S$	$1,0D + 1,0S$
Tình trạng ngắn hạn do tác động của động đất nền		$1,0D + 1,0S + 1,0P$	Không xác minh

\*Đối với các ký hiệu trong bảng, xem Hình 1.9

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

v) Hệ số tải trọng và tổ hợp tác động của tường bên

Các tác động cần được xem xét trong quá trình xác minh khả năng chịu lực của tường bên của thùng chìm đê chắn sóng được thể hiện trong Hình 1.16 và Bảng 1.17.



Nguồn: TCVN 11820-6-2023

Hình 1.16- Tác động lên tường bên (đê chắn sóng)

**Bảng 1.17- Tổ hợp tác động và hệ số tải trọng của tường bên**

Tình trạng thiết kế	Hướng tác động	An toàn (đối với phá hoại tiết diện)	Khả năng sử dụng
Tình trạng ngắn hạn do áp lực nước khi đang nổi trong quá trình thi công	Từ phía ngoài thùng chìm	$1,1S_f$	$0,5S_f$
Tình trạng ngắn hạn do tác động của sóng khi chân sóng tác dụng	Từ phía trong thùng chìm	$1,1D + 1,1S + 1,2\Delta S$	$1,0D + 1,0S + 1,0\Delta S$

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Bảng B.6

vi) Hệ số tải trọng và tổ hợp tác động của vách ngăn

Các tác động cần được xem xét trong quá trình xác minh khả năng chịu lực của vách ngăn của thùng chìm để chấn sóng được thể hiện trong Bảng 1.18.

**Bảng 1.18- Tổ hợp tác động và hệ số tải trọng của vách ngăn**

Tình trạng thiết kế	Hướng tác động	An toàn (phá hoại tiết diện)	Khả năng sử dụng
Áp lực nước trong quá trình lắp đặt (giai đoạn thi công)	Hướng tác động do chênh lệch mực nước giữa các khoang	$1,1S_f$	$0,5S_f$
Áp lực đất trong điều kiện dài hạn (tình trạng thường xuyên)	Hướng tác động do lực kéo ra từ vách bên	Tải trọng cực đại được thiết kế cho tường ngoài	Không xét
Trọng lượng bản thân, tác động sóng, động đất	Hướng tác động do lực kéo ra từ bản đáy	Tải trọng cực đại được thiết kế cho bản đáy	Không xét

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Bảng B.9**5) Lực sóng**

Khi tính toán lực sóng dùng trong xác minh khả năng chịu lực của các bộ phận kết cấu, sóng thiết kế cho từng điều kiện được xác định như sau:

Lưu ý rằng, trong xác minh khả năng sử dụng và xác minh an toàn (bao gồm cả phá hoại mỗi), hướng sóng có thể được coi là hướng bất lợi nhất để thuận tiện cho việc tính toán.

i) Điều kiện sóng cho xác minh an toàn

✓ Xác minh phá hoại tiết diện

Sử dụng các sóng tương tự như trong xác minh ổn định của dề chấn sóng

✓ Xác minh phá hoại mỗi

Chiều cao sóng và chu kỳ sóng được xác định phù hợp với tần suất xuất hiện trong tuổi thọ thiết kế của công trình.

ii) Điều kiện sóng cho xác minh khả năng sử dụng

Giả định rằng các sóng có chiều cao lớn hơn sóng tham chiếu sẽ xuất hiện khoảng 10.000 lần trong suốt tuổi thọ thiết kế.

**6) Lực bên ngoài trong quá trình hạ thủy và nổi**

Đối với quá trình hạ thủy và nổi trong ụ khô, ụ nổi hoặc triển đà thông thường (bao gồm cả ray trượt và xe goòng), việc tính toán lực bên ngoài trong quá trình hạ thủy và nổi phải xem xét áp lực thủy tĩnh tương ứng với mức chìm của kết cấu, có tính đến hệ

số an toàn. Nếu có khả năng xuất hiện tạm thời áp lực thủy tĩnh lớn hơn trong quá trình hạ thủy, cần thực hiện phân tích riêng.

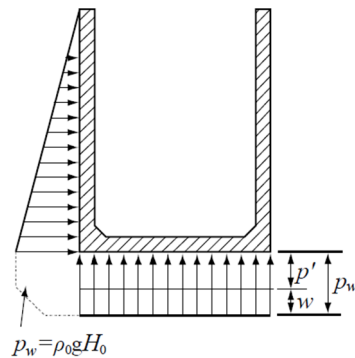
i) Bản đáy

Đối với các lực tác dụng lên bản đáy, giá trị sử dụng là áp lực thủy tĩnh tại cao độ bản đáy trừ đi trọng lượng bản đáy, như minh họa trong Hình 1.17.

$$p' = p_w - w = \rho_0 \cdot g \cdot H_0 - w \quad (1.46)$$

Trong đó:

- $p'$  : Lực tác dụng lên bản đáy (kN/m<sup>2</sup>)
- $p_w$  : Áp lực thủy tĩnh tác dụng lên bản đáy, có tính đến phần dự phòng khoảng 1,0 m so với mức nước thiết kế (kN/m<sup>2</sup>)
- $w$  : Trọng lượng bản thân của bản đáy (bao gồm cả vật liệu đối trọng như cát lấp, không kể lực nổi) (kN/m<sup>2</sup>)
- $\rho_0 \cdot g$  : Trọng lượng riêng của nước biển (kN/m<sup>3</sup>)
- $H_0$  : Chiều sâu nước có tính đến phần dự phòng khoảng 1,0 m so với mức nước thiết kế (m)

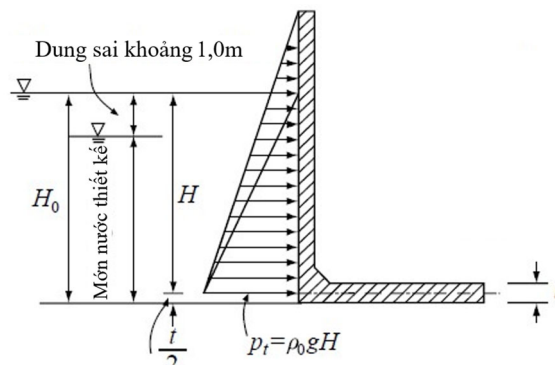


Nguồn: TCVN 11820-6-2023

Hình 1.17- Tác động lên bản đáy

ii) Tường ngoài

Áp lực nước tác dụng lên tường ngoài có thể được coi như tải trọng phân bố hình tam giác, với chiều cao bằng áp lực thủy tĩnh tại trục trung tâm của bản đáy, và đáy của tam giác bằng khoảng cách từ đỉnh kết cấu đến đáy, như minh họa trong Hình 1.18. Khi tính toán cho tường ngoài, thường sử dụng bảng tính dành cho dầm liên kết ba cạnh và tự do một cạnh. Trong trường hợp này, tải trọng từng phần có thể được coi là tải trọng tam giác để thuận tiện cho việc tính toán.



Nguồn: OCDI 2020

Hình 1.18- Áp lực nước tác dụng lên tường ngoài

Trong đó:

- $\rho_0 \cdot g$  : Trọng lượng riêng của nước biển (kN/m<sup>3</sup>)

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Hình B.8

OCDI  
2020  
Phần III  
Chương 2  
Hình  
2.2.10

- $H$  : Chiều sâu tính toán áp lực thủy tĩnh (m)  
 $H=H_0-t/2$
- $H_0$  : Chiều sâu nước có tính đến phần dự phòng khoảng 1,0 m so với môn nước thiết kế (m)
- $t$  : Chiều dày bản đáy (m)

iii) Vách ngăn

Thông thường, nếu chiều dày của vách ngăn từ 20 cm trở lên, thì khả năng chịu tải nén của chúng đủ lớn để làm việc như cột, do đó có thể bỏ qua việc xác minh chi tiết.

iv) Các lưu ý khác

Trong trường hợp độ dốc cuối của triển đà trong quá trình hạ thủy lớn, thùng chìm có thể bị ngập hoàn toàn, khi đó cần lắp đặt các tấm che tạm thời. Khi sử dụng cần trục để cầu và hạ thủy thùng chìm, lực tác dụng lên tường ngoài của thùng chìm sẽ thay đổi tùy thuộc vào việc có hay không sử dụng thiết bị treo cầu. Do đó, cần đánh giá tải trọng theo điều kiện cụ thể của từng trường hợp.

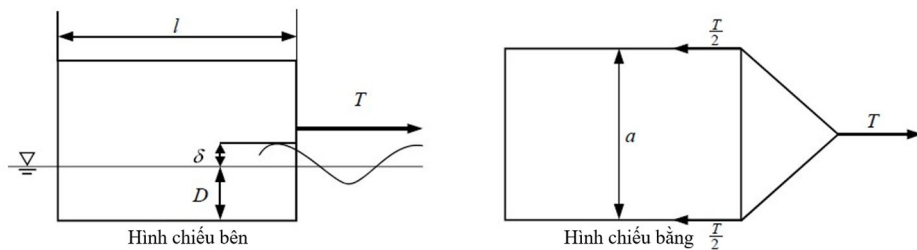
**7) Lực bên ngoài trong quá trình lai dất**

i) Lực sóng trong quá trình lai dất

Áp lực nước tĩnh, áp lực nước động và lực sóng tác dụng lên thùng chìm trong quá trình lai dất có thể bỏ qua trong quá trình tính toán.

ii) Lực kéo lai dất

Lực kéo tác dụng lên thùng chìm trong quá trình lai dất được tính theo Công thức (1.47). Mô hình sơ đồ lai dất được minh họa trong Hình 1.19.



Nguồn: TCVN 11820-6-2023

**Hình 1.19- Lực kéo khi lai dất**

$$T = \frac{\rho_0 C_D V^2 A}{2} \quad (1.47)$$

Trong đó:

- $T$  : Giá trị thiết kế của lực kéo khi lai dất (kN) — giá trị này có thể tính với hệ số thành phần nhân vào thành phần tác động bằng 1,0.
- $C_D$  : Hệ số cản
- $V$  : Tốc độ lai dất (m/s)
- $A$  : Diện tích ướt mặt trước thùng chìm (m<sup>2</sup>),  $A=a \cdot (D + \delta)$
- $a$  : Bề rộng thùng chìm (m)
- $D$  : Môn nước (m)
- $\delta$  : Mực nước phía trước (m)
- $\rho_0$  : Khối lượng riêng của nước biển (t/m<sup>3</sup>)
- $l$  : Chiều dài thùng chìm (m)

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Hình B.9

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023  
Công thức  
(B.11)

Do thùng chìm không có kết cấu thượng tầng/ phần trên/ phần trên như tàu và quá trình lai dất không được thực hiện trong điều kiện gió mạnh, nên chỉ cần xét đến lực cản của chất lỏng, bỏ qua ảnh hưởng của lực cản gió.

Mặc dù hệ số cản thay đổi tùy theo hình dạng bề mặt vuông góc với dòng chảy, trong tính toán thường sử dụng hệ số cản của tấm phẳng hình chữ nhật. Tốc độ lai dất thông thường nằm trong khoảng 2 đến 3 hải lý/giờ.

iii) Áp lực nước trong quá trình lai dất

Thông thường, thùng chìm chịu lực cản áp suất và lực cản tạo sóng. Tuy nhiên, vì lai dất không được thực hiện trong điều kiện sóng lớn, nên việc cho phép biên độ mớn nước dự phòng 1,0 m trong giai đoạn hạ thủy và nổi là đủ. Do đó, các lực cản do áp suất và tạo sóng không được xét đến trong tính toán.

### 8) Lực bên ngoài trong quá trình lắp đặt

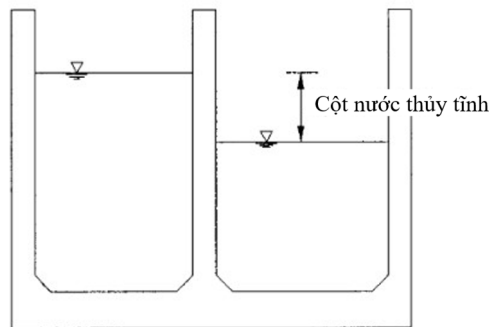
i) Bản đáy và tường ngoài

Các lực bên ngoài tác dụng trong quá trình lắp đặt thường nhỏ hơn nhiều so với lực tác dụng trong giai đoạn nổi và sau khi lắp đặt. Vì vậy, phân tích bản đáy và tường ngoài trong giai đoạn lắp đặt có thể được bỏ qua.

ii) Vách ngăn

Đối với vách ngăn, xét đến điều kiện thi công, cần xem xét chênh lệch mực nước 1,0 m giữa các khoang như tải trọng thiết kế. Hình 1.20 minh họa sơ đồ chênh lệch cột nước.

Khi lắp đặt thùng chìm, có thể dẫn nước vào bằng bơm hoặc ống siphon, hoặc dùng van để cho nước vào. Tuy nhiên, nếu chênh lệch cột nước vượt quá 1,0 m, thì vách ngăn dày khoảng 20 cm có thể không đủ khả năng chịu lực nếu chỉ bố trí cốt thép một lớp. Vì vậy, trong quá trình thi công cần quản lý chặt chẽ, di chuyển ống cấp nước thường xuyên, nhằm duy trì chênh lệch cột nước trong giới hạn 1,0 m.



OCDI  
2002  
Phần IV  
Chương 1  
Hình  
T-1.4.11

Nguồn: OCDI 2002

Hình 1.20- Chênh lệch cột nước giữa các khoang

### 9) Lực bên ngoài sau khi hoàn thành

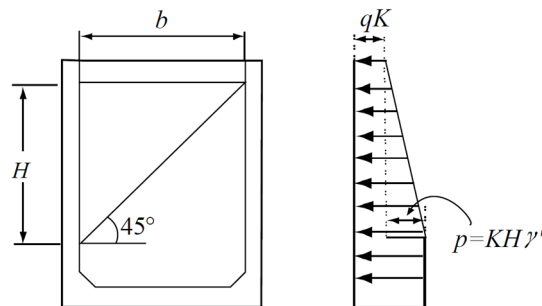
i) Bản đáy

- ✓ Đối với phần bản đáy được giới hạn bởi tường ngoài và các vách ngăn, các lực cần xem xét bao gồm: phản lực bản đáy, áp lực thủy tĩnh, áp lực nâng, trọng lượng vật liệu lắp, trọng lượng bê tông phủ, trọng lượng bản đáy và tải trọng tác dụng.
- ✓ Phân bố tổng tải trọng thường không đều, vì vậy trong thiết kế có thể xấp xỉ bằng phân bố tải trọng đều hoặc tải trọng hình tam giác tương đương.

- ✓ Phản lực bản đáy: Phản lực tác dụng lên kết cấu giữ (hoặc tường) được xác định từ kết quả xác minh ổn định trong từng điều kiện thiết kế.
- ✓ Áp lực thủy tĩnh: Là áp lực nước tác dụng lên bản đáy thùng chìm tại mực nước thiết kế.
- ✓ Trọng lượng vật liệu lấp: Trọng lượng riêng của vật liệu lấp được xác định thông qua thí nghiệm trên vật liệu sử dụng. Đối với cát tiêu chuẩn, giá trị điển hình là 19–20 kN/m<sup>3</sup>.
- ✓ Trọng lượng bê tông phủ: Tính theo trọng lượng khô trong không khí, không tính lực nổi. Trọng lượng riêng đặc trưng: 22,6 kN/m<sup>3</sup> (bê tông thường), 24,0 kN/m<sup>3</sup> (bê tông cốt thép).
- ✓ Trọng lượng bản đáy: Tính theo trọng lượng khô trong không khí, không tính lực nổi. Trọng lượng riêng đặc trưng: 24,0 kN/m<sup>3</sup>.
- ✓ Tải trọng tác dụng: Bao gồm trọng lượng đất phủ trên thùng chìm và các tải trọng sử dụng khác. Tuy nhiên, nếu phía trên thùng chìm có bê tông đổ tại chỗ và giả định rằng tải trọng đó không truyền vào bên trong thùng chìm, thì có thể bỏ qua tải trọng này.

## ii) Tường ngoài

- ✓ Lực bên ngoài tác dụng lên tường ngoài bao gồm áp lực đất của vật liệu lấp và áp lực nước bên trong.
- ✓ Áp lực đất bên trong: Thông thường, áp lực đất giảm dần ở phần đáy do hiệu ứng vòm của cát, tuy nhiên để đơn giản, vẫn sử dụng phương pháp truyền thống: Áp lực tăng tuyến tính theo độ sâu cho đến độ sâu bằng bề rộng trong (b) của tường, sau đó giữ không đổi (xem Hình 1.21).
- ✓ Hệ số áp lực đất (K): Với cát tiêu chuẩn, thường lấy bằng hệ số áp lực đất tĩnh là  $K = 0,6$ .



Nguồn: TCVN 11820-6-2023

**Hình 1.21- Phân bố áp lực đất bên trong**

Trong đó:

- $q$  : tải trọng truyền từ phía trên xuống lớp vật liệu lấp (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma'$  : trọng lượng riêng có kể đến lực nổi của vật liệu lấp (in kN/m<sup>3</sup>). thông thường, giá trị đặc trưng của  $\gamma'$  được giả định là 10,0 kN/m<sup>3</sup>
- $K$  : hệ số áp lực đất của vật liệu lấp ( $K = 0,6$ )
- $b$  : bề rộng trong của tường (m)

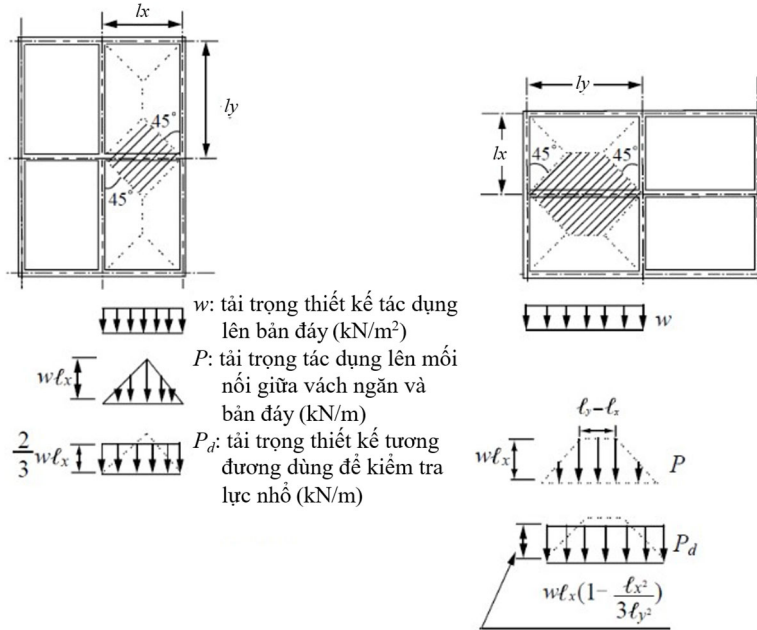
Nếu phía trên thùng chìm có kết cấu bê tông đổ tại chỗ đặc và tải trọng tác dụng không ảnh hưởng đến phần trong của thùng chìm, thì tải trọng này không được xét đến.

- ✓ Áp lực nước bên trong: Áp lực nước bên trong được xác định theo chênh lệch mực nước giữa bên trong thùng chìm và mực nước thấp (L.W.L.).

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Hình B.10

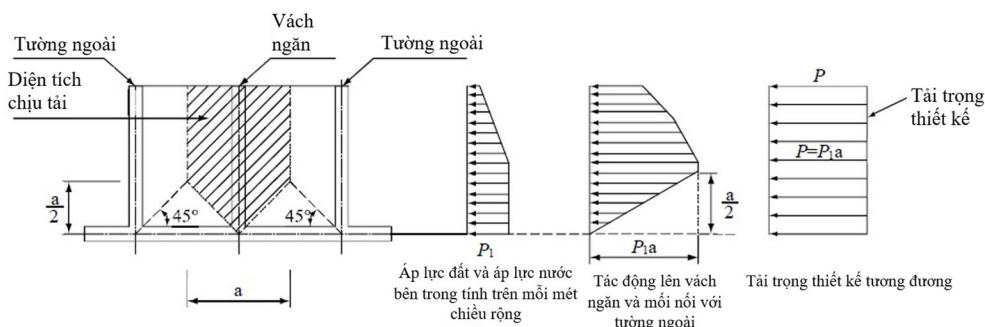
iii) Vách ngăn

- ✓ Để ngăn bản đáy tách khỏi vách ngăn, cần xét đến các lực sau: trọng lượng vật liệu lấp tác dụng lên bản đáy, tải trọng sử dụng, trọng lượng bản đáy, trọng lượng bê tông phủ, phản lực bản đáy, áp lực nâng, và áp lực nước tĩnh. Các lực này được giả định tác dụng tại vị trí tiếp giáp giữa vách ngăn và bản đáy, như minh họa trong Hình 1.22.
- ✓ Đối với tường ngoài, để ngăn tường tách khỏi vách ngăn, cần xét đến áp lực đất của vật liệu lấp và áp lực nước bên trong tác dụng lên tường ngoài, giả định các lực này tác dụng tại vị trí tiếp giáp giữa tường ngoài và vách ngăn, như thể hiện trong Hình 1.23.



Nguồn: TCVN 11820-6-2023

Hình 1.22- Các tác động được xét trong xác minh khả năng trượt tách bản đáy khỏi vách ngăn



Nguồn: TCVN 11820-6-2023

Hình 1.23- Các tác động được xét trong xác minh khả năng trượt tách tường ngoài khỏi vách ngăn

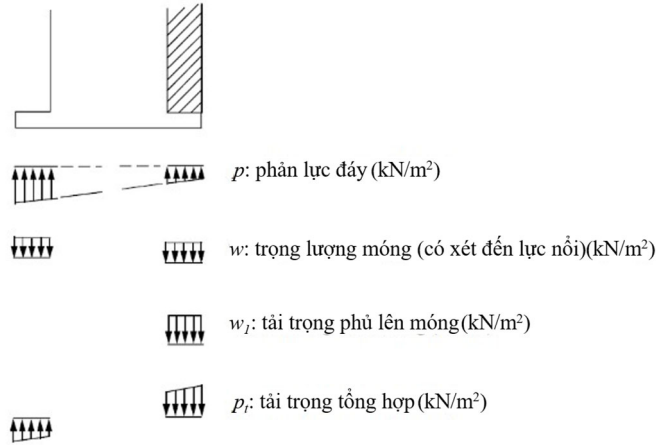
iv) Móng

- ✓ Tải trọng thiết kế tác dụng lên móng được xác định dựa trên phân bố tải trọng thể hiện trong Hình 1.24.
- ✓ Phản lực bản đáy: Phản lực bản đáy tác dụng lên móng được xác định theo phản lực bản đáy thu được từ phân tích ổn định trong từng điều kiện thiết kế.

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Hình B.15

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Hình B.14

- ✓ Trọng lượng móng: Trọng lượng móng được tính theo trọng lượng có kể đến lực nổi. Giá trị đặc trưng của trọng lượng riêng của móng trong không khí có thể lấy là  $24,0 \text{ kN/m}^3$ .
- ✓ Tải trọng tác dụng: Bao gồm trọng lượng đất phủ ở phía đất liền của tường bên và các tải trọng tạm thời khác. Ngoài ra, lực nổi tác dụng bên dưới mực nước thiết kế cũng cần được xem xét.



TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Hình B.13

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

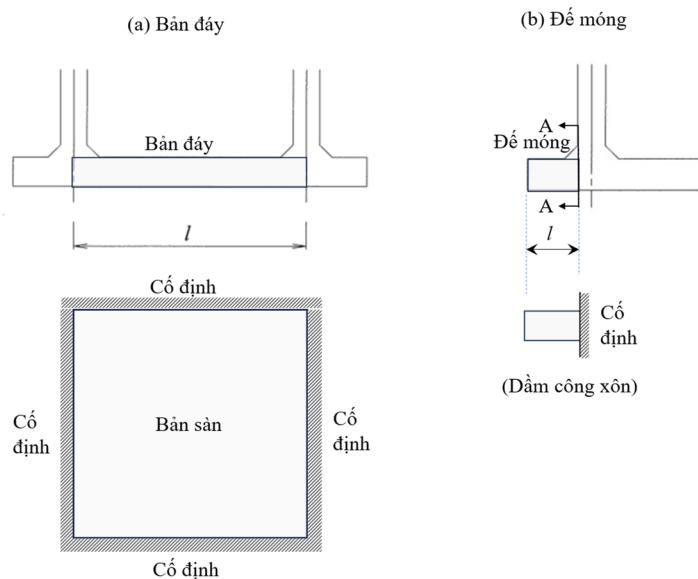
**Hình 1.24- Tác động lên móng**

### 10) Lực nội lực trong cấu kiện

Các lực nội lực trong các cấu kiện thường được tính toán theo mô hình bản liên kết ba cạnh hoặc bốn cạnh, sử dụng bảng tính mô men trong TCVN Phần 11:2025 và OCDI 2020. Thông thường, mô men uốn được tính bằng các bảng tra trên, tuy nhiên phân tích bằng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) cũng có thể được áp dụng.

#### i) Bản đáy và móng

- ✓ Phần bản đáy được bao quanh bởi tường ngoài và vách ngăn được mô hình hóa như bản liên kết bốn cạnh. Móng có thể được coi như bản công xôn.
- ✓ Nhịp tính toán của bản bốn cạnh được lấy là khoảng cách giữa các trục trung tâm, như minh họa trong Hình 1.25.



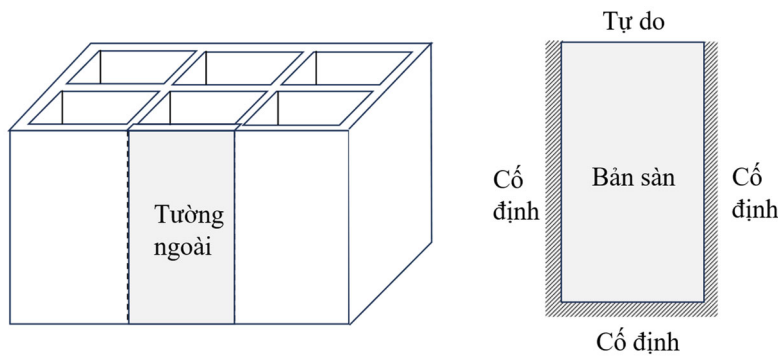
TCVN  
11820  
Phần 11:  
2025,  
Hình 19

Nguồn: TCVN 11820-11-2025

**Hình 1.25- Nhịp tính toán sử dụng cho thiết kế móng và bản đáy**

ii) Tường ngoài

- ✓ Thiết kế tường ngoài được tính toán như bản liên kết ba cạnh và tự do một cạnh, như thể hiện trong Hình 1.26. Tuy nhiên, nhịp tính toán được lấy theo khoảng cách giữa các trục trung tâm.
- ✓ Đối với tường ngoài có tỷ số hình dạng (chiều cao : chiều dài)  $\geq 1,5$ , có thể sử dụng giá trị của bản có tỷ lệ 1:5 để tính toán.
- ✓ Hiệu chỉnh mô men không cân bằng: Nếu tại vị trí liên kết giữa các tường ngoài xuất hiện mô men không cân bằng lớn, mô men tại đầu tường có thể được phân bố theo tỷ lệ độ cứng của bản. Ngoài ra, đối với mô men nhịp, có thể cộng thêm một nửa giá trị mô men đã phân bố như là hiệu chỉnh.
- ✓ Đối với các gối tựa bên trong và các nhịp sau nhịp đầu tiên, ảnh hưởng của phân bố mô men không cân bằng là không đáng kể, do đó không cần hiệu chỉnh riêng, như thể hiện trong Hình 1.27.
- ✓ Mô men uốn phân bố của tường ngoài, được thể hiện trong Hình 1.27, sau khi phân bố sẽ được xác định theo Công thức (1.48).



Nguồn: TCVN 11820-11-2025

Hình 1.26- Mô hình hóa tường ngoài

$$\begin{aligned}
 M'_{BA} &= M_{BA} - (M_{BA} - M_{BC}) \frac{K_a}{K_a + K_b} \\
 M'_{BC} &= M_{BC} + (M_{BA} - M_{BC}) \frac{K_b}{K_a + K_b} \\
 M'_a &= M_a - \frac{1}{2} (M_{BA} - M_{BC}) \frac{K_a}{K_a + K_b} \\
 M'_b &= M_b + \frac{1}{2} (M_{BA} - M_{BC}) \frac{K_b}{K_a + K_b} \\
 M'_{AB} &= M_{AB} \\
 M'_{CB} &= M_{CB}
 \end{aligned}
 \tag{1.48}$$

Trong đó:

$M'_{AB}, M'_{BA}, M'_{BC}, M'_{CB}, M'_a, M'_b$  : mô men uốn sau khi phân bố mô men không cân bằng

$M_{AB}, M_{BA}, M_{BC}, M_{CB}, M_a, M_b$  : mô men uốn trước khi phân bố mô men không cân bằng

$K_a, K_b$  : độ cứng tương đối của các tường ngoài

Ghi chú: Các mô men có thể mang dấu dương hoặc dấu âm.

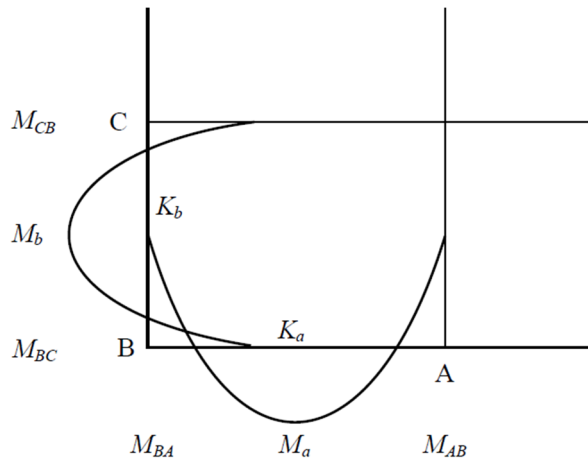
$K_a = EI_a/l_a; K_b = EI_b/l_b$

Nếu  $EI_a = EI_b$  thì:  $K_a = 1/l_a; K_b = 1/l_b$

TCVN  
11820  
Phần 11:  
2025,  
Hình 18

TCVN  
11820  
Phần 11:  
2025,  
Công thức  
(62-67)

Mô men không cân bằng giữa tường ngoài và bản đáy có thể được sử dụng nguyên trạng mà không cần phân bố lại.



TCVN  
11820  
Phần 11:  
2025,  
Hình 17

Nguồn: TCVN 11820-11-2025

**Hình 1.27- Phân bố mô men không cân bằng**

### iii) Vách ngăn

- ✓ Tính toán trong giai đoạn lắp đặt: Tường được tính toán như bản liên kết ba cạnh và tự do một cạnh, nghĩa là tường được giả thiết cố định ở ba cạnh và tự do ở một cạnh.
- ✓ Nhịp tính toán: Nhịp dùng trong tính toán được lấy theo khoảng cách trục giữa các tường.
- ✓ Xem xét sau khi lắp đặt: Sau khi lắp đặt, cần xác minh khả năng tường bị tách khỏi tường ngoài và bản đáy, nhằm đảm bảo tính toàn vẹn kết cấu lâu dài.
- ✓ Lớp bê tông bảo vệ cốt thép: Lớp bảo vệ cho cốt thép chủ thông thường không được nhỏ hơn 5 cm, nhằm đảm bảo độ bền và chống ăn mòn.

### iv) Móng

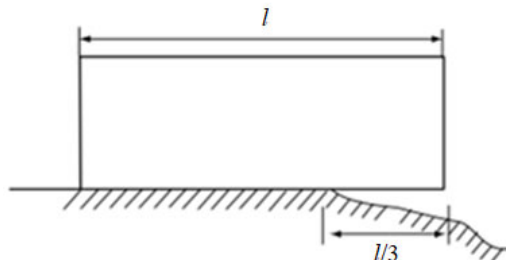
- ✓ Phần móng được tính toán như bản công xôn (cantilever plate).
- ✓ Tiết diện dùng trong tính toán mô men và lực cắt của móng được lấy tại mặt trước của tường, tương ứng với tiết diện A–A trong Hình 1.24. Tuy nhiên, để xác minh phá hoại do kéo chéo (diagonal tension), tiết diện có thể lấy tại chân của mặt trước tường, khi đó chiều cao cấu kiện tại mặt trước tường được xác định theo phần nghiêng thoải hơn độ dốc 1:3 của tiết diện công xôn.
- ✓ Khi  $l/h' < 2$ , cần đánh giá cường độ chịu cắt của dầm sâu (deep beam). Trong trường hợp này, tiết diện xác minh được lấy tại mặt trước của tường (tiết diện A–A trong Hình 1.24). Giảm tải trọng tác dụng lên móng không được xét đến. Ngoài ra, trong cùng tài liệu cũng nêu rằng: “thông thường, chỉ cần đảm bảo an toàn (phá hoại tiết diện)”, tuy nhiên trong trường hợp này, cần xác minh thêm khả năng sử dụng.
- ✓ Việc phân tích ứng suất tại tiết diện A–A khi chịu áp lực vật liệu lấp và phản lực nền là khó thực hiện chính xác. Tuy nhiên, do thân thùng chìm được bao quanh bởi tường ngoài, vách ngăn và bản đáy, nên làm việc như một kết cấu khung. Vì vậy, thân thùng chìm có thể coi là khối cứng, và mô men tác dụng lên móng không ảnh hưởng đáng kể đến thân chính.

Do điều kiện gối tựa của móng được xác định rõ là bản công xôn, nên tiết diện tính toán của phần móng có thể lấy tại mặt trước của tường ngoài.

- ✓ Tuy nhiên, nếu phản lực bản đáy lớn và chiều cao móng đáng kể, thì cần bố trí cốt thép gia cường cho phần thân chính.

#### 11) Xác minh tác động do nền không đều

Khi xảy ra nền không đều do lún lệch sau khi lắp đặt, cần xác minh độ bền của thân thùng chìm bằng cách coi thùng chìm như một dầm công xôn có chiều dài hoặc chiều rộng bằng 1/3 kích thước thùng chìm, như minh họa trong Hình 1.28.



Nguồn: TCVN 11820-6-2023

Hình 1.28- Xác minh tác động do nền không đều

Để xác minh an toàn của cấu kiện đối với lún lệch nền, có thể sử dụng Công thức (1.49). Công thức này xét mô men uốn tác dụng lên tiết diện xác minh được chịu hoàn toàn bởi khả năng chịu uốn của bê tông:

$$\frac{\gamma_i \cdot M_d}{M_{ud}} \leq 1,0 \quad (1.49)$$

Trong đó:

- $\gamma_i$  : hệ số kết cấu (1,0)
- $M_d$  : giá trị thiết kế của mô men uốn
- $M_{ud}$  : khả năng chịu mô men thiết kế

Mô men uốn giới hạn  $M_{ud}$  được xác định theo Công thức (1.50):

$$M_{ud} = f_{bk} Z / \gamma_b \quad (1.50)$$

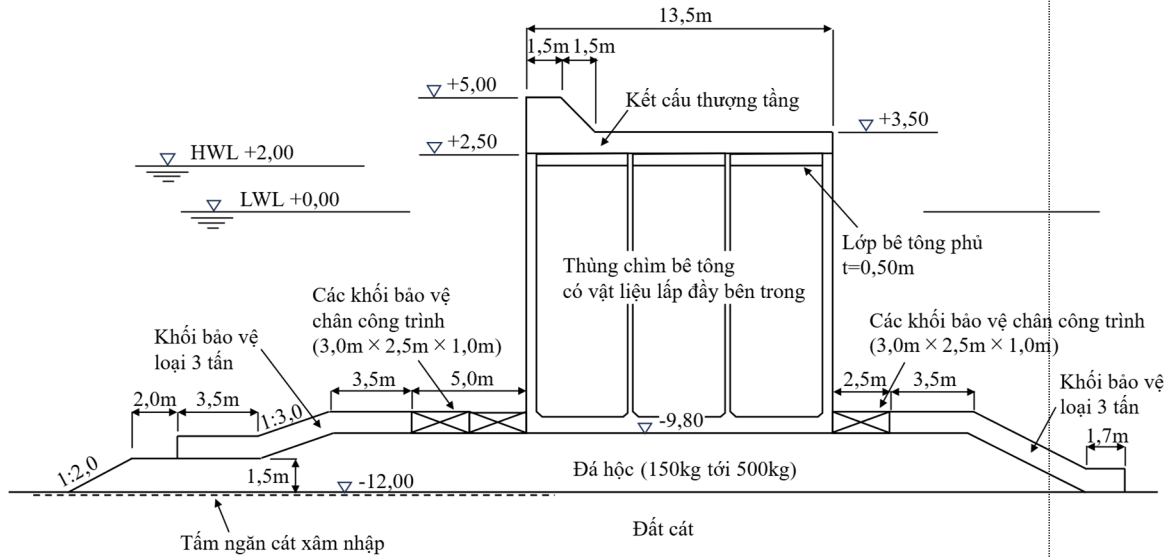
Trong đó:

- $Z$  : mô men chống uốn của tiết diện thùng chìm
- $\gamma_b$  : hệ số cấu kiện (1,1)
- $f_{bk}$  : cường độ chịu uốn thiết kế của bê tông, được tính theo công thức  
 $f_{bk} = 0,42 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$
- $\gamma_c$  : hệ số vật liệu (1,3)

Nếu kết quả xác minh theo phương pháp trên cho thấy cường độ không đủ, có thể tiến hành xác minh theo tiết diện bê tông cốt thép.

TCVN  
11820  
Phần 6:  
2023,  
Hình B.16

## 2. Ví dụ thiết kế



Hình 2.1- Mặt cắt điển hình của thùng chìm để chắn sóng

### 2-1. Điều kiện thiết kế

Trong các ví dụ thiết kế, ký hiệu  $\gamma$  được sử dụng cho cả hệ số thành phần  $\gamma$  và trọng lượng riêng  $\gamma$ . Cần phân biệt rõ ràng và sử dụng đúng ý nghĩa trong từng trường hợp.

#### (1) Mục triều

H.W.L. + 2,00 m

L.W.L.  $\pm 0,00$  m

#### (2) Sóng thiết kế

Mức nước	An toàn (Phá hoại tiết diện)		Khả năng sử dụng
	H.W.L.	L.W.L.	M.S.L
$H_{1/3}$ (m)	4,00	3,80	2,10
$H_D = H_{max}$ (m)	7,20	6,84	3,80
$T$ (giây)	10,0	10,0	6,90

- Phá hoại mới

$H_{1/3}$ (m)	$H_D = H_{max}$ (m)	$T$ (giây)	tần suất xuất hiện (chu kỳ)
0,280	0,5	4,170	366.050.026
1,830	1,5	6,060	7.697.893
1,390	2,5	6,420	767.537
1,940	3,5	6,760	96.475
2,500	4,5	6,980	12.379
3,060	5,5	7,430	1.466
3,610	6,5	7,920	30

### (3) Điều kiện địa chất nền

Đáy biển -12,0 m (độ dốc đáy:  $i = 1/100$ )

Đất cát

$$\begin{aligned}\varphi &= 30^\circ \\ \gamma_t &= 18 \text{ kN/m}^3, \gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma' &= 10 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

-30.00

Đất cát

$$\begin{aligned}\varphi &= 35^\circ \\ \gamma_t &= 18 \text{ kN/m}^3, \gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma' &= 10 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

- Lớp đá học

$$\varphi = 40^\circ$$

$$\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3, \gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$$

### (4) Hệ số ma sát giữa thùng chìm và lớp đá học

$$f = 0,6$$

### (5) Hệ số động đất dùng cho xác minh

Hệ số động đất vùng giả định 0,08 ứng với động đất mức 1. Hệ số điều kiện nền 1,2 cho nền loại C, Hệ số tầm quan trọng 1,0 cho kết cấu bền.

Hệ số động đất ( $k_n$ ) = Hệ số động đất vùng ( $k_{nt}$ )  $\times$  Hệ số điều kiện nền ( $\gamma_s$ )  $\times$  Hệ số tầm quan trọng ( $\gamma_i$ ) =  $0,08 \times 1,2 \times 1,0 = 0,096$

Các lực tác dụng trong điều kiện động đất nhỏ hơn so với lực do sóng; do đó bỏ qua tính toán ở điều kiện động đất trong ví dụ thiết kế này.

### (6) Trọng lượng riêng

**Bảng 2.1- Trọng lượng riêng**

Vật liệu	Trọng lượng riêng (kN/m <sup>3</sup> )
Bê tông cốt thép	24,0
Bê tông thường	22,6
Cát lấp (bão hòa)	20,0
Nước biển	10,1

Ghi chú: Giá trị cho cát lấp cần xác định theo kết quả thí nghiệm khối lượng thể tích.

### (7) Hệ số thành phần

#### 1) Trạng thái ngắn hạn/ tạm thời của sóng

i) Trượt thân đê

$$\gamma_R = 0,83 \text{ (thành phần sức kháng)}$$

$$\gamma_S = 1,08 \text{ (thành phần tải trọng)}$$

$$m = 1,00 \text{ (hệ số điều chỉnh)}$$

ii) Lật thân đê

$$\gamma_R = 0,95 \text{ (thành phần sức kháng)}$$

$$\gamma_S = 1,14 \text{ (thành phần tải trọng)}$$

$$m = 1,00 \text{ (hệ số điều chỉnh)}$$

iii) Sức chịu tải đối với tải trọng lệch tâm – nghiêng

$\gamma_R = 1,00$  (thành phần sức kháng)  
 $\gamma_S = 1,00$  (thành phần tải trọng)  
 $m = 1,00$  (hệ số điều chỉnh)

## 2) Trạng thái dài hạn

i) Trượt tròn (đối với nền không dính)  
 $\gamma_R = 0,83$  (thành phần sức kháng)  
 $\gamma_S = 1,01$  (thành phần tải trọng)  
 $m = 1,00$  (hệ số điều chỉnh)

## 2-2. Yêu cầu thiết kế

### (1) Xác định cao độ đỉnh thùng chìm

Đối với khu vực ngoài khơi, cao độ đỉnh thùng chìm lấy D.L. + 2,50 m, do thông thường nên chọn  $\geq$  H.W.L. + 2,00 m để thuận lợi cho thi công kết cấu thượng tầng/ phần trên/ phần trên.

### (2) Chiều dày bê tông phủ

Chiều dày bê tông phủ lấy 0,5 m, xét trường hợp thùng chìm đặt trong điều kiện sóng khắc nghiệt.

### (3) Hình dạng kết cấu thượng tầng/ phần trên/ phần trên

Tại cảng này, lưu lượng tràn sóng cho phép đã được xác minh bằng mô hình thủy lực, và cao trình đỉnh đê được chọn +5,0 m, lớn hơn giá trị tính toán H.W.L. +  $0,6 \cdot H_{1/3} = 2,0 + 0,6 \times 4,0 = 4,4$  m.

Bê tông thượng tầng/ phần trên thi công 2 giai đoạn. Giai đoạn 1: đổ đến +3,5 m. Giai đoạn 2: đổ bổ sung đến +5,0 m (cao trình đỉnh cuối). Hình dạng dạng parapet để tăng ổn định tổng thể của đê chắn sóng.

### (4) Khối bảo vệ chân

Bố trí: 2 khối phía biển của đoạn tường thẳng đứng, 1 khối phía trong cảng. Dạng rỗng: Mỗi khối có lỗ rỗng, đạt tỷ lệ rỗng khoảng 10% (tỷ số diện tích lỗ/ diện tích bề mặt khối) nhằm giảm lực nâng. Xác định hình dạng theo Công thức (2.1)

$$t = d_f \left( \frac{h'}{h} \right)^{-0,787} \cdot H_{1/3} \quad (2.1)$$

Trong đó:

$t$  : chiều dày yêu cầu của khối bảo vệ chân (m)  
 $H_{1/3}$  : chiều cao sóng có ý nghĩa (m)  
 $d_f$  : 0,18 tại thân đê, 0,21 tại đầu đê  
 $h'$  : độ sâu tại đỉnh lớp đá hộc (không kể khối bảo vệ) (m)  
 $h$  : độ sâu thiết kế (m)  
 (Phạm vi áp dụng:  $h'/h = 0,4$  đến 1,0)

Chiều dày yêu cầu  $t$  được xác minh tại mực nước thấp (L.W.L.), là trường hợp bất lợi để xác định chiều dày, như sau::

$$t = d_f (h'/h)^{-0,787} \times H_{1/3} = 0,18 \times (9,80/12,0)^{-0,787} \times 4,0 = 0,844 \text{ (m)}$$

Từ kết quả trên, kích thước lựa chọn cho khối bảo vệ chân:

Kích thước:  $L(m) \times b(m) \times t(m) = 3,0 \times 2,5 \times 1,0$

Dạng rỗng,  $W = 15,64$  (t/khối)

### (5) Khối bảo vệ

Khối lượng yêu cầu của khối bảo vệ có thể được ước tính theo công thức Hudson, dựa trên số ổn định  $N_s$ . Vì  $\gamma_{Ns}$  và  $\gamma_H$  là 1,0, nên giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế là như nhau.

$$M_d = \frac{\rho_r H_d^3}{N_{Sd}^3 (S_r - 1)^3} \quad (2.2)$$

Trong đó:

- $M$  : khối lượng yêu cầu của đá học hoặc khối bê tông (t)
- $\rho_r$  : khối lượng riêng của đá học hoặc khối bê tông ( $2,30 \text{ t/m}^3$ )
- $H$  : chiều cao sóng dùng cho tính toán ổn định (m)  
 $H_d = \gamma_H \times H_k = 1,0 \times 4,0 = 4,0$  (m)
- $N_s$  : số ổn định, xác định chủ yếu theo hình dạng, độ dốc và mức độ hư hại cho phép của khối bảo vệ.  
trong trường hợp này,  $N_s^3$  được giả định là 112 (theo thông số trong tài liệu)
- $S_r$  : tỷ trọng tương đối của đá học hoặc khối bê tông so với nước biển ( $\rho_r / \rho_o = 2,30 / 1,03 = 2,233$ )
- $\rho_o$  : khối lượng riêng của nước biển  $1,03 \text{ (t/m}^3)$

$$\begin{aligned} M_d &= \frac{\rho_r H_d^3}{N_{Sd}^3 (S_r - 1)^3} \\ &= \frac{2,3 \times 4,0^3}{112 \times (2,3/1,03 - 1)^3} \\ &= 0,701 \text{ (tấn)} \end{aligned}$$

Khối lượng yêu cầu tối thiểu của khối bảo vệ là 1 tấn, nhưng khối 3 tấn (cao hơn hai cấp) được chọn theo hướng an toàn bảo thủ.

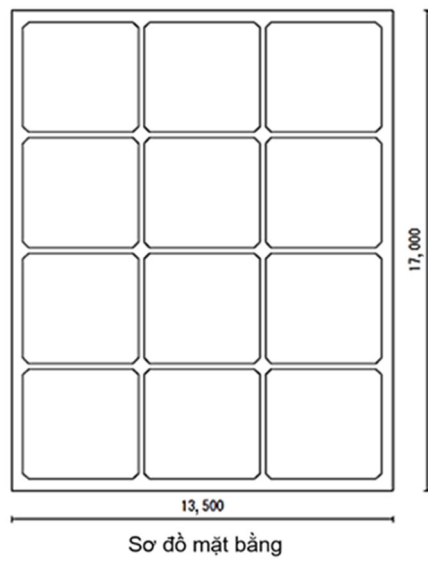
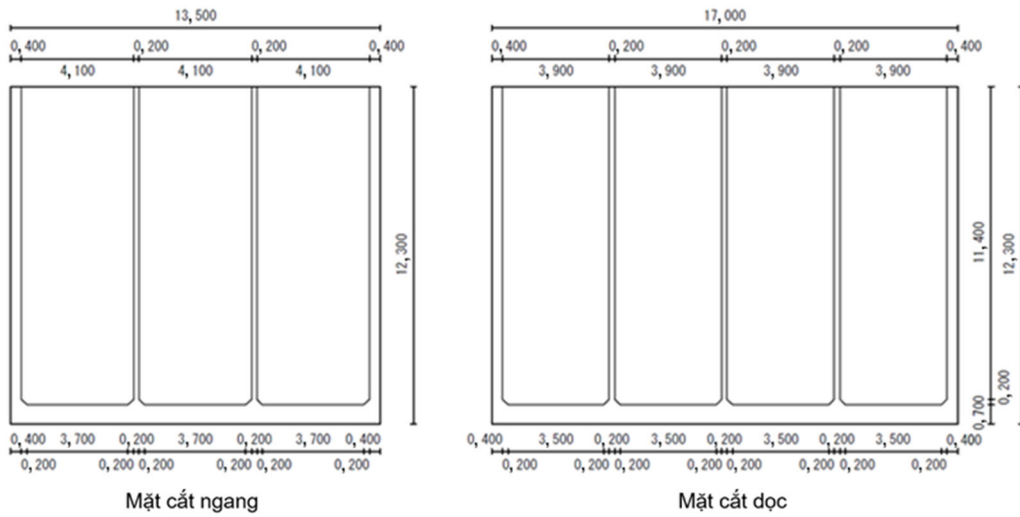
### (7) Đá học

Khối lượng yêu cầu tối thiểu của đá học bằng 1/20 khối lượng khối bảo vệ.

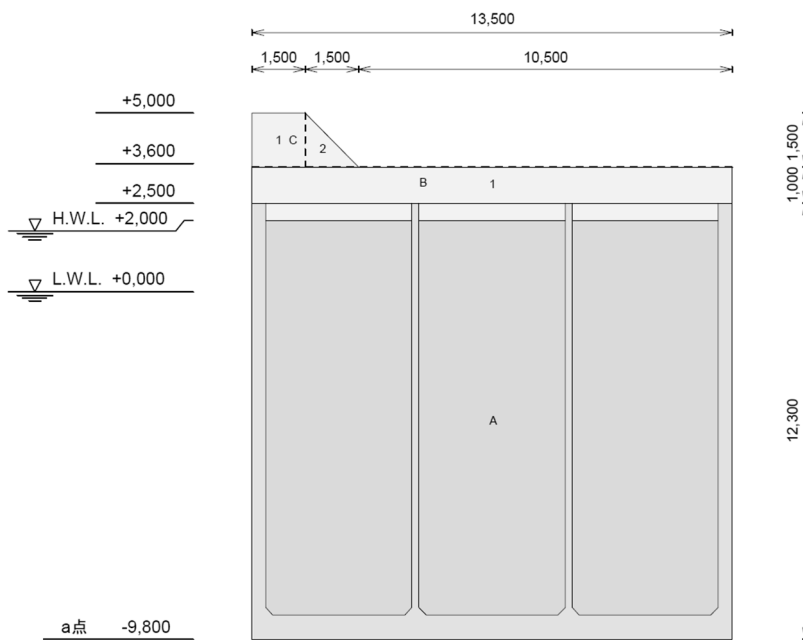
$$M_d = 1/20 \times 3.000 = 150 \text{ (kg)} \rightarrow 150 \text{ đến } 500 \text{ (kg)}$$

### 2-3. Giả thiết mô hình thùng chìm và mặt cắt thiết kế

Giả định mặt cắt thiết kế của thùng chìm như thể hiện trong Hình 2.2 và Hình 2.3.



**Hình 2.2- Mô hình thùng chìm giả định**



## 2-4. Giá trị đặc trưng của tải trọng thiết kế

### (1) Trọng lượng bản thân và mô men

#### 1) Kết cấu thượng tầng/ phần trên

Trọng lượng và mô men của kết cấu thượng tầng/ phần trên được trình bày trong Bảng 2.2.

**Bảng 2.2- Giá trị đặc trưng của trọng lượng và mô men kết cấu thượng tầng/ phần trên/ phần trên**

Tên	Kích thước (m)	SL	V (m <sup>3</sup> ) W (kN)	x (m) y (m)	W·x (kN·m) W·y (kN·m)
Kết cấu thượng tầng	13,500 × 1,000 ×	1	229,500 5.186,700	6.750 12.800	35,010.225 66,389.760
Kết cấu thượng tầng	1,500 × 1,500 × ×1/2	1	19,125 432,225	2.000 13.800	864.450 5,964.705
Kết cấu thượng tầng	1,500 × 1,500 ×	1	38,250 864,450	0.750 14.050	648.338 12,145.523
Tổng			286,875 6.483,375	5,633 13,033	36,523.013 84,499.988
Trọng lượng trên mỗi mét W(kN/m) (L=17.000)			381,375		

Ghi chú:  $\gamma=22,6$  (kN/m<sup>3</sup>)

#### 2) Thùng chìm

Trọng lượng và mô men của thùng chìm được trình bày trong Bảng 2.3.

**Bảng 2.3- Giá trị đặc trưng của trọng lượng và mô men thùng chìm**

Tên	Kích thước (m)	SL	V (m <sup>3</sup> ) W (kN)	x (m) y (m)	W·x (kN·m) W·y (kN·m)
Bản đáy	13,500 × 17,000 × 0,	1	160,650 3.855,600	6.750 0.350	26,025.300 1,349.460
Tường dọc	0,400 × 17,000 × 11,	2	157,760 3.786,240	6.750 6.500	25,557.120 24,610.560
Tường ngang	12,700 × 0,400 × 11,	2	117,856 2.828,544	6.750 6.500	19,092.672 18,385.536
Vách ngăn dọc	0,200 × 16,200 × 11,	2	75,168 1.804,032	6.750 6.500	12,177.216 11,726.208
Vách ngăn ngang	12,300 × 0,200 × 11,	3	85,608 2.054,592	6.750 6.500	13,868.496 13,354.848
Gờ đứng	0,200 × 0,200 × 11,6 ×1/2	48	11,136 267,264	6.750 6.500	1,804.032 1,737.216
Gờ ngang dọc	0,200 × 14,000 × 0,2 ×1/2	6	1,680 40,320	6.750 0.767	272.160 30.925
Gờ ngang ngang	11,100 × 0,200 × 0,2 ×1/2	8	1,776 42,624	6.750 0.767	287.712 32.693
Gờ góc	0,200 × 0,200 × 0,20 ×1/3	48	0,128 3,072	6.750 0.775	20.736 2.381
Tổng cộng			611,762 14.682,28	6,750 4,851	99,105.444 71,229.827
Trọng lượng trên mỗi mét W(kN/m) (L=17,000)			863,664		

Ghi chú:  $\gamma=24,0$  (kN/m<sup>3</sup>)

### 3) Bê tông phủ

Trọng lượng và mô men của bê tông phủ được trình bày trong Bảng 2.4.

**Bảng 2.4- Giá trị đặc trưng của trọng lượng và mô men bê tông phủ**

Tên hạng mục	Kích thước (m)	SL	V (m <sup>3</sup> ) W (kN)	x (m) y (m)	W·x (kN·m) W·y (kN·m)
Bê tông phủ	4,100 × 3,900 × 0,500	12	95,940 2.168,244	6,750 12,050	14,635,647 26,127,340
Gờ đứng	0,200 × 0,200 × 0,500 ×1/2	48	-0,480 -10,848	6,750 12,050	-73,224 -130,718
Tổng cộng			95,460 2.157,396	6,750 12,050	14,562,423 25,996,622
Trọng lượng trên mỗi mét W(kN/m) (L=17,000)			126,906		

Ghi chú:  $\gamma=22,6$  (kN/m<sup>3</sup>)

### 4) Vật liệu lấp

Trọng lượng và mô men của vật liệu lấp được trình bày trong Bảng 2.5.

**Bảng 2.5- Giá trị đặc trưng của trọng lượng và mô men vật liệu lấp**

Tên hạng mục	Kích thước (m)	SL	V (m <sup>3</sup> ) W (kN)	x (m) y (m)	W·x (kN·m) W·y (kN·m)
Vật liệu lấp	4,100 × 3,900 × 11,100	12	2.129,868 42.597,36	6,750 6,250	287.532,180 266.233,500
Gờ đứng	0,200 × 0,200 × 11,100 ×1/2	48	-10,656 -213,120	6,750 6,250	-1.438,560 -1.332,000
Gờ ngang – Ngang	3,700 × 0,200 × 0,200 ×1/2	24	-1,776 -35,520	6,750 0,767	-239,760 -27,244
Gờ ngang – Dọc	0,200 × 3,500 × 0,200 ×1/2	24	-1,680 -33,600	6,750 0,767	-226,800 -25,771
Gờ góc	0,200 × 0,200 × 0,200 ×1/3	48	-0,128 -2,560	6,750 0,775	-17,280 -1,984
Tổng cộng			2.115,628 42.312,56	6,750 6,259	285.609,780 264.846,501
Trọng lượng trên một mét W(kN/m) (L=17,000)			2.488,974		

Chú thích:  $\gamma_{sat}=20,0$  (kN/m<sup>3</sup>)

## (2) Giá trị đặc trưng của tải trọng thiết kế

### 1) Trọng lượng và mô men thân đê chắn sóng

Giá trị đặc trưng của trọng lượng và mô men thân đê chắn sóng trên 1 mét được trình bày trong Bảng 2.6.

**Bảng 2.6- Giá trị đặc trưng của trọng lượng và mô men thân đê chắn sóng**

TT	Tên	W (kN/m)	x (m)	W·x (kN·m/m)
A	Thùng chìm	863,664	6,750	5.829,732
A	Bê tông phủ	126,906	6,750	856,616
A	Vật liệu lấp	2.488,974	6,750	16.800,575
B,C	Kết cấu phần trên	381,375	7,867	3.000,125
Điểm a (-9,800m)		3,860,919		26.487,048

## 2) Lực nổi và mô men

Giá trị đặc trưng của lực nổi trên mỗi mét được trình bày như sau:

H.W.L.

Hạng mục	Kích thước (m)	SL	$P_B$ (kN/m)	x (m)	$P_B \cdot x$ (kN·m/m)
Thùng chìm	13,500 × 11,800 × 10,100	1	1.608,930	6,750	10.860,278
Tổng			1.608,930	6,750	10.860,278

L.W.L.

Hạng mục	Kích thước (m)	SL	$P_B$ (kN/m)	x (m)	$P_B \cdot x$ (kN·m/m)
Thùng chìm	13,500 × 9,800 × 10,100	1	1.336,230	6,750	9.019,553
Tổng			1.336,230	6,750	9.019,553

## (3) Lực sóng và mô men

Lực sóng được tính theo công thức Goda. Ví dụ tính tại thời điểm H.W.L. và đỉnh sóng như sau:

Chiều cao sóng thiết kế HD và chu kỳ trong công thức Goda lần lượt là chiều cao và chu kỳ của sóng lớn nhất. Chiều cao sóng thiết kế được xác định như sau:

$$H_D = 1,8 \times H_{1/3} = 1,8 \times 4,0 = 7,20 \text{ (m)}$$

Chu kỳ của sóng thiết kế là 10,0 giây, độ sâu nước  $h = 14,00$  m, và chiều dài sóng  $L = 106,140$  m.

$$h_b = 14,00 + 5 \times 4,0 \times 1/100 = 14,20 \text{ (m)}$$

$$d = 10,80 \text{ (m) (cao trình đỉnh khối bảo vệ chân công trình)}$$

### 1) Hệ số lực sóng đập

Khi mái dốc đá có cao độ lớn và sóng đập vỡ vào mái, hệ số  $\alpha_2$  được tổng quát hóa thành  $\alpha^*$ , và cần sử dụng giá trị lớn hơn giữa  $\alpha_2$  hoặc  $\alpha_l$ .

$$\alpha^* = \max \{ \alpha_2, \alpha_l \}$$

Trong đó  $B_M$  là bề rộng khối đá mái dốc, và  $L$  là chiều dài sóng tại độ sâu nơi công trình chắn sóng được xây dựng.

$$B_M = 8,50 \text{ (m)}$$

$$B_M/L = 8,50/106,140 = 0,080$$

$$(h - d)/h = (14,00 - 10,80)/14,00 = 0,229$$

$$\bar{\delta}_{11} = 0,93 \times (0,080 - 0,12) + 0,36 \times (0,229 - 0,6) = -0,1708$$

$$\bar{\delta}_{22} = -0,36 \times (0,080 - 0,12) + 0,93 \times (0,229 - 0,6) = -0,3306$$

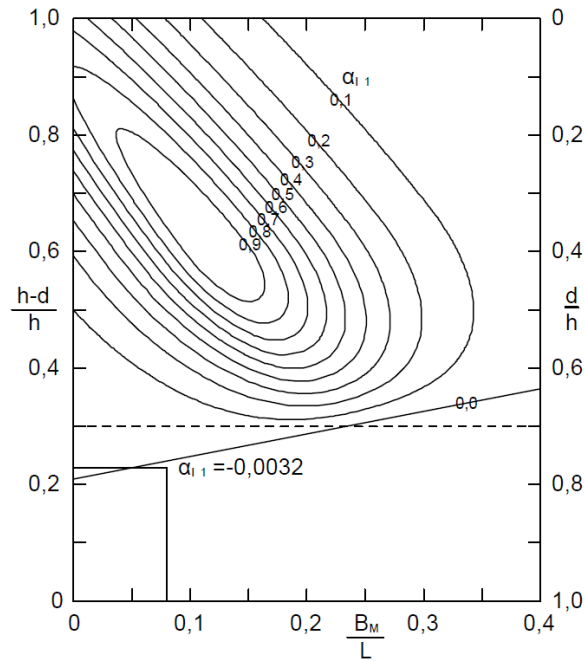
$$\bar{\delta}_1 = 20 \times (-0,1708) = -3,4160$$

$$\bar{\delta}_2 = 4,9 \times (-0,3306) = -1,6199$$

$$\alpha_{11} = \cos(-1,6199) / \cosh(-3,4160) = -0,0032$$

$$\alpha_{10} = 10,60 / 10,40 = 1,019$$

$$\alpha_{11} \leq 0 \text{ dẫn đến } \alpha_l = 0$$



Hình 2.4- Hệ số lực sóng đập

2) Lực sóng theo công thức Goda

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

$$= 0,6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4 \pi \times 14,000 / 106,140}{\sinh (4 \pi \times 14,000 / 106,140)} \right]^2 = 0,815$$

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

$$= \min \left\{ \frac{14,200 - 10,800}{3 \times 14,200} \left( \frac{7,20}{10,800} \right)^2, \frac{2 \times 10,800}{7,200} \right\}$$

$$= \min \{0,035, 3,00\} = 0,035$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh (2 \pi h / L)} \right] \quad (h' > 0)$$

$$= 1 - \frac{11,80}{14,00} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh (2 \pi \times 14,00 / 106,140)} \right] = 0,775$$

$$\alpha^* = \max \{ \alpha_2, \alpha_i \} = \alpha_2 = 0,035$$

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

$$= 0,75 \times (1 + \cos 0) \times 0,8 \times 7,20 = 10,800 \text{ (m)}$$

$$p_1 = 0,5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) w_0 H_D$$

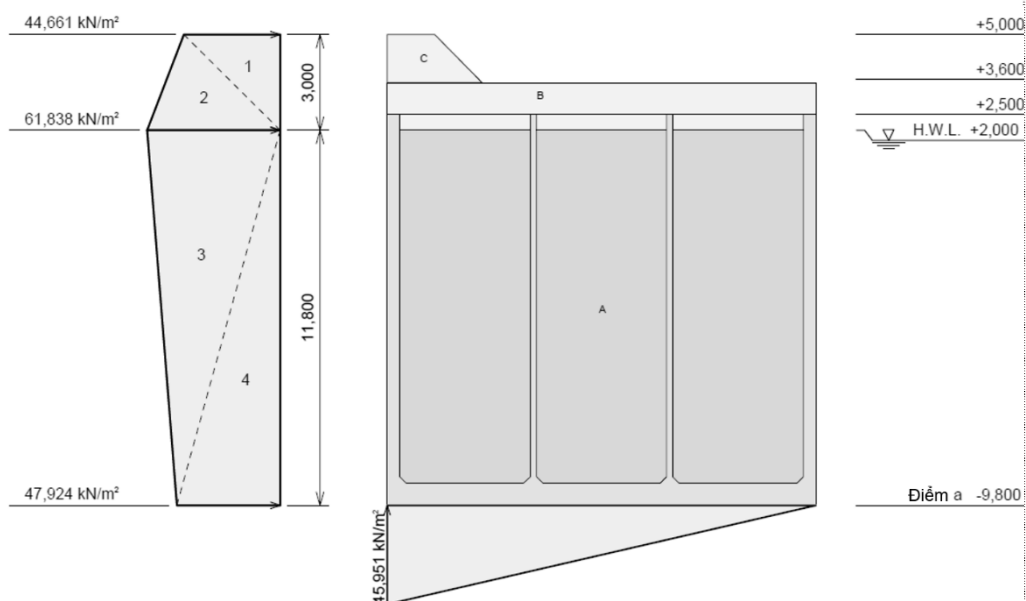
$$= 0,5 \times (1 + \cos 0) \times (0,815 \times 1,00 + 0,035 \times 1,000 \times \cos^2 0) \times 1,03 \times 9,81 \times 7,20 = 61,838 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_2 = p_1 / \cosh (2 \pi h / L) = 61,838 / \cosh (2 \times \pi \times 14,00 / 106,140) = 45,351 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 = 0,775 \times 61,838 = 47,924 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_u = 0,5(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \lambda_3 w_0 H_D = 0,5 \times (1 + \cos 0) \times 0,815 \times 0,775 \times 1,00 \times 1,03 \times 9,81 \times 7,20 = 45,951 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Hình 2.5 thể hiện phân bố áp lực sóng được tính toán theo công thức của Goda. Lực sóng và mô men được trình bày trong Bảng 2.4.



Hình 2.5- Biểu đồ phân bố áp lực sóng (đỉnh sóng)  
 Bảng 2.7- Lực sóng và mô men (tại đỉnh sóng)

Lực sóng và mô men

TT	Công thức tính toán	$P_H$ (kN/m)	$y$ (m)	$P_H \cdot y$ (kN·m/m)
1	$1/2 \times 44,661 \times 3,000$	66,992	13,800	924,4908
2	$1/2 \times 61,838 \times 3,000$	92,757	12,800	1.187,2905
3	$1/2 \times 61,838 \times 11,800$	364,844	7,867	2.870,2288
4	$1/2 \times 47,924 \times 11,800$	282,752	3,933	1.112,0641
Điểm a (-9,800m)		807,345		6.094,0720

Lực nâng và mô men

	Công thức tính toán	$P_U$ (kN/m)	$x$ (m)	$P_U \cdot x$ (kN·m/m)
Điểm a (-9,800m)	$1/2 \times 45,951 \times 13,500$	310,169	9,000	2.791,521

### 3) Lực sóng âm

Các lực sóng tác dụng lên đáy sóng được thể hiện bên dưới:

$$p_n = 0,5w_oH_D$$

$$= 0,5 \times 1,03 \times 9,81 \times 7,20 = 36,375 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_u = p_n = 0,5w_oH_D$$

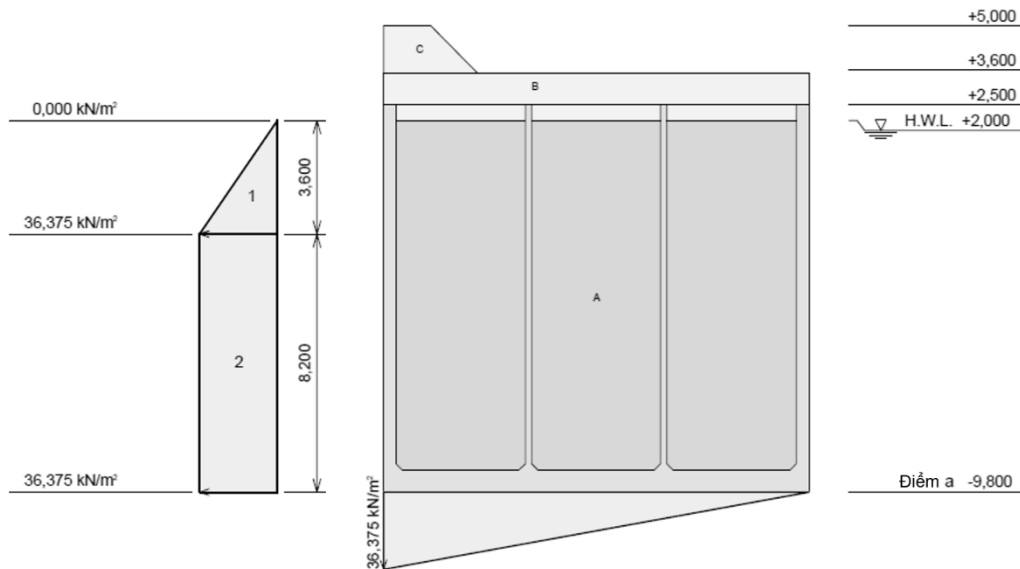
$$= 0,5 \times 1,03 \times 9,81 \times 7,20 = 36,375 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Lực sóng và mô men

TT	Công thức tính toán	$P_H$ (kN/m)	$y$ (m)	$P_H \cdot y$ (kN·m/m)
1	$1/2 \times 36,375 \times 3,600$	65,475	9,400	615,465
2	$36,375 \times 8,200$	298,275	4,100	1.222,928
Điểm a (-9,800m)		363,750		1.838,393

Lực nâng và mô men

	Công thức tính toán	$P_U$ (kN/m)	$x$ (m)	$P_U \cdot x$ (kN·m/m)
Điểm a (-9,800m)	$1/2 \times 36,375 \times 13,500$	245,531	4,500	1.104,890



Hình 2.6- Biểu đồ phân bố áp lực sóng (tại đáy sóng)

## 2-5. Xác minh ổn định

Ví dụ tính tại thời điểm H.W.L. và đỉnh sóng như sau:

### (1) Xác minh trượt/lật của thùng chìm

Điểm a (-9,800m)

	V (kN/m)	H (kN/m)	M <sub>V</sub> (kN·m/m)	M <sub>H</sub> (kN·m/m)
Áp lực sóng	—	807,345	—	6.094,072
Lực nâng	-310,169	—	-2.791,521	—
Trọng lượng tường	3.860,919	—	26.487,048	—
Lực nổi	-1.608,930	—	-10.860,278	—
Tổng cộng	1.941,820	807,345	12.835,249	6.094,072

#### 1) Xác minh ổn định trượt

Thành phần sức kháng  $R_d = \gamma_R \cdot f \cdot V = 0,83 \times 0,60 \times 1.941,820 = 967,026$  (kN/m)

Thành phần tải trọng  $S_d = \gamma_S \cdot H = 1,08 \times 807,345 = 871,933$  (kN/m)

$m \cdot S_d / R_d = 1,00 \times 871,933 / 967,026 = 0,902 \leq 1,00$  O.K

#### 2) Xác minh ổn định lật

Thành phần sức kháng  $R_d = \gamma_R \cdot M_V = 0,95 \times 12.835,249 = 12.193,487$  (kN·m/m)

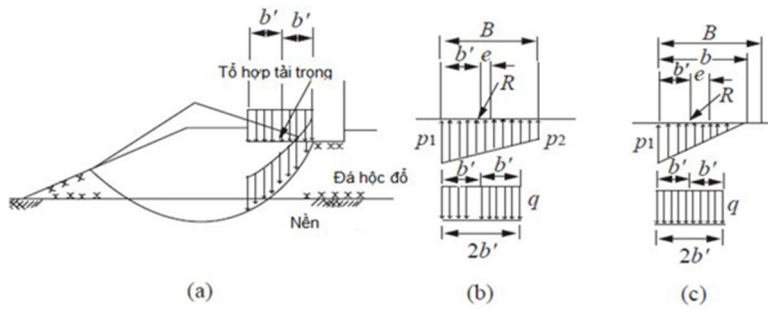
Thành phần tải trọng  $S_d = \gamma_S \cdot M_H = 1,14 \times 6.094,072 = 6,947,242$  (kN·m/m)

$m \cdot S_d / R_d = 1,00 \times 6.947,242 / 12.193,487 = 0,570 \leq 1,00$  O.K

### (2) Xác minh ổn định về sức chịu tải của nền móng

Việc xác minh phá hoại sức chịu tải nền móng được thực hiện theo phương pháp Bishop.

Trường hợp phản lực nền phân bố hình thang	$q = -\frac{(p_1+p_2)}{4 b'} B$
Trường hợp phản lực nền phân bố tam giác	$q = -\frac{p_1 b}{4 b'}$



Hình 2.7- Phân tích sức chịu tải đối với tải trọng lệch tâm và nghiêng

### 1) Tham số sức kháng trong phương pháp Bishop

Theo báo cáo của Viện Nghiên cứu Cảng và Sân bay Nhật Bản (PARI), khi phân tích mặt trượt tròn theo phương pháp Bishop cho vật liệu mái đá và đất nền, việc sử dụng tham số sức kháng cắt thu được từ thí nghiệm nén ba trục cho độ chính xác cao. Trường hợp không thực hiện thí nghiệm, giá trị điển hình dùng cho vật liệu mái đá là lực dính kết  $c = 20,0 \text{ kN/m}^2$  và góc ma sát trong  $\varphi = 35^\circ$ . Đối với đất nền, giá trị tiêu chuẩn:  $\varphi = 40^\circ$  cho cát với giá trị  $N < 10$ , và  $\varphi = 45^\circ$  cho  $N \geq 10$ . Khi đất nền là đất dính, thực hiện xác định tham số sức kháng theo đặc trưng cắt của đất.

Bảng 2.8- Giá trị đặc trưng điều kiện nền phục vụ xác minh sức chịu tải (phương pháp Bishop)

	Trọng lượng bão hòa $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Trọng lượng trong nước $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Góc kháng cắt $\varphi'_k$ (°)	Lực dính kết	
				$c'_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	Hệ số chính của lực dính
Móng Mái đá đỏ	20,00	10,00	35,00 ( $\tan \varphi'_k = 0,700$ )	20,00	0,00
Đệm cát	20,00	10,00	40,00 ( $\tan \varphi'_k = 0,839$ )	0,00	0,00

### 2) Phân bố tải trọng phản lực nền thẳng đứng của bản đáy thùng chìm

Dạng phân bố phản lực nền thẳng đứng của bản đáy thùng chìm

$$x = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{\sum M_V - \sum M_H}{\sum V} = \frac{12.835,249 - 6.094,072}{1.941,820} = 3,472 \text{ (m)}$$

$$e = B/2 - x = 13,500/2 - 3,472 = 3,278 \text{ (m)}$$

$$e > B/6 = 13,500 / 6 = 2,250 \text{ (m)}$$

Vì vậy, dạng phân bố là tam giác, và

$$p_1 = \frac{2 \sum V}{3(B/2 - e)} = \frac{2 \times 1.941,820}{3 \times (13,500/2 - 3,278)} = 372,854 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Bề rộng phân bố } b' = 3(B/2 - e) = 3 \times (13,500/2 - 3,278) = 10,416 \text{ (m)}$$

Tính bề rộng tải quy đổi.

$$2b' = \frac{2\sum M}{\sum V} = \frac{2(\sum V \cdot x - \sum H \cdot y)}{\sum V} = \frac{2 \times (12.835,249 - 6.094,072)}{1.941,820} = 6,944 \text{ (m)}$$

Giá trị trung bình của tải phân bố đều tương đương

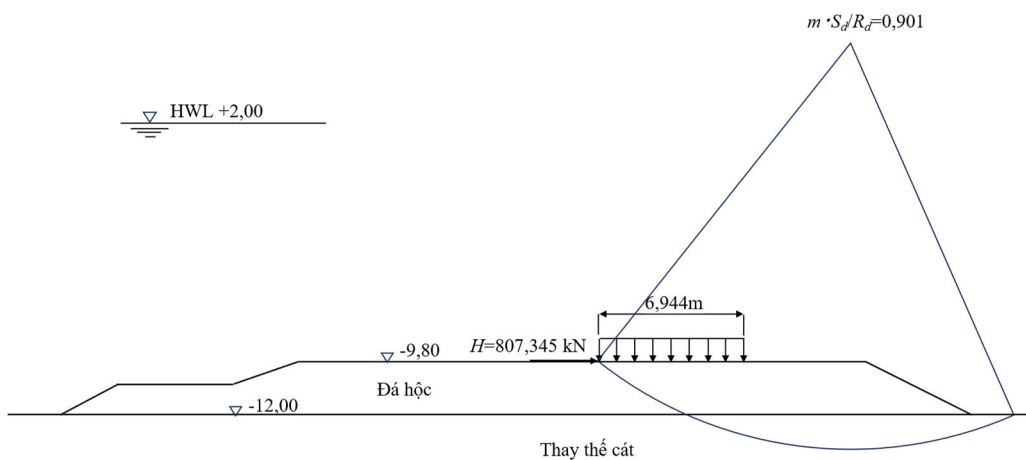
$$q = \frac{\sum V}{2b'} = \frac{1.941,820}{6,944} = 279,641 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Lực ngang

$$H = 807,345 \text{ (kN/m)}$$

### 3) Kết quả xác minh

Trong xác minh sức chịu tải của nền móng, hệ số điều chỉnh m được xét đến. Hình 2.8 trình bày kết quả xác minh đối với tình trạng ngắn hạn liên quan đến tác động của sóng, đây là trường hợp bất lợi nhất.



**Hình 2.8- Xác minh sức chịu tải bằng phương pháp Bishop (Trạng thái ngắn hạn/ tạm thời: Tác động sóng)**

### (3) Xác minh phá hoại trượt tròn của nền móng

Việc xác minh được thực hiện đối với phá hoại trượt tròn của nền móng trong Trạng thái lâu dài/ thường xuyên.

$$\sum M = W \cdot x - P_B \cdot x = 26.487,048 - 9.019,553 = 17.467,495 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$\sum V = W - P_B = 3.860,919 - 1.336,230 = 2.524,689 \text{ (kN/m)}$$

$$x = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{17.467,495}{2.524,689} = 6,919 \text{ (m)}$$

$$e = B/2 - x = 13,500/2 - 6,919 = -0,169 \text{ (m)}$$

$$e < B/6 = 13,500 / 6 = 2,250 \text{ (m)}$$

Do đó, phân bố phản lực nền được giả định có dạng hình thang, và

$$p_2 = \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \frac{\sum V}{B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,169}{13,500}\right) \times \frac{2.524,689}{13,500} = 172,967 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

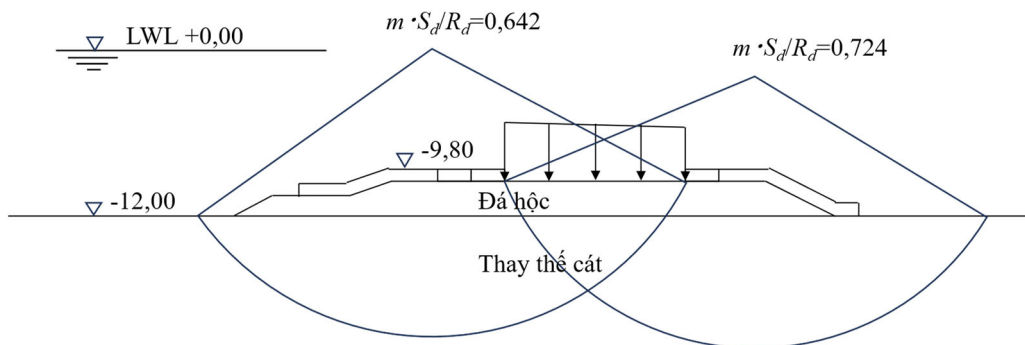
$$p_1 = \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \frac{\sum V}{B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,169}{13,500}\right) \times \frac{2.524,689}{13,500} = 201,061 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

**Bảng 2.9- Giá trị đặc trưng của điều kiện nền phục vụ xác minh phá hoại trượt tròn của nền móng**

	Trọng lượng bão hòa $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Trọng lượng tự nhiên $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	Trọng lượng trong nước $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Góc kháng cắt $\varphi'_k$ (°)	Lực dính kết	
					$c'_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	Hệ số chính của lực dính kết
Mái đá	20,00	18,00	10,00	40,00	0,00	0,00
Cát	20,00	18,00	10,00	30,00	0,00	0,00
Cát	20,00	18,00	10,00	35,00	0,00	0,00

**Bảng 2.10- Xác minh phá hoại trượt tròn của nền móng**

Trạng thái	Thành phần sức kháng $R_d$ (kN.m)	Thành phần Tải trọng $S_d$ (kN.m)	Hệ số điều chỉnh $m$	Tỷ số giữa tải trọng tác dụng và sức kháng $m \cdot S_d / R_d$
Trạng thái lâu dài/ thường xuyên	41.990,8	30.380,6	1,0	0,724



**Hình 2.9- Xác minh phá hoại trượt tròn của nền móng (Trạng thái lâu dài/ thường xuyên)**

#### (4) Xác minh ổn định trong điều kiện nổi

##### 1) Trọng lượng và mô men

**Bảng 2.11- Các giá trị đặc trưng của trọng lượng và mô men của thùng chìm**

Hạng mục	Kích thước (m)	SL	V (m <sup>3</sup> ) W (kN)	x (m) y (m)	W·x (kN·m) W·y (kN·m)
Bản đáy	13,500 × 17,000 × 0,700	1	160,650 3.855,600	6,750 0,350	26,025.300 1,349.460
Tường bên Dọc	0,400 × 17,000 × 11,600	2	157,760 3.786,240	6,750 6,500	25,557.120 24,610.560
Tường bên Ngang	12,700 × 0,400 × 11,600	2	117,856 2.828,544	6,750 6,500	19,092.672 18,385.560
Vách ngăn Dọc	0,200 × 16,200 × 11,600	2	75,168 1.804,032	6,750 6,500	12,177.216 11,726.208
Vách ngăn Ngang	12,300 × 0,200 × 11,600	3	85,608 2.054,592	6,750 6,500	13,868.496 13,354.848
Gờ dọc	0,200 × 0,200 × 11,600 ×1/2	48	11,136 267,264	6,750 6,500	1,804.032 1,737.216

Gờ ngang Dọc	0,200 × 14,000 × 0,200 ×1/2	6	1,680 40,320	6,750 0,767	272.160 30.925
Gờ ngang Ngang	11,100 × 0,200 × 0,200 ×1/2	8	1,776 42,624	6,750 0,767	287.712 32.693
Gờ góc	0,200 × 0,200 × 0,200 ×1/3	48	0,128 3,072	6,750 0,767	20.736 2.381
Tổng cộng			611,762 14.682,288	6,750 4,851	99.105,444 71.229,827

## 2) Trọng lượng, Tâm trọng lực và Mô men tổng

**Bảng 2.12- Giá trị đặc trưng của trọng lượng và mô men tổng**

	W (kN)	x (m)	y (m)	W·x (kN·m)	W·y (kN·m)
Thùng chìm	14.682,288	6,750	4,851	99.105,444	71.229,827
Tổng cộng	14.682,288	6,750	4,851	99.105,444	71.229,827

## 3) Tính toán mớn nước

$$d = \frac{W}{B \times L \times \gamma_w} = \frac{14.682,288}{13,5 \times 17,000 \times 10,1} = 6,334 \text{ (m)}$$

Trong đó:

- $d$  : mớn nước (m)
- $W$  : tổng trọng lượng của thùng chìm (kN)
- $\gamma_w$  : trọng lượng riêng của nước biển (kN/m<sup>3</sup>)
- $B$  : bề rộng thân thùng chìm (m)
- $L$  : chiều dài thân thùng chìm (m)

Chiều cao mạn khô ( $f$ ) so với mực nước:

$$f = H - d = 12,300 - 6,334 = 5,966 \geq 1,00 \text{ (m)} \quad \text{O.K}$$

## 4) Xác minh ổn định trong điều kiện nổi

**Bảng 2.13- Giá trị đặc trưng của lực nổi và mô men**

Hạng mục	Kích thước (m)	SL	V (m <sup>3</sup> ) W (kN)	x (m) y (m)	W·x (kN·m) W·y (kN·m)
Thùng chìm	13,500 × 17,000 × 6,334	1	1.453,653 14.681,895	6,750 3,167	99.102.791 46.497.561
Tổng cộng			1.453,653 14.681,895	6,750 3,167	99.102,791 46.497,561

$$\frac{I'}{V'} - \overline{C'G'} > 0$$

Trong đó:

- $V$  : thể tích chiếm nước (m<sup>3</sup>)
- $I$  : mômen quán tính hình học đối với trục dọc tại mực nước (m<sup>4</sup>)
- $C$  : tâm lực nổi
- $G$  : tâm trọng lượng
- $V', I', C', G'$  : các giá trị hoặc vị trí tương ứng trong quá trình đặt tải đối trọng

$$I = L \times B^3 / 12 = 17,000 \times 13,500^3 / 12 = 3.485,531 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$\overline{GM} = I/V - \overline{CG} = 3.485,531 / 1.453,653 - (4,851 - 3,167) = 0,714 \text{ (m)} \geq 0$$

Để đảm bảo an toàn, GM (chiều cao tâm giữa) nên ít nhất bằng 5% của mớn nước.

$$\overline{GM} = 0,714 \text{ (m)} \geq 0,05d = 0,317 \text{ (m)} \quad \text{O.K}$$

## 2-6. Tổng hợp Tỷ số Tải trọng – Sức kháng

Bảng 2.14 dưới đây trình bày tỷ số tải trọng – sức kháng thu được trong quá trình xác minh ổn định, có xét đến hệ số thành phần như trình bày ở phần trên.

**Bảng 2.14- Tổng hợp Tỷ số Tải trọng – Sức kháng**

Trạng thái / Tình huống		Đơn vị	Thành phần sức kháng	Thành phần tải trọng	Hệ số điều chỉnh	Tỷ số tải trọng – sức kháng
Trượt tròn nền móng	Trượt tròn nền móng	kN·m	41.990,8	30.380,6	1,0	$0,724 \leq 1,0$
Trượt thân tường Lật thân tường	Trượt thân tường	kN/m	967,026	871,933	1,0	$0,902 \leq 1,0$
	Lật thân tường	kN·m/m	12.193,487	6.947,242	1,0	$0,570 \leq 1,0$
	Phá hoại sức chịu tải nền móng	kN·m	32.071,800	28.896,700	1,0	$0,901 \leq 1,0$

## 2-7. Xác minh an toàn khác

Phần xác minh lún không đều được bỏ qua trong ví dụ này. Phương pháp xác minh có thể tham khảo trong Phần 4 – Cấu kiện kiểu thùng chìm.

Các kết quả xác minh ổn định như phản lực nền và lực sóng cho các trường hợp khác được trình bày trong Bảng 2.15 đến Bảng 2.17.

**Bảng 2.15- Tổng hợp Xác minh Ổn định (Trạng thái dài hạn/ thường xuyên)**

Trạng thái dài hạn (điều kiện tĩnh)			H.W.L.	L.W.L.		
Mức triều			2,000	0,000		
Trọng lượng thân đê chắn sóng	$W$	kN/m	3.860,919	3.860,919		
Mô men thân đê chắn sóng	$M_w$	kN·m/m	26.487,048	26.487,048		
Lực nổi	$W_f$	kN/m	-1.608,930	-1.336,230		
Mô men lực nổi	$M_{wf}$	kN·m/m	-10.860,278	-9.019.553		
Tổng lực thẳng đứng	$\sum V$	kN/m	2.251,989	2.524,689		
Tổng lực ngang	$\sum H$	kN/m	0,000	0,000		
Tổng mô men thẳng đứng	$\sum M_v$	kN·m/m	15.626,770	17.467,495		
Tổng mô men ngang	$\sum M_H$	kN·m/m	0,000	0,000		
Độ lệch tâm	$e$	m	-0,189	-0,169		
Áp lực phản lực nền (phía biển)	$q_1$	kN/m <sup>2</sup>	180,827	201,061		
Phản lực nền (phía đất liền)	$q_2$	kN/m <sup>2</sup>	152,802	172,968		

Bề rộng vùng tác dụng phản lực nền	$b$	m	13,500	13,500		
------------------------------------	-----	---	--------	--------	--	--

**Bảng 2.16- Tổng hợp xác minh ổn định (trạng thái ngắn hạn/ tạm thời/ biến đổi, đỉnh sóng)**

Trạng thái biến đổi (đỉnh sóng)			An toàn (hư hỏng mặt cắt)		Khả năng sử dụng	
			H.W.L.	L.W.L.	H.W.L.	L.W.L.
Chiều cao áp lực sóng	-	m	2,000	0,000	2,000	0,000
Hệ số	$H_D$	m	7,200	6,840	3,800	3,800
Hệ số	$H_{1/3}$	m	4,000	3,800	2,100	2,100
Hệ số	$T$	giây	10,000	10,000	6,900	6,900
Áp lực sóng	$L$	m	106,140	99,727	65,022	62,230
Áp lực sóng	$h$	m	14,000	12,000	14,000	12,000
Áp lực sóng	$h'$	m	11,800	9,800	11,800	9,800
Áp lực nâng	$h_b$	m	14,200	12,190	14,105	12,105
Lực sóng	$d$	m	10,800	8,800	10,800	8,800
Mô men lực sóng	$\lambda_1$	-	1,000	1,000	1,000	1,000
Lực nâng	$\lambda_2$	-	1,000	1,000	1,000	1,000
Mô men lực nâng	$\lambda_3$	-	1,000	1,000	1,000	1,000
Trọng lượng thân đê	$\eta^*$	m	10,800	10,260	5,700	5,700
Mô men trọng lượng thân đê	$\alpha_1$	-	0,815	0,846	0,666	0,694
Lực đẩy nổi	$\alpha_2$	-	0,035	0,056	0,010	0,017
Mô men lực đẩy nổi	$\alpha_3$	-	0,775	0,812	0,566	0,630
Tổng lực đứng	$p_1$	kN/m <sup>2</sup>	61,838	62,340	25,956	27,300
Tổng lực ngang	$p_2$	kN/m <sup>2</sup>	45,351	47,966	12,579	14,932
Tổng mô men lực đứng	$p_3$	kN/m <sup>2</sup>	47,924	50,620	14,691	17,199
Tổng mô men lực ngang	$p_U$	kN/m <sup>2</sup>	45,951	47,478	14,474	16,788
Độ lệch tâm	$P_h$	kN/m	807,345	789,254	297,194	294,678
Phản lực nền (phía biển)	$M_{Ph}$	kN·m/m	6.094,072	5.642,408	2.298,521	2.041,962
Phản lực nền (phía đất liền)	$P_U$	kN/m	-310,169	-320,477	-97,700	-113,319
Bề rộng vùng tác dụng phản lực nền	$M_{PU}$	kN·m/m	-2.791,521	-2.884,293	-879,300	-1.019,871
Trọng lượng thân đê	$W$	kN/m	3.860,919	3.860,919	3.860,919	3.860,919
Mô men trọng lượng thân đê	$M_W$	kN·m/m	26.487,048	26.487,048	26.487,048	26.487,048
Lực đẩy nổi	$W_f$	kN/m	-1.608,930	-1.336,230	-1.608,930	-1.336,230
Mô men lực đẩy nổi	$M_{Wf}$	kN·m/m	-	-9.019,553	-	-9.019,553
Tổng lực đứng	$\sum V$	kN/m	1.941,820	2.204,212	2.154,289	2.411,370
Tổng lực ngang	$\sum H$	kN/m	807,345	789,254	297,194	294,678

Tổng mô men lực đứng	$\sum M_V$	kN·m/m	12.835,249	14.583,202	14.747,470	16.447,624
Tổng mô men lực ngang	$\sum M_H$	kN·m/m	6.094,072	5.642,408	2.298,521	2.041,962
Độ lệch tâm	$e$	m	3,278	2,694	0,971	0,776
Phản lực nền (phía biển)	$q_1$	kN/m <sup>2</sup>	0,000	0,000	90,711	117,016
Phản lực nền (phía đất liền)	$q_2$	kN/m <sup>2</sup>	372,854	362,297	228,444	240,225
Bề rộng vùng tác dụng phản lực nền	$b$	m	10,416	12,168	13,500	13,500

**Bảng 2.17- Tổng hợp xác minh ổn định (trạng thái ngắn hạn/ tạm thời/ biến đổi, đáy sóng)**

Trạng thái biến đổi (đỉnh sóng)			An toàn (hư hỏng mặt cắt)		Khả năng sử dụng	
			H.W.L.	L.W.L.	H.W.L.	L.W.L.
Mức nước triều	-	m	2,000	0,000	2,000	0,000
Chiều cao sóng thiết kế	$H_D$	m	7,200	6,840	3,800	3,800
Áp lực sóng	$p_h$	kN/m <sup>2</sup>	36,375	34,557	19,198	19,198
Áp lực đẩy nổi	$p_U$	kN/m <sup>2</sup>	36,375	34,557	19,198	19,198
Lực sóng theo phương ngang	$P_h$	kN/m	363,750	279,566	208,298	169,902
Mô men do lực sóng	$M_{Ph}$	kN·m/m	1.838,393	1.147,684	1.132,898	754,698
Lực đẩy nổi tổng cộng	$P_U$	kN/m	245,531	233,260	129,587	129,587
Mô men do lực đẩy nổi	$M_{PU}$	kN·m/m	1.104,890	1.049,670	583,142	583,142
Trọng lượng bản thân kết cấu dề chắn sóng	$W$	kN/m	3.860,919	3.860,919	3.860,919	3.860,919
Mô men do trọng lượng bản thân	$M_W$	kN·m/m	25.635,361	25.635,361	25.635,361	25.635,361
Lực nổi tác dụng lên thân công trình	$W_f$	kN/m	-1.608,930	-1.336,230	-1.608,930	-1.336,230
Mô men do lực nổi	$M_{Wf}$	kN·m/m	-	-9.019,553	-	-9.019,553
			10.860,278		10.860,278	
Tổng lực thẳng đứng	$\sum V$	kN/m	2.497,520	2.757,949	2.381,576	2.654,276
Tổng lực ngang	$\sum H$	kN/m	363,750	279,566	208,298	169,902
Tổng mô men do lực thẳng đứng	$\sum M_V$	kN·m/m	15.879,973	17.665,478	15.358,225	17.198,950
Tổng mô men do lực ngang	$\sum M_H$	kN·m/m	1.838,393	1.147,684	1.132,898	754,698
Độ lệch tâm của hợp lực thẳng đứng	$e$	m	1,128	0,761	0,777	0,555
Áp lực nền phía biển	$q_1$	kN/m <sup>2</sup>	277,749	273,389	237,335	245,111

Áp lực nền phía bờ	$q_2$	kN/m <sup>2</sup>	92,255	135,197	115,492	148,116
Chiều rộng phân bố áp lực nền	$b$	m	13,500	13,500	13,500	13,500

## 2-8. Xác minh khả năng chịu lực của các bộ phận kết cấu

### (1) Điều kiện thiết kế

#### 1) Điều kiện về vật liệu

Các loại vật liệu có thể mua sắm được sẽ thay đổi tùy theo điều kiện thi công thực tế.

Do đó, trong quá trình thiết kế cần xác định và xác minh sự phù hợp của vật liệu sử dụng.

#### i) Bê tông

- Cường độ đặc trưng thiết kế  $f_{ck} = 30$  N/mm<sup>2</sup>
- Cường độ chịu nén tính toán  $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 30/1,3 = 23,1$  N/mm<sup>2</sup>
- Mô đun đàn hồi  $E_c = 28$  kN/mm

#### ii) Cốt thép (SD345)

- Giới hạn chảy tính toán  $f_{yd} = 345$  N/mm<sup>2</sup>
- Mô đun đàn hồi  $E_s = 200$  kN/mm<sup>2</sup>

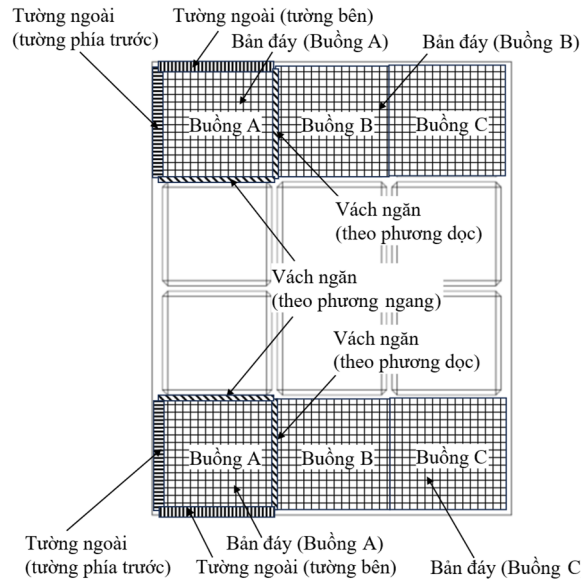
### 2) Tổ hợp tải trọng

Bảng 2.18 dưới đây trình bày các tổ hợp tải trọng được sử dụng để xác minh khả năng chịu lực. Trong quyển hướng dẫn này, chỉ các trường hợp được tô đậm (hoặc đánh dấu) được giới thiệu chi tiết. Các trường hợp còn lại được tham khảo tại Phần 4 – Kết cấu tường chắn trọng lực dạng thùng chìm. Do chưa ghi nhận trường hợp hư hỏng tường bên của đê chắn sóng do động đất, và vì tải trọng sóng được xem là vượt trội so với tải trọng động đất, nên trong phần xác minh này không xét đến tác động động đất.

Cần lưu ý rằng cả mực nước triều cao (H.W.L.) và mực nước triều thấp (L.W.L.) đều phải được xét đến trong từng trường hợp tải trọng.

**Bảng 2.18- Các trường hợp tải trọng dùng để xác minh (H.W.L. và L.W.L.)**

Kết cấu	Trạng thái lâu dài/ thường xuyên	Trạng thái ngắn hạn/ tạm thời liên quan đến chuyển động sóng		Trong quá trình thi công	
	Điều kiện nước lặng	Đỉnh sóng	Chân sóng	Nổi	Điều kiện nước lặng
Bản đáy	○	○	○	○	-
Tường trước	○	○	○	○	-
Tường bên	○	-	○	○	-
Tường sau	○	-	-	○	-
Vách ngăn	-	-	-	-	○



**Hình 2.10- Các bộ phận kết cấu cần xác minh khả năng chịu lực**  
**(2) Tải trọng thiết kế**

**1) Bản đáy**

**i) Trạng thái nổi**

Tải trọng thiết kế là áp lực thủy tĩnh tại đáy thùng chìm trừ đi trọng lượng bản đáy.

$$S_f = (6,334 + 1,000) \times 10,10 = 74,07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

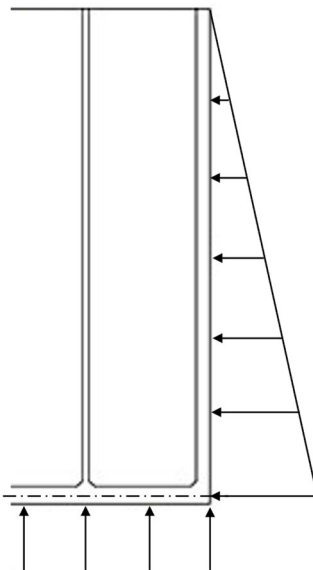
$$D_f = -0,700 \times 24,00 = -16,80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Xác minh theo độ an toàn (chống phá hoại tiết diện)

$$P = 1,1 \times S_f + 0,9 \times D_f = 66,36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Xác minh theo khả năng sử dụng

$$P = 0,5 \times S_f + 0,5 \times D_f = 28,64 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



Tải trọng tính toán (an toàn): 66,36(kN/m<sup>2</sup>)

Tải trọng sử dụng (khai thác) :28,64(kN/m<sup>2</sup>)

**Hình 2.11- Tải trọng thiết kế trong trạng thái nổi**

ii) Trạng thái dài hạn (Xác minh an toàn, H.W.L.)

✓ Tính toán tải trọng trong trạng thái dài hạn

- Trọng lượng bản thân của từng khoang:  $D$

$D$  = Trọng lượng lớp bê tông bảo vệ + Trọng lượng cát lấp bên trong + Trọng lượng bản đáy

$$= 0,500 \times 22,60 + 11,100 \times 20,00 + 0,700 \times 24,00 = 250,10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Áp lực nước:  $F$

$$F = (\text{H.W.L} - \text{Cao độ lấp đặt}) \times \gamma_w$$

$$= (2,000 - (-9,800)) \times 10,10 = 119,18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Phản lực nền:  $R$

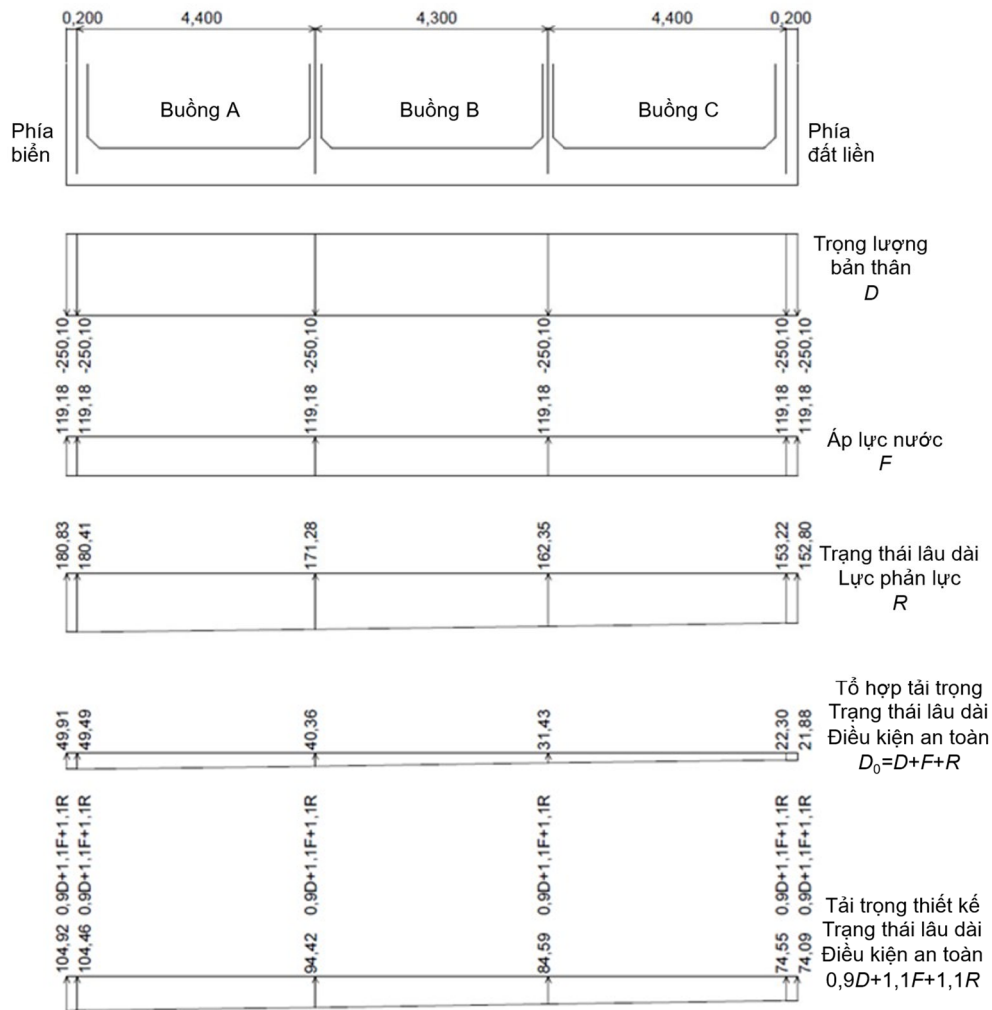
Phía biển:  $R = 180,83 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Phía bờ:  $R = 152,80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Chiều rộng:  $B = 13,5 \text{ (m)}$

✓ Tải trọng thiết kế trong trạng thái dài hạn

Tổ hợp tải trọng trong trạng thái dài hạn được phân bố như thể hiện trên Hình 2.10.

$$\text{Phía biển: } W = 0,9D + 1,1F + 1,1R = -0,9 \times 250,10 + 1,1 \times 119,18 + 1,1 \times 180,83 \\ = 104,92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Phía bờ: } W = 0,9D + 1,1F + 1,1R = -0,9 \times 250,10 + 1,1 \times 119,18 + 1,1 \times 152,80 \\ = 74,09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



**Hình 2.12- Tải trọng thiết kế trong trạng thái dài hạn (An toàn, mực nước triều cao – H.W.L.)**

iii) Trạng thái dài hạn (Xác minh an toàn, L.W.L.)

✓ Tính toán tải trọng trong trạng thái dài hạn

- Trọng lượng bản thân của từng khoang:  $D$

$$D = \text{Trọng lượng lớp bê tông bảo vệ} + \text{Trọng lượng cát lấp} + \text{Trọng lượng bản đáy} \\ = 0,500 \times 22,60 + 11,100 \times 20,00 + 0,700 \times 24,00 = 250,10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Áp lực nước:  $F$

$$F = (\text{L.W.L} - \text{Cao độ lấp đất}) \times \gamma_w \\ = (0,000 - (-9,800)) \times 10,10 = 98,98 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Phản lực nền:  $R$

Phía biển:  $R = 201,06 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Phía bờ:  $R = 172,97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Chiều rộng:  $B = 13,5 \text{ (m)}$

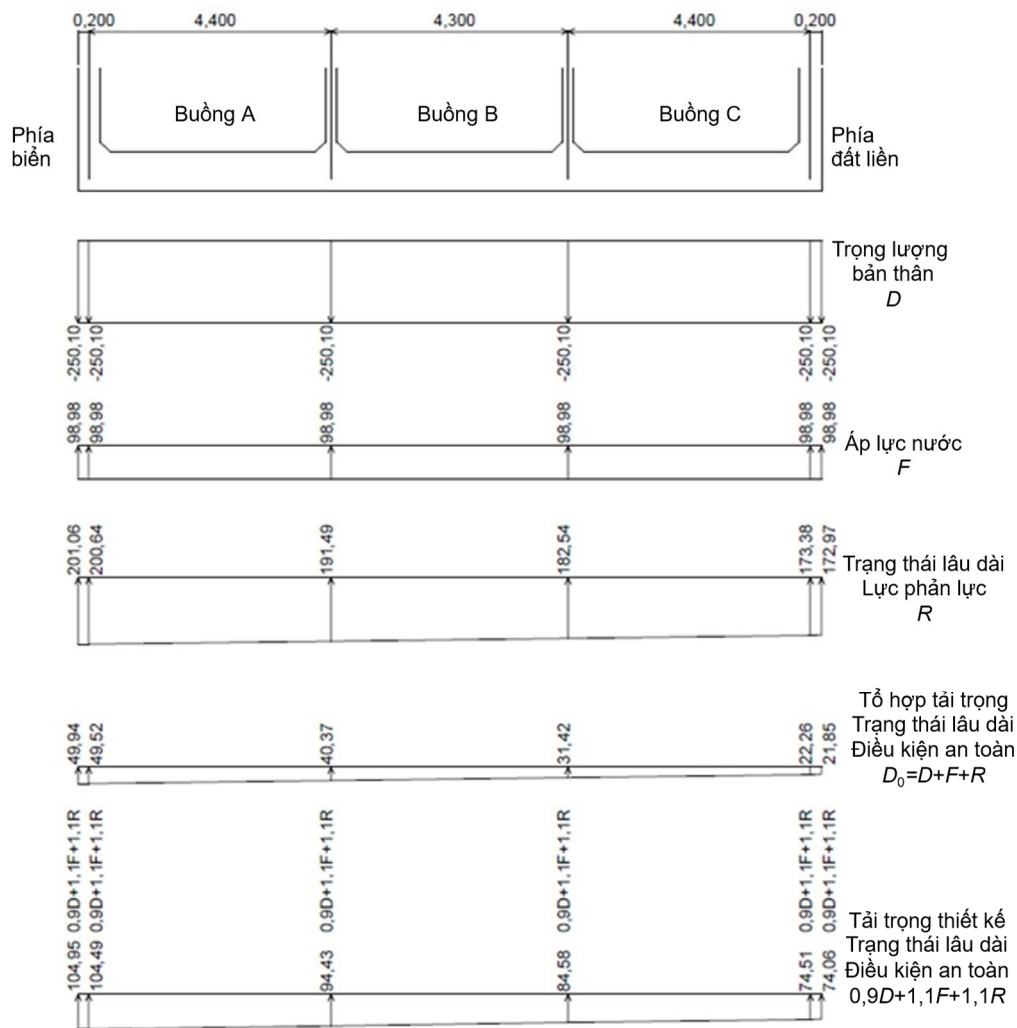
✓ Tải trọng thiết kế trong trạng thái dài hạn

Tổ hợp tải trọng trong trạng thái dài hạn được phân bố như thể hiện trên Hình 2.11.

$$\text{Phía biển: } W = 0,9D + 1,1F + 1,1R = -0,9 \times 250,10 + 1,1 \times 98,98 + 1,1 \times 201,06 \\ = 104,95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Phía bờ: } W = 0,9D + 1,1F + 1,1R = -0,9 \times 250,10 + 1,1 \times 98,98 + 1,1 \times 172,97$$

$$= 74,06 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



**Hình 2.13- Tải trọng thiết kế trong trạng thái dài hạn (An toàn, mực nước triều thấp – L.W.L.)**

iv) Trạng thái dài hạn (Xác minh khả năng sử dụng, mực nước triều cao, H.W.L.)

✓ Tính toán tải trọng trong Trạng thái lâu dài/ thường xuyên

- Trọng lượng bản thân của từng khoang:  $D$

$$D = \text{Trọng lượng lớp bê tông bảo vệ} + \text{Trọng lượng cát lấp} + \text{Trọng lượng bản đáy} \\ = 0,500 \times 22,60 + 11,100 \times 20,00 + 0,700 \times 24,00 = 250,10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Áp lực nước:  $F$

$$F = (\text{H.W.L} - \text{Cao độ lấp đặt}) \times \gamma_w \\ = (2,000 - (-9,800)) \times 10,10 = 119,18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Phản lực nền:  $R$

Phía biển:  $R = 180,83 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Phía bờ:  $R = 152,80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Chiều rộng đáy:  $B = 13,5 \text{ (m)}$

✓ Tải trọng thiết kế trong trạng thái dài hạn

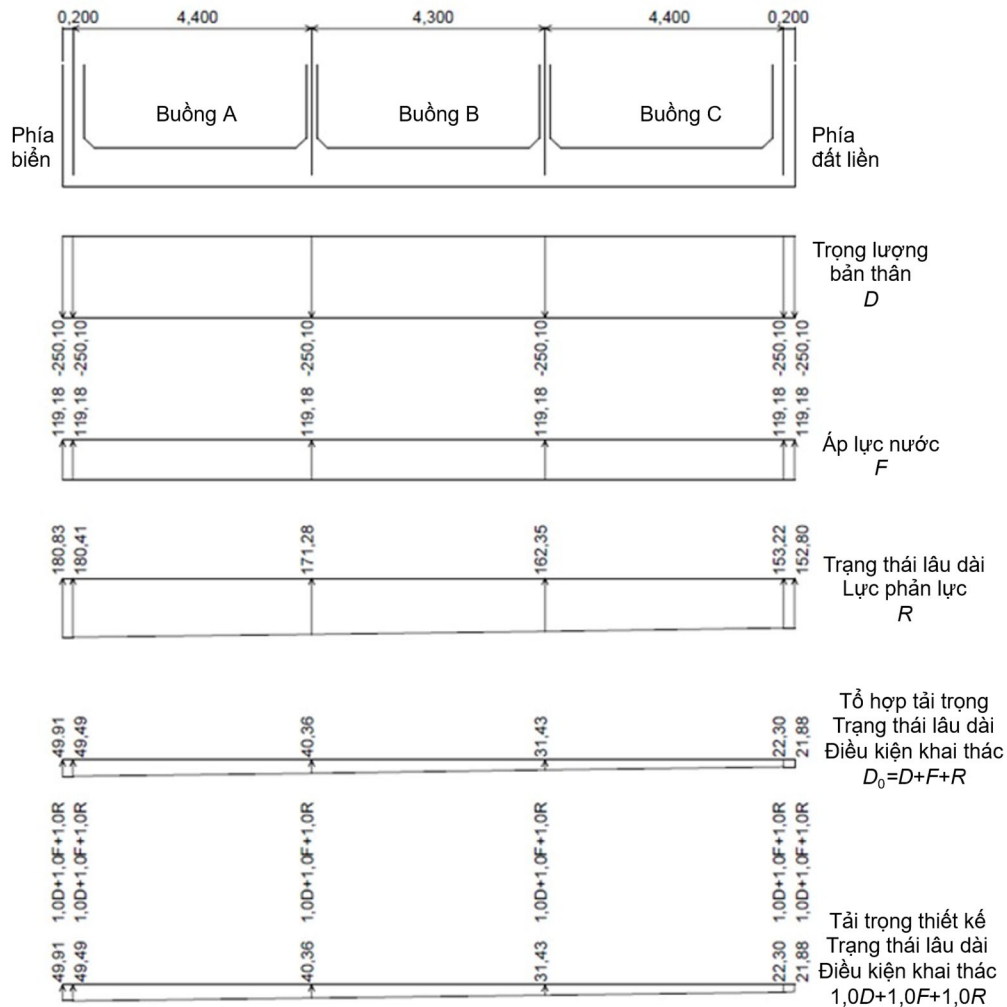
Tổ hợp tải trọng trong trạng thái dài hạn được phân bố như thể hiện trên Hình 2.12.

$$\text{Phía biển: } W = 1,0D + 1,0F + 1,0R = -1,0 \times 250,10 + 1,0 \times 119,18 + 1,0 \times 180,83$$

$$= 49,91 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Phía bờ: } W = 1,0D + 1,0F + 1,0R = -1,0 \times 250,10 + 1,0 \times 119,18 + 1,0 \times 152,80$$

$$= 21,88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



**Hình 2.14 - Tải trọng thiết kế trong trạng thái dài hạn (Khả năng sử dụng, H.W.L.)**

v) Trạng thái dài hạn (Xác minh khả năng sử dụng, mực nước triều thấp – L.W.L.)

✓ Tính toán tải trọng trong Trạng thái lâu dài/ thường xuyên

- Trọng lượng bản thân của từng khoang:  $D$

$$D = \text{Trọng lượng lớp bê tông bảo vệ} + \text{Trọng lượng cát lấp} + \text{Trọng lượng bản đáy} \\ = 0,500 \times 22,60 + 11,100 \times 20,00 + 0,700 \times 24,00 = 250,10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Áp lực nước:  $F$

$$F = (\text{L.W.L} - \text{cao độ lấp đặt}) \times \gamma_w \\ = (0,000 - (-9,800)) \times 10,10 = 98,98 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Phản lực nền:  $R$

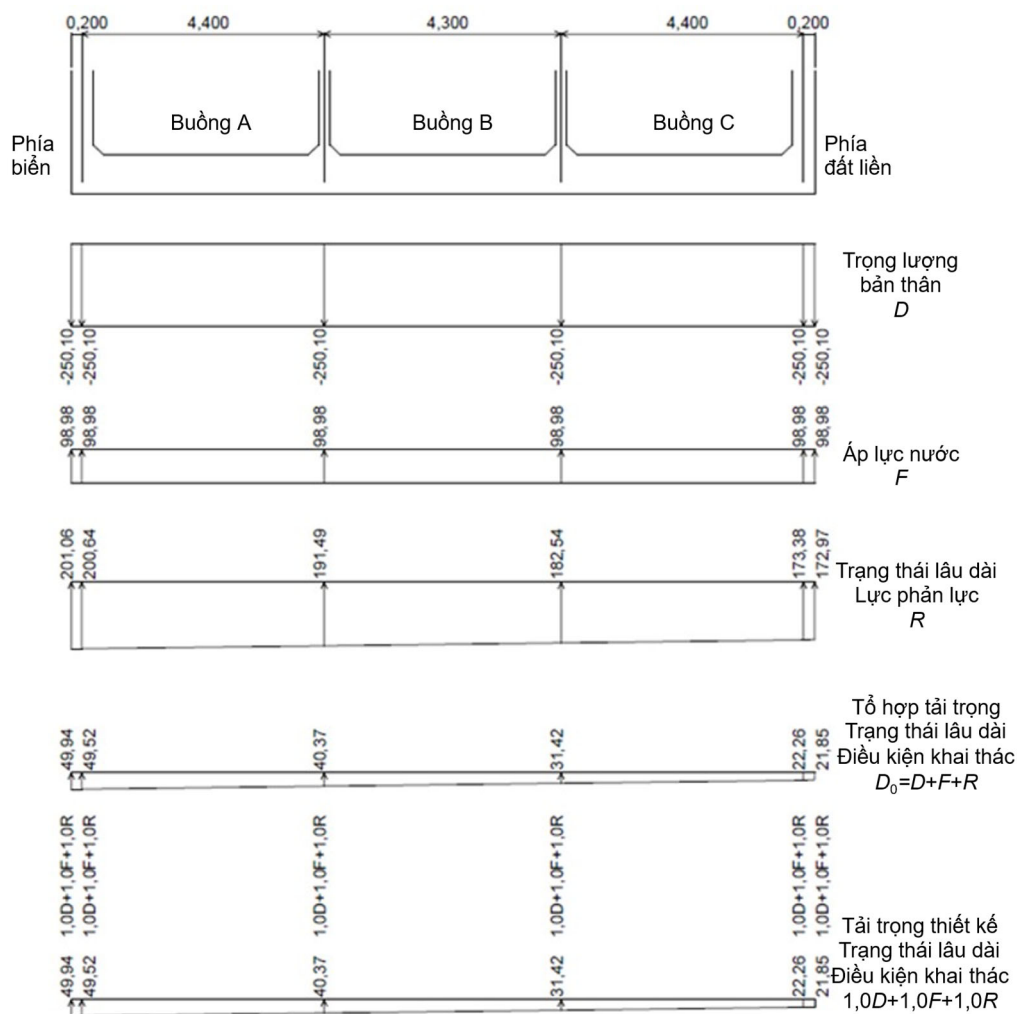
Phía biển:  $R = 201,06 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Phía bờ:  $R = 172,97 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Chiều rộng đáy:  $B = 13,5 \text{ (m)}$

✓ Tải trọng thiết kế trong trạng thái dài hạn

Tổ hợp tải trọng trong trạng thái dài hạn được phân bố như thể hiện trên Hình 2.13.

Phía biển:  $W = 1,0D + 1,0F + 1,0R = -1,0 \times 250,10 + 1,0 \times 98,98 + 1,0 \times 201,06$   
 $= 49,94 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Phía bờ:  $W = 1,0D + 1,0F + 1,0R = -1,0 \times 250,10 + 1,0 \times 98,98 + 1,0 \times 172,97$   
 $= 21,85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$



**Hình 2.15- Tải trọng thiết kế trong trạng thái dài hạn (Khả năng sử dụng, L.W.L.)**

vi) Trạng thái ngắn hạn/ tạm thời (Chuyển động sóng, Xác minh độ an toàn, H.W.L., Đỉnh sóng)

- Phản lực nền khi có sóng:  $R'$

Phía biển:  $R' = 0,000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Phía bờ:  $R' = 372,85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Chiều rộng đáy:  $B = 10,416 \text{ (m)}$

- Thành phần biến thiên của phản lực nền:  $\Delta R$

Các biểu đồ có hình dạng bất quy tắc được quy đổi thành tải đều và tải tam giác.

$$1/2 \times (-180,410 - 174,430) \times 2,884 = -511,68 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

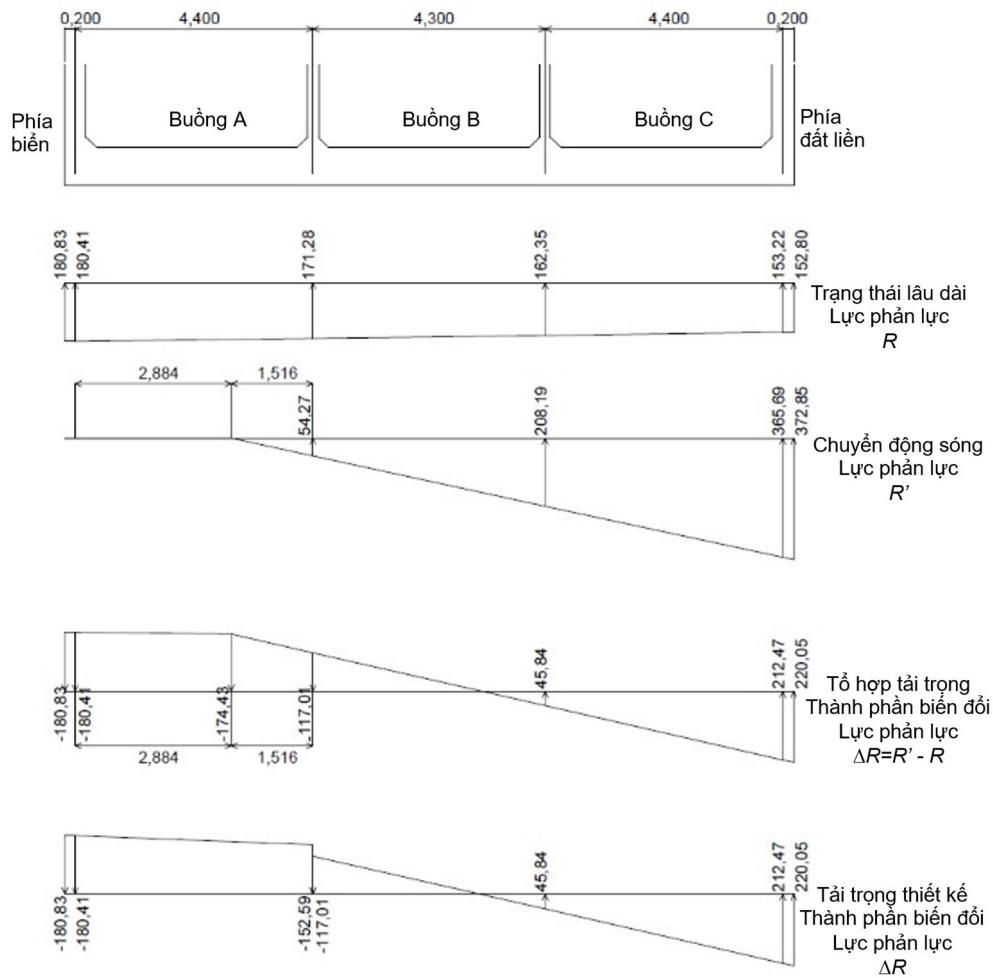
$$1/2 \times (-174,430 - 117,010) \times 1,516 = -220,91 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\Sigma A = -732,59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Tải trọng tương đương

$$P1 = -180,41 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

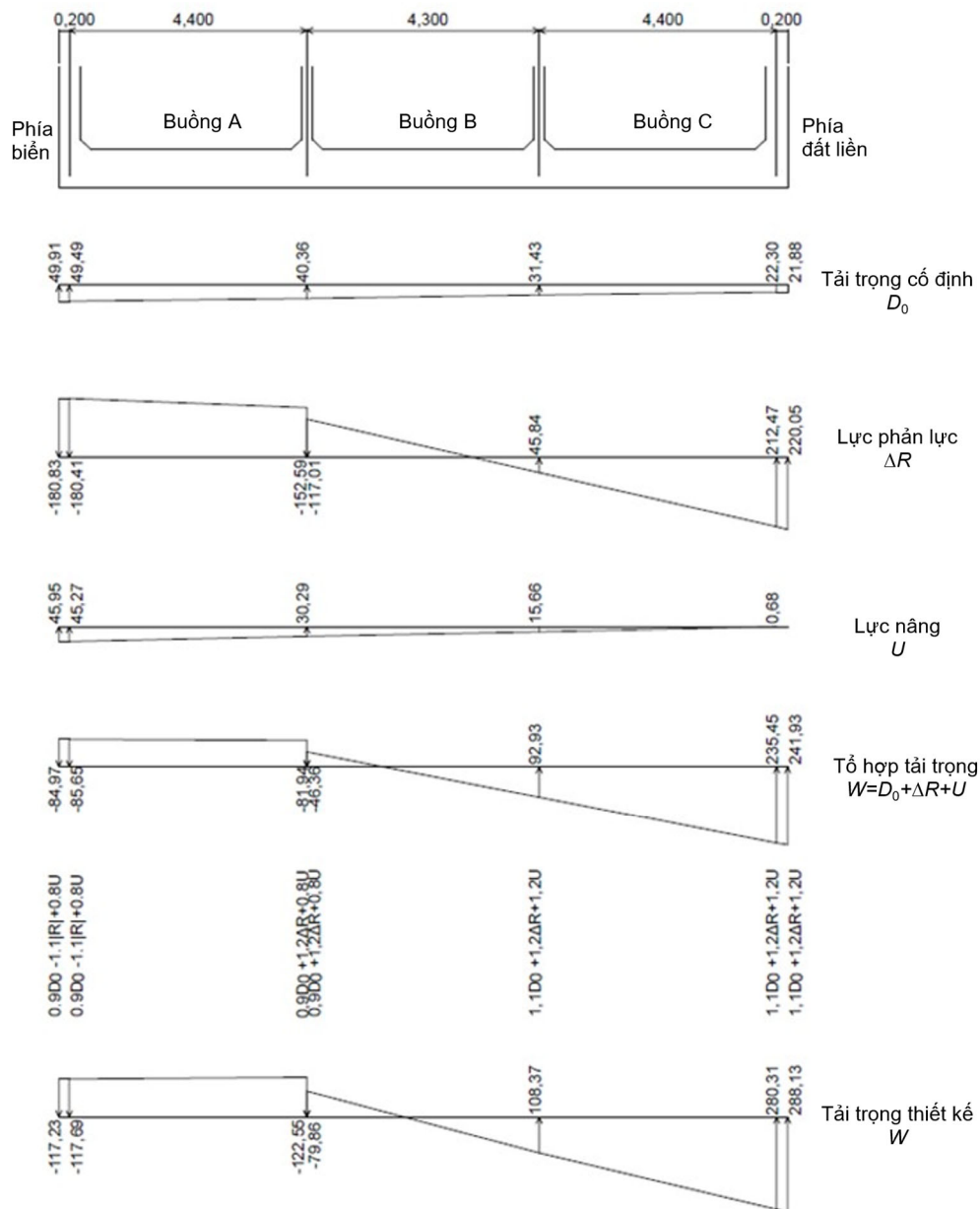
$$P2 = (2 \cdot \Sigma A / L) - P1 = (2 \times -732,59 / 4,400) - (-180,41) = -152,59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



**Hình 2.16- - Phân lực nền trong chuyển động sóng (Xác minh an toàn, mực nước triều cao – H.W.L.)**

- ✓ Tải trọng thiết kế trong trạng thái ngắn hạn/ tạm thời liên quan đến chuyển động sóng

Tổ hợp tải trọng trong trạng thái ngắn hạn/ tạm thời được phân bố như thể hiện trên Hình 2.17.



**Hình 2.17- Tải trọng thiết kế trong trạng thái ngắn hạn/ tạm thời (An toàn, mực nước triều cao – H.W.L.)**

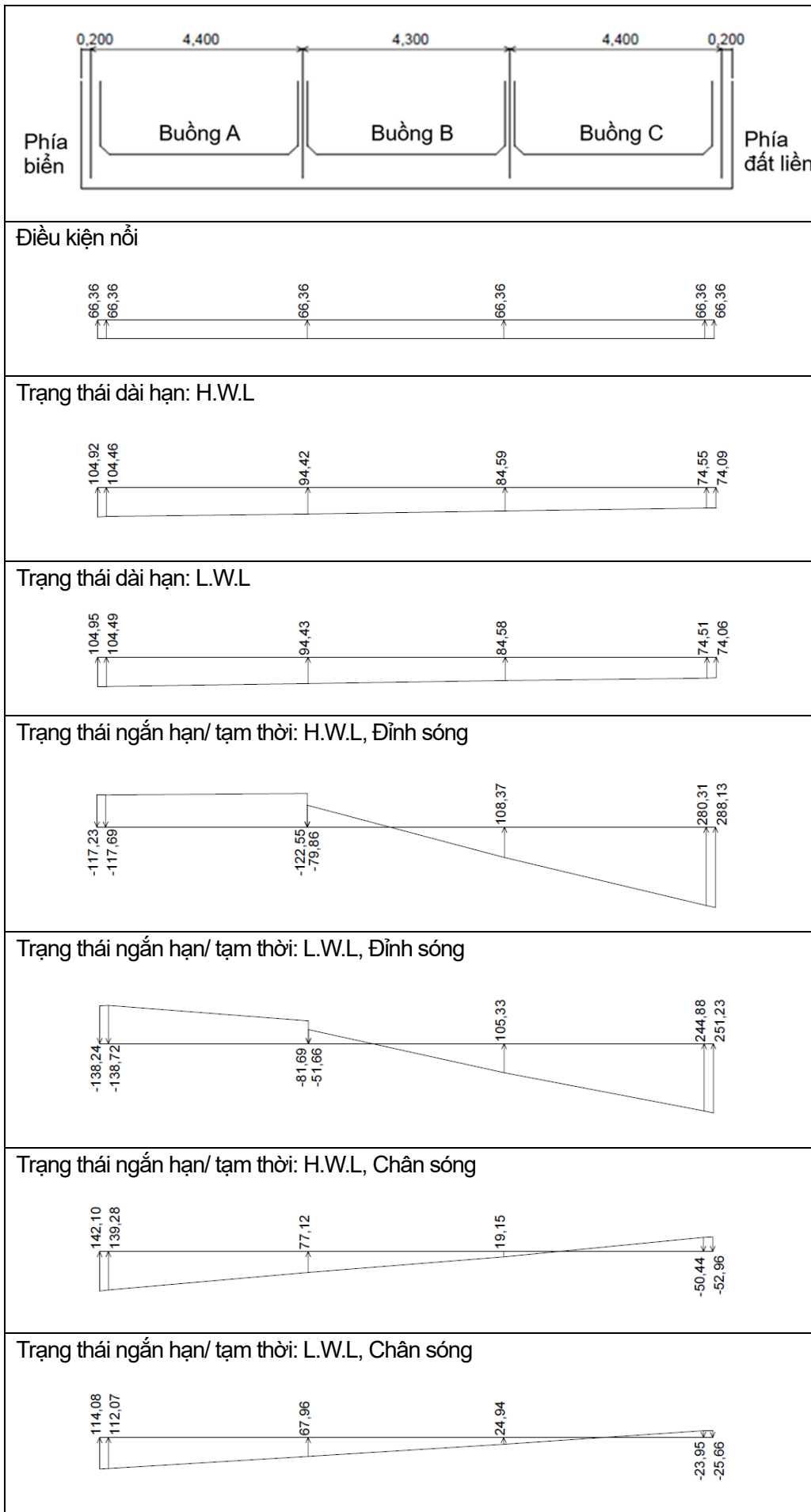
vii) Tóm tắt tải trọng thiết kế

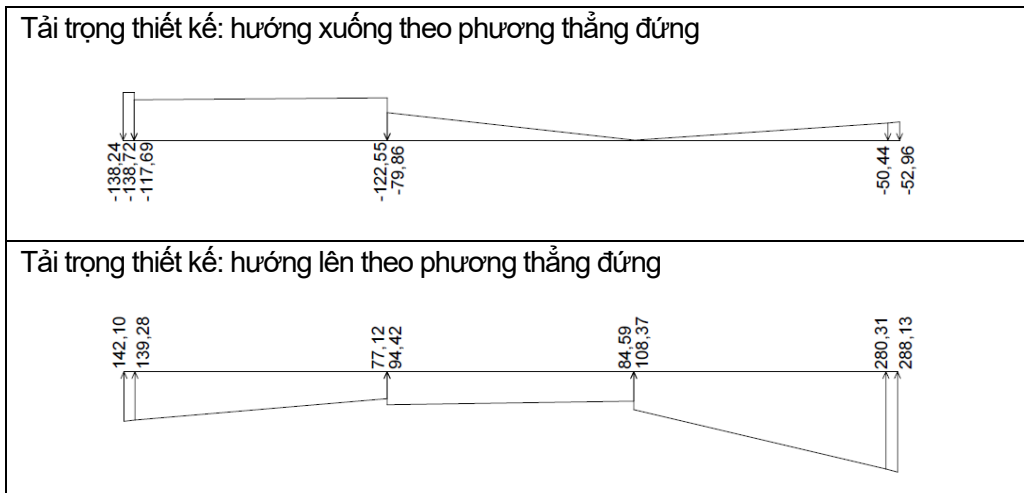
Tương tự, tải trọng thiết kế cho các trường hợp sau được tính toán nhưng lược bỏ phần diễn giải chi tiết.

- An toàn, L.W.L., đỉnh sóng
- An toàn, H.W.L., chân sóng
- An toàn, L.W.L., chân sóng
- Khả năng sử dụng, H.W.L., đỉnh sóng
- Khả năng sử dụng, L.W.L., đỉnh sóng
- Khả năng sử dụng, H.W.L., chân sóng
- Khả năng sử dụng, L.W.L., chân sóng

Tóm tắt tải trọng thiết kế được thể hiện tại Hình 2.18, 2.19 và 2.20.

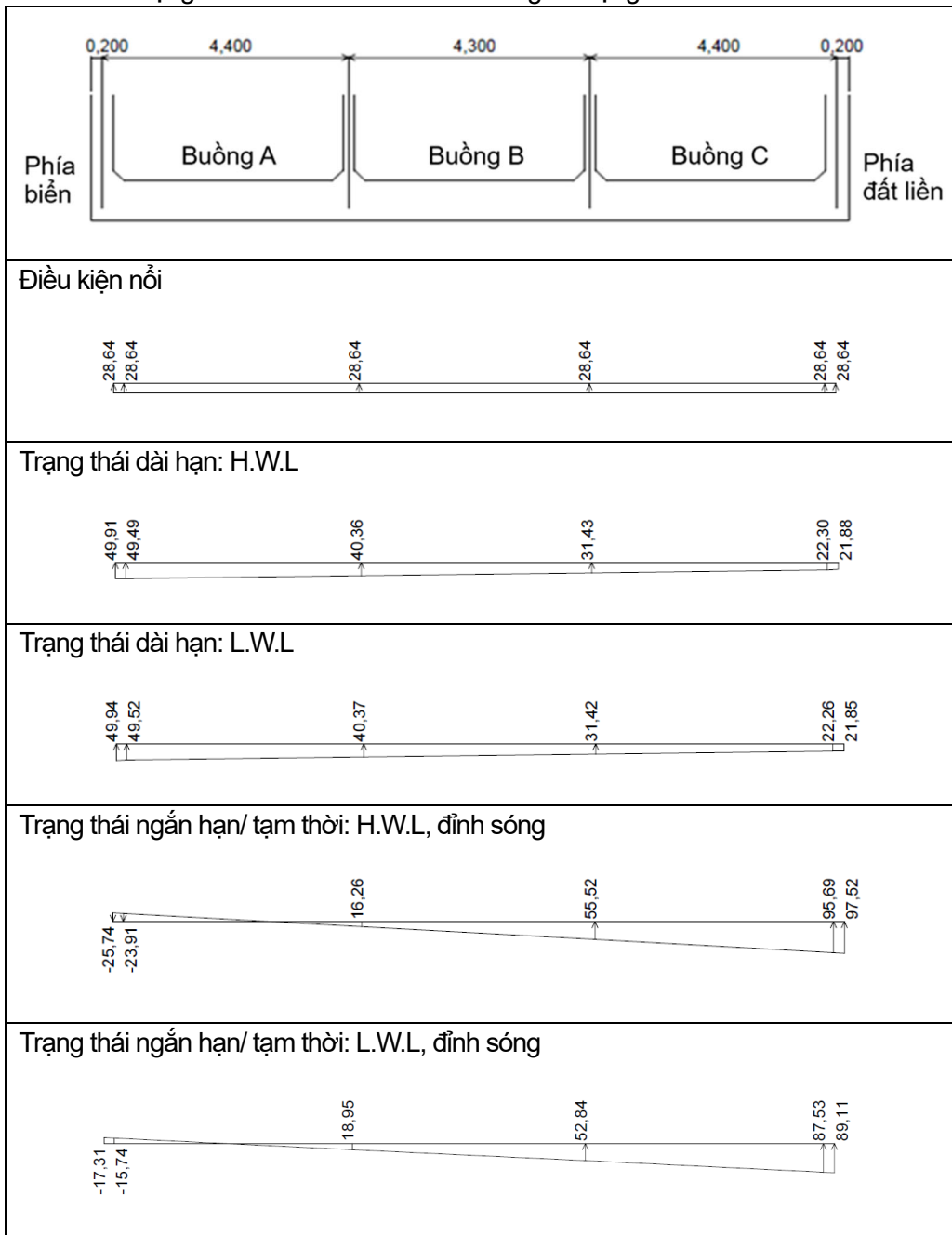
✓ Tải trọng thiết kế cho xác minh an toàn

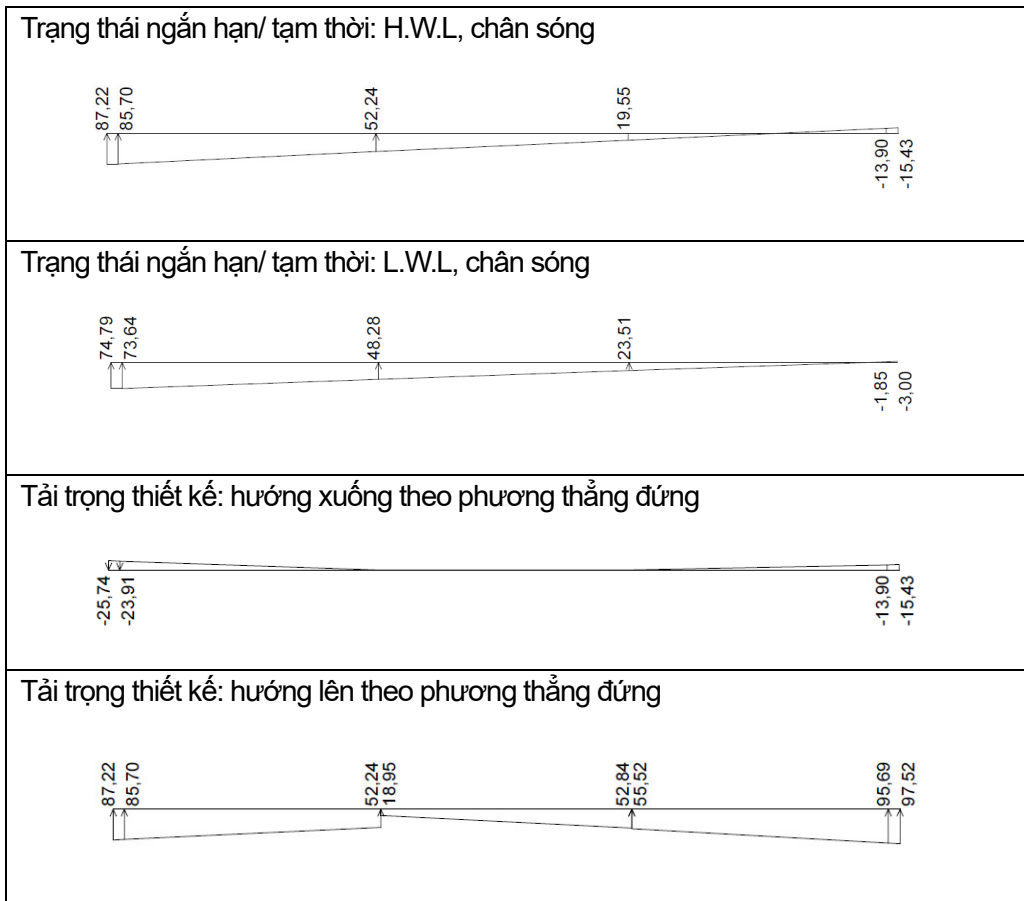




Hình 2.18- Tóm tắt tải trọng thiết kế cho bản đáy (An toàn)

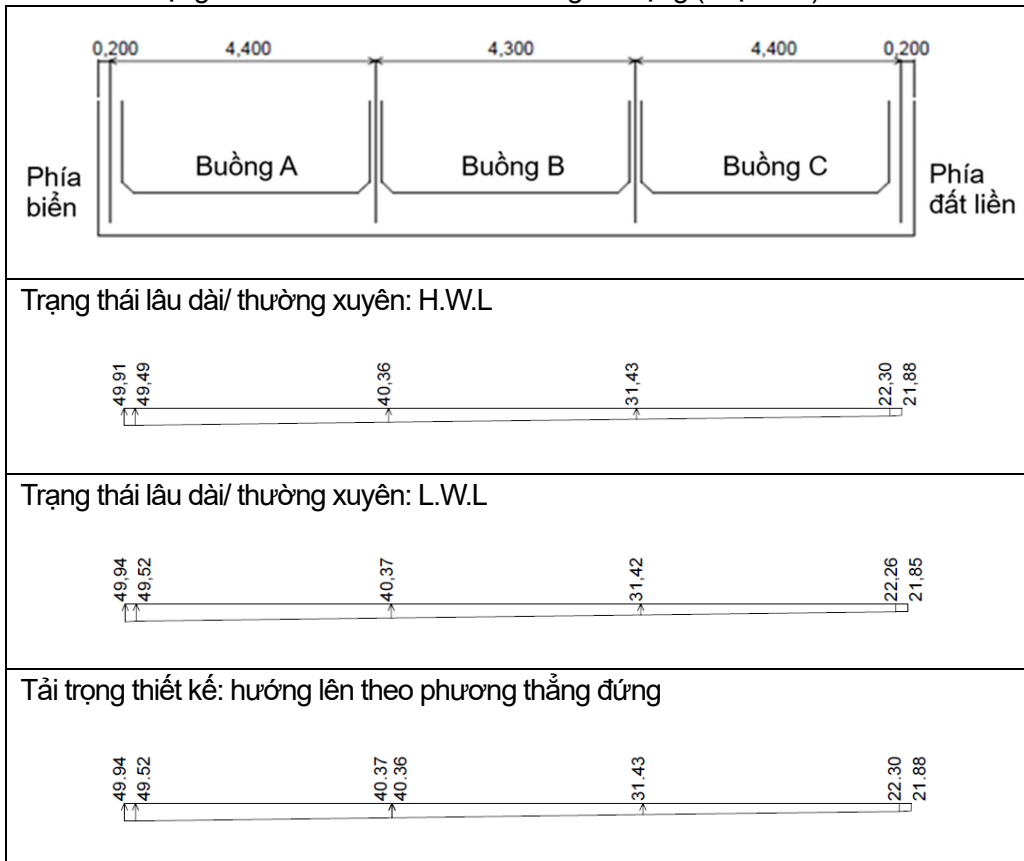
✓ Tải trọng thiết kế cho xác minh khả năng sử dụng





**Hình 2.19- Tóm tắt tải trọng thiết kế cho bản đáy (Khả năng sử dụng)**

✓ Tải trọng thiết kế cho xác minh khả năng sử dụng (Chịu nén)



**Hình 2.20- Tóm tắt tải trọng thiết kế cho bản đáy (Chịu nén)**

## 2) Tường ngoài (Tường trước)

### i) Trạng thái nổi

Tải trọng thiết kế là áp lực thủy tĩnh tại mớn nước (draft) cộng thêm 1,0 m.

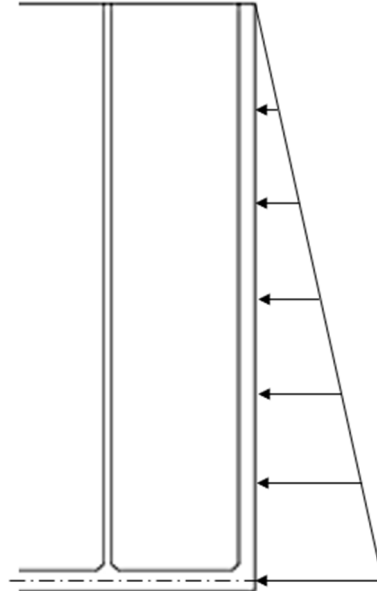
$$S_f = (6,334 + 1,000 - 0,700 / 2) \times 10,10 = 70,54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Xác minh độ an toàn (chống phá hoại tiết diện)

$$P = 1,1 \times S_f = 77,59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Xác minh khả năng sử dụng

$$P = 0,5 \times S_f = 35,27 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



Tải trọng tính toán (an toàn) : 77,59(kN/m<sup>2</sup>)

Tải trọng sử dụng (khai thác): 35,27(kN/m<sup>2</sup>)

**Hình 2.21- Tải trọng thiết kế trong trạng thái nổi**

### ii) Sau khi hoàn thành (Trạng thái dài hạn)

Sau khi hoàn thành, áp lực đất trong khoang tăng đến độ cao bằng với chiều cao trong của tường và không tăng thêm ở phần sâu hơn. Hệ số áp lực đất của cát chèn  $K = 0,6$ , Trọng lượng riêng của cát chèn là  $\gamma = 10,0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ . Áp lực nước bên trong được xác định theo chênh lệch mực nước giữa ngoài và trong thùng chìm, tính từ đáy lớp bê tông bảo vệ đến mực nước triều thấp (L.W.L.).

✓ Tính toán tải trọng

- Áp lực đất bên trong:  $D$

$$P_1 = (\text{Tải trọng phủ} + \text{Tải trọng thiết bị} + \text{Trọng lượng lớp bê tông bảo vệ}) \times K$$

$$P_2 = P_1 + \text{Chiều cao trong} \times \text{Trọng lượng riêng cát lấp} \times K$$

$K$  : hệ số áp lực đất ở trạng thái nghỉ của cát lấp

$$P_1 = (0,00 + 0,00 + 0,500 \times 22,60) \times 0,60 = 6,78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 6,78 + (4,100 \times 10,00) \times 0,60 = 31,38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$D = 1/2 \times (6,78 + 31,38) \times 4,100 + 31,38 \times 7,350 = 308,87 \text{ (kN/m)}$$

- Áp lực nước bên trong:  $S$

Áp lực nước bên trong được xác định theo chênh lệch cột nước giữa bên ngoài và bên trong thùng chìm.

$$P = 2,000 \times 10,10 = 20,20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$S = 1/2 \times 20,20 \times 2,000 + 20,20 \times 9,450 = 211,09 \text{ (kN/m)}$$

✓ Tải trọng thiết kế

Tải trọng thiết kế được xác định bằng cách chuyển tổng tải trọng thành tải phân bố đều và tải phân bố tam giác, sao cho diện tích tải trọng quy đổi tương đương với tổng tải trọng thực tế.

- Xác minh độ an toàn (chống phá hoại tiết diện)

$$\Sigma P = 1,1 \times D + 1,1 \times S = 571,96 \text{ (kN/m)}$$

Tải phân bố hình thang (phần đáy)

$$P_1 = 31,38 \times 1,1 + 20,20 \times 1,1 = 56,74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Tải phân bố hình thang (phần trên)

$$P_2 = (2 \times \Sigma P / L) - P_1$$

$$= 2 \times 571,96 / 11,450 - 56,74 = 43,17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Xác minh khả năng sử dụng

$$\Sigma P = 1,0 \times D + 1,0 \times S = 519,96 \text{ (kN/m)}$$

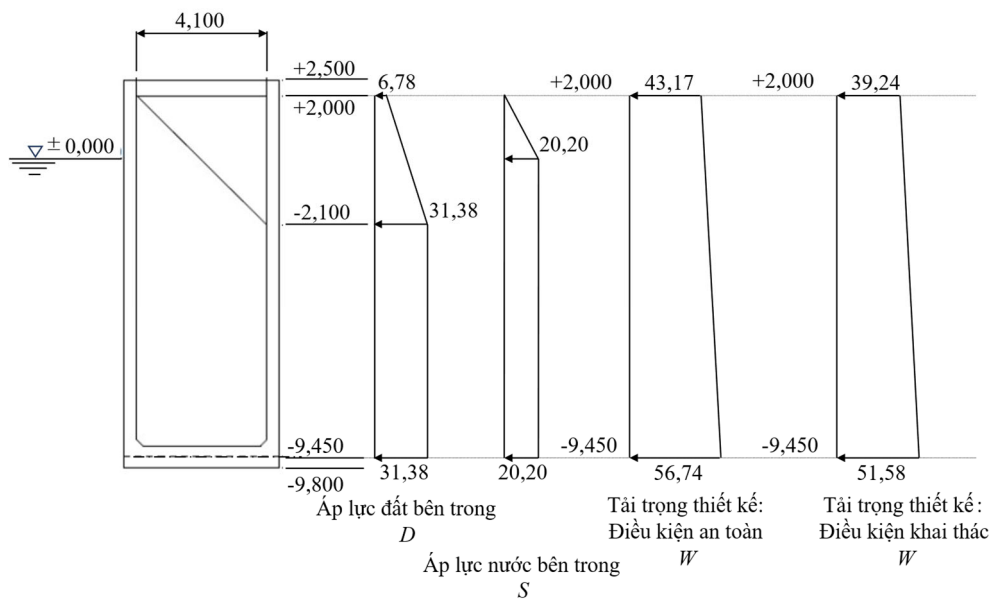
Tải phân bố hình thang (phần đáy)

$$P_1 = 31,38 \times 1,0 + 20,20 \times 1,0 = 51,58 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Tải phân bố hình thang (phần trên)

$$P_2 = (2 \times \Sigma P / L) - P_1$$

$$= 2 \times 519,96 / 11,450 - 51,58 = 39,24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



Hình 2.22- Tải trọng thiết kế sau khi hoàn thành (Trạng thái dài hạn, tường trước)

iii) Sau khi hoàn thành (Trạng thái ngắn hạn/ tạm thời – chân sóng)

✓ Tính toán tải trọng

- Áp lực đất bên trong:  $D$

$$P_1 = (\text{tải trọng phủ} + \text{tải thiết bị} + \text{trọng lượng lớp bê tông bảo vệ}) \times K$$

$$P_2 = P_1 + \text{Chiều cao trong} \times \text{Trọng lượng riêng cát lấp} \times K$$

$K$  : hệ số áp lực đất ở trạng thái nghỉ của cát lấp

$$P_1 = (0,00 + 0,00 + 0,500 \times 22,60) \times 0,60 = 6,78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 6,78 + (4,100 \times 10,00) \times 0,60 = 31,38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$D = 1/2 \times (6,78 + 31,38) \times 4,100 + 31,38 \times 7,350 = 308,87 \text{ (kN/m)}$$

- Áp lực nước bên trong: S

Áp lực nước bên trong được xác định theo chênh lệch cột nước giữa bên ngoài và bên trong thùng chìm.

$$P = 2,000 \times 10,10 = 20,20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$S = 1/2 \times 20,20 \times 2,000 + 20,20 \times 9,450 = 211,09 \text{ (kN/m)}$$

- Áp lực nước bên trong tại chân sóng (An toàn): S'

Áp lực nước bên trong tại chân sóng được tính theo chênh lệch mực nước giữa mặt trước tường (mực triều -  $H_{max}/3$ ) và mực nước bên trong thùng chìm.

$$P = (6,840/3 + 2,000) \times 10,10 = 43,23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$S' = 1/2 \times 43,23 \times 4,280 + 43,23 \times 7,170 = 402,47 \text{ (kN/m)}$$

- Áp lực nước bên trong tại chân sóng (Khả năng sử dụng): S'

$$P = (3,800/3 + 2,000) \times 10,10 = 33,00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$S' = 1/2 \times 33,00 \times 3,267 + 33,00 \times 8,183 = 323,94 \text{ (kN/m)}$$

- Thành phần biến thiên của áp lực nước bên trong (An toàn):  $\Delta S$

$$P = 43,23 - 20,20 = 23,03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\Delta S = 402,47 - 211,09 = 191,38 \text{ (kN/m)}$$

- Thành phần biến thiên của áp lực nước bên trong (Khả năng sử dụng):  $\Delta S$

$$P = 33,00 - 20,20 = 12,80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\Delta S = 323,94 - 211,09 = 112,85 \text{ (kN/m)}$$

- ✓ Tải trọng thiết kế

Tải trọng thiết kế được xác định bằng cách quy đổi tổng tải trọng thành tải phân bố đều và tải phân bố tam giác sao cho diện tích tải quy đổi đúng bằng tổng tải.

- An toàn (chống phá hoại tiết diện)

$$\Sigma P = 1,1 \times D + 1,1 \times S + 1,2 \times \Delta S = 801,61 \text{ (kN/m)}$$

Tải hình thang (phía đáy)

$$P_1 = 31,38 \times 1,1 + 20,20 \times 1,1 + 23,03 \times 1,2 = 84,37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Tải hình thang (phía trên)

$$P_2 = (2 \times \Sigma P / L) - P_1$$

$$= 2 \times 801,61 / 11,450 - 84,37 = 55,65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Khả năng sử dụng

$$\Sigma P = 1,0 \times D + 1,0 \times S + 1,0 \times \Delta S = 632,81 \text{ (kN/m)}$$

Tải hình thang (phía đáy)

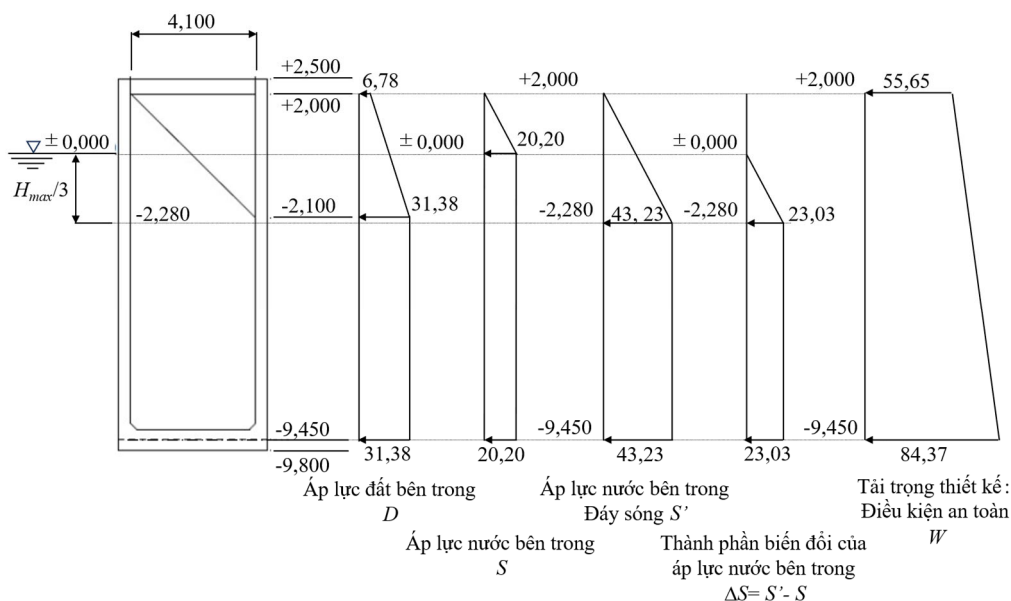
$$P_1 = 31,38 \times 1,0 + 20,20 \times 1,0 + 12,80 \times 1,0 = 64,38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Tải hình thang (phía trên)

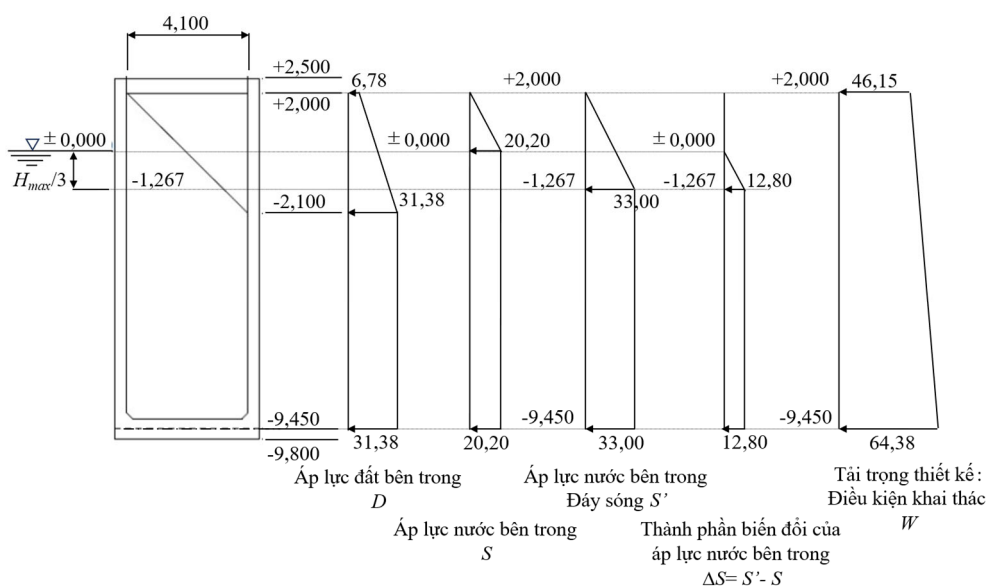
$$P_2 = (2 \times \Sigma P / L) - P_1$$

$$= 2 \times 632,81 / 11,450 - 64,38 = 46,15 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- An toàn (chống phá hoại tiết diện)



✓ Xác minh khả năng sử dụng



**Hình 2.23- Tải trọng thiết kế sau khi hoàn thành (Chân sóng, tường trước)**

iv) Sau khi hoàn thành (Trạng thái ngắn hạn/ tạm thời – đỉnh sóng, H.W.L)

✓ Tính toán tải trọng

- Áp lực đất bên trong:  $D$

$$P_1 = (\text{Tải phủ} + \text{tải thiết bị} + \text{trọng lượng lớp bê tông bảo vệ}) \times K$$

$$P_2 = P_1 + \text{Chiều cao trong} \times \text{Trọng lượng riêng cát lấp} \times K$$

$K$  : hệ số áp lực đất ở trạng thái nghỉ của cát lấp

$$P_1 = (0,00 + 0,00 + 0,500 \times 22,60) \times 0,60 = 6,78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 6,78 + (4,100 \times 10,00) \times 0,60 = 31,38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$D = 1/2 \times (6,78 + 31,38) \times 4,100 + 31,38 \times 7,350 = 308,87 \text{ (kN/m)}$$

- Lực sóng (An toàn):  $H$

$$H_1 = 1/2 \times (61,84 + 48,34) \times 11,450 = 630,78 \text{ (kN/m)}$$

$$H = 630,78 \text{ (kN/m)}$$

- Lực sóng (Khả năng sử dụng):  $H$

$$H_1 = 1/2 \times (25,96 + 15,03) \times 11,450 = 234,67 \text{ (kN/m)}$$

$$H = 234,67 \text{ (kN/m)}$$

✓ Tải trọng thiết kế

Tải trọng thiết kế được xác định bằng cách quy đổi tổng tải thành tải phân bố đều và tải phân bố tam giác sao cho diện tích tải quy đổi bằng tổng tải.

- An toàn (chống phá hoại tiết diện)

$$\Sigma P = 1,2 \times H - 0,9 \times D = 478,95 \text{ (kN/m)}$$

Tải hình thang (phần trên)

$$P_1 = 1,2 \times 61,84 - 0,9 \times 6,78 = 68,10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Tải hình thang (phần đáy)

$$P_2 = (2 \times \Sigma P / L) - P_1$$

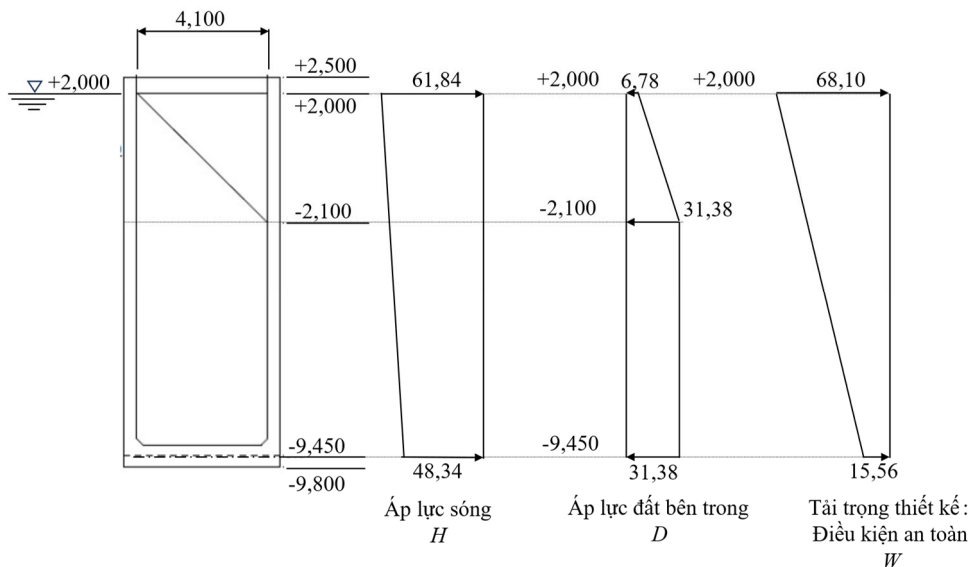
$$= 2 \times 478,95 / 11,450 - 68,10 = 15,56 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Khả năng sử dụng

$$\Sigma P = 1,0 \times H - 1,0 \times D = -74,20 \text{ (kN/m)}$$

Do tổng tải trọng âm, có thể bỏ qua lực tác dụng từ phía biển.

- An toàn (chống phá hoại tiết diện)



Hình 2.24- Tải trọng thiết kế sau khi hoàn thành (Đỉnh sóng, H.W.L., tường trước)

- Khả năng sử dụng: Không áp dụng

v) Sau khi hoàn thành (Trạng thái ngắn hạn/ tạm thời – đỉnh sóng, L.W.L)

✓ Tính toán tải trọng

- Áp lực đất bên trong:  $D$

$$P_1 = (\text{Tải phủ} + \text{tải thiết bị} + \text{trọng lượng lớp bê tông bảo vệ}) \times K$$

$$P_2 = P_1 + \text{Chiều cao trong} \times \text{Trọng lượng riêng cát lấp} \times K$$

$K$  : hệ số áp lực đất ở trạng thái nghỉ của cát lấp

$$P_1 = (0,00 + 0,00 + 0,500 \times 22,60) \times 0,60 = 6,78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 6,78 + (4,100 \times 10,00) \times 0,60 = 31,38 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$D = 1/2 \times (6,78 + 31,38) \times 4,100 + 31,38 \times 7,350 = 308,87 \text{ (kN/m)}$$

- Lực sóng (An toàn):  $H$

$$H_1 = 1/2 \times (50,19 + 62,34) \times 2,000 = 112,53 \text{ (kN/m)}$$

$$H_2 = 1/2 \times (62,34 + 51,04) \times 9,450 = 535,72 \text{ (kN/m)}$$

$$H = 648,25 \text{ (kN/m)}$$

- Lực sóng (Khả năng sử dụng):  $H$

$$H_1 = 1/2 \times (17,72 + 27,30) \times 2,000 = 45,02 \text{ (kN/m)}$$

$$H_2 = 1/2 \times (27,30 + 17,56) \times 9,450 = 211,96 \text{ (kN/m)}$$

$$H = 256,98 \text{ (kN/m)}$$

✓ Tải trọng thiết kế

Tải trọng thiết kế được tính bằng cách quy đổi tổng tải trọng thành tải phân bố đều và tải phân bố tam giác sao cho diện tích tải trọng bằng với tổng tải trọng.

- An toàn (chống phá hoại tiết diện)

$$\Sigma P = 1,2 \times H - 0,9 \times D = 499,92 \text{ (kN/m)}$$

Tải hình thang (phần trên)

$$P_1 = 1,2 \times 50,19 - 0,9 \times 6,78 = 54,13 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Tải hình thang (phần đáy)

$$P_2 = (2 \times \Sigma P / L) - P_1$$

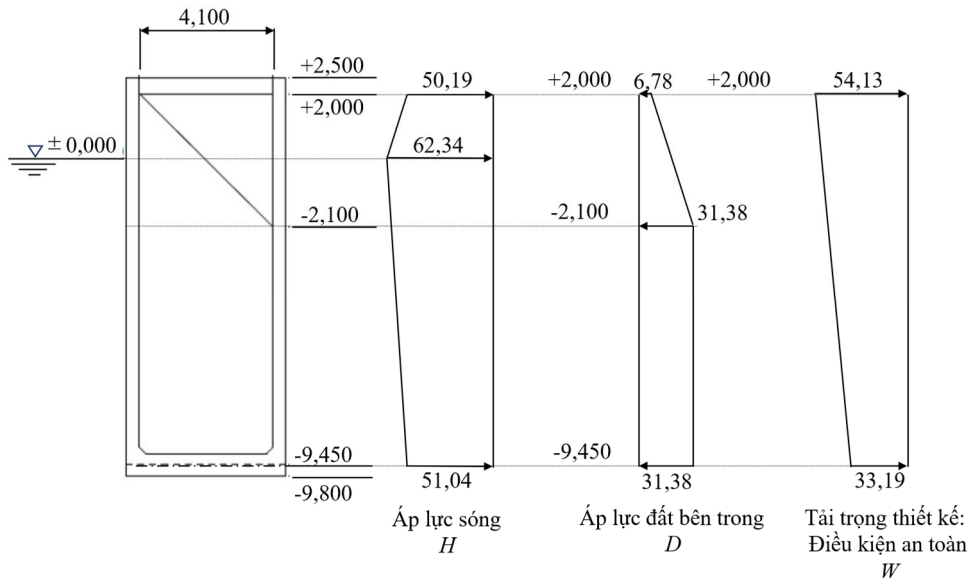
$$= 2 \times 499,92 / 11,450 - 54,13 = 33,19 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Khả năng sử dụng

$$\Sigma P = 1,0 \times H - 1,0 \times D = -51,89 \text{ (kN/m)}$$

Do tổng tải âm, có thể bỏ qua lực tác dụng từ phía biển.

- An toàn (chống phá hoại tiết diện)



Hình 2.25- Tải trọng thiết kế sau khi hoàn thành (Đỉnh sóng, L.W.L., tường trước)

- Khả năng sử dụng: Không áp dụng

### (3) Nội lực cho xác minh an toàn

#### 1) Bảng số liệu cho bản sàn

Mỗi bảng số liệu của bản sàn được đỡ ba cạnh và tự do một cạnh được xây dựng dựa trên lưới điểm có tọa độ x, y, trong đó, Hướng y tương ứng với hướng của ba cạnh được đỡ; hướng x là hướng vuông góc với cạnh tự do. Cạnh theo hướng y được chia thành bốn phần bằng nhau, còn cạnh theo hướng x được chia thành sáu hoặc tám phần bằng nhau, như thể hiện trong Hình 2.26 và 2.27.

Mỗi bảng số liệu của bản sàn được đỡ cả bốn cạnh cũng được xây dựng dựa trên lưới điểm có tọa độ x, y, trong đó hướng x và y được xác định như trình bày trong Hình 2.28.

Mô men uốn tại mỗi điểm lưới được xác định bằng cách sử dụng Phương trình (2.1) và (2.2).

Khi  $\lambda \leq 1$

$$M_x = X \cdot q \cdot l_x^2 \quad (2.1)$$

$$M_y = Y \cdot q \cdot l_x^2$$

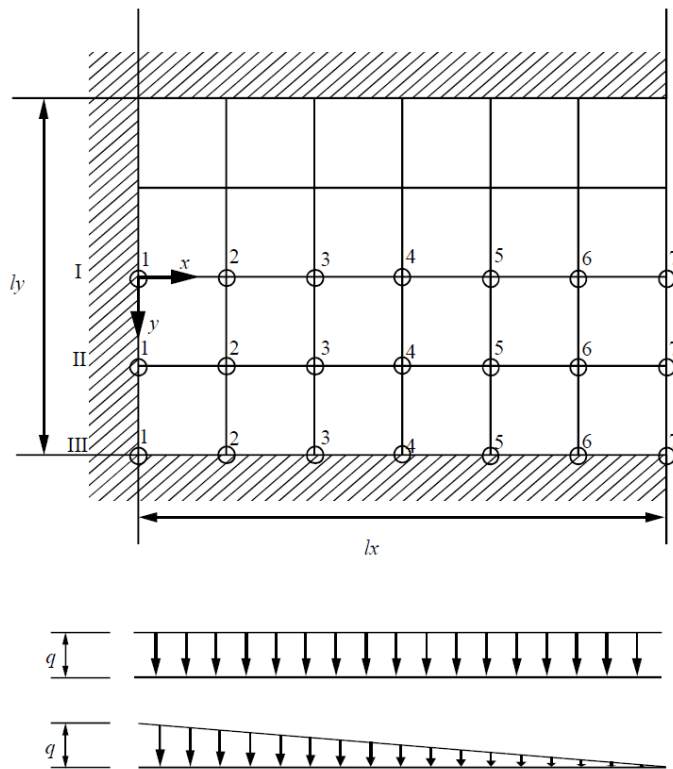
Khi  $\lambda > 1$

$$M_x = X \cdot q \cdot l_y^2 \quad (2.2)$$

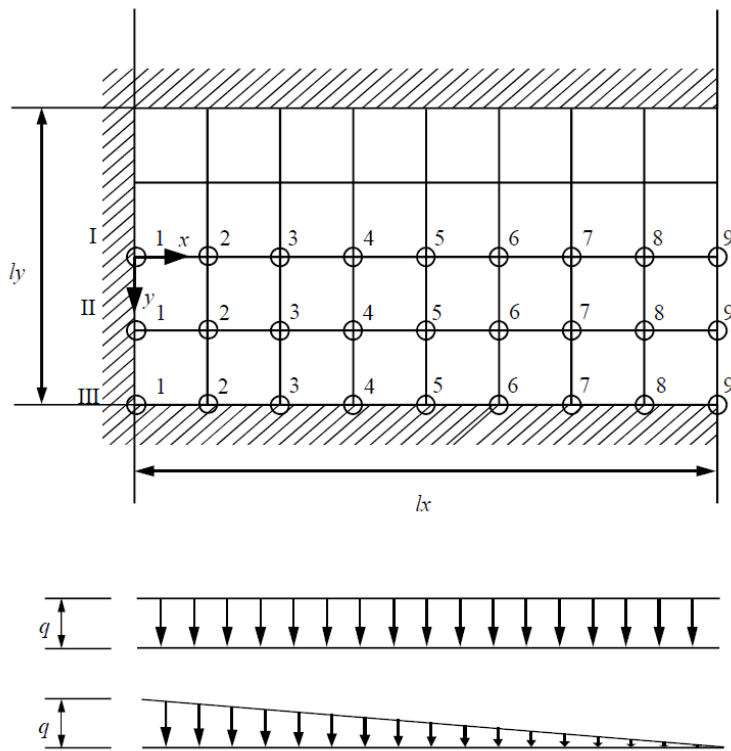
$$M_y = Y \cdot q \cdot l_y^2$$

Trong đó:

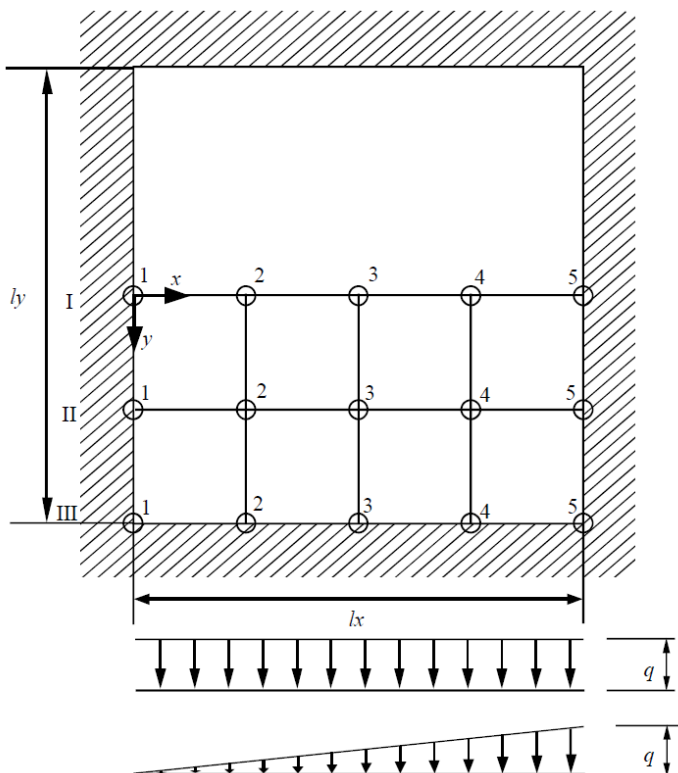
- $\lambda$  : Tỷ số chiều dài cạnh  $\lambda = l_x / l_y$
- $M_x, M_y$  : Mô men uốn theo phương x hoặc y tại một điểm nhất định (kN·m/m)
- X, Y : Hệ số mô men uốn theo phương x hoặc y tại một điểm nhất định
- $l_x, l_y$  : Chiều dài theo phương x hoặc y (m)
- q : Cường độ tải trọng của tải phân bố đều hoặc cường độ tải trọng lớn nhất của tải phân bố hình tam giác (kN/m<sup>2</sup>)



Hình 2.26- Bản sàn được đỡ ba cạnh và tự do một cạnh (chia thành 6 phần bằng nhau)

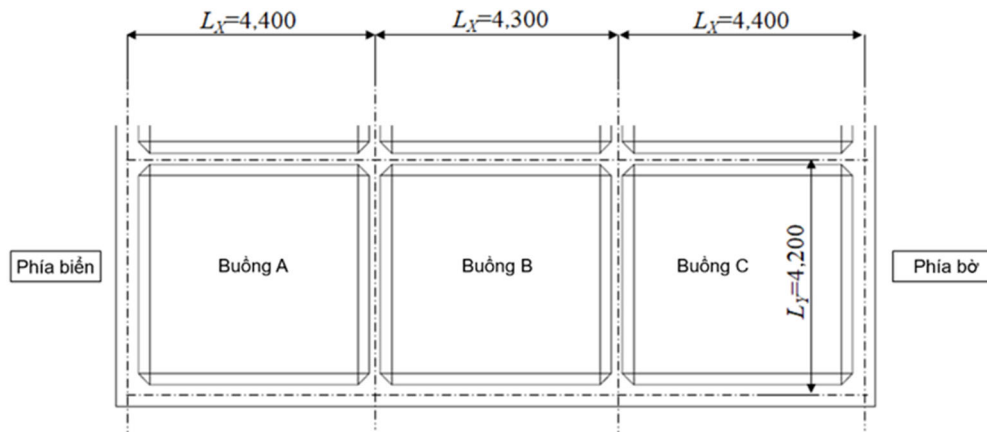


Hình 2.27- Bản sàn được đỡ ba cạnh và tự do một cạnh (chia thành 8 phần bằng nhau)



Hình 2.28 – Bản sàn được đỡ bởi cả bốn cạnh (chia thành 4 phần bằng nhau)

## 2) Nội lực mặt cắt của bản đáy



Hình 2.29 – Nhịp thiết kế của tấm đáy

Nội lực mặt cắt của tấm đáy được xác định theo mô hình tấm được đỡ bởi bốn cạnh, dựa trên điều kiện ràng buộc và tính toán theo bảng số liệu. Mô men dương được định nghĩa là gây ứng suất kéo ở mặt trên, trong khi mô men âm gây ứng suất kéo ở mặt dưới.

i) Khoảng A: Tình huống biến đổi, mực nước cao (H.W.L), đáy sóng (tải trọng hướng lên)

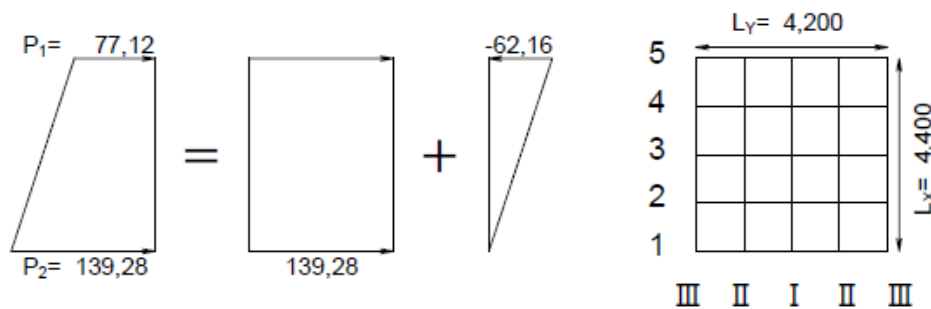
$$P_1 = 77,12 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 139,28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 4,400 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,200 \text{ (m)}$$

$\lambda = 4,400/4,200 = 1,05$ , Áp dụng bảng hệ số với  $\lambda = 1,00$ .



Hình 2.30- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố đều gây ra

$$P = 139,28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = 139,28 \times 4,200^2 \times X = 2.456,90 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = 139,28 \times 4,400^2 \times Y = 2.456,90 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Bảng 2.19- Hệ số và nội lực mặt cắt

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	5	-0,0513	-126,04	-0,0086	-21,13
	4	0,0096	23,59	0,0116	28,50
	3	0,0206	50,61	0,0206	50,61
	2	0,0096	23,59	0,0116	28,50
	1	-0,0513	-126,04	-0,0086	-21,13

II	5	-0,0324	-79,60	-0,0054	-13,27
	4	0,0059	14,50	0,0059	14,50
	3	0,0116	28,50	0,0096	23,59
	2	0,0059	14,50	0,0059	14,50
	1	-0,0324	-79,60	-0,0054	-13,27
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0054	-13,27	-0,0324	-79,60
	3	-0,0086	-21,13	-0,0513	-126,04
	2	-0,0054	-13,27	-0,0324	-79,60
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = -62,16 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_X = P \cdot L \cdot \gamma^2 \cdot X = -62,16 \times 4,200^2 \times X = -1.096,50 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_Y = P \cdot L \cdot \gamma^2 \cdot Y = -62,16 \times 4,200^2 \times Y = -1.096,50 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.20- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_X$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_Y$ (kN·m)
I	5	-0,0334	36,62	-0,0056	6,14
	4	0,0080	-8,77	0,0069	-7,57
	3	0,0103	-11,29	0,0103	-11,29
	2	0,0015	-1,64	0,0047	-5,15
	1	-0,0179	19,63	-0,0030	3,29
II	5	-0,0223	24,45	-0,0037	4,06
	4	0,0052	-5,70	0,0040	-4,39
	3	0,0058	-6,36	0,0048	-5,26
	2	0,0006	-0,66	0,0018	-1,97
	1	-0,0101	11,07	-0,0017	1,86
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0036	3,95	-0,0208	22,81
	3	-0,0043	4,71	-0,0257	28,18
	2	-0,0019	2,08	-0,0116	12,72
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Tổng hợp tải trọng phân bố đều và tải trọng phân bố hình tam giác

**Bảng 2.21- Tổng hợp nội lực mặt cắt (Buồng A, trường hợp ngắn hạn – tải trọng hướng lên)**

		$M_X$ (kN·m)	$M_Y$ (kN·m)
I	5	-89,42	-14,99
	4	14,82	20,93
	3	39,32	39,32
	2	21,95	23,35
	1	-106,41	-17,84
II	5	-55,15	-9,21
	4	8,80	10,11
	3	22,14	18,33
	2	13,84	12,53
	1	-68,53	-11,41
III	5	0,00	0,00

	4	-9,32	-56,79
	3	-16,42	-97,86
	2	-11,19	-66,88
	1	0,00	0,00

ii) Bường A: Trường hợp ngắn hạn, mực nước cao nhất (H.W.L), đỉnh sóng – tải trọng hướng xuống

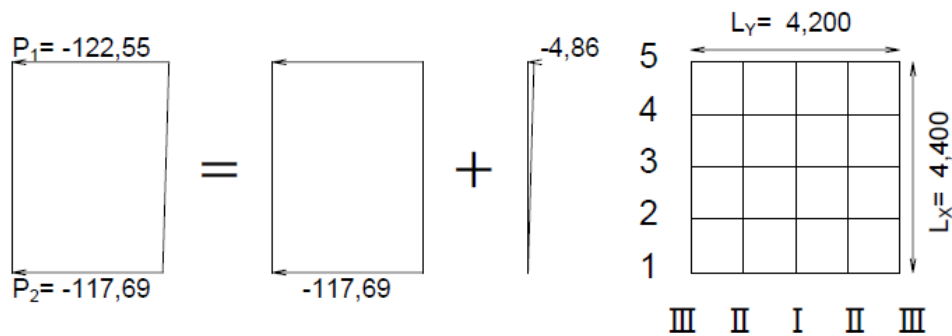
$$P_1 = -122,55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = -117,69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 4,400 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,200 \text{ (m)}$$

$\lambda = 4,400/4,200 = 1,05$ , Áp dụng bảng hệ số với  $\lambda = 1,00$ .



**Hình 2.31- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt**

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố đều gây ra

$$P = -117,69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = -117,69 \times 4,200^2 \times X = -2.076,05 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = -117,69 \times 4,400^2 \times Y = -2.076,05 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.22- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	5	-0,0513	106,50	-0,0086	17,85
	4	0,0096	-19,93	0,0116	-24,08
	3	0,0206	-42,77	0,0206	-42,77
	2	0,0096	-19,93	0,0116	-24,08
	1	-0,0513	106,50	-0,0086	17,85
II	5	-0,0324	67,26	-0,0054	11,21
	4	0,0059	-12,25	0,0059	-12,25
	3	0,0116	-24,08	0,0096	-19,93
	2	0,0059	-12,25	0,0059	-12,25
	1	-0,0324	67,26	-0,0054	11,21
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0054	11,21	-0,0324	67,26
	3	-0,0086	17,85	-0,0513	106,50
	2	-0,0054	11,21	-0,0324	67,26
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = -4,86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_X = P \cdot L_Y^2 \cdot X = -4,86 \times 4,200^2 \times X = -85,73 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_Y = P \cdot L_Y^2 \cdot Y = -4,86 \times 4,200^2 \times Y = -85,73 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.23- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_X$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_Y$ (kN·m)
I	5	-0,0334	2,86	-0,0056	0,48
	4	0,0080	-0,69	0,0069	-0,59
	3	0,0103	-0,88	0,0103	-0,88
	2	0,0015	-0,13	0,0047	-0,40
	1	-0,0179	1,53	-0,0030	0,26
II	5	-0,0223	1,91	-0,0037	0,32
	4	0,0052	-0,45	0,0040	-0,34
	3	0,0058	-0,50	0,0048	-0,41
	2	0,0006	-0,05	0,0018	-0,15
	1	-0,0101	0,87	-0,0017	0,15
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0036	0,31	-0,0208	1,78
	3	-0,0043	0,37	-0,0257	2,20
	2	-0,0019	0,16	-0,0116	0,99
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Tổ hợp tải trọng phân bố đều và tải trọng phân bố hình tam giác

**Bảng 2.24- Tổng hợp nội lực mặt cắt (Buồng A, Trường hợp ngắn hạn ( tải trọng hướng xuống))**

		$M_X$ (kN·m)	$M_Y$ (kN·m)
I	5	109.36	18.33
	4	-20.62	-24.67
	3	-43.65	-43.65
	2	-20.06	-24.48
	1	108.03	18.11
II	5	69.17	11.53
	4	-12.70	-12.59
	3	-24.58	-20.34
	2	-12.30	-12.40
	1	68.13	11.36
III	5	0.00	0.00
	4	11.52	69.04
	3	18.22	108.70
	2	11.37	68.25
	1	0.00	0.00

iii) Buồng B: Trạng thái lâu dài/ thường xuyên, mực nước cao nhất H.W.L (tải trọng hướng lên)

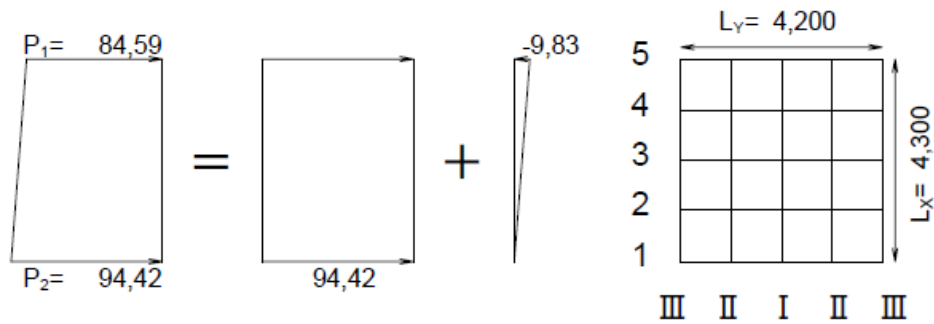
$$P_1 = 84,59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 94,42 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_X = 4,300 \text{ (m)}$$

$$L_Y = 4,200 \text{ (m)}$$

$\lambda = 4,300/4,200 = 1,02$ , Áp dụng bảng hệ số với  $\lambda = 1,00$ .



**Hình 2.32- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt**

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố đều gây ra

$$P = 94,42 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = 94,42 \times 4,200^2 \times X = 1.665,57 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = 94,42 \times 4,200^2 \times Y = 1.665,57 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.25- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	5	-0,0513	-85,44	-0,0086	-14,32
	4	0,0096	15,99	0,0116	19,32
	3	0,0206	34,31	0,0206	34,31
	2	0,0096	15,99	0,0116	19,32
	1	-0,0513	-85,44	-0,0086	-14,32
II	5	-0,0324	-53,96	-0,0054	-8,99
	4	0,0059	9,83	0,0059	9,83
	3	0,0116	19,32	0,0096	15,99
	2	0,0059	9,83	0,0059	9,83
	1	-0,0324	-53,96	-0,0054	-8,99
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0054	-8,99	-0,0324	-53,96
	3	-0,0086	-14,32	-0,0513	-85,44
	2	-0,0054	-8,99	-0,0324	-53,96
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = -9,83 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = -9,83 \times 4,200^2 \times X = -173,40 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = -9,83 \times 4,200^2 \times Y = -173,40 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.26- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	5	-0,0334	5,79	-0,0056	0,97
	4	0,0080	-1,39	0,0069	-1,20
	3	0,0103	-1,79	0,0103	-1,79
	2	0,0015	-0,26	0,0047	-0,81
	1	-0,0179	3,10	-0,0030	0,52
II	5	-0,0223	3,87	-0,0037	0,64
	4	0,0052	-0,90	0,0040	-0,69
	3	0,0058	-1,01	0,0048	-0,83

	2	0,0006	-0,10	0,0018	-0,31
	1	-0,0101	1,75	-0,0017	0,29
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0036	0,62	-0,0208	3,61
	3	-0,0043	0,75	-0,0257	4,46
	2	-0,0019	0,33	-0,0116	2,01
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Tổ hợp tải trọng phân bố đều và tải trọng phân bố hình tam giác

**Bảng 2.27- Tổng hợp nội lực mặt cắt (Buồng B, Trạng thái lâu dài/ thường xuyên (tải trọng hướng lên))**

		$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
I	5	-79,65	-13,35
	4	14,60	18,12
	3	32,52	32,52
	2	15,73	18,51
	1	-82,34	-13,80
II	5	-50,09	-8,35
	4	8,93	9,14
	3	18,31	15,16
	2	9,73	9,52
	1	-52,21	-8,70
III	5	0,00	0,00
	4	-8,37	-50,35
	3	-13,57	-80,98
	2	-8,66	-51,95
	1	0,00	0,00

iv) Buồng B: Trường hợp ngắn hạn, mực nước cao nhất H.W.L, đỉnh sóng (tải trọng hướng xuống)

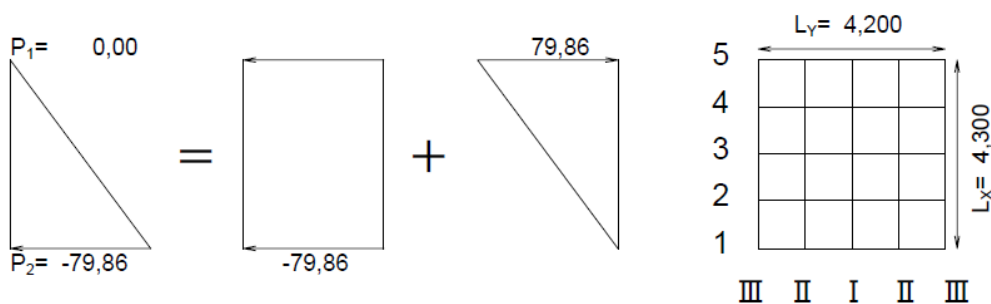
$$P_1 = 0,00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = -79,86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 4,300 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,200 \text{ (m)}$$

$\lambda = 4,300/4,200 = 1,02$ , Áp dụng bảng hệ số với  $\lambda = 1,00$ .



**Hình 2.33- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt**

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố đều gây ra

$$P = -79,86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = -79,86 \times 4,200^2 \times X = -1.408,73 \times X \text{ (kN·m)}$$

$$M_Y = P \cdot L \cdot Y^2 \cdot Y = -79,86 \times 4,200^2 \times Y = -1.408,73 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.28- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_X$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_Y$ (kN·m)
I	5	-0,0513	72,27	-0,0086	12,12
	4	0,0096	-13,52	0,0116	-16,34
	3	0,0206	-29,02	0,0206	-29,02
	2	0,0096	-13,52	0,0116	-16,34
	1	-0,0513	72,27	-0,0086	12,12
II	5	-0,0324	45,64	-0,0054	7,61
	4	0,0059	-8,31	0,0059	-8,31
	3	0,0116	-16,34	0,0096	-13,52
	2	0,0059	-8,31	0,0059	-8,31
	1	-0,0324	45,64	-0,0054	7,61
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0054	7,61	-0,0324	45,64
	3	-0,0086	12,12	-0,0513	72,27
	2	-0,0054	7,61	-0,0324	45,64
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = 79,86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_X = P \cdot L \cdot X^2 \cdot X = 79,86 \times 4,200^2 \times X = 1.408,73 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_Y = P \cdot L \cdot Y^2 \cdot Y = 79,86 \times 4,200^2 \times Y = 1.408,73 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.29- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_X$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_Y$ (kN·m)
I	5	-0,0334	-47,05	-0,0056	-7,89
	4	0,0080	11,27	0,0069	9,72
	3	0,0103	14,51	0,0103	14,51
	2	0,0015	2,11	0,0047	6,62
	1	-0,0179	-25,22	-0,0030	-4,23
II	5	-0,0223	-31,41	-0,0037	-5,21
	4	0,0052	7,33	0,0040	5,63
	3	0,0058	8,17	0,0048	6,76
	2	0,0006	0,85	0,0018	2,54
	1	-0,0101	-14,23	-0,0017	-2,39
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0036	-5,07	-0,0208	-29,30
	3	-0,0043	-6,06	-0,0257	-36,20
	2	-0,0019	-2,68	-0,0116	-16,34
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Tổ hợp tải trọng phân bố đều và tải trọng phân bố hình tam giác

**Bảng 2.30- Tổng hợp nội lực mặt cắt (Buồng B Trường hợp ngắn hạn (tải trọng hướng xuống))**

		$M_X$ (kN·m)	$M_Y$ (kN·m)
I	5	25,22	4,23
	4	-2,25	-6,62
	3	-14,51	-14,51

	2	-11,41	-9,72
	1	47,05	7,89
II	5	14,23	2,40
	4	-0,98	-2,68
	3	-8,17	-6,76
	2	-7,46	-5,77
	1	31,41	5,22
III	5	0,00	0,00
	4	2,54	16,34
	3	6,06	36,07
	2	4,93	29,30
	1	0,00	0,00

v) Bùn C: Trường hợp ngắn hạn, mực nước cao nhất H.W.L, đỉnh sóng (tải trọng hướng lên)

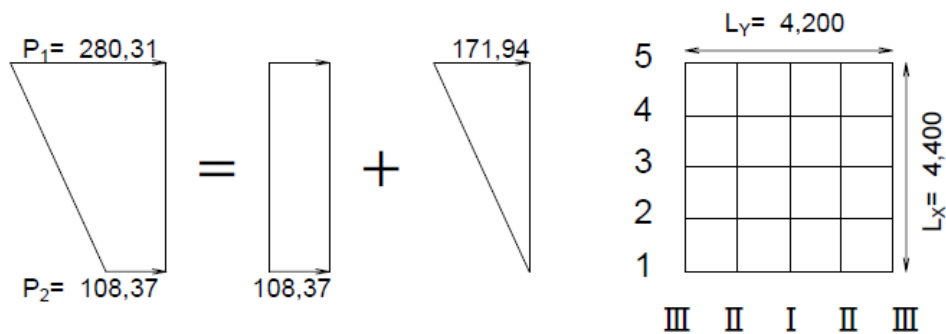
$$P_1 = 280,31 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 108,37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 4,400 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,200 \text{ (m)}$$

$\lambda = 4,400/4,200 = 1,05$ , Áp dụng bảng hệ số với  $\lambda = 1,00$ .



**Hình 2.34- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt**

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố đều gây ra

$$P = 108,37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = 108,37 \times 4,200^2 \times X = 1.911,65 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = 108,37 \times 4,400^2 \times Y = 1.911,65 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.31- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	5	-0,0513	-98,07	-0,0086	-16,44
	4	0,0096	18,35	0,0116	22,18
	3	0,0206	39,38	0,0206	39,38
	2	0,0096	18,35	0,0116	22,18
	1	-0,0513	-98,07	-0,0086	-16,44
II	5	-0,0324	-61,94	-0,0054	-10,32
	4	0,0059	11,28	0,0059	11,28
	3	0,0116	22,18	0,0096	18,35
	2	0,0059	11,28	0,0059	11,28
	1	-0,0324	-61,94	-0,0054	-10,32

III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0054	-10,32	-0,0324	-61,94
	3	-0,0086	-16,44	-0,0513	-98,07
	2	-0,0054	-10,32	-0,0324	-61,94
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = 171,94 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_X = P \cdot L \cdot Y^2 \cdot X = 171,94 \times 4,200^2 \times X = 3.033,02 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_Y = P \cdot L \cdot Y^2 \cdot Y = 171,94 \times 4,200^2 \times Y = 3.033,02 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.32- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_X$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_Y$ (kN·m)
I	5	-0,0334	-101,30	-0,0056	-16,98
	4	0,0080	24,26	0,0069	20,93
	3	0,0103	31,24	0,0103	31,24
	2	0,0015	4,55	0,0047	14,26
	1	-0,0179	-54,29	-0,0030	-9,10
II	5	-0,0223	-67,64	-0,0037	-11,22
	4	0,0052	15,77	0,0040	12,13
	3	0,0058	17,59	0,0048	14,56
	2	0,0006	1,82	0,0018	5,46
	1	-0,0101	-30,63	-0,0017	-5,16
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0036	-10,92	-0,0208	-63,09
	3	-0,0043	-13,04	-0,0257	-77,95
	2	-0,0019	-5,76	-0,0116	-35,18
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Tổ hợp tải trọng phân bố đều và tải trọng phân bố hình tam giác

**Bảng 2.33- Tổng hợp nội lực mặt cắt (Buồng C Trường hợp ngắn hạn (tải trọng hướng lên))**

		$M_X$ (kN·m)	$M_Y$ (kN·m)
I	5	-199,37	-33,42
	4	42,61	43,11
	3	70,62	70,62
	2	22,90	36,44
	1	-152,36	-25,54
II	5	-129,58	-21,54
	4	27,05	23,41
	3	39,77	32,91
	2	13,10	16,74
	1	-92,57	-15,48
III	5	0,00	0,00
	4	-21,24	-125,03
	3	-29,48	-176,02
	2	-16,08	-97,12
	1	0,00	0,00

vi) Bường C: Trường hợp ngắn hạn, mực nước cao nhất H.W.L, Wave trough (tải trọng hướng xuống)

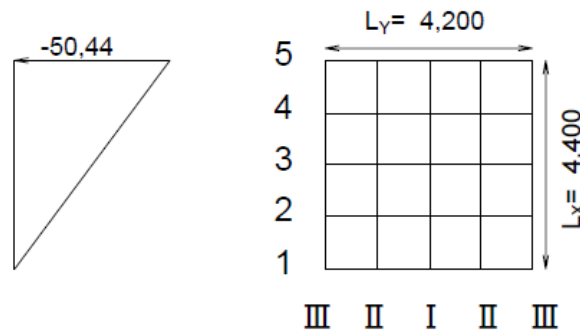
$$P_1 = -50,44 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 0,00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 4,400 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,200 \text{ (m)}$$

$\lambda = 4,400/4,200 = 1,05$ , Áp dụng bảng hệ số với  $\lambda = 1,00$ .



**Hình 2.35- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt**

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = -50,44 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = -50,44 \times 4,200^2 \times X = -889,76 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = -50,44 \times 4,400^2 \times Y = -980,86 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

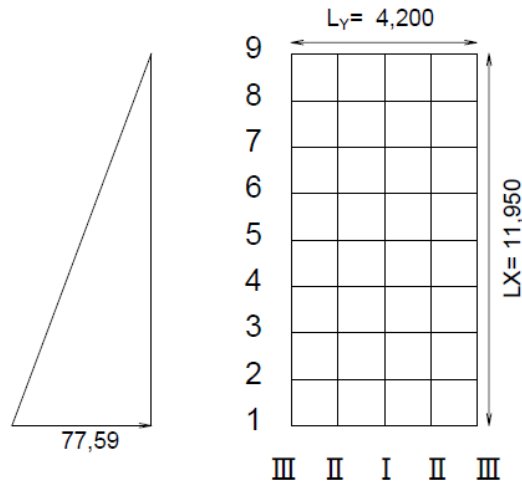
**Bảng 2.34- Tổng hợp nội lực mặt cắt (Bường C Trường hợp ngắn hạn (tải trọng hướng xuống))**

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	5	-0,0334	29,72	-0,0056	4,98
	4	0,0080	-7,12	0,0069	-6,14
	3	0,0103	-9,16	0,0103	-9,16
	2	0,0015	-1,33	0,0047	-4,18
	1	-0,0179	15,93	-0,0030	2,67
II	5	-0,0223	19,84	-0,0037	3,29
	4	0,0052	-4,63	0,0040	-3,56
	3	0,0058	-5,16	0,0048	-4,27
	2	0,0006	-0,53	0,0018	-1,60
	1	-0,0101	8,99	-0,0017	1,51
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0036	3,20	-0,0208	18,51
	3	-0,0043	3,83	-0,0257	22,87
	2	-0,0019	1,69	-0,0116	10,32
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

### 3) Nội lực cắt ngang của tường ngoài (tường trước)

Nội lực cắt ngang của tường ngoài được ước tính bằng mô hình tấm (slab) được kê trên ba cạnh hoặc bốn cạnh, tùy theo điều kiện ràng buộc, và tính toán dựa trên các bảng số liệu. Mô men uốn dương được định nghĩa là gây ra lực kéo ở mặt trong của tường, trong khi mô men uốn âm gây ra lực kéo ở mặt ngoài của tường.

i) Điều kiện nổi



Hình 2.36- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt

$$P_1 = 0,00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 77,59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 11,950 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,200 \text{ (m)}$$

$\lambda = 11,950/4,200 = 2,85$ , Áp dụng bảng hệ số với  $\lambda = 2,75$ .

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = 77,59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = 77,59 \times 4,200^2 \times X = 1.368,69 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_y^2 \cdot Y = 77,59 \times 4,200^2 \times Y = 1.368,69 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Bảng 2.35- Hệ số và nội lực mặt cắt

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	9	0,0000	0,00	0,0034	4,65
	8	0,0002	0,27	0,0060	8,21
	7	0,0015	2,05	0,0105	14,37
	6	0,0026	3,56	0,0157	21,49
	5	0,0037	5,06	0,0209	28,61
	4	0,0057	7,80	0,0257	35,18
	3	0,0101	13,82	0,0272	37,23
	2	0,0108	14,78	0,0173	23,68
	1	-0,0486	-66,52	-0,0081	-11,09
II	9	0,0000	0,00	0,0003	0,41
	8	-0,0002	-0,27	0,0013	1,78
	7	0,0003	0,41	0,0026	3,56
	6	0,0006	0,82	0,0039	5,34
	5	0,0009	1,23	0,0053	7,25
	4	0,0019	2,60	0,0068	9,31
	3	0,0045	6,16	0,0081	11,09
	2	0,0060	8,21	0,0068	9,31
	1	-0,0299	-40,92	-0,0050	-6,84
III	9	0,0000	0,00	-0,0021	-2,87
	8	-0,0019	-2,60	-0,0117	-16,01
	7	-0,0037	-5,06	-0,0220	-30,11

6	-0,0054	-7,39	-0,0322	-44,07
5	-0,0071	-9,72	-0,0427	-58,44
4	-0,0086	-11,77	-0,0515	-70,49
3	-0,0093	-12,73	-0,0555	-75,96
2	-0,0068	-9,31	-0,0409	-55,98
1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

ii) Trạng thái lâu dài/ thường xuyên

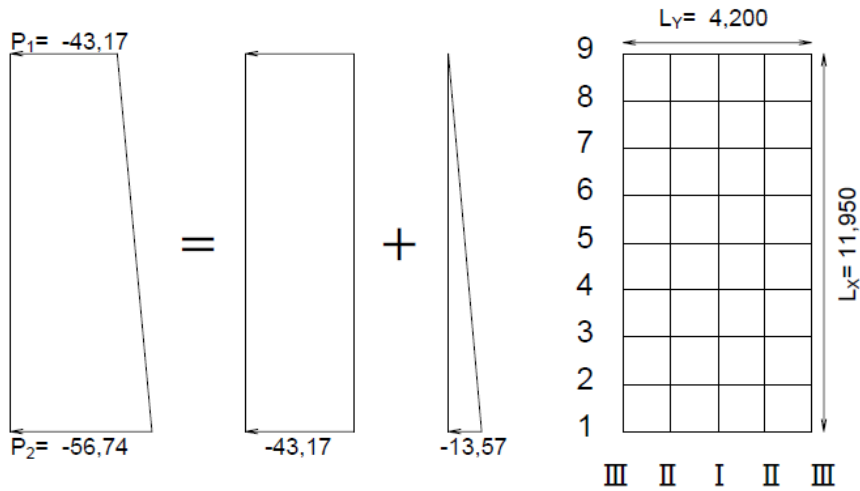
$$P_1 = -43,17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = -56,74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 11,950 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,200 \text{ (m)}$$

$\lambda = 11,950/4,200 = 2,85$ , Áp dụng bảng hệ số với  $\lambda = 2,75$ .



Hình 2.37- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố đều gây ra

$$P = -43,17 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = -43,17 \times 4,200^2 \times X = -761,52 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = -43,17 \times 11,950^2 \times Y = -614,52 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Bảng 2.36- Hệ số và nội lực mặt cắt

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	9	0,0000	0,00	0,0432	-32,90
	8	0,0061	-4,65	0,0414	-31,53
	7	0,0069	-5,25	0,0415	-31,60
	6	0,0070	-5,33	0,0417	-31,76
	5	0,0072	-5,48	0,0418	-31,83
	4	0,0084	-6,40	0,0413	-31,45
	3	0,0121	-9,21	0,0373	-28,40
	2	0,0110	-8,38	0,0213	-16,22
	1	-0,0566	43,10	-0,0094	7,16
II	9	0,0000	0,00	0,0105	-8,00
	8	0,0012	-0,91	0,0103	-7,84
	7	0,0018	-1,37	0,0104	-7,92
	6	0,0018	-1,37	0,0104	-7,92
	5	0,0018	-1,37	0,0105	-8,00
4	0,0025	-1,90	0,0107	-8,15	

	3	0,0050	-3,81	0,0107	-8,15
	2	0,0059	-4,49	0,0077	-5,86
	1	-0,0341	25,97	-0,0057	4,34
III	9	0,0000	0,00	-0,0863	65,72
	8	-0,0139	10,59	-0,0836	63,66
	7	-0,0137	10,43	-0,0820	62,44
	6	-0,0138	10,51	-0,0827	62,98
	5	-0,0141	10,74	-0,0845	64,35
	4	-0,0140	10,66	-0,0839	63,89
	3	-0,0127	9,67	-0,0763	58,10
	2	-0,0080	6,09	-0,0480	36,55
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = -13,57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_X = P \cdot L \cdot Y^2 \cdot X = -13,57 \times 4,200^2 \times X = -239,37 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_Y = P \cdot L \cdot X^2 \cdot Y = -13,57 \times 4,200^2 \times Y = -239,37 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.37- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_X$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_Y$ (kN·m)
I	9	0,0000	0,00	0,0034	-0,81
	8	0,0002	-0,05	0,0060	-1,44
	7	0,0015	-0,36	0,0105	-2,51
	6	0,0026	-0,62	0,0157	-3,76
	5	0,0037	-0,89	0,0209	-5,00
	4	0,0057	-1,36	0,0257	-6,15
	3	0,0101	-2,42	0,0272	-6,51
	2	0,0108	-2,59	0,0173	-4,14
	1	-0,0486	11,63	-0,0081	1,94
II	9	0,0000	0,00	0,0003	-0,07
	8	-0,0002	0,05	0,0013	-0,31
	7	0,0003	-0,07	0,0026	-0,62
	6	0,0006	-0,14	0,0039	-0,93
	5	0,0009	-0,22	0,0053	-1,27
	4	0,0019	-0,45	0,0068	-1,63
	3	0,0045	-1,08	0,0081	-1,94
	2	0,0060	-1,44	0,0068	-1,63
	1	-0,0299	7,16	-0,0050	1,20
III	9	0,0000	0,00	-0,0021	0,50
	8	-0,0019	0,45	-0,0117	2,80
	7	-0,0037	0,89	-0,0220	5,27
	6	-0,0054	1,29	-0,0322	7,71
	5	-0,0071	1,70	-0,0427	10,22
	4	-0,0086	2,06	-0,0515	12,33
	3	-0,0093	2,23	-0,0555	13,29
	2	-0,0068	1,63	-0,0409	9,79
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

**Bảng 2.38- Tổng hợp nội lực mặt cắt (tường trước, Trạng thái lâu dài/ thường xuyên)**

		$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
I	9	0,00	-33,71
	8	-4,70	-32,97
	7	-5,61	-34,11
	6	-5,95	-35,52
	5	-6,37	-36,83
	4	-7,76	-37,60
	3	-11,63	-34,91
	2	-10,97	-20,36
	1	54,73	9,10
II	9	0,00	-8,07
	8	-0,86	-8,15
	7	-1,44	-8,54
	6	-1,51	-8,85
	5	-1,59	-9,27
	4	-2,35	-9,78
	3	-4,89	-10,09
	2	-5,93	-7,49
	1	33,13	5,54
III	9	0,00	66,22
	8	11,04	66,46
	7	11,32	67,71
	6	11,80	70,69
	5	12,44	74,57
	4	12,72	76,22
	3	11,90	71,39
	2	7,72	46,34
	1	0,00	0,00

iii) Trường hợp ngắn hạn (đỉnh sóng, mực nước thấp nhất L.W.L)

Dựa trên kết quả tính toán cho cả hai loại bản sàn được kê ba cạnh và bốn cạnh, tại mỗi điểm lưới, giá trị mô men uốn lớn hơn sẽ được chọn. Hệ số đối với bản sàn cố định bốn cạnh được tính bằng cách lấy hệ số của bản 1/4 chia cho 1/8.

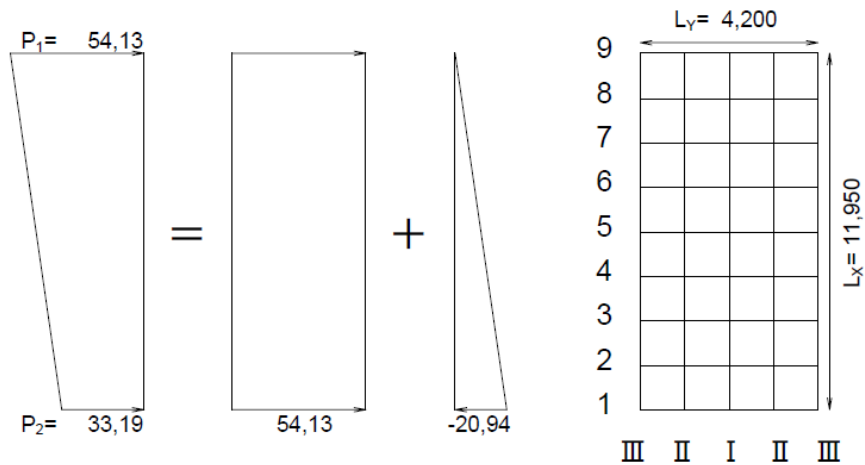
$$P_1 = 54,13 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 33,19 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 11,950 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,200 \text{ (m)}$$

$$\lambda = 11,950/4,200 = 2,85, \text{ Áp dụng bảng hệ số với } \lambda = 2,75.$$



**Hình 2.38- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt (Kê trên ba cạnh)**

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố đều gây ra

$$P = 54,13 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = 54,13 \times 4,200^2 \times X = 954,85 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = 54,13 \times 11,950^2 \times Y = 754,85 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.39- Hệ số và nội lực mặt cắt (Kê trên ba cạnh)**

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	9	0,0000	0,00	0,0432	41,25
	8	0,0061	5,82	0,0414	39,53
	7	0,0069	6,59	0,0415	39,63
	6	0,0070	6,68	0,0417	39,82
	5	0,0072	6,87	0,0418	39,91
	4	0,0084	8,02	0,0413	39,44
	3	0,0121	11,55	0,0373	35,62
	2	0,0110	10,50	0,0213	20,34
	1	-0,0566	-54,04	-0,0094	-8,98
II	9	0,0000	0,00	0,0105	10,03
	8	0,0012	1,15	0,0103	9,83
	7	0,0018	1,72	0,0104	9,93
	6	0,0018	1,72	0,0104	9,93
	5	0,0018	1,72	0,0105	10,03
	4	0,0025	2,39	0,0107	10,22
	3	0,0050	4,77	0,0107	10,22
	2	0,0059	5,63	0,0077	7,35
	1	-0,0341	-32,56	-0,0057	-5,44
III	9	0,0000	0,00	-0,0863	-82,40
	8	-0,0139	-13,27	-0,0836	-79,83
	7	-0,0137	-13,08	-0,0820	-78,30
	6	-0,0138	-13,18	-0,0827	-78,97
	5	-0,0141	-13,46	-0,0845	-80,68
	4	-0,0140	-13,37	-0,0839	-80,11
	3	-0,0127	-12,13	-0,0763	-72,66
	2	-0,0080	-7,64	-0,0480	-45,83
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = -20,94 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L \cdot Y^2 \cdot X = -20,94 \times 4,200^2 \times X = -369,38 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L \cdot Y^2 \cdot Y = -20,94 \times 4,200^2 \times Y = -369,38 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

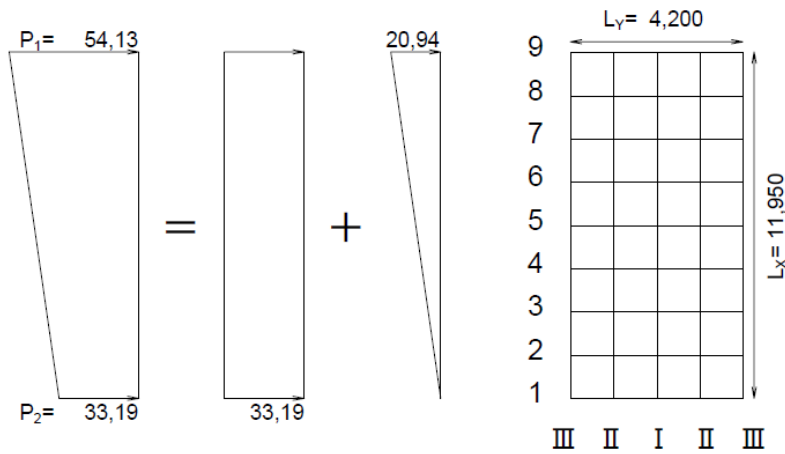
**Bảng 2.40- Hệ số và nội lực mặt cắt (Kê trên ba cạnh)**

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	9	0,0000	0,00	0,0034	-1,26
	8	0,0002	-0,07	0,0060	-2,22
	7	0,0015	-0,55	0,0105	-3,88
	6	0,0026	-0,96	0,0157	-5,80
	5	0,0037	-1,37	0,0209	-7,72
	4	0,0057	-2,11	0,0257	-9,49
	3	0,0101	-3,73	0,0272	-10,05
	2	0,0108	-3,99	0,0173	-6,39
	1	-0,0486	17,95	-0,0081	2,99
II	9	0,0000	0,00	0,0003	-0,11
	8	-0,0002	0,07	0,0013	-0,48
	7	0,0003	-0,11	0,0026	-0,96
	6	0,0006	-0,22	0,0039	-1,44
	5	0,0009	-0,33	0,0053	-1,96
	4	0,0019	-0,70	0,0068	-2,51
	3	0,0045	-1,66	0,0081	-2,99
	2	0,0060	-2,22	0,0068	-2,51
	1	-0,0299	11,04	-0,0050	1,85
III	9	0,0000	0,00	-0,0021	0,78
	8	-0,0019	0,70	-0,0117	4,32
	7	-0,0037	1,37	-0,0220	8,13
	6	-0,0054	1,99	-0,0322	11,89
	5	-0,0071	2,62	-0,0427	15,77
	4	-0,0086	3,18	-0,0515	19,02
	3	-0,0093	3,44	-0,0555	20,50
	2	-0,0068	2,51	-0,0409	15,11
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

**Bảng 2.41 - Tổng hợp nội lực mặt cắt (tường trước, đỉnh sóng, mực nước thấp nhất L.W.L, kê trên ba cạnh)**

		$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
I	9	0,00	39,99
	8	5,75	37,31
	7	6,04	35,75
	6	5,72	34,02
	5	5,50	32,19
	4	5,91	29,95
	3	7,82	25,57
	2	6,51	13,95
	1	-36,09	-5,99
II	9	0,00	9,92

	8	1,22	9,35
	7	1,61	8,97
	6	1,50	8,49
	5	1,39	8,07
	4	1,69	7,71
	3	3,11	7,23
	2	3,41	4,84
	1	-21,52	-3,59
III	9	0,00	-81,62
	8	-12,57	-75,51
	7	-11,71	-70,17
	6	-11,19	-67,08
	5	-10,89	-64,91
	4	-10,19	-61,09
	3	-8,69	-52,36
	2	-5,13	-30,72
	1	0,00	0,00



**Hình 2.39- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt (Kê trên bốn cạnh)**

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố đều gây ra

$$P = 33,19 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = 33,19 \times 4,200^2 \times X = 585,47 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = 33,19 \times 11,950^2 \times Y = 585,47 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.42- Hệ số và nội lực mặt cắt (Kê trên bốn cạnh)**

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	9	-0,0568	-33,25	-0,0095	-5,56
	8	-0,0223	-13,06	0,0139	8,14
	7	0,0122	7,14	0,0373	21,84
	6	0,0098	5,74	0,0396	23,18
	5	0,0074	4,33	0,0419	24,53
	4	0,0098	5,74	0,0396	23,18
	3	0,0122	7,14	0,0373	21,84
	2	-0,0223	-13,06	0,0139	8,14
	1	-0,0568	-33,25	-0,0095	-5,56
II	9	-0,0344	-20,14	-0,0058	-3,40
	8	-0,0147	-8,61	0,0025	1,46

	7	0,0051	2,99	0,0108	6,32
	6	0,0036	2,11	0,0107	6,26
	5	0,0020	1,17	0,0106	6,21
	4	0,0036	2,11	0,0107	6,26
	3	0,0051	2,99	0,0108	6,32
	2	-0,0147	-8,61	0,0025	1,46
	1	-0,0344	-20,14	-0,0058	-3,40
III	9	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	8	-0,0065	-3,81	-0,0388	-22,72
	7	-0,0130	-7,61	-0,0775	-45,37
	6	-0,0135	-7,90	-0,0807	-47,25
	5	-0,0140	-8,20	-0,0839	-49,12
	4	-0,0135	-7,90	-0,0807	-47,25
	3	-0,0130	-7,61	-0,0775	-45,37
	2	-0,0065	-3,81	-0,0388	-22,72
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = 20,94 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_X = P \cdot L \cdot Y^2 \cdot X = 20,94 \times 4,200^2 \times X = 369,38 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_Y = P \cdot L \cdot X^2 \cdot Y = 20,94 \times 4,200^2 \times Y = 369,38 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.43- Hệ số và nội lực mặt cắt (Kê trên bốn cạnh)**

		Hệ số, X	$M_X$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_Y$ (kN·m)
I	9	-0,0488	-18,03	-0,0081	-2,99
	8	-0,0193	-7,13	0,0096	3,55
	7	0,0102	3,77	0,0272	10,05
	6	0,0070	2,59	0,0241	8,90
	5	0,0037	1,37	0,0210	7,76
	4	0,0028	1,03	0,0155	5,73
	3	0,0019	0,70	0,0100	3,69
	2	-0,0031	-1,15	0,0044	1,63
	1	-0,0080	-2,96	-0,0013	-0,48
II	9	-0,0302	-11,16	-0,0050	-1,85
	8	-0,0129	-4,77	0,0016	0,59
	7	0,0045	1,66	0,0082	3,03
	6	0,0028	1,03	0,0068	2,51
	5	0,0010	0,37	0,0053	1,96
	4	0,0008	0,30	0,0040	1,48
	3	0,0006	0,22	0,0026	0,96
	2	-0,0018	-0,66	0,0010	0,37
	1	-0,0042	-1,55	-0,0007	-0,26
III	9	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	8	-0,0048	-1,77	-0,0287	-10,60
	7	-0,0096	-3,55	-0,0573	-21,17
	6	-0,0083	-3,07	-0,0496	-18,32
	5	-0,0070	-2,59	-0,0419	-15,48
	4	-0,0052	-1,92	-0,0311	-11,49
	3	-0,0034	-1,26	-0,0202	-7,46

2	-0,0017	-0,63	-0,0101	-3,73
1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

**Bảng 2.44 Tổng hợp nội lực mặt cắt (tường trước, đỉnh sóng, mực nước thấp nhất L.W.L, kê trên bốn cạnh)**

		$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
I	9	-51,28	-8,55
	8	-20,19	11,69
	7	10,91	31,89
	6	8,33	32,08
	5	5,70	32,29
	4	6,77	28,91
	3	7,84	25,53
	2	-14,21	9,77
	1	-36,21	-6,04
II	9	-31,30	-5,25
	8	-13,38	2,05
	7	4,65	9,35
	6	3,14	8,77
	5	1,54	8,17
	4	2,41	7,74
	3	3,21	7,28
	2	-9,27	1,83
	1	-21,69	-3,66
III	9	0,00	0,00
	8	-5,58	-33,32
	7	-11,16	-66,54
	6	-10,97	-65,57
	5	-10,79	-64,60
	4	-9,82	-58,74
	3	-8,87	-52,83
	2	-4,44	-26,45
	1	0,00	0,00

**Bảng 2.45 Tóm tắt lực thiết kế tại mặt cắt (tường trước, đỉnh sóng, mực nước thấp nhất L.W.L, kê trên ba cạnh và/hoặc bốn cạnh)**

		$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
I	9	-51,28	39,99, -8,55
	8	5,75, -20,19	37,31
	7	10,91	35,75
	6	8,33	34,02
	5	5,70	32,29
	4	6,77	29,95
	3	7,84	25,57
	2	6,51, -14,21	13,95
	1	-36,21	-6,04
II	9	-31,30	9,92, -5,25
	8	1,22, -13,38	9,35
	7	4,65	9,35

	6		3,14	8,77
	5		1,54	8,17
	4		2,41	7,74
	3		3,21	7,28
	2	3,41,	-9,27	4,84
	1		-21,69	-3,66
III	9		0,00	-81,62
	8		-12,57	-75,51
	7		-11,71	-70,17
	6		-11,19	-67,08
	5		-10,84	-64,91
	4		-10,19	-61,09
	3		-8,87	-52,83
	2		-5,13	-30,72
	1		0,00	0,00

iv) Trường hợp ngắn hạn (Đáy sóng, mực nước thấp nhất L.W.L)

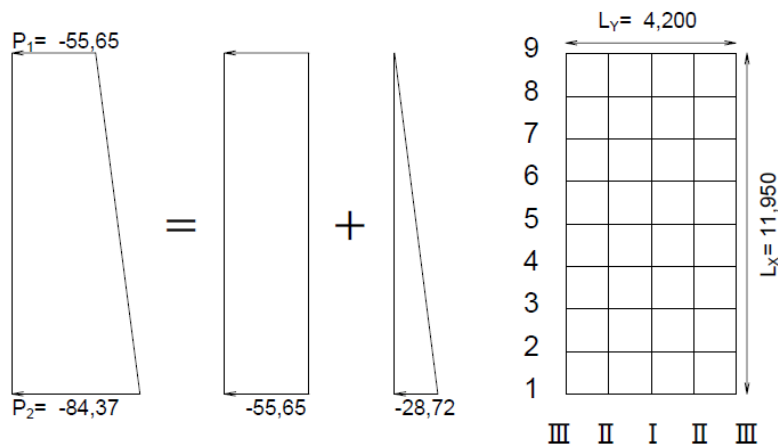
$$P_1 = -55,65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = -84,37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 11,950 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,200 \text{ (m)}$$

$\lambda = 11,950/4,200 = 2,85$ , Áp dụng bảng hệ số với  $\lambda = 2,75$ .



**Hình 2.40- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt (Kê trên ba cạnh)**

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố đều gây ra

$$P = -55,65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = -55,65 \times 4,200^2 \times X = -981,67 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = -55,65 \times 11,950^2 \times Y = -981,67 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.46- Hệ số và nội lực mặt cắt (Kê trên ba cạnh)**

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	9	0,0000	0,00	0,0432	-42,41
	8	0,0061	-5,99	0,0414	-40,64
	7	0,0069	-6,77	0,0415	-40,74
	6	0,0070	-6,87	0,0417	-40,94
	5	0,0072	-7,07	0,0418	-41,03

	4	0,0084	-8,25	0,0413	-40,54
	3	0,0121	-11,88	0,0373	-36,62
	2	0,0110	-10,80	0,0213	-20,91
	1	-0,0566	55,56	-0,0094	9,23
II	9	0,0000	0,00	0,0105	-10,31
	8	0,0012	-1,18	0,0103	-10,11
	7	0,0018	-1,77	0,0104	-10,21
	6	0,0018	-1,77	0,0104	-10,21
	5	0,0018	-1,77	0,0105	-10,31
	4	0,0025	-2,45	0,0107	-10,50
	3	0,0050	-4,91	0,0107	-10,50
	2	0,0059	-5,79	0,0077	-7,56
	1	-0,0341	33,47	-0,0057	5,60
III	9	0,0000	0,00	-0,0863	84,72
	8	-0,0139	13,65	-0,0836	82,07
	7	-0,0137	13,45	-0,0820	80,50
	6	-0,0138	13,55	-0,0827	81,18
	5	-0,0141	13,84	-0,0845	82,95
	4	-0,0140	13,74	-0,0839	82,36
	3	-0,0127	12,47	-0,0763	74,90
	2	-0,0080	7,85	-0,0480	47,12
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = -28,72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L^2 \cdot X = -28,72 \times 4,200^2 \times X = -506,62 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L^2 \cdot Y = -28,72 \times 4,200^2 \times Y = -506,62 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.47- Hệ số và nội lực mặt cắt (Kê trên ba cạnh)**

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	9	0,0000	0,00	0,0034	-1,72
	8	0,0002	-0,10	0,0060	-3,04
	7	0,0015	-0,76	0,0105	-5,32
	6	0,0026	-1,32	0,0157	-7,95
	5	0,0037	-1,87	0,0209	-10,59
	4	0,0057	-2,89	0,0257	-13,02
	3	0,0101	-5,12	0,0272	-13,78
	2	0,0108	-5,47	0,0173	-8,76
	1	-0,0486	24,62	-0,0081	4,10
II	9	0,0000	0,00	0,0003	-0,15
	8	-0,0002	0,10	0,0013	-0,66
	7	0,0003	-0,15	0,0026	-1,32
	6	0,0006	-0,30	0,0039	-1,98
	5	0,0009	-0,46	0,0053	-2,69
	4	0,0019	-0,96	0,0068	-3,45
	3	0,0045	-2,28	0,0081	-4,10
	2	0,0060	-3,04	0,0068	-3,45
	1	-0,0299	15,15	-0,0050	2,53

III	9	0,0000	0,00	-0,0021	1,06
	8	-0,0019	0,96	-0,0117	5,93
	7	-0,0037	1,87	-0,0220	11,15
	6	-0,0054	2,74	-0,0322	16,31
	5	-0,0071	3,60	-0,0427	21,63
	4	-0,0086	4,36	-0,0515	26,09
	3	-0,0093	4,71	-0,0555	28,12
	2	-0,0068	3,45	-0,0409	20,72
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

**Bảng 2.48 Tổng hợp nội lực mặt cắt (tường trước, đáy sóng, mực nước thấp nhất L.W.L, kê trên ba cạnh)**

		$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
I	9	0,00	-44,13
	8	-6,09	-43,68
	7	-7,53	-46,06
	6	-8,19	-48,89
	5	-8,94	-51,62
	4	-11,14	-53,56
	3	-17,00	-50,40
	2	-16,27	-29,67
	1	80,18	13,33
II	9	0,00	-10,46
	8	-1,08	-10,77
	7	-1,92	-11,53
	6	-2,07	-12,19
	5	-2,23	-13,00
	4	-3,41	-13,95
	3	-7,19	-14,60
	2	-8,83	-11,01
	1	48,62	8,13
III	9	0,00	85,78
	8	14,61	88,00
	7	15,32	91,65
	6	16,29	97,49
	5	17,44	104,58
	4	18,10	108,45
	3	17,18	103,02
	2	11,30	67,84
	1	0,00	0,00

#### 4) Nội lực mặt cắt của tường ngoài (tường bên)

Nội lực mặt cắt của tường ngoài được ước tính bằng mô hình tấm kê trên ba cạnh hoặc bốn cạnh, tùy theo điều kiện ràng buộc, và được tính toán dựa trên các bảng số liệu. Mô men uốn dương được định nghĩa là gây ra lực kéo ở mặt trong của tường, trong khi Mô men uốn âm gây ra lực kéo ở mặt ngoài của tường.

##### i) Điều kiện nổi

$$P_1 = 0,00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 77,59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 11,950 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,400 \text{ (m)}$$

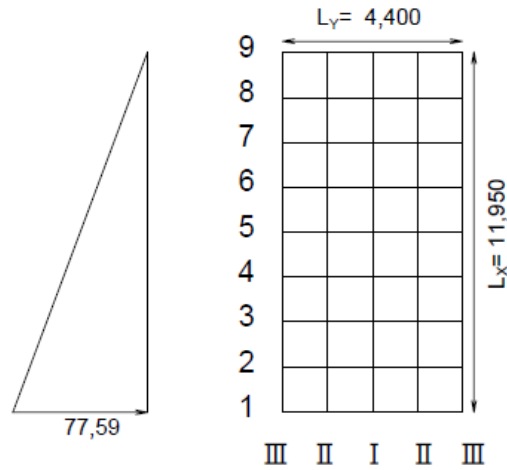
$\lambda = 11,950/4,400 = 2,72$ , Áp dụng bảng hệ số với  $\lambda = 2,75$ .

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = 77,59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = 77,59 \times 4,400^2 \times X = 1.502,14 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_y^2 \cdot Y = 77,59 \times 4,400^2 \times Y = 1.502,14 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$



Hình 2.41- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt

Bảng 2.49- Hệ số và nội lực mặt cắt

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	9	0,0000	0,00	0,0034	5,11
	8	0,0002	0,30	0,0060	9,01
	7	0,0015	2,25	0,0105	15,77
	6	0,0026	3,91	0,0157	23,58
	5	0,0037	5,56	0,0209	31,39
	4	0,0057	8,56	0,0257	38,60
	3	0,0101	15,17	0,0272	40,86
	2	0,0108	16,22	0,0173	25,99
	1	-0,0486	-73,00	-0,0081	-12,17
II	9	0,0000	0,00	0,0003	0,45
	8	-0,0002	-0,30	0,0013	1,95
	7	0,0003	0,45	0,0026	3,91
	6	0,0006	0,90	0,0039	5,86
	5	0,0009	1,35	0,0053	7,96
	4	0,0019	2,85	0,0068	10,21
	3	0,0045	6,76	0,0081	12,17
	2	0,0060	9,01	0,0068	10,21
	1	-0,0299	-44,91	-0,0050	-7,51
III	9	0,0000	0,00	-0,0021	-3,15
	8	-0,0019	-2,85	-0,0117	-17,58
	7	-0,0037	-5,56	-0,0220	-33,05
	6	-0,0054	-8,11	-0,0322	-48,37
	5	-0,0071	-10,67	-0,0427	-64,14

	4	-0,0086	-12,92	-0,0515	-77,36
	3	-0,0093	-13,97	-0,0555	-83,37
	2	-0,0068	-10,21	-0,0409	-61,44
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

ii) Trạng thái lâu dài/ thường xuyên

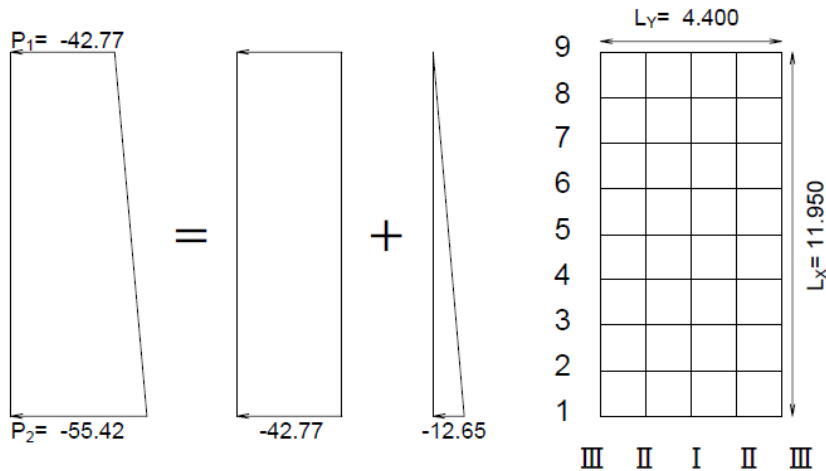
$$P_1 = -42,77 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = -55,42 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 11,950 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,400 \text{ (m)}$$

$\lambda = 11,950/4,400 = 2,72$ , Áp dụng bảng hệ số với  $\lambda = 2,75$ .



**Hình 2.42- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt**

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố đều gây ra

$$P = -42,77 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = -42,77 \times 4,400^2 \times X = -828,03 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = -42,77 \times 11,950^2 \times Y = -614,03 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.50- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	9	0,0000	0,00	0,0432	-35,77
	8	0,0061	-5,05	0,0414	-34,28
	7	0,0069	-5,71	0,0415	-34,36
	6	0,0070	-5,80	0,0417	-34,53
	5	0,0072	-5,96	0,0418	-34,61
	4	0,0084	-6,96	0,0413	-34,20
	3	0,0121	-10,02	0,0373	-30,89
	2	0,0110	-9,11	0,0213	-17,64
	1	-0,0566	46,87	-0,0094	7,78
II	9	0,0000	0,00	0,0105	-8,69
	8	0,0012	-0,99	0,0103	-8,53
	7	0,0018	-1,49	0,0104	-8,61
	6	0,0018	-1,49	0,0104	-8,61
	5	0,0018	-1,49	0,0105	-8,69
	4	0,0025	-2,07	0,0107	-8,86
	3	0,0050	-4,14	0,0107	-8,86
	2	0,0059	-4,89	0,0077	-6,38

	1	-0,0341	28,24	-0,0057	4,72
III	9	0,0000	0,00	-0,0863	71,46
	8	-0,0139	11,51	-0,0836	69,22
	7	-0,0137	11,34	-0,0820	67,90
	6	-0,0138	11,43	-0,0827	68,48
	5	-0,0141	11,68	-0,0845	69,97
	4	-0,0140	11,59	-0,0839	69,47
	3	-0,0127	10,52	-0,0763	63,18
	2	-0,0080	6,62	-0,0480	39,75
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = -12,65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_X = P \cdot L \cdot Y^2 \cdot X = -12,65 \times 4,400^2 \times X = -244,90 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_Y = P \cdot L \cdot Y^2 \cdot Y = -12,65 \times 4,400^2 \times Y = -244,90 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.51- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_X$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_Y$ (kN·m)
I	9	0,0000	0,00	0,0034	-0,83
	8	0,0002	-0,05	0,0060	-1,47
	7	0,0015	-0,37	0,0105	-2,57
	6	0,0026	-0,64	0,0157	-3,84
	5	0,0037	-0,91	0,0209	-5,12
	4	0,0057	-1,40	0,0257	-6,29
	3	0,0101	-2,47	0,0272	-6,66
	2	0,0108	-2,64	0,0173	-4,24
	1	-0,0486	11,90	-0,0081	1,98
II	9	0,0000	0,00	0,0003	-0,07
	8	-0,0002	0,05	0,0013	-0,32
	7	0,0003	-0,07	0,0026	-0,64
	6	0,0006	-0,15	0,0039	-0,96
	5	0,0009	-0,22	0,0053	-1,30
	4	0,0019	-0,47	0,0068	-1,67
	3	0,0045	-1,10	0,0081	-1,98
	2	0,0060	-1,47	0,0068	-1,67
	1	-0,0299	7,32	-0,0050	1,22
III	9	0,0000	0,00	-0,0021	0,51
	8	-0,0019	0,47	-0,0117	2,87
	7	-0,0037	0,91	-0,0220	5,39
	6	-0,0054	1,32	-0,0322	7,89
	5	-0,0071	1,74	-0,0427	10,46
	4	-0,0086	2,11	-0,0515	12,61
	3	-0,0093	2,28	-0,0555	13,59
	2	-0,0068	1,67	-0,0409	10,02
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

**Bảng 2.52 Tổng hợp nội lực mặt cắt (tường bên, Trạng thái lâu dài/ thường xuyên)**

		$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
I	9	0,00	-36,60
	8	-5,10	-35,75
	7	-6,08	-36,93
	6	-6,44	-38,37
	5	-6,87	-39,73
	4	-8,36	-40,49
	3	-12,49	-37,55
	2	-11,75	-21,88
	1	58,77	9,76
II	9	0,00	-8,76
	8	-0,94	-8,85
	7	-1,56	-9,25
	6	-1,64	-9,57
	5	-1,71	-9,99
	4	-2,54	-10,53
	3	-5,24	-10,84
	2	-6,36	-8,05
	1	35,56	5,94
III	9	0,00	71,97
	8	11,98	72,09
	7	12,25	73,29
	6	12,75	76,37
	5	13,42	80,43
	4	13,70	82,08
	3	12,80	76,77
	2	8,29	49,77
	1	0,00	0,00

**5) Phương pháp hiệu chỉnh mô men uốn không cân bằng giữa các tường ngoài**

Tại vị trí giao nhau giữa tường bên và tường trước/sau (ví dụ tại góc tường ngoài), mô men uốn theo phương ngang bị mất cân bằng. Sự mất cân bằng này xảy ra do tấm sàn được mô hình hóa như một bản có ba cạnh cố định và một cạnh tự do.

Do đó, mô men uốn tại các góc cần được phân phối lại và hiệu chỉnh dựa trên tỷ lệ độ cứng giữa các tấm sàn liền kề. Cụ thể, các hiệu chỉnh sau sẽ được thực hiện tại các góc (trục III) và tại giữa nhịp (trục I):

- Tỷ lệ độ cứng

Vì mô men uốn EI của tường bên, tường trước và tường sau là như nhau, nên tỷ lệ độ cứng  $K_1$  và  $K_2$  được xác định như sau:

$$K_1 = 1 / L_{y1} = 1 / 4,400 = 0,227$$

$$K_2 = 1 / L_{y2} = 1 / 4,200 = 0,238$$

- Tỷ lệ phân phối lại

$$\text{Hướng tường bên: } \alpha = K_1 / (K_1 + K_2) = 0,227 / (0,227 + 0,238) = 0,488$$

Hướng tường trước và tường sau:  $\beta = K_2 / (K_1 + K_2) = 0,238 / (0,227 + 0,238) = 0,512$

- Hiệu chỉnh mô men tại các góc (trục III)

$$\Delta M = M_1 - M_2$$

Khi  $M_1 > M_2$

$$M_1' = M_1 - \alpha \Delta M = M_1 - 0,488 \times \Delta M$$

$$M_2' = M_2 + \beta \Delta M = M_2 + 0,512 \times \Delta M$$

Tuy nhiên, đối với cốt thép ngoài, không áp dụng hiệu chỉnh, sử dụng giá trị lớn hơn.

Đối với cốt thép trong, nếu mô men đã hiệu chỉnh nhỏ hơn mô men ban đầu, thì sử dụng mô men ban đầu (chưa hiệu chỉnh) để đảm bảo an toàn.

- Hiệu chỉnh mô men tại giữa nhịp (trục I)

Giá trị hiệu chỉnh tại giữa nhịp được lấy bằng 50% giá trị hiệu chỉnh tại trục III. Tuy nhiên, nếu mô men đã hiệu chỉnh nhỏ hơn mô men ban đầu, thì sử dụng mô men ban đầu (chưa hiệu chỉnh) để đảm bảo an toàn.

Hiệu chỉnh mô men

$$M_1' = M_1 - 1/2 \cdot \Delta M \cdot e_1 = M_1 - 0,244 \times \Delta M$$

$$M_2' = M_2 + 1/2 \cdot \Delta M \cdot e_2 = M_2 + 0,256 \times \Delta M$$

i) Hiệu chỉnh mô men trong điều kiện nổi

- Hiệu chỉnh mô men tại các góc (trục III)

ST T.	Tường bên			Mô men không cân bằng	Tường trước		
	Mô men đã hiệu chỉnh	$\Delta M \cdot \alpha$	Mô men ban đầu		Mô men ban đầu	$\Delta M \cdot \beta$	Mô men đã hiệu chỉnh
9	-1,37	0,06	-1,43	0,12	-1,31	-0,06	-1,37
8	-7,64	0,35	-7,99	0,71	-7,28	-0,36	-7,64
7	-14,37	0,65	-15,02	1,33	-13,69	-0,68	-14,37
6	-21,03	0,96	-21,99	1,96	-20,03	-1,00	-21,03
5	-27,90	1,26	-29,16	2,59	-26,57	-1,33	-27,90
4	-33,64	1,53	-35,17	3,13	-32,04	-1,60	-33,64
3	-36,26	1,64	-37,90	3,37	-34,53	-1,73	-36,26
2	-26,72	1,21	-27,93	2,48	-25,45	-1,27	-26,72
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

- Hiệu chỉnh mô men tại giữa nhịp (trục I)

ST T.	Tường bên			Mô men không cân bằng	Tường trước		
	Mô men đã hiệu chỉnh	$1/2 \cdot \Delta M \cdot \alpha$	Mô men ban đầu		Mô men ban đầu	$1/2 \cdot \Delta M \cdot \beta$	Mô men đã hiệu chỉnh
9	2,35	0,03	2,32	0,06	2,12	-0,03	2,09
8	4,27	0,17	4,10	0,35	3,73	-0,18	3,55
7	7,49	0,32	7,17	0,66	6,53	-0,34	6,19
6	11,20	0,48	10,72	0,98	9,77	-0,50	9,27
5	14,90	0,63	14,27	1,29	13,00	-0,66	12,34
4	18,31	0,76	17,55	1,56	15,99	-0,80	15,19

3	19,39	0,82	18,57	1,68	16,92	-0,86	16,06
2	12,42	0,61	11,81	1,24	10,76	-0,63	10,13
1	-5,53	0,00	-5,53	0,00	-5,04	0,00	-5,04

ii) Hiệu chỉnh mô men trong Trạng thái lâu dài/ thường xuyên

- Hiệu chỉnh mô men tại các góc (trục III)

No.	Tường bên			Mô men không cân bằng	Tường trước		
	Mô men đã hiệu chỉnh	$\Delta M \cdot \alpha$	Mô men ban đầu		Mô men ban đầu	$\Delta M \cdot \beta$	Mô men đã hiệu chỉnh
9	62,88	-2,55	65,43	5,23	60,20	2,68	62,88
8	63,04	-2,49	65,53	5,11	60,42	2,62	63,04
7	64,15	-2,47	66,62	5,07	61,55	2,60	64,15
6	66,90	-2,52	69,42	5,17	64,25	2,65	66,90
5	70,51	-2,60	73,11	5,33	67,78	2,73	70,51
4	72,01	-2,61	74,62	5,34	69,28	2,73	72,01
3	67,40	-2,39	69,79	4,90	64,89	2,51	67,40
2	43,72	-1,52	45,24	3,11	42,13	1,59	43,72
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

- Hiệu chỉnh mô men tại giữa nhịp (trục I)

No.	Tường bên			Mô men không cân bằng	Tường trước		
	Mô men đã hiệu chỉnh	$1/2 \cdot \Delta M \cdot \alpha$	Mô men ban đầu		Mô men ban đầu	$1/2 \cdot \Delta M \cdot \beta$	Mô men đã hiệu chỉnh
9	-34,56	-1,28	-33,28	2,62	-30,64	1,34	-29,30
8	-33,75	-1,25	-32,50	2,56	-29,97	1,31	-28,66
7	-34,82	-1,24	-33,58	2,54	-31,02	1,30	-29,72
6	-36,15	-1,26	-34,89	2,58	-32,28	1,32	-30,96
5	-37,41	-1,30	-36,11	2,66	-33,48	1,36	-32,12
4	-38,11	-1,30	-36,81	2,67	-34,18	1,37	-32,81
3	-35,34	-1,20	-34,14	2,45	-31,74	1,25	-30,49
2	-20,64	-0,76	-19,88	1,56	-18,51	0,80	-17,71
1	8,88	0,00	8,88	0,00	8,27	0,00	8,27

Các nội lực và mô men khác, như xác minh khả năng sử dụng và ứng suất nén, cũng được tính toán theo phương pháp tương tự, nhưng không trình bày tại đây.

#### (4) Xác minh thiết kế bê tông cốt thép

##### 1) Xác minh độ an toàn của các cấu kiện kết cấu

i) Mô men uốn

Cần xác minh để đảm bảo rằng khả năng chịu uốn của mặt cắt thiết kế ( $M_{ud}$ ) lớn hơn hoặc bằng giá trị thiết kế của mô men uốn ( $M_d$ ) theo Công thức (1.37).

$$\frac{\gamma_i \cdot M_d}{M_{ud}} \leq 1,0$$

Khả năng chịu uốn của mặt cắt thiết kế  $M_{ud}$  đối với bê tông cốt thép có thể được tính toán.

$$M_{ud} = A_s \cdot f_{yd} \cdot d \left( 1 - \frac{\rho_w \cdot f_{yd}}{1,7 f'_{cd}} \right) / \gamma_b$$

Trong đó:

- $A_s$  : Diện tích cốt thép chịu kéo ( $\text{mm}^2$ )
- $\rho_w$  : Tỷ lệ cốt thép ( $= A_s / (b_w \cdot d)$ )
- $f'_{cd}$  : Cường độ chịu nén thiết kế của bê tông  
 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c = 30,0 / 1,30 = 23,1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
- $f_{yd}$  : Cường độ chảy thiết kế của cốt thép chịu kéo  
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 345,0 / 1,00 = 345 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
- $d$  : Chiều cao hữu hiệu (mm)
- $\gamma_i$  : Hệ số kết cấu (1,0)
- $\gamma_b$  : Hệ số cấu kiện (1,1)
- $\gamma_c$  : Hệ số vật liệu cho thép (1,3)
- $\gamma_s$  : Hệ số vật liệu cho bê tông (1,0)

## 2) Xác minh khả năng sử dụng của các cấu kiện kết cấu

### i) Độ rộng vết nứt

Cần xác minh để đảm bảo rằng giá trị phản ứng thiết kế của độ rộng vết nứt ( $w$ ) nhỏ hơn hoặc bằng giá trị giới hạn thiết kế ( $w_a$ ).

$$\gamma_i w_d / w_a \leq 1,0$$

Giá trị phản ứng thiết kế của độ rộng vết nứt có thể được tính toán.

$$w = 1,1 \times k_1 \times k_2 \times k_3 \times \{4 \times c + 0,7 \times (c_s - \varphi)\} \times (\sigma_{se} / E_s + \varepsilon'_{csd})$$

Trong đó:

- $w$  : Giá trị phản ứng thiết kế của độ rộng vết nứt (mm)
- $k_1$  : Hệ số ảnh hưởng của hình dạng bề mặt cốt thép đến độ rộng vết nứt (khi sử dụng cốt thép có gờ = 1,0)
- $k_2$  : Hệ số ảnh hưởng của chất lượng bê tông đến độ rộng vết nứt,  $k_2 = 15 / (f'_c + 20) + 0,7$
- $f'_c$  : cường độ chịu nén của bê tông ( $\text{N/mm}^2$ ), thông thường có thể lấy bằng giá trị thiết kế của cường độ chịu nén  $f'_{cd}$
- $k_3$  : Hệ số ảnh hưởng của số lớp cốt thép chịu kéo,  $k_3 = 5(n + 2) / (7n + 8)$
- $n$  : số lớp cốt thép chịu kéo
- $c$  : Lớp bảo vệ bê tông (mm)
- $c_s$  : Khoảng cách giữa các tâm thanh cốt thép (mm)
- $\varphi$  : Đường kính cốt thép chịu kéo, đường kính danh nghĩa của thanh cốt thép nhỏ nhất trong nhóm (mm)
- $E_s$  : Mô đun đàn hồi của cốt thép ( $200 \text{ kN/mm}^2$ )
- $\varepsilon'_{csd}$  : Giá trị xét đến sự gia tăng độ rộng vết nứt do co ngót và từ biến của bê tông, xấp xỉ khoảng 0,00010
- $\sigma_{se}$  : Độ tăng ứng suất của cốt thép gần bề mặt ( $\text{N/mm}^2$ )

**Bảng 2.53- Giá trị giới hạn độ rộng vết nứt  $w_a$**

Loại cốt thép	Phân loại môi trường	Giá trị giới hạn độ rộng vết nứt (mm)
Phía ngoài Cốt thép ngoài phía dưới	Môi trường có nguy cơ ăn mòn cao	0,0035c
Cốt thép trong phía trên	Môi trường có nguy cơ ăn mòn khác	0,0040c

ii) Ứng suất nén của bê tông trong Trạng thái lâu dài/ thường xuyên

Cần được xác minh theo Công thức sau.

$$\sigma'_c \leq 0,4f'_{ck}$$

Trong đó:

- $\sigma'_c$  : Ứng suất nén sinh ra trong bê tông do tác dụng thường xuyên (N/mm<sup>2</sup>)  
 $f'_{ck}$  : Giá trị đặc trưng của cường độ chịu nén của bê tông (N/mm<sup>2</sup>)

iii) Xác minh ứng suất cắt

Khả năng chịu lực phá hoại nén do cắt trong thiết kế có thể được tính toán theo Công thức sau.

$$V_{dd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

Trong đó:

- $V_{dd}$  : Khả năng chịu lực phá hoại nén do cắt trong thiết kế (N)  
 $f_{cd}$  :  $0,19 \sqrt{f'_{cd}}$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\beta_d$  :  $\sqrt[4]{1000/d}$  , lấy giá trị bằng 1,5 khi  $\beta_d > 1,5$   
 $\beta_p$  :  $(1 + \sqrt{100\rho_v})/2$  , lấy giá trị bằng 1,5 khi  $\beta_p > 1,5$   
 $\beta_a$  :  $5 / (1 + (a/d)^2)$   
 $b_w$  : Chiều rộng sườn (mm)  
 $d$  : Điểm đặt tải trong trường hợp dầm giản đơn; Chiều cao hữu hiệu tại gối tựa của dầm công xôn  
 $a$  : khoảng cách từ mặt trước gối tựa đến điểm đặt tải (mm)  
 $\rho_v$  :  $A_s / (b_w \cdot d)$   
 $A_s$  : Diện tích mặt cắt ngang của cốt thép chịu kéo (mm<sup>2</sup>)  
 $f'_{cd}$  : cường độ chịu nén thiết kế của bê tông (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\gamma_b$  : thường có thể lấy giá trị bằng 1,3

### 3) Đáy sàn (Buồng A)

i) Xác minh an toàn (Buồng A / Hướng ngang/ Cốt thép phía trên)

B=100cm

STT.	$M_d$ (kN·m)	$d$ (cm)	$A_{sn}$ (cm <sup>2</sup> )	Đường kính cốt thép	Bước cốt thép	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{ud}$ (kN·m)	$\gamma_i$	$\gamma_i \cdot M_d$ $M_{ud}$

					(mm)	(cm)				
I	5	109,36	64,0	6,04	D13	20,0	6,34	126,154	1,10	0,95
	4	14,82	64,0	0,81	D13	20,0	6,34	126,154	1,10	0,13
	3	39,32	64,0	2,16	D13	20,0	6,34	126,154	1,10	0,34
	2	21,95	64,0	1,20	D13	20,0	6,34	126,154	1,10	0,19
	1	108,03	64,0	5,97	D13	20,0	6,34	126,154	1,10	0,94
II	5	69,17	64,0	3,81	D13	20,0	6,34	126,154	1,10	0,60
	4	8,80	64,0	0,48	D13	20,0	6,34	126,154	1,10	0,08
	3	22,14	64,0	1,22	D13	20,0	6,34	126,154	1,10	0,19
	2	13,84	64,0	0,76	D13	20,0	6,34	126,154	1,10	0,12
	1	68,13	64,0	3,75	D13	20,0	6,34	126,154	1,10	0,59
III	5	0,00	64,0	0,00	D13	20,0	6,34	126,154	—	0,00
	4	11,52	64,0	0,63	D13	20,0	6,34	126,154	1,10	0,10
	3	18,22	64,0	1,00	D13	20,0	6,34	126,154	1,10	0,16
	2	11,37	64,0	0,62	D13	20,0	6,34	126,154	1,10	0,10
	1	0,00	64,0	0,00	D13	20,0	6,34	126,154	—	0,00

ii) Xác minh độ rộng vết nứt trong trạng thái sử dụng (Buồng A / Hướng ngang/ Cốt thép phía trên)

Tỷ số mô đun đàn hồi  $N=7,1$ ,  $B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN·m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{se}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Độ rộng vết nứt $w$ (cm)	Giới hạn độ rộng vết nứt $w_a$	$w / w_a$	
I	5	7,55	64,0	D13	20,0	6,34	19,327	0,0072	0,0040 × 5,0 = 0,0200	0,36
	4	9,79	64,0	D13	20,0	6,34	25,061	0,0082		0,41
	3	25,06	64,0	D13	20,0	6,34	64,150	0,0153		0,77
	2	13,62	64,0	D13	20,0	6,34	34,865	0,0100		0,50
	1	14,09	64,0	D13	20,0	6,34	36,069	0,0102		0,51
II	5	4,26	64,0	D13	20,0	6,34	10,905	0,0056	0,0040 × 5,0 = 0,0200	0,28
	4	5,85	64,0	D13	20,0	6,34	14,975	0,0064		0,32
	3	14,12	64,0	D13	20,0	6,34	36,145	0,0102		0,51
	2	8,57	64,0	D13	20,0	6,34	21,938	0,0076		0,38
	1	9,41	64,0	D13	20,0	6,34	24,088	0,0080		0,40
III	5	0,00	64,0	D13	20,0	6,34	0,000	0,0036	0,0040 × 5,0 = 0,0200	0,18
	4	0,76	64,0	D13	20,0	6,34	1,945	0,0040		0,20
	3	1,82	64,0	D13	20,0	6,34	4,659	0,0045		0,23
	2	1,48	64,0	D13	20,0	6,34	3,789	0,0043		0,22
	1	0,00	64,0	D13	20,0	6,34	0,000	0,0036		0,18

iii) Ứng suất nén trong xác minh trạng thái sử dụng (Buồng A / Hướng ngang / Cốt thép phía trên)

$\gamma=1,00, N=7,1, B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN·m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$J$	$\gamma_i \cdot \sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$0,4 \cdot f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )
I	5	0,00	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,00 ≤ 12,00
	4	7,10	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,32 ≤ 12,00
	3	16,33	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,74 ≤ 12,00
	2	8,15	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,37 ≤ 12,00
	1	0,00	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,00 ≤ 12,00
II	5	0,00	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,00 ≤ 12,00
	4	4,31	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,20 ≤ 12,00
	3	9,19	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,42 ≤ 12,00
	2	5,05	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,23 ≤ 12,00
	1	0,00	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,00 ≤ 12,00
III	5	0,00	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,00 ≤ 12,00
	4	0,00	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,00 ≤ 12,00
	3	0,00	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,00 ≤ 12,00
	2	0,00	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,00 ≤ 12,00
	1	0,00	64,0	D13	20,0	6,34	0,963	0,00 ≤ 12,00

iv) Xác minh an toàn (Buồng A / Hướng ngang / Cốt thép phía dưới)

$B=100\text{cm}$

STT.	$M_d$ (kN·m)	$d$ (cm)	$A_{sn}$ (cm <sup>2</sup> )	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{ud}$ (kN·m)	$\gamma_i$	$\gamma_i \cdot M_d$ $/M_{ud}$	
I	5	89,42	68,6	4,60	D16	20,0	9,93	210,927	1,10	0,47*
	4	20,62	62,0	1,17	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,19
	3	43,65	62,0	2,48	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,39
	2	20,06	62,0	1,14	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,18
	1	106,41	68,6	5,48	D13, D13	10,0	12,6 7	268,170	1,10	0,44*
II	5	55,15	68,6	2,83	D13	20,0	6,34	135,305	1,10	0,45
	4	12,70	62,0	0,72	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,11
	3	24,58	62,0	1,39	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,22
	2	12,30	62,0	0,70	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,11
	1	68,53	68,6	3,52	D16	20,0	9,93	210,927	1,10	0,36*
III	5	0,00	68,6	0,00	D13	20,0	6,34	135,305	—	0,00

	4	9,32	68,6	0,48	D13	20,0	6,34	135,305	1,10	0,08
	3	16,42	68,6	0,84	D13	20,0	6,34	135,305	1,10	0,13
	2	11,19	68,6	0,57	D13	20,0	6,34	135,305	1,10	0,09
	1	0,00	68,6	0,00	D13	20,0	6,34	135,305	—	0,00

\*: cốt thép được xác định dựa trên xác minh trạng thái sử dụng

v) Độ rộng vết nứt trong xác minh trạng thái sử dụng (Buồng A / Hướng ngang / Cốt thép phía dưới)

Tỷ số mô đun đàn hồi  $N=7,1$ ,  $B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN·m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{se}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Độ rộng vết nứt $w$ (cm)	Giới hạn độ rộng vết nứt $w_a$	$w / w_a$	
I	5	57,84	68,6	D16	20,0	9,93	88,866	0,0245	0,0035 × 7,0 = 0,0245	1,00
	4	0,68	62,0	D13	20,0	6,34	1,798	0,0049		0,20
	3	4,35	62,0	D13	20,0	6,34	11,501	0,0071		0,29
	2	3,42	62,0	D13	20,0	6,34	9,042	0,0066		0,27
	1	66,98	68,6	D13, D13	10,0	12,6 7	81,104	0,0190		0,78
II	5	35,82	68,6	D13	20,0	6,34	85,433	0,0238	0,0035 × 7,0 = 0,0245	0,97
	4	0,30	62,0	D13	20,0	6,34	0,793	0,0047		0,19
	3	2,44	62,0	D13	20,0	6,34	6,451	0,0060		0,24
	2	2,24	62,0	D13	20,0	6,34	5,922	0,0059		0,24
	1	43,02	68,6	D16	20,0	9,93	66,096	0,0194		0,79
III	5	0,00	68,6	D13	20,0	6,34	0,000	0,0045	0,0035 × 7,0 = 0,0245	0,18
	4	6,04	68,6	D13	20,0	6,34	14,406	0,0078		0,32
	3	10,46	68,6	D13	20,0	6,34	24,948	0,0102		0,42
	2	7,04	68,6	D13	20,0	6,34	16,791	0,0083		0,34
	1	0,00	68,6	D13	20,0	6,34	0,000	0,0045		0,18

vi) Ứng suất nén trong xác minh trạng thái sử dụng (Buồng A / Hướng ngang / Cốt thép phía dưới)

$\gamma_f=1,00$ ,  $N=7,1$ ,  $B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN·m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$J$	$\gamma_i \cdot \sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$0,4 \cdot f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )
I	5	39,42	68,6	D16	20,0	9,93	0,955	1,31 ≤ 12,00
	4	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	3	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	2	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	1	41,92	68,6	D13, D13	10,0	12,6 7	0,950	1,25 ≤ 12,00
II	5	24,70	68,6	D13	20,0	6,34	0,964	1,01 ≤ 12,00
	4	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00

	3	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00	≤	12,00
	2	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00	≤	12,00
	1	26,67	68,6	D16	20,0	9,93	0,955	0,89	≤	12,00
III	5	0,00	68,6	D13	20,0	6,34	0,964	0,00	≤	12,00
	4	4,14	68,6	D13	20,0	6,34	0,964	0,17	≤	12,00
	3	6,82	68,6	D13	20,0	6,34	0,964	0,28	≤	12,00
	2	4,41	68,6	D13	20,0	6,34	0,964	0,18	≤	12,00
	1	0,00	68,6	D13	20,0	6,34	0,964	0,00	≤	12,00

vii) Xác minh an toàn (Buồng A / Hướng dọc / Cốt thép phía trên)

$B=100\text{cm}$

STT.	$M_d$ (kN·m)	$d$ (cm)	$A_{sn}$ (cm <sup>2</sup> )	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{ud}$ (kN·m)	$\gamma_i$	$\gamma_i \cdot M_d$ $/M_{ud}$	
I	5	18,33	62,0	1,04	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,17
	4	20,93	62,0	1,19	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,19
	3	39,32	62,0	2,23	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,35
	2	23,35	62,0	1,32	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,21
	1	18,11	62,0	1,03	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,16
II	5	11,53	62,0	0,65	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,10
	4	10,11	62,0	0,57	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,09
	3	18,33	62,0	1,04	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,17
	2	12,53	62,0	0,71	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,11
	1	11,36	62,0	0,64	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,10
III	5	0,00	62,0	0,00	D13	20,0	6,34	122,179	—	0,00
	4	69,04	62,0	3,93	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,62
	3	108,70	62,0	6,20	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,98
	2	68,25	62,0	3,88	D13	20,0	6,34	122,179	1,10	0,61
	1	0,00	62,0	0,00	D13	20,0	6,34	122,179	—	0,00

viii) Độ rộng vết nứt trong xác minh trạng thái sử dụng (Buồng A / Hướng dọc / Cốt thép phía trên)

Tỷ số mô đun đàn hồi  $N=7,1$ ,  $B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN·m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{se}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Độ rộng vết nứt $w$ (cm)	Giới hạn độ rộng vết nứt $w_a$	$w / w_a$	
I	5	1,27	62,0	D13	20,0	6,34	3,358	0,0053	0,0040 × 70 = 0,028	0,19
	4	13,47	62,0	D13	20,0	6,34	35,613	0,0126		0,45
	3	25,06	62,0	D13	20,0	6,34	66,256	0,0195		0,70
	2	14,77	62,0	D13	20,0	6,34	39,050	0,0134		0,48
	1	2,36	62,0	D13	20,0	6,34	6,240	0,0059		0,21
II	5	0,72	62,0	D13	20,0	6,34	1,904	0,0050	0,0040 × 70 = 0,028	0,18
	4	6,56	62,0	D13	20,0	6,34	17,344	0,0084		0,30
	3	11,68	62,0	D13	20,0	6,34	30,881	0,0115		0,41
	2	7,86	62,0	D13	20,0	6,34	20,781	0,0092		0,33

	1	1,56	62,0	D13	20,0	6,34	4,124	0,0055		0,20
III	5	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,000	0,0045	0,0040 × 70 = 0,0280	0,16
	4	4,90	62,0	D13	20,0	6,34	12,955	0,0075		0,27
	3	10,80	62,0	D13	20,0	6,34	28,554	0,0110		0,39
	2	8,78	62,0	D13	20,0	6,34	23,213	0,0098		0,35
	1	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,000	0,0045		0,16

ix) Ứng suất nén trong xác minh trạng thái sử dụng (Buồng A / Hướng dọc / Cốt thép phía trên)

$\gamma_f=1,00, N=7,1, B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN·m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bước c cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$J$	$\gamma_i \cdot \sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$0,4 \cdot f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )
I	5	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	4	9,02	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,43 ≤ 12,00
	3	16,33	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,78 ≤ 12,00
	2	9,37	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,45 ≤ 12,00
	1	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
II	5	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	4	4,50	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,21 ≤ 12,00
	3	7,62	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,36 ≤ 12,00
	2	4,86	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,23 ≤ 12,00
	1	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
III	5	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	4	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	3	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	2	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	1	0,00	62,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00

x) Xác minh an toàn (Buồng A / Hướng dọc / Cốt thép phía dưới)

$B=100\text{cm}$

STT.	$M_d$ (kN·m)	$d$ (cm)	$A_{sn}$ (cm <sup>2</sup> )	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{ud}$ (kN·m)	$\gamma_i$	$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$	
I	5	14,99	66,6	0,79	D13	20,0	6,34	131,326	1,10	0,13
	4	24,67	60,0	1,45	D13	20,0	6,34	118,196	1,10	0,23
	3	43,65	60,0	2,56	D13	20,0	6,34	118,196	1,10	0,41
	2	24,48	60,0	1,43	D13	20,0	6,34	118,196	1,10	0,23
	1	17,84	66,6	0,94	D13	20,0	6,34	131,326	1,10	0,15
II	5	9,21	66,6	0,49	D13	20,0	6,34	131,326	1,10	0,08
	4	12,59	60,0	0,74	D13	20,0	6,34	118,196	1,10	0,12
	3	20,34	60,0	1,19	D13	20,0	6,34	118,196	1,10	0,19
	2	12,40	60,0	0,73	D13	20,0	6,34	118,196	1,10	0,12
	1	11,41	66,6	0,60	D13	20,0	6,34	131,326	1,10	0,10

III	5	0,00	66,6	0,00	D13	20,0	6,34	131,326	—	0,00
	4	56,79	66,6	3,00	D13	20,0	6,34	131,326	1,10	0,48
	3	97,86	66,6	5,19	D13	10,0	12,67	260,236	1,10	0,41
	2	66,88	66,6	3,54	D16	20,0	9,93	204,704	1,10	0,36
	1	0,00	66,6	0,00	D13	20,0	6,34	131,326	—	0,00

xi) Độ rộng vết nứt trong xác minh trạng thái sử dụng (Buồng A / Hướng dọc / Cốt thép phía dưới)

Tỷ số mô đun đàn hồi  $N=7,1$ ,  $B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN·m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{se}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Độ rộng vết nứt $w$ (cm)	Giới hạn độ rộng vết nứt $w_a$	$w / w_a$
I	5	9,69	66,6	D13	20,0	6,34	23,819	0,0118	0,0035
	4	1,98	60,0	D13	20,0	6,34	5,413	0,0069	× 9,0
	3	4,35	60,0	D13	20,0	6,34	11,893	0,0086	=
	2	2,91	60,0	D13	20,0	6,34	7,956	0,0076	0,0315
	1	11,23	66,6	D13	20,0	6,34	27,604	0,0129	
II	5	5,98	66,6	D13	20,0	6,34	14,699	0,0094	0,0035
	4	0,80	60,0	D13	20,0	6,34	2,187	0,0060	× 9,0
	3	2,03	60,0	D13	20,0	6,34	5,550	0,0069	=
	2	1,73	60,0	D13	20,0	6,34	4,730	0,0067	0,0315
	1	7,16	66,6	D13	20,0	6,34	17,600	0,0102	
III	5	0,00	66,6	D13	20,0	6,34	0,000	0,0054	0,0035
	4	36,70	66,6	D13	20,0	6,34	90,212	0,0298	× 9,0
	3	62,38	66,6	D13, D13	10,0	12,6 7	77,852	0,0227	=
	2	42,13	66,6	D16	20,0	9,93	66,712	0,0233	0,0315
	1	0,00	66,6	D13	20,0	6,34	0,000	0,0054	

xii) Ứng suất nén trong xác minh trạng thái sử dụng (Buồng A / Hướng dọc / Cốt thép phía dưới)

$\gamma_f=1,00$ ,  $N=7,1$ ,  $B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN·m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bướ c cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$J$	$\gamma_i \cdot \sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$0,4 \cdot f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )
I	5	6,61	66,6	D13	20,0	6,34	0,963	0,28 ≤ 12,00
	4	0,00	60,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	3	0,00	60,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	2	0,00	60,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	1	7,03	66,6	D13	20,0	6,34	0,963	0,30 ≤ 12,00
II	5	4,12	66,6	D13	20,0	6,34	0,963	0,18 ≤ 12,00
	4	0,00	60,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	3	0,00	60,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	2	0,00	60,0	D13	20,0	6,34	0,962	0,00 ≤ 12,00
	1	4,45	66,6	D13	20,0	6,34	0,963	0,19 ≤ 12,00
III	5	0,00	66,6	D13	20,0	6,34	0,963	0,00 ≤ 12,00

	4	24,94	66,6	D13	20,0	6,34	0,963	1,07	≤	12,00
	3	40,66	66,6	D13, D13	10,0	12,6 7	0,950	1,28	≤	12,00
	2	26,43	66,6	D16	20,0	9,93	0,955	0,92	≤	12,00
	1	0,00	66,6	D13	20,0	6,34	0,963	0,00	≤	12,00

Việc xác minh Bường B và Bường C có thể được thực hiện theo cùng một phương pháp, nhưng được lược bỏ tại đây.

#### 4) Tường trước

i) Xác minh an toàn (Cốt thép ngang / Cốt thép phía trong)

B=100cm

STT.	$M_d$ (kN·m)	$d$ (cm)	$A_{sn}$ (cm <sup>2</sup> )	Đường kính cốt thép (mm)	Bướ c cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{ud}$ (kN·m)	$\gamma_i$	$\gamma_i \cdot M_d$ $/M_{ud}$	
I	9	39,99	34,0	4,17	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,66
	8	37,31	34,0	3,89	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,62
	7	35,75	34,0	3,72	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,59
	6	34,02	34,0	3,54	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,56
	5	32,29	34,0	3,36	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,53
	4	35,18	34,0	3,66	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,58
	3	37,23	34,0	3,88	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,62
	2	23,68	34,0	2,46	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,39
	1	13,33	34,0	1,38	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,22
II	9	9,92	34,0	1,03	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,16
	8	9,35	34,0	0,97	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,15
	7	9,35	34,0	0,97	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,15
	6	8,77	34,0	0,91	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,15
	5	8,17	34,0	0,84	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,14
	4	9,31	34,0	0,96	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,15
	3	11,09	34,0	1,15	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,18
	2	9,31	34,0	0,96	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,15
	1	8,13	34,0	0,84	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,13
III	9	85,78	34,0	9,06	D16	10,0	19,8	200,9	1,10	0,47*
	8	88,00	34,0	9,30	D16,	10,0	19,8	200,9	1,10	0,48*
	7	91,65	34,0	9,70	D16,	10,0	19,8	200,9	1,10	0,50*
	6	97,49	34,0	10,3	D16,	10,0	24,2	242,4	1,10	0,44*
	5	104,58	34,0	11,1	D16,	10,0	24,2	242,4	1,10	0,47*
	4	108,45	34,0	11,5	D16,	10,0	24,2	242,4	1,10	0,49*
	3	103,02	34,0	10,9	D16,	10,0	24,2	242,4	1,10	0,47*
	2	67,84	34,0	7,13	D13,	10,0	16,2	166,1	1,10	0,45*
	1	0,00	34,0	0,00	D13	20,0	6,34	66,50	—	0,00
I'	9	39,99	34,0	4,17	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,66
	8	37,31	34,0	3,89	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,62
	7	35,75	34,0	3,72	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,59
	6	34,02	34,0	3,54	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,56
	5	32,29	34,0	3,36	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,53
	4	35,18	34,0	3,66	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,58
	3	37,23	34,0	3,88	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,62
	2	23,68	34,0	2,46	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,39
	1	13,33	34,0	1,38	D13	20,0	6,34	66,50	1,10	0,22

III	9	85,78	34,0	9,06	D16,	10,0	19,8	200,9	1,10	0,47*
	8	88,00	34,0	9,30	D16,	10,0	19,8	200,9	1,10	0,48*
	7	91,65	34,0	9,70	D16,	10,0	19,8	200,9	1,10	0,50*
	6	97,49	34,0	10,3	D16,	10,0	24,2	242,4	1,10	0,44*
	5	104,58	34,0	11,1	D16,	10,0	24,2	242,4	1,10	0,47*
	4	108,45	34,0	11,5	D16,	10,0	24,2	242,4	1,10	0,49*
	3	103,02	34,0	10,9	D16,	10,0	24,2	242,4	1,10	0,47*
	2	67,84	34,0	7,13	D13,	10,0	16,2	166,1	1,10	0,45*
	1	0,00	34,0	0,00	D13	20,0	6,34	66,50	—	0,00

\*: cốt thép được xác định dựa trên xác minh trạng thái sử dụng

I', III': hiệu chỉnh mô men tại các góc

ii) Độ rộng vết nứt trong xác minh trạng thái sử dụng (Cốt thép ngang / Cốt thép phía trong)

Tỷ số mô đun đàn hồi  $N=7,1$ ,  $B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN-m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bướ c cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{se}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Độ rộng vết nứt $w$ (cm)	Giới hạn độ rộng vết nứt $w_a$	$w/w_a$	
I	9	2,12	34,0	D13	20,0	6,34	10,352	0,005	0,0040 × 5,0 = 0,0200	0,28
	8	3,73	34,0	D13	20,0	6,34	18,214	0,007		0,35
	7	6,53	34,0	D13	20,0	6,34	31,886	0,009		0,47
	6	9,77	34,0	D13	20,0	6,34	47,707	0,012		0,62
	5	13,00	34,0	D13	20,0	6,34	63,479	0,015		0,76
	4	15,99	34,0	D13	20,0	6,34	78,079	0,017		0,90
	3	16,92	34,0	D13	20,0	6,34	82,620	0,018		0,94
	2	10,76	34,0	D13	20,0	6,34	52,541	0,013		0,66
	1	10,25	34,0	D13	20,0	6,34	50,051	0,012		0,64
II	9	0,19	34,0	D13	20,0	6,34	0,928	0,003	0,0040 × 5,0 = 0,0200	0,19
	8	0,81	34,0	D13	20,0	6,34	3,955	0,004		0,22
	7	1,62	34,0	D13	20,0	6,34	7,910	0,005		0,26
	6	2,43	34,0	D13	20,0	6,34	11,866	0,005		0,29
	5	3,30	34,0	D13	20,0	6,34	16,114	0,006		0,33
	4	4,23	34,0	D13	20,0	6,34	20,655	0,007		0,37
	3	5,04	34,0	D13	20,0	6,34	24,610	0,008		0,41
	2	4,23	34,0	D13	20,0	6,34	20,655	0,007		0,37
	1	6,25	34,0	D13	20,0	6,34	30,519	0,009		0,46
III	9	70,94	34,0	D16,	10,0	19,8	114,58	0,019	0,0040 × 5,0 = 0,0200	0,96
	8	71,82	34,0	D16,	10,0	19,8	116,01	0,019		0,97
	7	73,83	34,0	D16,	10,0	19,8	119,25	0,019		0,99
	6	77,68	34,0	D16,	10,0	24,2	103,55	0,017		0,88
	5	82,52	34,0	D16,	10,0	24,2	110,00	0,018		0,93
	4	84,86	34,0	D16,	10,0	24,2	113,12	0,019		0,95
	3	79,97	34,0	D16,	10,0	24,2	106,60	0,018		0,90
	2	52,23	34,0	D13,	10,0	16,2	102,22	0,017		0,88
	1	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,000	0,003		0,18
I'	9	2,12	34,0	D13	20,0	6,34	10,352	0,005	0,0040 × 5,0 = 0,0200	0,28
	8	3,73	34,0	D13	20,0	6,34	18,214	0,007		0,35
	7	6,53	34,0	D13	20,0	6,34	31,886	0,009		0,47
	6	9,77	34,0	D13	20,0	6,34	47,707	0,012		0,62
	5	13,00	34,0	D13	20,0	6,34	63,479	0,015		0,76
	3	16,92	34,0	D13	20,0	6,34	82,620	0,018		0,94

III	2	10,76	34,0	D13	20,0	6,34	52,541	0,013	0,0040 × 5,0 = 0,0200	0,66
	1	10,25	34,0	D13	20,0	6,34	50,051	0,012		0,64
	9	70,94	34,0	D16,	10,0	19,8	114,58	0,019		0,96
	8	71,82	34,0	D16,	10,0	19,8	116,01	0,019		0,97
	7	73,83	34,0	D16,	10,0	19,8	119,25	0,019		0,99
	6	77,68	34,0	D16,	10,0	24,2	103,55	0,017		0,88
	5	82,52	34,0	D16,	10,0	24,2	110,00	0,018		0,93
	4	84,86	34,0	D16,	10,0	24,2	113,12	0,019		0,95
	3	79,97	34,0	D16,	10,0	24,2	106,60	0,018		0,90
	2	52,23	34,0	D13,	10,0	16,2	102,22	0,017		0,88
	1	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,000	0,003		0,18

I', III': hiệu chỉnh mô men tại các góc

iii) Ứng suất nén trong xác minh trạng thái sử dụng (Cốt thép ngang / Cốt thép phía trong)

$$\gamma_f = 1,00, N = 7,1, B = 100\text{cm}$$

STT.	$M_s$ (kN.m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$J$	$\gamma_f \cdot \sigma'_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$0,4 \cdot f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )
I	9	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	8	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	7	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	6	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	5	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	4	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	3	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	2	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
1	8,27	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	1,01 ≤ 12,00	
II	9	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	8	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	7	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	6	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	5	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	4	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	3	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	2	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
1	5,04	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,61 ≤ 12,00	
III	9	60,20	34,0	D16,	10,0	19,8	0,917	4,55 ≤ 12,00
	8	60,42	34,0	D16,	10,0	19,8	0,917	4,57 ≤ 12,00
	7	61,55	34,0	D16,	10,0	19,8	0,917	4,65 ≤ 12,00
	6	64,25	34,0	D16,	10,0	24,2	0,909	4,50 ≤ 12,00
	5	67,78	34,0	D16,	10,0	24,2	0,909	4,75 ≤ 12,00
	4	69,28	34,0	D16,	10,0	24,2	0,909	4,85 ≤ 12,00
	3	64,89	34,0	D16,	10,0	24,2	0,909	4,55 ≤ 12,00
	2	42,13	34,0	D13,	10,0	16,2	0,924	3,44 ≤ 12,00
	1	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
I'	9	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	8	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	7	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	6	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
	5	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00
4	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00 ≤ 12,00	

	3	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00	≤	12,00
	2	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00	≤	12,00
	1	8,27	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	1,01	≤	12,00
III	9	62,88	34,0	D16,	10,0	19,8	0,917	4,76	≤	12,00
	8	63,04	34,0	D16,	10,0	19,8	0,917	4,77	≤	12,00
	7	64,15	34,0	D16,	10,0	19,8	0,917	4,85	≤	12,00
	6	66,90	34,0	D16,	10,0	24,2	0,909	4,69	≤	12,00
	5	70,51	34,0	D16,	10,0	24,2	0,909	4,94	≤	12,00
	4	72,01	34,0	D16,	10,0	24,2	0,909	5,04	≤	12,00
	3	67,40	34,0	D16,	10,0	24,2	0,909	4,72	≤	12,00
	2	43,72	34,0	D13,	10,0	16,2	0,924	3,57	≤	12,00
	1	0,00	34,0	D13	20,0	6,34	0,950	0,00	≤	12,00

I', III': hiệu chỉnh mô men tại các góc

iv) Xác minh an toàn (Cốt thép ngang / Cốt thép phía ngoài)

B=100cm

STT.	$M_d$ (kN·m)	$d$ (cm)	$A_{sT}$ (cm <sup>2</sup> )	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{d}$ (kN·m)	$\gamma_i$	$\gamma_i \cdot M_d$ $M_{d}$	
I	9	44,13	32,0	4,90	D13, D13	10,0	12,6	122,73	1,10	0,40*
	8	43,68	32,0	4,85	D13, D13	10,0	12,6	122,73	1,10	0,39*
	7	46,06	32,0	5,12	D13, D13	10,0	12,6	122,73	1,10	0,41*
	6	48,89	32,0	5,44	D13, D13	10,0	12,6	122,73	1,10	0,44*
	5	51,62	32,0	5,75	D13, D13	10,0	12,6	122,73	1,10	0,46*
	4	53,56	32,0	5,97	D13, D16	10,0	16,2	156,00	1,10	0,38*
	3	50,40	32,0	5,61	D13, D13	10,0	12,6	122,73	1,10	0,45*
	2	29,67	32,0	3,28	D16	20,0	9,93	96,947	1,10	0,34*
	1	11,09	38,6	1,01	D13	20,0	6,34	75,648	1,10	0,16
II	9	10,46	32,0	1,15	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,18
	8	10,77	32,0	1,18	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,19
	7	11,53	32,0	1,27	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,20
	6	12,19	32,0	1,34	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,21
	5	13,00	32,0	1,43	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,23
	4	13,95	32,0	1,54	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,25
	3	14,60	32,0	1,61	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,26
	2	11,01	32,0	1,21	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,19
	1	6,84	38,6	0,62	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,10
III	9	81,62	38,6	7,55	D16	20,0	9,93	117,50	1,10	0,76
	8	75,51	38,6	6,97	D16	20,0	9,93	117,50	1,10	0,71
	7	70,17	38,6	6,47	D16	20,0	9,93	117,50	1,10	0,66
	6	67,08	38,6	6,18	D13	20,0	6,34	75,648	1,10	0,98
	5	64,91	38,6	5,98	D16	20,0	9,93	117,50	1,10	0,61*
	4	70,49	38,6	6,50	D16	20,0	9,93	117,50	1,10	0,66
	3	75,96	38,6	7,01	D13,	10,0	12,6	148,96	1,10	0,56*
	2	55,98	38,6	5,15	D16	20,0	9,93	117,50	1,10	0,52*
	1	0,00	38,6	0,00	D13	20,0	6,34	75,648	—	0,00
I'	9	44,13	32,0	4,90	D13, D13	10,0	12,6	122,73	1,10	0,40*
	8	43,68	32,0	4,85	D13, D13	10,0	12,6	122,73	1,10	0,39*
	7	46,06	32,0	5,12	D13, D13	10,0	12,6	122,73	1,10	0,41*
	6	48,89	32,0	5,44	D13, D13	10,0	12,6	122,73	1,10	0,44*
	5	51,62	32,0	5,75	D13, D13	10,0	12,6	122,73	1,10	0,46*

	4	53,56	32,0	5,97	D13, D16	10,0	16,2	156,00	1,10	0,38*
	3	50,40	32,0	5,61	D13, D13	10,0	12,6	122,73	1,10	0,45*
	2	29,67	32,0	3,28	D16	20,0	9,93	96,947	1,10	0,34*
	1	11,09	38,6	1,01	D13	20,0	6,34	75,648	1,10	0,16
III	9	81,62	38,6	7,55	D16	20,0	9,93	117,50	1,10	0,76
	8	75,51	38,6	6,97	D16	20,0	9,93	117,50	1,10	0,71
	7	70,17	38,6	6,47	D16	20,0	9,93	117,50	1,10	0,66
	6	67,08	38,6	6,18	D16	20,0	9,93	117,50	1,10	0,63*
	5	64,91	38,6	5,98	D16	20,0	9,93	117,50	1,10	0,61*
	4	74,01	38,6	6,83	D13,	10,0	12,6	148,96	1,10	0,55*
	3	79,75	38,6	7,37	D13,	10,0	12,6	148,96	1,10	0,59*
	2	58,78	38,6	5,41	D16	20,0	9,93	117,50	1,10	0,55*
	1	0,00	38,6	0,00	D13	20,0	6,34	75,648	—	0,00

\*: cốt thép được xác định dựa trên xác minh trạng thái sử dụng

I', III': hiệu chỉnh mô men tại các góc

v) Độ rộng vết nứt trong xác minh trạng thái sử dụng (Cốt thép ngang / Cốt thép phía ngoài)

Tỷ số mô đun đàn hồi  $N=7,1$ ,  $B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN·m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bướ c cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{se}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Độ rộng vết nứt $w$ (cm)	Giới hạn độ rộng vết nứt $w_a$	$w/w_a$	
I	9	36,26	32,0	D13,	10,0	12,6	96,189	0,021	0,0035 × 7,0 = 0,0245	0,89
	8	35,63	32,0	D13,	10,0	12,6	94,518	0,021		0,88
	7	37,16	32,0	D13,	10,0	12,6	98,577	0,022		0,91
	6	39,00	32,0	D13,	10,0	12,6	103,45	0,023		0,95
	5	40,75	32,0	D13,	10,0	12,6	108,10	0,024		0,98
	4	41,88	32,0	D13,	10,0	16,2	87,274	0,020		0,82
	3	39,12	32,0	D13,	10,0	12,6	103,77	0,023		0,95
	2	22,90	32,0	D16	20,0	9,93	76,911	0,021		0,89
	1	5,04	38,6	D13	20,0	6,34	21,613	0,009		0,38
II	9	8,65	32,0	D13	20,0	6,34	44,946	0,014	0,0035 × 7,0 = 0,0245	0,60
	8	8,81	32,0	D13	20,0	6,34	45,778	0,014		0,61
	7	9,31	32,0	D13	20,0	6,34	48,376	0,015		0,63
	6	9,72	32,0	D13	20,0	6,34	50,506	0,015		0,65
	5	10,25	32,0	D13	20,0	6,34	53,260	0,016		0,68
	4	10,90	32,0	D13	20,0	6,34	56,638	0,017		0,71
	3	11,31	32,0	D13	20,0	6,34	58,768	0,017		0,73
	2	8,46	32,0	D13	20,0	6,34	43,959	0,014		0,59
	1	3,11	38,6	D13	20,0	6,34	13,337	0,007		0,31
III	9	1,31	38,6	D16	20,0	9,93	3,628	0,005	0,0035 × 7,0 = 0,0245	0,22
	8	7,28	38,6	D16	20,0	9,93	20,160	0,009		0,37
	7	13,69	38,6	D16	20,0	9,93	37,911	0,013		0,53
	6	20,03	38,6	D13	20,0	6,34	85,896	0,023		0,98
	5	26,57	38,6	D16	20,0	9,93	73,579	0,021		0,86
	4	32,04	38,6	D16	20,0	9,93	88,727	0,024		1,00
	3	34,53	38,6	D13,	10,0	12,6	75,480	0,017		0,73
	2	25,45	38,6	D16	20,0	9,93	70,477	0,020		0,83
	1	0,00	38,6	D13	20,0	6,34	0,000	0,004		0,18
I'	9	36,26	32,0	D13,	10,0	12,6	96,189	0,021		0,89
	8	35,63	32,0	D13,	10,0	12,6	94,518	0,021		0,88

	7	37,16	32,0	D13,	10,0	12,6	98,577	0,022	0,0035 × 7,0 = 0,0245	0,91
	6	39,00	32,0	D13,	10,0	12,6	103,45	0,023		0,95
	5	40,75	32,0	D13,	10,0	12,6	108,10	0,024		0,98
	4	41,88	32,0	D13,	10,0	16,2	87,274	0,020		0,82
	3	39,12	32,0	D13,	10,0	12,6	103,77	0,023		0,95
	2	22,90	32,0	D16	20,0	9,93	76,911	0,021		0,89
	1	5,04	38,6	D13	20,0	6,34	21,613	0,009		0,38
III	9	1,37	38,6	D16	20,0	9,93	3,794	0,005		0,0035 × 7,0 = 0,0245
	8	7,64	38,6	D16	20,0	9,93	21,15	0,009	0,38	
	7	14,37	38,6	D16	20,0	9,93	39,79	0,013	0,55	
	6	21,03	38,6	D16	20,0	9,93	58,23	0,017	0,72	
	5	27,90	38,6	D16	20,0	9,93	77,26	0,021	0,89	
	4	33,64	38,6	D13,	10,0	12,6	73,53	0,017	0,71	
	3	36,26	38,6	D13,	10,0	12,6	79,26	0,018	0,76	
	2	26,72	38,6	D16	20,0	9,93	73,99	0,021	0,86	
	1	0,00	38,6	D13	20,0	6,34	0,000	0,004	0,18	

I', III': hiệu chỉnh mô men tại các góc

vi) Ứng suất nén trong xác minh trạng thái sử dụng (Cốt thép ngang / Cốt thép phía ngoài)

$$\gamma = 1,00, N = 7,1, B = 100\text{cm}$$

STT.	$M_s$ (kN.m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$J$	$\gamma \cdot \sigma'_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$0,4f_{\alpha}$ (N/mm <sup>2</sup> )
I	9	30,64	32,0	D13,	10,0	12,6	0,930	3,05 ≤ 12,00
	8	29,97	32,0	D13,	10,0	12,6	0,930	2,99 ≤ 12,00
	7	31,02	32,0	D13,	10,0	12,6	0,930	3,09 ≤ 12,00
	6	32,28	32,0	D13,	10,0	12,6	0,930	3,22 ≤ 12,00
	5	33,48	32,0	D13,	10,0	12,6	0,930	3,34 ≤ 12,00
	4	34,18	32,0	D13,	10,0	16,2	0,922	3,08 ≤ 12,00
	3	31,74	32,0	D13,	10,0	12,6	0,930	3,16 ≤ 12,00
	2	18,51	32,0	D16	20,0	9,93	0,937	2,04 ≤ 12,00
	1	0,00	38,6	D13	20,0	6,34	0,953	0,00 ≤ 12,00
II	9	7,34	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,98 ≤ 12,00
	8	7,41	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,99 ≤ 12,00
	7	7,77	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	1,04 ≤ 12,00
	6	8,05	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	1,07 ≤ 12,00
	5	8,42	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	1,12 ≤ 12,00
	4	8,89	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	1,19 ≤ 12,00
	3	9,17	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	1,22 ≤ 12,00
	2	6,81	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,91 ≤ 12,00
	1	0,00	38,6	D13	20,0	6,34	0,953	0,00 ≤ 12,00
III	9	0,00	38,6	D16	20,0	9,93	0,942	0,00 ≤ 12,00
	8	0,00	38,6	D16	20,0	9,93	0,942	0,00 ≤ 12,00
	7	0,00	38,6	D16	20,0	9,93	0,942	0,00 ≤ 12,00
	6	0,00	38,6	D13	20,0	6,34	0,953	0,00 ≤ 12,00
	5	0,00	38,6	D16	20,0	9,93	0,942	0,00 ≤ 12,00
	4	0,00	38,6	D16	20,0	9,93	0,942	0,00 ≤ 12,00
	3	0,00	38,6	D13,	10,0	12,6	0,935	0,00 ≤ 12,00
	2	0,00	38,6	D16	20,0	9,93	0,942	0,00 ≤ 12,00
	1	0,00	38,6	D13	20,0	6,34	0,953	0,00 ≤ 12,00
	9	30,64	32,0	D13,	10,0	12,6	0,930	3,05 ≤ 12,00

I'	8	29,97	32,0	D13,	10,0	12,6	0,930	2,99	≤	12,00
	7	31,02	32,0	D13,	10,0	12,6	0,930	3,09	≤	12,00
	6	32,28	32,0	D13,	10,0	12,6	0,930	3,22	≤	12,00
	5	33,48	32,0	D13,	10,0	12,6	0,930	3,34	≤	12,00
	4	34,18	32,0	D13,	10,0	16,2	0,922	3,08	≤	12,00
	3	31,74	32,0	D13,	10,0	12,6	0,930	3,16	≤	12,00
	2	18,51	32,0	D16	20,0	9,93	0,937	2,04	≤	12,00
	1	0,00	38,6	D13	20,0	6,34	0,953	0,00	≤	12,00
III'	9	0,00	38,6	D16	20,0	9,93	0,942	0,00	≤	12,00
	8	0,00	38,6	D16	20,0	9,93	0,942	0,00	≤	12,00
	7	0,00	38,6	D16	20,0	9,93	0,942	0,00	≤	12,00
	6	0,00	38,6	D16	20,0	9,93	0,942	0,00	≤	12,00
	5	0,00	38,6	D16	20,0	9,93	0,942	0,00	≤	12,00
	4	0,00	38,6	D13,	10,0	12,6	0,935	0,00	≤	12,00
	3	0,00	38,6	D13,	10,0	12,6	0,935	0,00	≤	12,00
	2	0,00	38,6	D16	20,0	9,93	0,942	0,00	≤	12,00
1	0,00	38,6	D13	20,0	6,34	0,953	0,00	≤	12,00	

I', III': hiệu chỉnh mô men tại các góc

vii) Xác minh an toàn (Cốt thép đứng / Cốt thép phía trong)

B=100cm

STT.	$M_d$ (kN·m)	$d$ (cm)	$A_{sn}$ (cm <sup>2</sup> )	Đường kính cốt thép (mm)	Bước c cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{ud}$ (kN·m)	$\gamma_i$	$\gamma_i \cdot M_d$ $M_{ud}$	
I	9	0,00	32,0	0,00	D13	20,0	6,34	62,524	—	0,00
	8	5,75	32,0	0,63	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,10
	7	10,91	32,0	1,20	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,19
	6	8,33	32,0	0,92	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,15
	5	5,70	32,0	0,63	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,10
	4	7,80	32,0	0,86	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,14
	3	13,82	32,0	1,52	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,24
	2	14,78	32,0	1,63	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,26
	1	80,18	32,0	9,01	D13, D16	10,0	16,2	156,00	1,10	0,57*
II	9	0,00	32,0	0,00	D13	20,0	6,34	62,524	—	0,00
	8	1,22	32,0	0,13	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,02
	7	4,65	32,0	0,51	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,08
	6	3,14	32,0	0,34	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,06
	5	1,54	32,0	0,17	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,03
	4	2,60	32,0	0,29	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,05
	3	6,16	32,0	0,68	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,11
	2	8,21	32,0	0,90	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,14
	1	48,62	32,0	5,41	D13, D13	10,0	12,6	122,73	1,10	0,44*
III	9	0,00	32,0	0,00	D13	20,0	6,34	62,524	—	0,00
	8	14,61	32,0	1,61	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,26
	7	15,32	32,0	1,69	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,27
	6	16,29	32,0	1,79	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,29
	5	17,44	32,0	1,92	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,31
	4	18,10	32,0	1,99	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,32
	3	17,18	32,0	1,89	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,30
	2	11,30	32,0	1,24	D13	20,0	6,34	62,524	1,10	0,20
	1	0,00	32,0	0,00	D13	20,0	6,34	62,524	—	0,00

\*: cốt thép được xác định dựa trên xác minh trạng thái sử dụng

viii) Độ rộng vết nứt trong xác minh trạng thái sử dụng (Cốt thép đứng / Cốt thép phía trong)

Tỷ số mô đun đàn hồi  $N=7,1, B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN.m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{se}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Độ rộng vết nứt $w$ (cm)	Giới hạn độ rộng vết nứt $w_a$	$w/w_a$	
I	9	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,000	0,004	0,0040 × 7,0 = 0,0280	0,16
	8	0,12	32,0	D13	20,0	6,34	0,624	0,004		0,17
	7	0,93	32,0	D13	20,0	6,34	4,832	0,005		0,20
	6	1,62	32,0	D13	20,0	6,34	8,418	0,006		0,23
	5	2,30	32,0	D13	20,0	6,34	11,951	0,007		0,26
	4	3,55	32,0	D13	20,0	6,34	18,446	0,008		0,31
	3	6,28	32,0	D13	20,0	6,34	32,632	0,011		0,43
	2	6,72	32,0	D13	20,0	6,34	34,918	0,012		0,44
	1	61,71	32,0	D13,	10,0	16,2	128,59	0,027		1,00
II	9	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,000	0,004	0,0040 × 7,0 = 0,0280	0,16
	8	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,000	0,004		0,16
	7	0,19	32,0	D13	20,0	6,34	0,987	0,004		0,17
	6	0,37	32,0	D13	20,0	6,34	1,923	0,005		0,18
	5	0,56	32,0	D13	20,0	6,34	2,910	0,005		0,19
	4	1,18	32,0	D13	20,0	6,34	6,131	0,005		0,21
	3	2,80	32,0	D13	20,0	6,34	14,549	0,007		0,28
	2	3,73	32,0	D13	20,0	6,34	19,381	0,008		0,32
	1	37,38	32,0	D13,	10,0	12,6	99,160	0,022		0,80
III	9	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,000	0,004	0,0040 × 7,0 = 0,0280	0,16
	8	11,93	32,0	D13	20,0	6,34	61,989	0,018		0,66
	7	12,34	32,0	D13	20,0	6,34	64,120	0,019		0,68
	6	12,97	32,0	D13	20,0	6,34	67,393	0,019		0,71
	5	13,76	32,0	D13	20,0	6,34	71,498	0,020		0,74
	4	14,17	32,0	D13	20,0	6,34	73,629	0,021		0,76
	3	13,33	32,0	D13	20,0	6,34	69,264	0,020		0,72
	2	8,70	32,0	D13	20,0	6,34	45,206	0,014		0,53
	1	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,000	0,004		0,16

ix) Ứng suất nén trong xác minh trạng thái sử dụng (Cốt thép đứng / Cốt thép phía trong)

$\gamma_f=1,00, N=7,1, B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN.m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$J$	$\gamma_f \cdot \sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$0,4 \cdot f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )
I	9	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00 ≤ 12,00
	8	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00 ≤ 12,00
	7	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00 ≤ 12,00
	6	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00 ≤ 12,00
	5	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00 ≤ 12,00
	4	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00 ≤ 12,00
	3	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00 ≤ 12,00
	2	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00 ≤ 12,00

II	1	49,76	32,0	D13,	10,0	16,2	0,922	4,49	≤	12,00
	9	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00	≤	12,00
	8	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00	≤	12,00
	7	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00	≤	12,00
	6	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00	≤	12,00
	5	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00	≤	12,00
	4	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00	≤	12,00
	3	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00	≤	12,00
	2	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00	≤	12,00
III	1	30,11	32,0	D13,	10,0	12,6	0,930	3,00	≤	12,00
	9	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00	≤	12,00
	8	10,03	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	1,34	≤	12,00
	7	10,29	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	1,37	≤	12,00
	6	10,73	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	1,43	≤	12,00
	5	11,31	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	1,51	≤	12,00
	4	11,56	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	1,54	≤	12,00
	3	10,81	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	1,44	≤	12,00
	2	7,02	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,94	≤	12,00
	1	0,00	32,0	D13	20,0	6,34	0,949	0,00	≤	12,00

x) Xác minh an toàn (Cốt thép đứng / Cốt thép phía ngoài)

$B=100\text{cm}$

STT.	$M_{\text{đ}}$ (kN·m)	$d$ (cm)	$A_{\text{sn}}$ (cm <sup>2</sup> )	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{\text{đ}}$ (kN·m)	$\gamma_i$	$\gamma_i \cdot M_{\text{đ}}$ $M_{\text{đ}}$	
I	9	51,28	30,0	6,10	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,96
	8	20,19	30,0	2,38	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,38
	7	7,53	30,0	0,88	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,14
	6	8,19	30,0	0,96	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,15
	5	8,94	30,0	1,05	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,17
	4	11,14	30,0	1,31	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,21
	3	17,00	30,0	2,00	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,32
	2	16,27	30,0	1,91	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,31
	1	66,52	36,6	6,48	D16	20,0	9,93	111,27	1,10	0,66
II	9	31,30	30,0	3,70	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,59
	8	13,38	30,0	1,57	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,25
	7	1,92	30,0	0,22	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,04
	6	2,07	30,0	0,24	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,04
	5	2,23	30,0	0,26	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,04
	4	3,41	30,0	0,40	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,06
	3	7,19	30,0	0,84	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,14
	2	9,27	30,0	1,09	D13	20,0	6,34	58,548	1,10	0,17
	1	40,92	36,6	3,96	D13	20,0	6,34	71,671	1,10	0,63
III	9	0,00	36,6	0,00	D13	20,0	6,34	71,671	—	0,00
	8	12,57	36,6	1,21	D13	20,0	6,34	71,671	1,10	0,19
	7	11,71	36,6	1,13	D13	20,0	6,34	71,671	1,10	0,18
	6	11,19	36,6	1,08	D13	20,0	6,34	71,671	1,10	0,17
	5	10,84	36,6	1,04	D13	20,0	6,34	71,671	1,10	0,17
	4	11,77	36,6	1,13	D13	20,0	6,34	71,671	1,10	0,18
	3	12,73	36,6	1,22	D13	20,0	6,34	71,671	1,10	0,20
	2	9,31	36,6	0,89	D13	20,0	6,34	71,671	1,10	0,14

	1	0,00	36,6	0,00	D13	20,0	6,34	71,671	—	0,00
--	---	------	------	------	-----	------	------	--------	---	------

xi) Độ rộng vết nứt trong xác minh trạng thái sử dụng (Cốt thép đứng / Cốt thép phía ngoài)

Tỷ số mô đun đàn hồi  $N=7,1, B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN·m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{se}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Độ rộng vết nứt $w$ (cm)	Giới hạn độ rộng vết nứt $w_a$	$w/w_a$
I	9	0,00	30,0	D13	20,0	6,34	0,000	0,005	0,17
	8	5,03	30,0	D13	20,0	6,34	27,924	0,012	0,41
	7	6,10	30,0	D13	20,0	6,34	33,864	0,014	0,46
	6	6,54	30,0	D13	20,0	6,34	36,306	0,015	0,48
	5	7,05	30,0	D13	20,0	6,34	39,137	0,016	0,51
	4	8,67	30,0	D13	20,0	6,34	48,131	0,018	0,58
	3	13,10	30,0	D13	20,0	6,34	72,723	0,025	0,79
	2	12,42	30,0	D13	20,0	6,34	68,948	0,024	0,76
	1	30,24	36,6	D16	20,0	9,93	88,450	0,029	0,93
II	9	0,00	30,0	D13	20,0	6,34	0,000	0,005	0,17
	8	0,92	30,0	D13	20,0	6,34	5,107	0,006	0,22
	7	1,57	30,0	D13	20,0	6,34	8,716	0,007	0,25
	6	1,66	30,0	D13	20,0	6,34	9,215	0,007	0,25
	5	1,76	30,0	D13	20,0	6,34	9,770	0,008	0,25
	4	2,65	30,0	D13	20,0	6,34	14,711	0,009	0,30
	3	5,52	30,0	D13	20,0	6,34	30,644	0,013	0,43
	2	6,73	30,0	D13	20,0	6,34	37,361	0,015	0,49
	1	18,60	36,6	D13	20,0	6,34	84,226	0,028	0,90
III	9	0,00	36,6	D13	20,0	6,34	0,000	0,005	0,17
	8	1,18	36,6	D13	20,0	6,34	5,343	0,006	0,22
	7	2,30	36,6	D13	20,0	6,34	10,415	0,008	0,26
	6	3,36	36,6	D13	20,0	6,34	15,215	0,009	0,30
	5	4,42	36,6	D13	20,0	6,34	20,015	0,010	0,34
	4	5,35	36,6	D13	20,0	6,34	24,226	0,011	0,38
	3	5,79	36,6	D13	20,0	6,34	26,219	0,012	0,40
	2	4,23	36,6	D13	20,0	6,34	19,155	0,010	0,34
	1	0,00	36,6	D13	20,0	6,34	0,000	0,005	0,17

xii) Ứng suất nén trong xác minh trạng thái sử dụng (Cốt thép đứng / Cốt thép phía ngoài)

$\gamma_f=1,00, N=7,1, B=100\text{cm}$

STT.	$M_s$ (kN·m)	$d$ (cm)	Đường kính cốt thép (mm)	Bước cốt thép (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$J$	$\gamma_f \cdot \sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$0,4 \cdot f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )
I	9	0,00	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	0,00 ≤ 12,00
	8	4,26	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	0,63 ≤ 12,00
	7	5,11	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	0,76 ≤ 12,00
	6	5,42	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	0,80 ≤ 12,00
	5	5,79	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	0,86 ≤ 12,00
	4	7,05	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	1,04 ≤ 12,00
	3	10,58	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	1,56 ≤ 12,00
	2	9,96	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	1,47 ≤ 12,00

	1	0,00	36,6	D16	20,0	9,93	0,941	0,00	≤	12,00
II	9	0,00	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	0,00	≤	12,00
	8	0,79	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	0,12	≤	12,00
	7	1,32	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	0,20	≤	12,00
	6	1,38	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	0,20	≤	12,00
	5	1,45	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	0,21	≤	12,00
	4	2,14	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	0,32	≤	12,00
	3	4,44	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	0,66	≤	12,00
	2	5,39	30,0	D13	20,0	6,34	0,947	0,80	≤	12,00
	1	0,00	36,6	D13	20,0	6,34	0,952	0,00	≤	12,00
III	9	0,00	36,6	D13	20,0	6,34	0,952	0,00	≤	12,00
	8	0,00	36,6	D13	20,0	6,34	0,952	0,00	≤	12,00
	7	0,00	36,6	D13	20,0	6,34	0,952	0,00	≤	12,00
	6	0,00	36,6	D13	20,0	6,34	0,952	0,00	≤	12,00
	5	0,00	36,6	D13	20,0	6,34	0,952	0,00	≤	12,00
	4	0,00	36,6	D13	20,0	6,34	0,952	0,00	≤	12,00
	3	0,00	36,6	D13	20,0	6,34	0,952	0,00	≤	12,00
	2	0,00	36,6	D13	20,0	6,34	0,952	0,00	≤	12,00
	1	0,00	36,6	D13	20,0	6,34	0,952	0,00	≤	12,00

### (5) Phá hoại do mối

Nếu tuổi thọ mỗi tính toán dưới tác dụng của tải trọng tương ứng với chiều cao sóng thiết kế lớn nhất vượt quá  $2 \times 10^6$  chu kỳ, thì không cần thực hiện thêm xác minh an toàn về phá hoại do mối. Nếu tuổi thọ mỗi bằng hoặc nhỏ hơn  $2 \times 10^6$  chu kỳ, thì cần Tính toán tuổi thọ mỗi cho từng cấp chiều cao sóng. Với các cấp có tuổi thọ mỗi không vượt quá  $2 \times 10^6$  chu kỳ, phải tiến hành xác minh chi tiết khả năng chịu mối.

Việc tính toán này áp dụng cho các cấu kiện chịu tác động của sóng, ví dụ như bản đáy và tường mặt (theo hướng dọc). Phần dưới đây trình bày một ví dụ về phương pháp xác minh đối với bản đáy.

Mực nước triều thiết kế: +1,00 (m)

Chiều cao sóng thiết kế:  $H_D = 6,50$  (m)

#### 1) Tải trọng thiết kế

i) Trường hợp ngắn hạn (Chuyển động của sóng, đỉnh sóng)

✓ Tính toán tải trọng

- Trọng lượng bản thân của mỗi buồng:  $D$

$D =$  Trọng lượng bê tông lớp bảo vệ + Trọng lượng bản thân lớp cát lấp + Trọng lượng bản thân bản đáy

$$= 0,500 \times 22,60 + 11,100 \times 20,00 + 0,700 \times 24,00 = 250,10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Áp lực nước:  $F$

$$F = (\text{M.W.L} - \text{Độ sâu lấp đặt}) \times \gamma_w$$

$$= (1,000 - (-9,800)) \times 10,10 = 109,08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Lực phản ứng đáy:  $R$

Phía biển:  $R = 4,14$  (kN/m<sup>2</sup>), Phía bờ:  $R = 316,81$  (kN/m<sup>2</sup>), Chiều rộng:  $B = 13,50$  (m)

- Lực đẩy nổi:  $U$   
 $U = 32,88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

✓ Tải trọng thiết kế

Tải trọng tổng hợp trong điều kiện chuyển động sóng được phân bố như thể hiện trong Hình 2.43.

Phía biển:  $W = 1,0D + 1,0F + 1,0R + 1,0U$

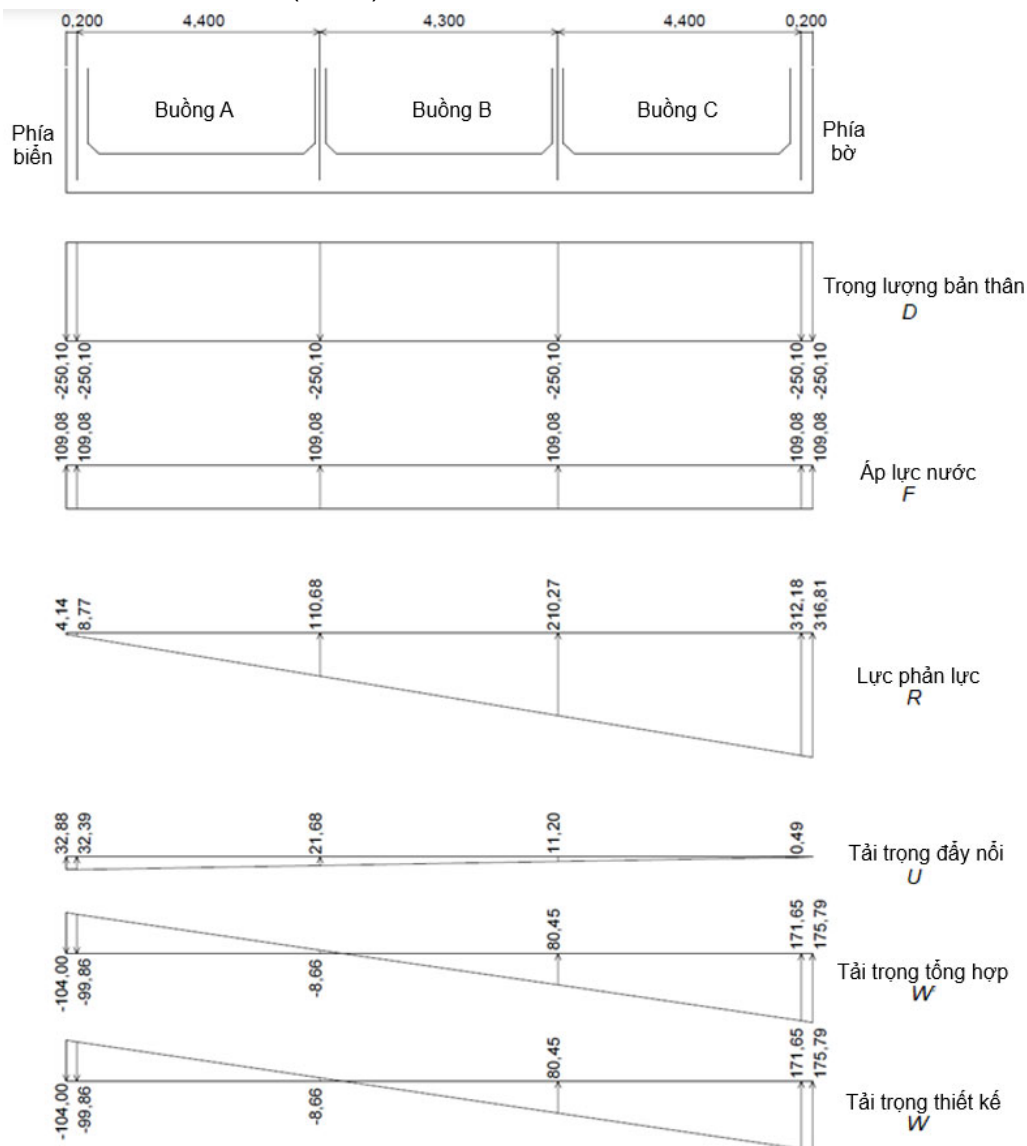
$$= -1,0 \times 250,10 + 1,0 \times 109,08 + 1,0 \times 4,14 + 1,0 \times 32,88$$

$$= -104,00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Phía bờ:  $W = 1,0D + 1,0F + 1,0R + 1,0U$

$$= -1,0 \times 250,10 + 1,0 \times 109,08 + 1,0 \times 316,81 + 1,0 \times 0,00$$

$$= 175,79 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



Hình 2.43- Tải trọng thiết kế trong chuyển động sóng (đỉnh sóng, phá hoại do môi)

ii) Trường hợp ngắn hạn (Chuyển động sóng, Đáy sóng)

✓ Tải trọng thiết kế

- Trọng lượng bản thân của mỗi buồng:  $D$

$$D = \text{Trọng lượng bê tông lớp bảo vệ} + \text{Trọng lượng bản thân của lớp cát lấp} + \text{Trọng lượng bản thân bản đáy}$$

$$= 0,500 \times 22,60 + 11,100 \times 20,00 + 0,700 \times 24,00 = 250,10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Áp lực nước:  $F$

$$F = (\text{M.W.L} - \text{Độ sâu lấp đặt}) \times \gamma_w$$

$$= (1,000 - (-9,800)) \times 10,10 = 109,08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Lực phản ứng đáy:  $R$

Phía biển:  $R = 269,72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Phía bờ:  $R = 116,95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Chiều rộng:  $B = 13,50 \text{ (m)}$

- Lực đẩy nổi:  $U$

$$U = -32,84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

✓ Tải trọng thiết kế

Tải trọng tổng hợp trong chuyển động sóng được phân bố như thể hiện trong Hình 2.44.

$$\text{Phía biển: } W = 1,0D + 1,0F + 1,0R + 1,0U$$

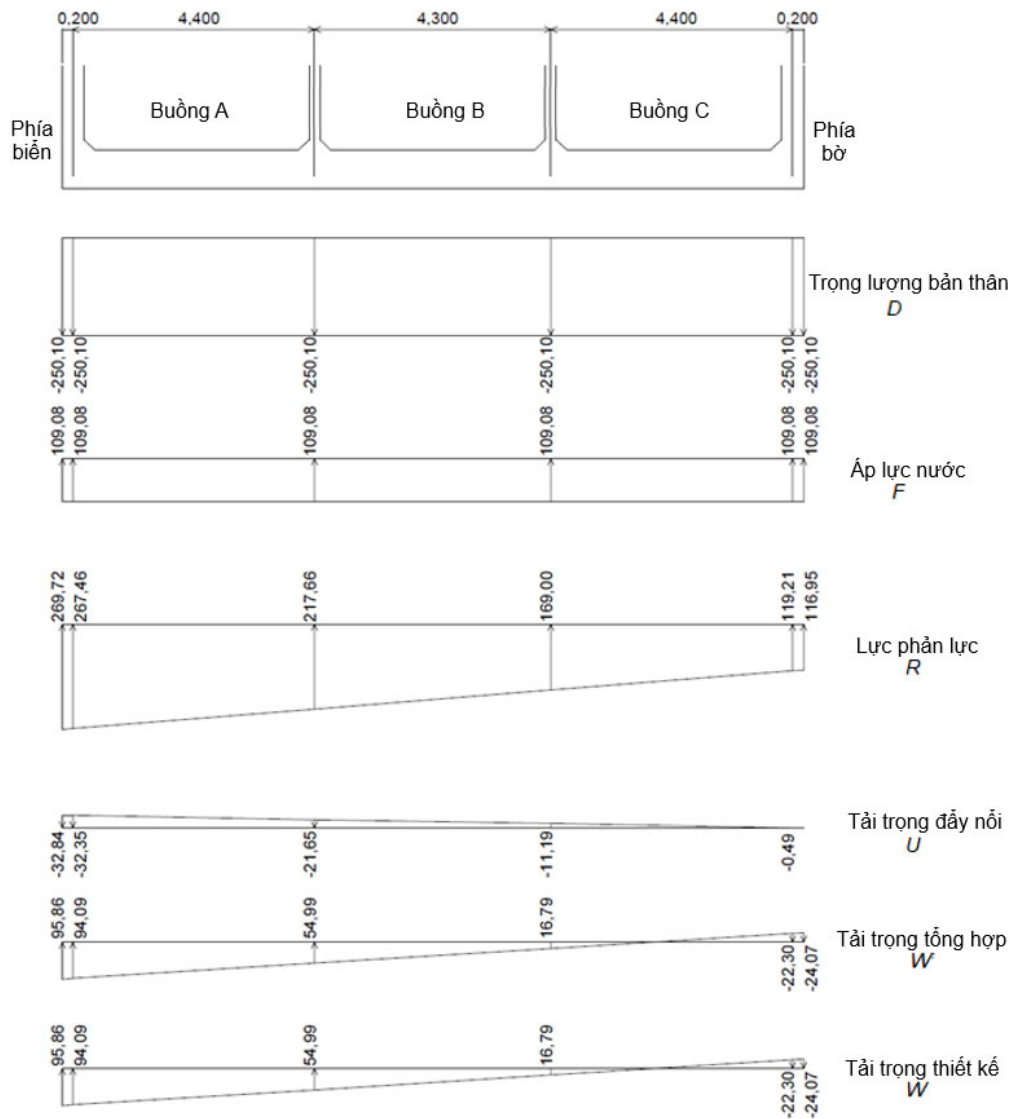
$$= -1,0 \times 250,10 + 1,0 \times 109,08 + 1,0 \times 269,72 + 1,0 \times (-32,84)$$

$$= 95,86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Phía bờ: } W = 1,0D + 1,0F + 1,0R + 1,0U$$

$$= -1,0 \times 250,10 + 1,0 \times 109,08 + 1,0 \times 116,95 + 1,0 \times 0,00$$

$$= -24,07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



**Hình 2.44- Tải trọng thiết kế trong chuyển động sóng (đáy sóng, phá hoại do mồi)**

iii) Trạng thái lâu dài/ thường xuyên

✓ Tải trọng thiết kế

- Trọng lượng bản thân của mỗi buồng:  $D$

$D =$  Trọng lượng bê tông lớp bảo vệ + Trọng lượng bản thân của lớp cát lấp +

Trọng lượng bản thân bản đáy

$$= 0,500 \times 22,60 + 11,100 \times 20,00 + 0,700 \times 24,00 = 250,10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Áp lực nước:  $F$

$$F = (\text{M.W.L} - \text{Độ sâu lấp đặt}) \times \gamma_w$$

$$= (1,000 - (-9,800)) \times 10,10 = 109,08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Lực phản ứng đáy:  $R$

Phía biển:  $R = 190,91 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Phía bờ:  $R = 162,92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ , Chiều rộng:  $B = 13,50 \text{ (m)}$

✓ Tải trọng thiết kế

Tải trọng tổng hợp trong Trạng thái lâu dài/ thường xuyên được phân bố như thể hiện trong Hình 2.45.

Phía biển:  $W = 1,0D + 1,0F + 1,0R$

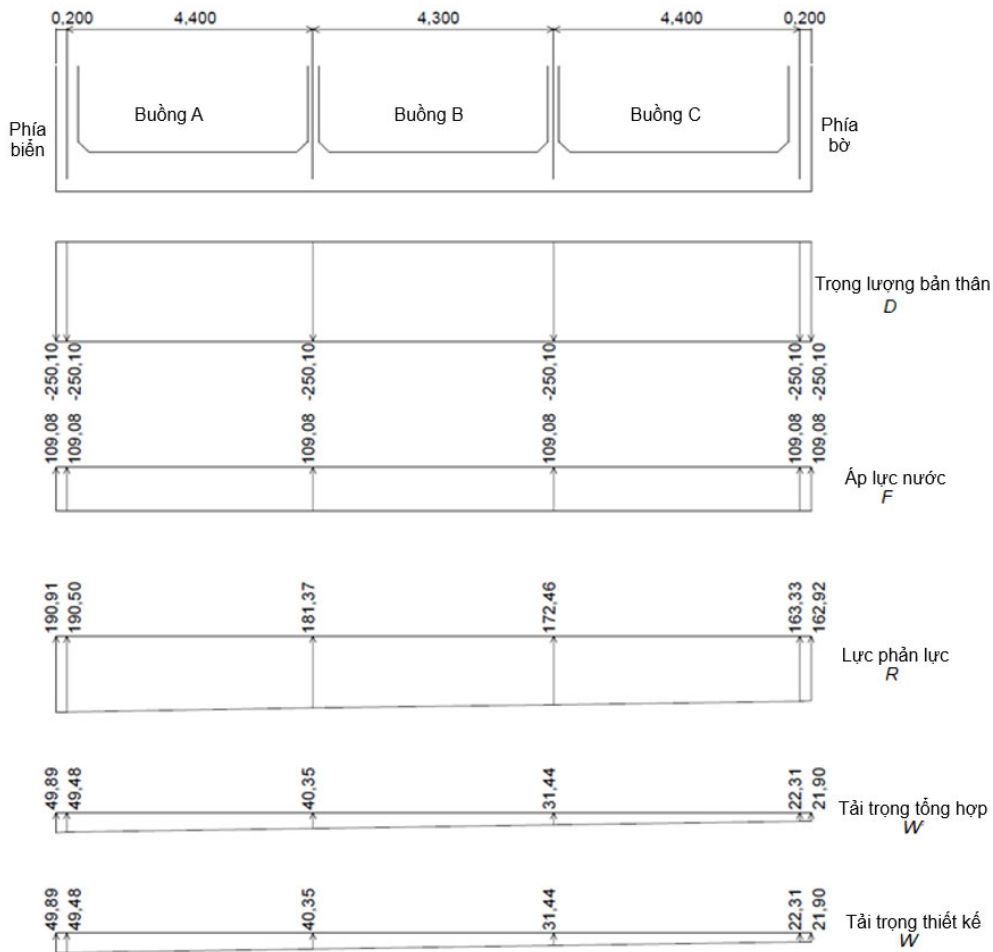
$$= -1,0 \times 250,10 + 1,0 \times 109,08 + 1,0 \times 190,91$$

$$= 49,89 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Phía bờ:  $W = 1,0D + 1,0F + 1,0R$

$$= -1,0 \times 250,10 + 1,0 \times 109,08 + 1,0 \times 162,92$$

$$= 21,90 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



Hình 2.45- Tải trọng thiết kế trong Trạng thái lâu dài/ thường xuyên (phá hoại do mỏi)

## 2) Nội lực mặt cắt

i) Buồng A: Trường hợp ngắn hạn, đỉnh sóng (tải trọng hướng xuống)

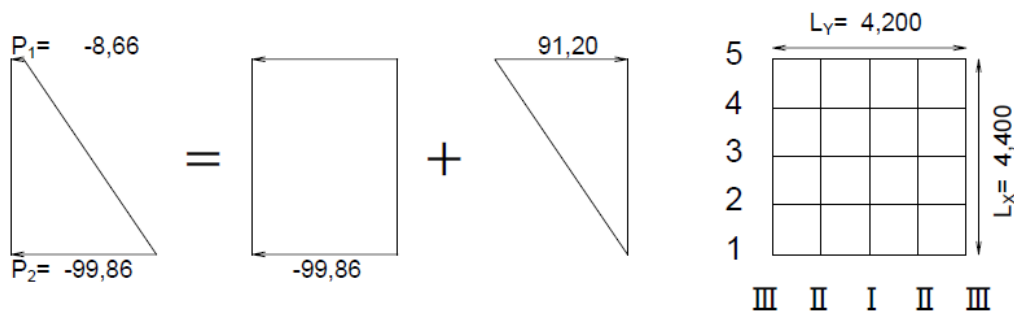
$$P_1 = -8,66 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = -99,86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 4,400 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,200 \text{ (m)}$$

$$\lambda = 4,400/4,200 = 1,05, \text{ Áp dụng bảng hệ số với } \lambda = 1,00.$$



Hình 2.46- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố đều gây ra

$$P = -99,86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = -99,86 \times 4,200^2 \times X = -1.761,53 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = -99,86 \times 4,200^2 \times Y = -1.761,53 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Bảng 2.54- Hệ số và nội lực mặt cắt

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	5	-0,0513	90,37	-0,0086	15,15
	4	0,0096	-16,91	0,0116	-20,43
	3	0,0206	-36,29	0,0206	-36,29
	2	0,0096	-16,91	0,0116	-20,43
	1	-0,0513	90,37	-0,0086	15,15
II	5	-0,0324	57,07	-0,0054	9,51
	4	0,0059	-10,39	0,0059	-10,39
	3	0,0116	-20,43	0,0096	-16,91
	2	0,0059	-10,39	0,0059	-10,39
	1	-0,0324	57,07	-0,0054	9,51
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0054	9,51	-0,0324	57,07
	3	-0,0086	15,15	-0,0513	90,37
	2	-0,0054	9,51	-0,0324	57,07
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = 91,20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = 91,20 \times 4,200^2 \times X = 1.608,77 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = 91,20 \times 4,200^2 \times Y = 1.608,77 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Bảng 2.55- Hệ số và nội lực mặt cắt

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	5	-0,0334	-53,73	-0,0056	-9,01
	4	0,0080	12,87	0,0069	11,10
	3	0,0103	16,57	0,0103	16,57
	2	0,0015	2,41	0,0047	7,56
	1	-0,0179	-28,80	-0,0030	-4,83
II	5	-0,0223	-35,88	-0,0037	-5,95
	4	0,0052	8,37	0,0040	6,44

	3	0,0058	9,33	0,0048	7,72
	2	0,0006	0,97	0,0018	2,90
	1	-0,0101	-16,25	-0,0017	-2,73
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0036	-5,79	-0,0208	-33,46
	3	-0,0043	-6,92	-0,0257	-41,35
	2	-0,0019	-3,06	-0,0116	-18,66
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Tổ hợp tải trọng phân bố đều và tải trọng phân bố hình tam giác

**Bảng 2.56- Tổng hợp nội lực mặt cắt (Buồng A, Trường hợp ngắn hạn (tải trọng hướng xuống))**

		$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
I	5	36,64	6,14
	4	-4,04	-9,33
	3	-19,72	-19,72
	2	-14,50	-12,87
	1	61,57	10,32
II	5	21,19	3,56
	4	-2,02	-3,95
	3	-11,10	-9,19
	2	-9,42	-7,49
	1	40,82	6,78
III	5	0,00	0,00
	4	3,72	23,61
	3	8,23	49,02
	2	6,45	38,41
	1	0,00	0,00

ii) Buồng A: Trường hợp ngắn hạn, Đáy sóng (tải trọng hướng lên)

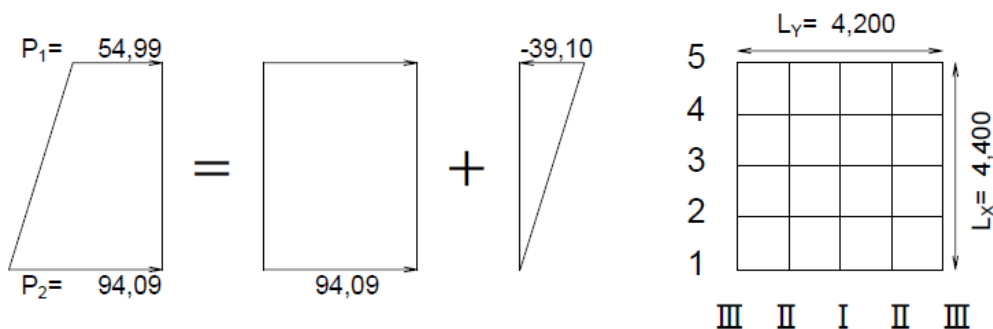
$$P_1 = 54,99 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 94,09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 4,400 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,200 \text{ (m)}$$

$\lambda = 4,400/4,200 = 1,05$ , Áp dụng bảng hệ số với  $\lambda = 1,00$ .



**Hình 2.47- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt**

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố đều gây ra

$$P = 94,09 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = 94,09 \times 4,200^2 \times X = 1,659,75 \times X \text{ (kN·m)}$$

$$M_Y = P \cdot L \cdot Y^2 \cdot Y = 94,09 \times 4,200^2 \times Y = 1,659,75 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.57- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_X$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_Y$ (kN·m)
I	5	-0,0513	-85,15	-0,0086	-14,27
	4	0,0096	15,93	0,0116	19,25
	3	0,0206	34,19	0,0206	34,19
	2	0,0096	15,93	0,0116	19,25
	1	-0,0513	-85,15	-0,0086	-14,27
II	5	-0,0324	-53,78	-0,0054	-8,96
	4	0,0059	9,79	0,0059	9,79
	3	0,0116	19,25	0,0096	15,93
	2	0,0059	9,79	0,0059	9,79
	1	-0,0324	-53,78	-0,0054	-8,96
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0054	-8,96	-0,0324	-53,78
	3	-0,0086	-14,27	-0,0513	-85,15
	2	-0,0054	-8,96	-0,0324	-53,78
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = -39,10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_X = P \cdot L \cdot Y^2 \cdot X = -39,10 \times 4,200^2 \times X = -689,72 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_Y = P \cdot L \cdot Y^2 \cdot Y = -39,10 \times 4,200^2 \times Y = -689,72 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.58- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_X$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_Y$ (kN·m)
I	5	-0,0334	23,04	-0,0056	3,86
	4	0,0080	-5,52	0,0069	-4,76
	3	0,0103	-7,10	0,0103	-7,10
	2	0,0015	-1,03	0,0047	-3,24
	1	-0,0179	12,35	-0,0030	2,07
II	5	-0,0223	15,38	-0,0037	2,55
	4	0,0052	-3,59	0,0040	-2,76
	3	0,0058	-4,00	0,0048	-3,31
	2	0,0006	-0,41	0,0018	-1,24
	1	-0,0101	6,97	-0,0017	1,17
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0036	2,48	-0,0208	14,35
	3	-0,0043	2,97	-0,0257	17,73
	2	-0,0019	1,31	-0,0116	8,00
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Tổng hợp tải trọng phân bố đều và tải trọng phân bố hình tam giác

**Bảng 2.59- Tổng hợp nội lực mặt cắt (Buồng A, Trường hợp ngắn hạn (tải trọng hướng lên))**

		$M_X$ (kN·m)	$M_Y$ (kN·m)
--	--	--------------	--------------

I	5	-62,11	-10,41
	4	10,41	14,49
	3	27,09	27,09
	2	14,90	16,01
	1	-72,80	-12,20
II	5	-38,40	-6,41
	4	6,20	7,03
	3	15,25	12,62
	2	9,38	8,55
	1	-46,81	-7,79
III	5	0,00	0,00
	4	-6,48	-39,43
	3	-11,30	-67,42
	2	-7,65	-45,78
	1	0,00	0,00

iii) Buồng A: Trạng thái lâu dài/ thường xuyên (tải trọng hướng lên)

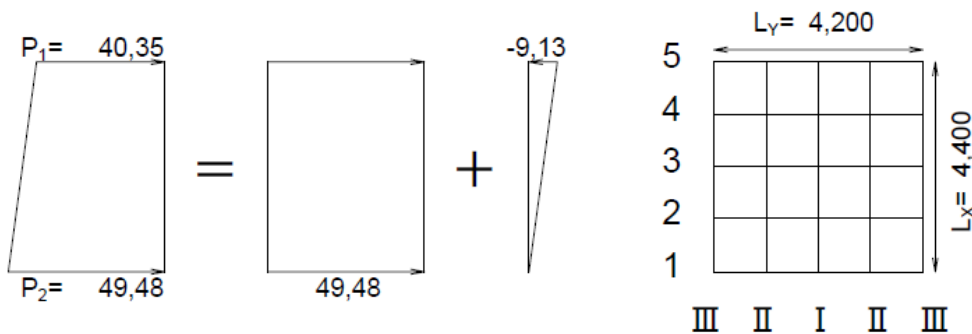
$$P_1 = 40,35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = 49,48 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$L_x = 4,400 \text{ (m)}$$

$$L_y = 4,200 \text{ (m)}$$

$\lambda = 4,400/4,200 = 1,05$ , Áp dụng bảng hệ số với  $\lambda = 1,00$ .



Hình 2.48- Mô hình thiết kế để ước tính nội lực mặt cắt

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố đều gây ra

$$P = 49,48 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = 49,48 \times 4,200^2 \times X = 872,83 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = 49,48 \times 4,400^2 \times Y = 872,83 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Bảng 2.60- Hệ số và nội lực mặt cắt

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	5	-0,0513	-44,78	-0,0086	-7,51
	4	0,0096	8,38	0,0116	10,12
	3	0,0206	17,98	0,0206	17,98
	2	0,0096	8,38	0,0116	10,12
	1	-0,0513	-44,78	-0,0086	-7,51
II	5	-0,0324	-28,28	-0,0054	-4,71
	4	0,0059	5,15	0,0059	5,15
	3	0,0116	10,12	0,0096	8,38

	2	0,0059	5,15	0,0059	5,15
	1	-0,0324	-28,28	-0,0054	-4,71
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0054	-4,71	-0,0324	-28,28
	3	-0,0086	-7,51	-0,0513	-44,78
	2	-0,0054	-4,71	-0,0324	-28,28
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Nội lực mặt cắt do tải trọng phân bố hình tam giác gây ra

$$P = -9,13 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_x = P \cdot L_y^2 \cdot X = -9,13 \times 4,200^2 \times X = -161,05 \times X \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$M_y = P \cdot L_x^2 \cdot Y = -9,13 \times 4,200^2 \times Y = -161,05 \times Y \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

**Bảng 2.61- Hệ số và nội lực mặt cắt**

		Hệ số, X	$M_x$ (kN·m)	Hệ số, Y	$M_y$ (kN·m)
I	5	-0,0334	5,38	-0,0056	0,90
	4	0,0080	-1,29	0,0069	-1,11
	3	0,0103	-1,66	0,0103	-1,66
	2	0,0015	-0,24	0,0047	-0,76
	1	-0,0179	2,88	-0,0030	0,48
II	5	-0,0223	3,59	-0,0037	0,60
	4	0,0052	-0,84	0,0040	-0,64
	3	0,0058	-0,93	0,0048	-0,77
	2	0,0006	-0,10	0,0018	-0,29
	1	-0,0101	1,63	-0,0017	0,27
III	5	0,0000	0,00	0,0000	0,00
	4	-0,0036	0,58	-0,0208	3,35
	3	-0,0043	0,69	-0,0257	4,14
	2	-0,0019	0,31	-0,0116	1,87
	1	0,0000	0,00	0,0000	0,00

- Tổ hợp tải trọng phân bố đều và tải trọng phân bố hình tam giác

**Bảng 2.62- Tổng hợp nội lực mặt cắt (Buồng A, Trạng thái lâu dài/ thường xuyên (tải trọng hướng lên))**

		$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
I	5	-39,40	-6,61
	4	7,09	9,01
	3	16,32	16,32
	2	8,14	9,36
	1	-41,90	-7,03
II	5	-24,69	-4,11
	4	4,31	4,51
	3	9,19	7,61

	2	5,05	4,86
	1	-26,65	-4,44
III	5	0,00	0,00
	4	-4,13	-24,93
	3	-6,82	-40,64
	2	-4,40	-26,41
	1	0,00	0,00

### 3) Tính toán ứng suất

i) Hướng ngang (Phần phía trên, Vị trí giữa nhịp)

	$N = 7,1, B = 100$ (cm), $A_s = 6,34$ (cm <sup>2</sup> ), $A_s' = 6,34$ (cm <sup>2</sup> ), $d = 64,0$ (cm), $d' = 8,0$ (cm)							
	$M$ (kN·m)	$P$	$P'$	$k$	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía trong) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía ngoài) (N/mm <sup>2</sup> )
Đỉnh sóng	0,00	0,000991	0,000991	0,113	0,000	0,000	0,000	0,000
Đáy sóng	27,09	0,000991	0,000991	0,113	1,231	0,923	68,606	-0,928
Tải trọng thường xuyên	16,32	0,000991	0,000991	0,113	0,742	0,557	41,353	-0,559

ii) Hướng ngang (Phần phía dưới, Vị trí giữa nhịp)

	$N = 7,1, B = 100$ (cm), $A_s = 6,34$ (cm <sup>2</sup> ), $A_s' = 6,34$ (cm <sup>2</sup> ), $d = 62,0$ (cm), $d' = 8,0$ (cm)							
	$M$ (kN·m)	$P$	$P'$	$k$	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía trong) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía ngoài) (N/mm <sup>2</sup> )
Đỉnh sóng	-19,72	0,001023	0,001023	0,113	-0,927	-0,695	-0,945	-51,663
Đáy sóng	0,00	0,001023	0,001023	0,113	0,000	0,000	0,000	0,000
Tải trọng thường xuyên	0,00	0,001023	0,001023	0,113	0,000	0,000	0,000	0,000

iii) Hướng ngang (Phần phía trên, gối tựa)

	$N = 7,1, B = 100$ (cm), $A_s = 6,34$ (cm <sup>2</sup> ), $A_s' = 9,93$ (cm <sup>2</sup> ), $d = 64,0$ (cm), $d' = 8,0$ (cm)							
	$M$ (kN·m)	$P$	$P'$	$k$	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía trong) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía ngoài) (N/mm <sup>2</sup> )
Đỉnh sóng	36,64	0,000991	0,001552	0,113	1,677	1,258	93,462	-1,264
Đáy sóng	0,00	0,000991	0,001552	0,113	0,000	0,000	0,000	0,000
Tải trọng thường xuyên	0,00	0,000991	0,001552	0,113	0,000	0,000	0,000	0,000

iv) Hướng ngang (Phần phía dưới, gối tựa)

	$N = 7,1, B = 100$ (cm), $A_s = 9,93$ (cm <sup>2</sup> ), $A_s' = 6,34$ (cm <sup>2</sup> ), $d = 68,6$ (cm), $d' = 12,6$ (cm)							
	$M$ (kN·m)	$P$	$P'$	$k$	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía trong) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía ngoài) (N/mm <sup>2</sup> )
Đỉnh sóng	0,00	0,001448	0,000924	0,136	0,000	0,000	0,000	0,000
Đáy sóng	-62,11	0,001448	0,000924	0,136	-2,094	-1,571	5,212	-94,452
Tải trọng thường xuyên	-39,40	0,001448	0,000924	0,136	-1,328	-0,996	3,305	-59,901

v) Hướng dọc (Phần phía trên, Vị trí giữa nhịp)

	$N = 7,1, B = 100$ (cm), $A_s = 6,34$ (cm <sup>2</sup> ), $A_s' = 6,34$ (cm <sup>2</sup> ), $d = 62,0$ (cm), $d' = 10,0$ (cm)							
	$M$ (kN·m)	$P$	$P'$	$k$	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía trong) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía ngoài) (N/mm <sup>2</sup> )
Đỉnh sóng	0,00	0,001023	0,001023	0,116	0,000	0,000	0,000	0,000
Đáy sóng	27,09	0,001023	0,001023	0,116	1,320	0,990	71,421	-3,659
Tải trọng thường xuyên	16,32	0,001023	0,001023	0,116	0,795	0,596	43,015	-2,204

vi) Hướng dọc (Phần phía dưới, Vị trí giữa nhịp)

	$N = 7,1, B = 100$ (cm), $A_s = 6,34$ (cm <sup>2</sup> ), $A_s' = 6,34$ (cm <sup>2</sup> ), $d = 60,0$ (cm), $d' = 8,0$ (cm)							
	$M$ (kN·m)	$P$	$P'$	$k$	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía trong) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía ngoài) (N/mm <sup>2</sup> )
Đỉnh sóng	-19,72	0,001057	0,001057	0,116	-1,000	-0,750	1,061	-54,107
Đáy sóng	0,00	0,001057	0,001057	0,116	0,000	0,000	0,000	0,000
Tải trọng thường xuyên	0,00	0,001057	0,001057	0,116	0,000	0,000	0,000	0,000

vii) Hướng dọc (Phần phía trên, gối tựa)

	$N = 7,1, B = 100$ (cm), $A_s = 6,34$ (cm <sup>2</sup> ), $A_s' = 12,67$ (cm <sup>2</sup> ), $d = 62,0$ (cm), $d' = 10,0$ (cm)							
	$M$ (kN·m)	$P$	$P'$	$k$	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía trong) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía ngoài) (N/mm <sup>2</sup> )
Đỉnh sóng	49,02	0,001023	0,002044	0,119	2,415	1,811	126,942	-6,094
Đáy sóng	0,00	0,001023	0,002044	0,119	0,000	0,000	0,000	0,000
Tải trọng thường xuyên	0,00	0,001023	0,002044	0,119	0,000	0,000	0,000	0,000

viii) Hướng dọc (Phần phía dưới, gối tựa)

	$N = 7,1, B = 100$ (cm), $A_s = 12,67$ (cm <sup>2</sup> ), $A_s' = 6,34$ (cm <sup>2</sup> ), $d = 66,6$ (cm), $d' = 14,6$ (cm)							
	$M$ (kN·m)	$P$	$P'$	$k$	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c'$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía trong) (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (phía ngoài) (N/mm <sup>2</sup> )
Đỉnh sóng	0,00	0,001902	0,000952	0,154	0,000	0,000	0,000	0,000
Đáy sóng	-67,42	0,001902	0,000952	0,154	-2,147	-1,610	6,456	-83,741

Tải trọng thường xuyên	-40,64	0,001902	0,000952	0,154	-1,294	-0,971	3,891	-50,471
------------------------	--------	----------	----------	-------	--------	--------	-------	---------

#### 4) Xác minh phá hoại do mỏi

##### i) Bê tông (Phần phía trên)

$k_1 = 0,85, f_d = 23,1 \text{ (N/mm}^2\text{)}, \gamma_c = 1,3, K = 10$				
	Điểm	$\sigma_{rd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_p$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_i$ (chu kỳ)
Hướng ngang	Vị trí giữa nhịp	$ -0,695 - 0,000  = 0,695$	0,000	$4,426 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$
	Gối tựa	$ 0,000 - (-1,571)  = 1,571$	0,000	$1,585 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$
Hướng dọc	Vị trí giữa nhịp	$ -0,750 - 0,000  = 0,750$	0,000	$4,150 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$
	Gối tựa	$ 0,000 - (-1,610)  = 1,610$	0,000	$1,514 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$

##### ii) Bê tông (Phần phía dưới)

$k_1 = 0,85, f_d = 23,1 \text{ (N/mm}^2\text{)}, \gamma_c = 1,3, K = 10$				
	Điểm	$\sigma_{rd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_p$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_i$ (chu kỳ)
Hướng ngang	Vị trí giữa nhịp	$ 0,000 - 0,923  = 0,923$	0,000	$3,388 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$
	Gối tựa	$ 1,258 - 0,000  = 1,258$	0,000	$2,287 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$
Hướng dọc	Vị trí giữa nhịp	$ 0,000 - 0,990  = 0,990$	0,000	$3,132 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$
	Gối tựa	$ 1,811 - 0,000  = 1,811$	0,000	$1,196 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$

##### iii) Thanh cốt thép (Phần phía trên)

$k_0 = 1,0, f_{ud} = 467 \text{ (N/mm}^2\text{)}, \gamma_s = 1,05, k = 0,12$						
	Điểm	$\sigma_{rd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\varphi$ (mm)	$\alpha$	$\sigma_{sp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_i$ (chu kỳ)
Hướng ngang	Vị trí giữa nhịp	$ -0,945 - 68,606  = 69,551$	12,7	0,772	41,353	$3,616 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$
	Gối tựa	$ 93,462 - 5,212  = 88,250$	12,7	0,772	3,305	$1,015 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$
Hướng dọc	Vị trí giữa nhịp	$ 1,061 - 71,421  = 70,360$	12,7	0,772	43,015	$3,179 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$
	Gối tựa	$ 126,942 - 6,456  = 120,486$	12,7	0,772	3,891	$7,498 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$

iv) Thanh cốt thép (Phần phía dưới)

$k_0 = 1,0, f_{ud} = 467 \text{ (N/mm}^2\text{)}, \gamma_s = 1,05, k = 0,12$						
	Điểm	$\sigma_{rd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\varphi$ (mm )	$\alpha$	$\sigma_{sp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$N_i$ (chu kỳ)
Hướng ngang	Vị trí giữa nhịp	$ -51,663 - (-0,928)  = 50,735$	12,7	0,772	-0,559	$1,074 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$
	Gối tựa	$ -1,264 - (-94,452)  = 93,188$	15,9	0,762	-59,901	$1,798 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$
Hướng dọc	Vị trí giữa nhịp	$ -54,107 - (-3,659)  = 50,448$	12,7	0,772	-2,204	$1,094 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$
	Gối tựa	$ -6,094 - (-83,741)  = 77,647$	12,7	0,772	-50,471	$1,206 \times 10^9 > 2,0 \times 10^6$

Vì tuổi thọ mỏi không bị vượt quá ngay cả sau  $2,0 \times 10^6$  chu kỳ, nên không cần thực hiện xác minh an toàn đối với phá hoại do mỏi.

-Hết-