

BỘ XÂY DỰNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG MIỀN TRUNG



NGUYỄN CÔNG TOẢN

**NGHIÊN CỨU CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN
ỔN ĐỊNH VÀ TẢI TRỌNG GIỚI HẠN CHO BỜ KÈ
SÔNG BA ĐOẠN QUA TP.TUY HÒA TỈNH PHÚ YÊN**

MÃ SỐ: 21TS5802011010

LUẬN VĂN THẠC SĨ

CÁN BỘ HƯỚNG DẪN: TS. Nguyễn Thành Sơn

LỜI CAM ĐOAN

Học viên xin cam đoan đây là công trình nghiên cứu của bản thân. Các kết quả nghiên cứu và kết luận trong luận văn là trung thực, không sao chép từ luận văn đã được công bố. Việc tham khảo các nguồn tài liệu đã được thực hiện trích dẫn và ghi nguồn tài liệu tham khảo đúng quy định.

Người thực hiện

Nguyễn Công Toàn

LỜI CẢM ƠN

Luận văn được hoàn thành nhờ vào sự nỗ lực của bản thân, cùng với sự hỗ trợ quý báu của quý Thầy, Cô giáo Trường Đại học Xây dựng Miền Trung, luôn tạo điều kiện, động viên và giúp đỡ về mọi mặt để tôi hoàn thành luận văn này.

Trước hết, xin chân thành cảm ơn **TS. Nguyễn Thành Sơn** đã tận tình hướng dẫn, định hướng khoa học và hỗ trợ tôi trong suốt quá trình thực hiện luận văn.

Xin chân thành cảm ơn Ban Giám hiệu, quý Thầy, Cô Khoa Xây dựng, Trường Đại học Xây dựng Miền Trung đã tận tình giúp đỡ trong suốt quá trình học tập, nghiên cứu và hoàn thành luận văn.

Xin cảm ơn gia đình, bạn bè, lãnh đạo và đồng nghiệp đã luôn ủng hộ, động viên và tạo điều kiện thuận lợi về mọi mặt trong quá trình học tập và thực hiện luận văn.

Do điều kiện về thời gian và kiến thức của bản thân còn một số vấn đề chưa nắm bắt hết nên luận văn không thể tránh khỏi những thiếu sót, rất mong nhận được sự góp ý của quý Thầy, Cô giáo, các nhà khoa học, bạn bè và đồng nghiệp để luận văn được hoàn thiện hơn.

Xin chân thành cảm ơn.

Tuy Hòa, ngày 08 tháng 8 năm 2025

Học viên thực hiện

Nguyễn Công Toàn

MỤC LỤC

LỜI CAM ĐOAN	i
LỜI CẢM ƠN	ii
MỤC LỤC.....	iii
DANH MỤC HÌNH ẢNH.....	vi
DANH MỤC BẢNG BIỂU	ix
MỞ ĐẦU	1
1. Tính cấp thiết của đề tài	1
2. Mục đích nghiên cứu.....	2
3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu.....	2
3.1. Đối tượng nghiên cứu	2
3.2. Phạm vi nghiên cứu	2
4. Phương pháp nghiên cứu.....	2
5. Nội dung nghiên cứu	2
6. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn.....	3
CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN.....	4
1.1. Điều kiện tự nhiên của tỉnh Phú Yên	4
1.1.1. Vị trí địa lý.....	4
1.1.2. Đặc điểm địa hình.....	5
1.1.3. Đặc điểm mạng lưới sông ngòi.....	5
1.1.4. Đặc điểm khí hậu	7
1.2. Điều kiện kinh tế - xã hội tỉnh Phú Yên.....	10
1.3. Tổng quan về các công trình kè trên sông Ba	13
1.3.1. Kè chống sạt lở bờ sông Ba đoạn qua thôn Phong Niên, xã Hòa Thắng, huyện Phú Hòa	13
1.3.2. Kè chống xói lở bờ sông Ba đoạn qua thị trấn Phú Thứ, huyện Tây Hòa.....	14
1.3.3. Kè chống xói lở bờ tả sông Bàn Thạch, đoạn từ Phú Đa đến cầu Bàn Thạch, thị xã Đông Hòa.....	15
1.4. Các giải pháp xây dựng ổn định bờ kè.....	16

1.4.1. Tường cọc đất trộn xi măng.....	16
1.4.2. Tường cừ bản bằng thép	17
1.4.3. Tường cừ bản BTCT dự ứng lực	19
1.4.4. Thảm khối bê tông liên kết lưới	22
1.5. Tình hình sạt lở bờ sông Ba	23
1.6. Tình hình nghiên cứu ở Việt Nam và trên thế giới	26
1.6.1. Nghiên cứu trên thế giới	26
1.6.2. Tình hình nghiên cứu và ứng dụng ở Việt Nam.....	28
1.7. Kết luận chương 1	30
CHƯƠNG 2: CƠ SỞ LÝ THUYẾT CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH VÀ TẢI TRỌNG GIỚI HẠN CHO BỜ KÈ.....	31
2.1. Các khái niệm cơ bản trong tính toán ổn định bờ kè [1].....	31
2.2. Các phương pháp tính toán ổn định bờ kè	32
2.3. Các mô hình tải trọng và ảnh hưởng thủy lực.....	33
2.4. Phương trình vật rắn biến dạng [2]	33
2.4.1. Phương trình vi phân cân bằng.....	35
2.4.2. Liên hệ giữa chuyển vị và biến dạng	36
2.4.3. Liên hệ giữa ứng suất và biến dạng.....	36
2.4.4. Các phương trình cơ bản cho bài toán phẳng	38
2.5. Mô hình chảy dẻo Mohr-Coulomb.....	38
2.6. Phương pháp tính toán ổn định [22], [23].....	39
2.7. Phương pháp xác định tải trọng giới hạn [24], [26].....	41
2.7.1. Phương pháp phần tử hữu hạn.....	41
2.7.2. Phương pháp phân tích sử dụng định lý giới hạn	42
2.8. Kết luận chương 2	43
CHƯƠNG 3: PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH VÀ TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG GIỚI HẠN CHO BỜ KÈ SÔNG BA ĐOẠN QUA TP.TUY HÒA, TỈNH PHÚ YÊN.....	44
3.1. Tổng quan khu vực nghiên cứu.....	44
3.1.1. Vị trí địa lý.....	44

3.1.2. Địa hình	45
3.2. Điều kiện địa chất công trình	45
3.2.1. Địa chất đất nền	45
3.2.2. Các thông số của đất đắp	48
3.3. Thông số kê sông Ba đoạn qua TP.Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên	50
3.4. Các thông số tính toán dùng cho mô hình trong Plaxis	51
3.5. Kết quả tính toán và thảo luận.....	54
3.5.1. Trường hợp chỉ có tường chắn BTCT	54
3.5.2. Trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW400A (L=12m).....	58
3.5.3. Trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m).....	61
3.5.4. Trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A (L=17m).....	63
3.5.5. Trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m) có hệ thống neo	66
3.5.6. Tổng hợp sự tương quan giữa hệ số an toàn và tải trọng cho các trường hợp nêu trên	69
3.6. Phân tích tải trọng tới hạn và ổn định sử dụng phương pháp định lý giới hạn (Phần mềm Optum)	77
3.6.1. Giới thiệu về phương pháp định lý giới hạn (Phần mềm Optum).....	77
3.6.2. Thông số tính toán đối với mô hình Optum	79
3.6.3. Các trường hợp tính toán bằng phương pháp định lý giới hạn (phần mềm Optum).....	80
3.6.4. Tổng hợp và so sánh kết quả tính toán của mô hình Plaxis và Optum.....	83
3.7. Kết luận chương 3	87
KẾT LUẬN	90
TÀI LIỆU THAM KHẢO	93

DANH MỤC HÌNH ẢNH

Hình 1.1. Kè chống sạt lở bờ sông Ba đoạn qua thôn Phong Niên, xã Hòa Thắng, huyện Phú Hòa	14
Hình 1.2. Kè chống xói lở bờ sông Ba đoạn qua thị trấn Phú Thứ, huyện Tây Hòa	15
Hình 1.3. Kè chống xói lở bờ tả sông Bàn Thạch, đoạn từ Phú Đa đến cầu Bàn Thạch, thị xã Đông Hòa	16
Hình 1.4. Công trình bảo vệ bờ sông bằng cọc đất trộn xi măng	17
Hình 1.5. Tường cừ bản bằng thép bảo vệ bờ sông chống sạt lở	18
Hình 1.6. Các dạng tiết diện ngang điển hình tường cọc bản thép.....	18
Hình 1.7. Liên kết móc nối.....	19
Hình 1.8. Tường cừ bản BTCT dự ứng lực bảo vệ bờ sông Hàn, Đà Nẵng.....	19
Hình 1.9. Các dạng mặt cắt tường cọc bản BTCT	20
Hình 1.10. Tường cọc bản có neo và không neo	20
Hình 1.11. Các dạng neo trong tường kè.....	21
Hình 1.12. Bờ Kè sông Ba đoạn dưới cầu Hùng Vương (bờ tả)	22
Hình 1.13. Hình ảnh Kè sông Ba qua thôn Phú Lộc bị mất ổn định.....	23
Hình 1.14. Hình ảnh sạt lở tuyến kè từ đường Phan Châu Trinh đến đường Hùng Vương	24
Hình 1.15. Sạt lở bờ tả khu vực nhà máy nước Hòa Thắng	25
Hình 1.16. Sạt lở tại vị trí bờ hữu ngay cầu Đà Rằng	25
Hình 1.17. Kè khu đô thị Nam TP. Tuy Hòa bị hư hỏng sụt lún	26
Hình 2.1. Dạng hình học và số điểm nút của một số loại phần tử hữu hạn phổ biến....	39
Hình 3.1. Vị trí khu vực nghiên cứu trên ảnh vệ tinh (google maps).....	44
Hình 3.2. Vị trí khu vực công trình ngoài thực tế	45
Hình 3.3. Mặt cắt ngang của tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ có hệ thống neo.....	51
Hình 3.4. Mặt cắt ngang trường hợp chỉ có tường chắn BTCT	54
Hình 3.5. Mô hình tường chắn BTCT	55
Hình 3.6. Thông số đất đắp và đất nền	55
Hình 3.7. Thông số tường chắn BTCT	56

Hình 3.8. Chuyển vị của tường chắn BTCT.....	56
Hình 3.9. Mặt cắt ngang tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW400A (L=12m)...	58
Hình 3.10. Mô hình tính toán trường hợp tường BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW400A (L=12m)	59
Hình 3.11. Chuyển vị của trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW400A (L=12m)	59
Hình 3.12. Mặt cắt ngang tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m)	61
Hình 3.13. Mô hình tính toán trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m)	62
Hình 3.14. Chuyển vị của trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m)	62
Hình 3.15. Mặt cắt ngang trường hợp tường BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A (L=17m)	64
Hình 3.16. Mô hình tính toán trường hợp tường BTCT kết hợp với 01 hàng cừ SW600A (L=17m)	65
Hình 3.17. Chuyển vị của trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A (L=17m)	65
Hình 3.18. Mặt cắt ngang tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L = 12m) có hệ thống neo	67
Hình 3.19. Mô hình tính toán trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m) có hệ thống neo	67
Hình 3.20. Chuyển vị của trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m) có hệ thống neo	68
Hình 3.21. Thể hiện sự tương quan giữa hệ số an toàn và tải trọng.....	73
Hình 3.22. Giao diện phần mềm Optum	78
Hình 3.23. Mô hình tính toán trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m)	80
Hình 3.24. Chuyển vị của trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m)	81

Hình 3.25. Mô hình tính toán trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A L=12m) có hệ thống neo	82
Hình 3.26. Chuyển vị của trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m) có hệ thống neo	82
Hình 3.27. Thể hiện sự tương quan giữa tải trọng và hệ số an toàn với mô hình Plaxis và Optum khi mực nước sông cao nhất.....	85
Hình 3.28. Thể hiện sự tương quan giữa tải trọng và hệ số an toàn của mô hình Plaxis và Optum khi mực nước sông thấp nhất	86

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 1.1. Đặc trưng hình thái lưu vực của một số sông trong hệ thống sông Ba	6
Bảng 1.2. Tốc độ gió lớn nhất và trung bình ở Tuy Hòa (m/s)	8
Bảng 1.3. Thống kê bão đổ bộ vào các tỉnh Trung bộ và Nam bộ	9
Bảng 3.1. Chỉ tiêu cơ lý các lớp đất nền.....	47
Bảng 3.2. Chỉ tiêu cơ lý lớp đất đắp	49
Bảng 3.3. Chỉ tiêu cơ lý tính toán của lớp đất đắp	51
Bảng 3.4. Chỉ tiêu cơ lý tính toán của lớp đất nền	52
Bảng 3.5. Thông số tường BTCT	52
Bảng 3.6. Thông số cọc neo.....	52
Bảng 3.7. Thông số ván cừ SW-400A.....	53
Bảng 3.8. Thông số ván cừ SW-600A.....	53
Bảng 3.9. Thông số neo	54
Bảng 3.10. Kết quả tính toán thể hiện sự tương quan giữa hệ số an toàn và tải trọng tính toán trường hợp chỉ có tường BTCT	57
Bảng 3.11. Kết quả tính toán thể hiện sự tương quan giữa hệ số an toàn và tải trọng tính toán trường hợp tường BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW400A (L = 12m).....	60
Bảng 3.12. Kết quả tính toán trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m)	63
Bảng 3.13. Kết quả tính toán trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A (L=17m)	66
Bảng 3.14. Kết quả tính toán trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m), có hệ thống neo.....	68
Bảng 3.15. Kết quả tính toán các trường hợp khi mực nước sông thấp nhất	69
Bảng 3.16. Kết quả tính toán các trường hợp khi mực nước sông cao nhất.....	70
Bảng 3.17. Kết quả tính toán hệ số an toàn mô hình Plaxis và Optum khi mực nước sông cao nhất.....	83
Bảng 3.18. Kết quả tính toán hệ số an toàn với mô hình Plaxis và Optum khi mực nước sông thấp nhất	84

CÁC KÝ HIỆU

a, a_v	m^2/kN	Hệ số nén
a_0, m_v	m^2/kN	Hệ số nén thể tích
A, B, D		Các hệ số sức chịu tải tiêu chuẩn
A	m^2	Diện tích tiết diện ngang
$A_i, B_i,$ C_i, D_i		Các hệ số tính toán cọc chịu tải ngang
c	KN/m^2	Lực dính đơn vị
C_c		Chỉ số nén
C_v	m^2/s	Hệ số cố kết
D, d	m	Đường kính hoặc bề rộng của tiết diện cọc
D_f	m	Chiều sâu chôn móng
e		Hệ số rỗng
E_0		Hệ số rỗng trong thể nằm tự nhiên của đất
E_o	KN/m^2	Module biến dạng
f		Ma sát giữa đáy tường và nền
h	m	Bề dày lớp đất
I	m^4	Moment quán tính
k_x, k_y	m/s	Hệ số thấm theo phương đứng, phương ngang
k	KN/m^3	Hệ số nền
M	$kN.m$	Moment uốn
M_p, M_v	$kN.m$	Mô men do tải trọng thường xuyên tại mũi cọc và tải trọng tạm thời
p	KN/m^2	ứng suất

q	KN/m^2	Tải trọng tác động thẳng đứng
S	m	Độ lún
S_c	m	Độ lún do cố kết thắm
S_i	m	Độ lún tức thời do tính đàn hồi của đất
S_i	m	Tổng sức kháng trượt của mảnh phân tố tại vị trí cung trượt
S_t	m	Độ lún ở thời điểm t
r	m	Bán kính cung trượt
T	kN/m	Lực căng của dây
u	KN/m^2	Áp lực nước lỗ rỗng
U	$\%$	Độ cố kết
φ	Độ	Góc ma sát trong của đất
φ'	Độ	Góc ma sát trong điều kiện có cố kết có thoát nước
γ	KN/m^3	Trọng lượng thể tích tổng các biến dạng tương đối tiếp tuyến
γ'	KN/m^3	Trọng lượng thể tích đẩy nổi
γ_w	KN/m^3	Trọng lượng thể tích nước
$\varepsilon_x \varepsilon_y$		Các biến dạng tương đối pháp tuyến theo trục x, y
μ		Hệ số poisson
σ	KN/m^2	Ứng suất pháp
W_i, Q_i	KN	Trọng lượng mảnh và tổng tải trọng ngoài tác dụng lên mảnh

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài

Trong những năm gần đây, thiên tai có xu hướng gia tăng về quy mô, cường độ và phạm vi, kéo theo đó là những thiệt hại và hậu quả nghiêm trọng. Theo thống kê, thiệt hại trung bình do thiên tai gây ra trên toàn cầu chiếm khoảng 1% GDP, trong khi ở Việt Nam, thiệt hại hàng năm dao động từ 0,5 - 1,5% GDP. Tại tỉnh Phú Yên, tình trạng sạt lở bờ sông ảnh hưởng rất lớn đến đời sống của người dân ở các khu vực gần sông, đặc biệt là khu vực dọc hai bên bờ Sông Ba.

Với sự phát triển mạnh mẽ của nền kinh tế, nhu cầu phát triển hạ tầng kỹ thuật ngày càng tăng, trong đó việc xây dựng các công trình kè chống sạt lở kết hợp với phát triển hạ tầng kỹ thuật trở thành yêu cầu cấp bách. Việc này đòi hỏi các công trình cần phải được thiết kế sao cho vừa đảm bảo tính ổn định, bền vững, vừa phù hợp với điều kiện địa chất của khu vực, đồng thời đáp ứng được yêu cầu về tính thẩm mỹ và hiệu quả kinh tế.

Trong số các giải pháp được nghiên cứu và áp dụng để chống sạt lở bờ sông thì tường cọc bản đã được chứng minh là một phương pháp hiệu quả. Phương pháp này có nhiều ưu điểm, đặc biệt là khả năng tính toán hợp lý đã được nghiên cứu và ứng dụng rộng rãi, giúp đảm bảo sự ổn định và hiệu quả trong việc bảo vệ bờ sông. Do đó, việc nghiên cứu và lựa chọn giải pháp phù hợp cho tường cọc bản, cũng như so sánh các phương pháp tính toán để lựa chọn phương án tối ưu, là một vấn đề cần thiết và cấp bách.

Với những vấn đề đã nêu cho thấy tường cọc bản sử dụng cho công trình kè chống sạt lở bờ sông là một xu thế mà nhiều quốc gia trên thế giới đang áp dụng. Nhu cầu xây dựng các công trình kè chống sạt lở là rất cần thiết, không chỉ ở tỉnh Phú Yên mà trên phạm vi cả nước, những nơi có hệ thống sông ngòi phát triển. Bên cạnh đó, với điều kiện thiên tai ngày càng khắc nghiệt, nhiều nguy cơ tiềm ẩn, đe dọa đến tính mạng và tài sản của người dân. Đã có nhiều nghiên cứu về việc tính toán ổn định cho công trình kè, nhưng đối với công trình kè đoạn qua thành phố Tuy Hòa, đây là một vấn đề

tương đối mới và cần được nghiên cứu thêm. Do đó, đề tài “*Nghiên cứu các phương pháp tính toán ổn định và tải trọng giới hạn cho bờ Kè sông Ba đoạn qua TP. Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên*”, được thực hiện với mục đích giải quyết một phần các vấn đề quan trọng nêu trên, góp phần vào việc phát triển các giải pháp bền vững và hiệu quả trong việc bảo vệ bờ sông trước thiên tai.

2. Mục đích nghiên cứu

- Nghiên cứu tính toán ổn định sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn và phương pháp phân tích định lý giới hạn cho xây dựng tường kè chống sạt lở bờ sông Ba.
- Nghiên cứu để xác định, phân tích và so sánh tải trọng giới hạn sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn và phương pháp phân tích định lý giới hạn.

3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

3.1. Đối tượng nghiên cứu

Bờ kè sông Ba đoạn qua TP. Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên.

3.2. Phạm vi nghiên cứu

- Nghiên cứu cơ sở lý thuyết về tính toán ổn định và tải trọng giới hạn cho bờ kè sông Ba đoạn qua TP. Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên.
- Nghiên cứu về đặc điểm địa hình, địa chất, khí hậu, mực nước dâng hạ để thực hiện thiết kế công trình kè sông Ba đoạn qua TP. Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên.
- Nghiên cứu sử dụng phần mềm Plaxis, Optum để phân tích và tính toán ổn định, biến dạng và tải trọng giới hạn.

4. Phương pháp nghiên cứu

- Phương pháp tổng quan số liệu: Suu tầm, thu thập, chỉnh lý, chọn lọc số liệu về các yếu tố như: khí hậu, thủy văn, địa chất thủy văn, địa chất công trình, các thông số kích thước hình học, loại vật liệu, các thông số kỹ thuật sử dụng cho công trình.
- Phương pháp xử lý thông kê và mô hình hóa: Phân tích, tổng hợp và xử lý số liệu và mô hình hóa bằng các phần mềm.
- Phương pháp đối sánh: Phân tích, tính toán sự biến dạng và ổn định cho các trường hợp sử dụng công trình kè khác nhau.

5. Nội dung nghiên cứu

- Thu thập số liệu khảo sát địa chất kè sông Ba đoạn qua TP. Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên.

- Nghiên cứu tổng quan về lý thuyết tính toán ổn định bờ kè ven sông, ổn định tường kè.

- Tính toán ổn định và biến dạng của nền đường sau tường kè.

- Nghiên cứu sử dụng phần mềm Plaxis và Optum để mô phỏng sự biến dạng, ổn định và xác định tải trọng tới hạn cho từng trường hợp tính toán khác nhau.

6. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn

- Cơ sở khoa học: Dựa trên nghiên cứu các vấn đề về áp lực đất có xét đến ảnh hưởng của mực nước sông tác dụng lên tường chắn để đưa ra các phương pháp tính toán ổn định và tải trọng giới hạn cho bờ kè tại vị trí khu vực nghiên cứu.

- Tính thực tiễn: Có thể vận dụng phương pháp nghiên cứu để mở rộng cho việc tính toán tương tự đối với các khu vực khác có những đặc điểm tự nhiên, địa chất tương tự với vùng nghiên cứu.

CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN

1.1. Điều kiện tự nhiên của tỉnh Phú Yên

1.1.1. Vị trí địa lý

Phú Yên là một tỉnh ven biển thuộc khu vực Nam Trung Bộ, nằm ở phía Đông dãy Trường Sơn. Tỉnh có diện tích tự nhiên là 5.060 km², trong đó đồi núi chiếm khoảng 70% diện tích. Địa hình của tỉnh có độ dốc từ Tây sang Đông và bị chia cắt mạnh, tạo nên những thung lũng, đồi núi hiểm trở. Phía Bắc, giáp với tỉnh Bình Định, phía Nam giáp với tỉnh Khánh Hòa, phía Tây giáp với các tỉnh Gia Lai và Đắk Lắk, phía Đông giáp biển Đông. Tỉnh Phú Yên có 9 đơn vị hành chính cấp huyện bao gồm: Thành phố Tuy Hòa, thị xã Sông Cầu, thị xã Đông Hòa và các huyện gồm: Đồng Xuân, Sông Hinh, Sơn Hòa, Phú Hòa, Tây Hòa, Tuy An.

Thành phố Tuy Hòa, nằm ở trung tâm của tỉnh Phú Yên, có vị trí địa lý rất thuận lợi: Phía Bắc giáp huyện Tuy An, phía Nam giáp huyện Sông Hinh, phía Tây giáp huyện Sơn Hòa, và phía Đông giáp biển Đông. Tuy Hòa có diện tích rộng lớn, là trung tâm chính trị, kinh tế và văn hóa của tỉnh. Thành phố có mạng lưới giao thông phát triển, với các tuyến đường quan trọng như Quốc lộ 1 và 25, giúp kết nối dễ dàng với các khu vực khác trong tỉnh và ra biển Đông, tạo điều kiện thuận lợi cho việc phát triển thương mại và du lịch.

Sông Ba (phần thượng lưu gọi là Ea Pa, Ia Pa và phần hạ lưu gọi là Đà Rằng) là con sông lớn nhất ở vùng ven biển miền Trung, chảy qua bốn tỉnh, trong đó có ba tỉnh vùng Tây Nguyên (Kon Tum, Gia Lai, Đắk Lắk) và tỉnh Phú Yên. Sông Ba có chiều dài 388 km, diện tích lưu vực lên đến 13.900 km². Sông Ba bắt nguồn từ dãy núi Ngọc Rô, Tây Bắc tỉnh Kon Tum, từ độ cao 1.549 m, chảy theo hướng Bắc-Nam qua các huyện Kon Plông của tỉnh Kon Tum, Kbang, Đắk Pơ, An Khê, Kông Chro, Ia Pa, Ayun Pa của tỉnh Gia Lai. Sau đó, sông chuyển hướng Tây Bắc - Đông Nam, đi qua huyện Krông Pa (Gia Lai), rồi đi vào địa phận Phú Yên theo hướng Tây - Đông, tạo thành ranh giới tự nhiên giữa các huyện và thị xã: giữa Sơn Hòa và Sông Hinh, giữa Sơn Hòa và Tây Hòa, giữa Tây Hòa và Phú Hòa, giữa thị xã Đông Hòa và thành phố Tuy

Hòa. Cuối cùng, sông Ba đổ ra biển Đông tại cửa biển Đà Diễn, phía Nam thành phố Tuy Hòa.

1.1.2. Đặc điểm địa hình

Địa hình trên lưu vực sông Ba khá đa dạng: đồi núi, cao nguyên, thung lũng, đồng bằng xen kẽ nhau và thấp dần từ Tây sang Đông, có độ dốc lớn.

Phú Yên có 03 mặt là núi, dãy Cù Mông ở phía Bắc, dãy Vọng Phu - Đèo Cả ở phía Nam, phía Tây là rìa Đông của dãy Trường Sơn. Ở giữa sườn Đông của dãy Trường Sơn có một dãy núi thấp hơn đâm ngang ra biển tạo nên cao nguyên Vân Hòa, là ranh giới phân chia hai vùng đồng bằng trù phú do sông Ba và sông Kỳ Lộ bồi đắp. Diện tích đồng bằng toàn tỉnh 816 km², trong đó riêng đồng bằng Tuy Hòa đã chiếm 500km², đây là đồng bằng màu mỡ nhất do nằm ở hạ lưu sông Ba chảy từ các vùng đồi bazan ở thượng lưu đã mang về lượng phù sa lớn.

Địa hình Phú Yên thuộc loại có độ dốc lớn, với độ dốc 15⁰ chiếm khoảng 60% diện tích toàn tỉnh vì thế khi có lũ sẽ rất bất lợi trong việc phòng tránh và dự đoán lũ. Vào mùa mưa bão, địa hình đồi núi góp phần làm suy yếu bão, nhưng chính vì thế lại gây ra mưa lớn. Lượng nước sinh ra do mưa theo địa hình dốc chảy hoàn toàn xuống vùng đồng bằng nhỏ hẹp phía biển chủ yếu là qua thung lũng sông Ba. Địa hình có dạng máng chạy từ thượng lưu xuống hạ lưu nên quá trình tập trung lũ nhanh.

1.1.3. Đặc điểm mạng lưới sông ngòi

Sông Ba là một trong chín hệ thống sông lớn của Việt Nam và là con sông lớn nhất ở Duyên hải miền Trung. Sông Ba bắt nguồn từ sườn núi phía Đông Nam tỉnh Kon Tum, thuộc dãy núi Ngọc Rô (cao 1.579 m), chảy theo hướng gần Bắc - Nam đến khu vực Ayun Pa. Từ đây, sông tiếp nhận nước từ sông Iayun ở bờ phải và chuyển hướng Tây Bắc - Đông Nam, đồng thời tiếp nhận thêm nước từ các nhánh sông lớn như sông Krông H' năng, sông Hinh. Khi đi vào địa phận tỉnh Phú Yên, sông Ba tiếp tục chảy từ Củng Sơn theo hướng Tây - Đông và đổ ra biển tại cửa Đà Diễn, thuộc thành phố Tuy Hòa.

Trong địa phận tỉnh Phú Yên, ngoài các nhánh sông chính như sông Krông H' năng và sông Hinh, sông Ba còn tiếp nhận một số nhánh sông nhỏ khác như: Ea Mbar,

Thá, Con, Bạc, Cái, Đồng Bò. Đặc biệt, ở phía bờ tả sông Ba tiếp nhận nhánh sông Cà Lúi, bắt nguồn từ phía Tây Bắc huyện Sơn Hòa, chảy theo hướng Tây Bắc - Đông Nam, thuộc địa phận xã Cà Lúi và nhập lưu vào sông Ba tại Buôn Lế, xã Krông Pa.

Hạ lưu của sông Ba được gọi là sông Đà Rằng và có mạng lưới kênh khá phát triển, trong đó đặc biệt nổi bật là mạng lưới kênh Bắc và kênh Nam thuộc hệ thống Thủy lợi Đồng Cam. Đây là hệ thống thủy lợi quan trọng, góp phần cung cấp nước cho các hoạt động nông nghiệp và phục vụ công tác quản lý nước trong khu vực.

Sông Ba có diện tích lưu vực rộng lớn, lên đến 13.043 km², bao gồm các tỉnh Gia Lai, Đắk Lắk, Phú Yên, và một phần nhỏ của tỉnh Kon Tum. Chiều dài của sông Ba đạt 360 km, trong đó phạm vi lưu vực sông Ba tại tỉnh Phú Yên có diện tích 2.420 km², chiếm khoảng 18,3% diện tích lưu vực tổng thể của sông. Chiều dài đoạn sông qua Phú Yên là 90 km, chiếm 25% tổng chiều dài của sông.

Các đặc trưng hình thái lưu vực của hệ thống sông Ba và một số sông nhánh lớn sẽ được thể hiện trong bảng sau, cung cấp các dữ liệu chi tiết hơn về sự phân bố và đặc điểm thủy văn của khu vực.

Bảng 1.1. Đặc trưng hình thái lưu vực của một số sông trong hệ thống sông Ba

TT	Sông	Chảy vào đâu	Độ cao đầu nguồn (m)	Chiều dài sông (km)	Chiều dài lưu vực (km)	Diện tích lưu vực (km ²)	Đặc trưng trung bình lưu vực				
							Độ cao (m)	Độ dốc	Mật độ lưới sông (km/km ²)	Hệ số phát triển đường phân nước	Hệ số hình dạng
1	Ba	Biển	1200	388	286	13900	400	10,9	0,94	1,55	0,17
2	Đắc Ca Tung	Ba	800	37,0	26,0	251	624	17,0	0,30	1,26	0,37
3	Đắc Pô Cô	Ba	900	52,0	50,0	762	574	11,5	0,45	1,64	0,85
4	Ia Pi Hao	Ba	800	70,0	56,5	552	540	8,4	0,32	1,63	0,17
5	Ia Yun	Ba	850	175	118	2950	537	7,1	0,41	1,52	0,21
6	Ia Thun	Ba	800	48,0	35,0	370	530	11,2	0,41	0,70	0,30

7	Ba Mla	Ba	625	48,0	35,0	373	400	11,9	0,15	1,36	0,30
8	Krông Hnăng	Ba	900	130	75,0	1840	477	9,5	0,54	1,42	0,33
9	Hinh	Ba	550	88,0	59,0	1040	526	15,7	0,53	1,59	0,30
10	Con	Ba	438	30,0	27,0	238	240	8,8	0,58	1,35	0,33
11	Ia Pét	Ia Yun	700	53,0	42,0	318	633	5,1	0,65	1,58	0,18
12	Ia Con	Ia Yun	750	61,0	52,0	359	460	9,8	0,11	1,95	0,13

1.1.4. Đặc điểm khí hậu

Lưu vực sông Ba đại bộ phận nằm ở sườn phía Tây dải Trường Sơn và một phần ở phía Đông, vì vậy nó chịu sự ảnh hưởng của hai chế độ là gió mùa Tây Nam và gió mùa Đông Bắc. Song do địa hình của lưu vực phức tạp, bị chia cắt mạnh và ảnh hưởng của dải Trường Sơn kết hợp với hoàn lưu gió mùa, làm cho lưu vực sông Ba hình thành ba vùng khí hậu khác nhau:

- Vùng khí hậu Tây Trường Sơn: Có chế độ nhiệt tương đối ôn hòa, với mùa mưa ẩm mát mẻ trùng với thời kỳ gió mùa mùa hạ.

- Vùng khí hậu Đông Trường Sơn: Trái ngược với khí hậu Tây Trường Sơn ở đây có mùa mưa ngắn và muộn, mùa khô nắng nóng kéo dài do ảnh hưởng của gió mùa mùa hạ, khi vượt qua dãy Trường Sơn đã để lại lượng ẩm ở sườn Tây dãy Trường Sơn. Vùng khí hậu này chịu sự tác động mạnh mẽ của nhiễu động thời tiết từ biển Đông vào và kết hợp với gió mùa Đông Bắc, dẫn đến hàng năm từ tháng IX đến tháng XII các cơn bão muộn từ biển Đông đổ vào đất liền gặp dãy Trường Sơn chặn lại gây mưa lớn ở vùng hạ lưu sông Ba và một phần thượng nguồn sông Ba.

- Vùng khí hậu trung gian: Do ảnh hưởng của hai vùng khí hậu nói trên gây ra, mùa mưa dài nhưng lượng mưa nhỏ, ngược lại mùa khô thì gay gắt hơn bất cứ nơi nào ở Trung bộ.

- Đặc điểm của khí hậu là từ tháng 9 đến tháng 12 do ảnh hưởng của các nhiễu động thời tiết trên biển Đông kết hợp với gió mùa Đông Bắc thường gây mưa lớn.

- Chế độ nhiệt:

+ Tháng có nhiệt độ bình quân cao nhất là tháng 6, 7 có thể đạt tới $28-29^{\circ}\text{C}$, tháng có nhiệt độ bình quân nhỏ nhất là tháng 1 đạt $21^{\circ}-22^{\circ}\text{C}$. Chênh lệch nhiệt độ giữa tháng nóng nhất và tháng lạnh nhất từ $6-7^{\circ}\text{C}$. Nhiệt độ tối cao đã quan trắc được đạt 40°C tại Tuy Hòa vào tháng 5/1977. Nhiệt độ thấp nhất đã quan trắc được là xuống tới $15,2^{\circ}\text{C}$ tại Tuy Hòa vào tháng 1/1984.

+ Tổng số giờ nắng vùng hạ lưu sông Đà Rằng đạt 2.450 giờ/năm. Tại Tuy Hòa, tháng có số giờ nắng nhiều nhất là tháng 5 đạt 278 giờ/tháng, tháng có số giờ nắng ít nhất là tháng 11 đạt 120 giờ/tháng.

- Chế độ ẩm: Vào các tháng mùa mưa (từ tháng 5 tới tháng 10) độ ẩm không khí đạt từ 80%-90%, vào các tháng mùa khô chỉ còn đạt dưới 75%.

- Bốc hơi: Lượng bốc hơi hằng năm khoảng 1300-1500mm. Vào mùa khô lượng bốc hơi có thể đạt tới 160-220mm/tháng.

- Gió, Bão: Do đặc điểm địa hình và chế độ gió mùa hàng năm chịu ảnh hưởng của hai hướng gió chính thổi tới. Từ tháng 5 tới tháng 9 có gió Tây và Tây Nam. Từ tháng 10 cho đến tháng 4 năm sau có gió hướng Đông và Đông Bắc.

Bảng 1.2. Tốc độ gió lớn nhất và trung bình ở Tuy Hòa (m/s)

Yếu tố	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Năm
V_{tb}	2,2	2,1	2,2	1,9	2,0	3,0	2,8	2,9	1,8	2,0	3,2	3,1	2,4
V_{max}	16	15	16	12	20	25	19	19	20	22	26	20	36
Hướng	NE	N	N	NNE	W	SW	W	SW	WSW	N	NNE	N	NNE

Bão xuất hiện ở Biển Đông, khi đổ bộ vào đất liền thường gây nhiều thiệt hại về người và tài sản.

Bảng 1.3. Thống kê bão đổ bộ vào các tỉnh Trung bộ và Nam bộ

Thống Kê	Từ năm 1961 - 2008 (47 năm)						Tổng	Tần số (%)
	Đà Nẵng - Quảng Ngãi		Bình Định - Ninh Thuận		Bình Thuận - Cà Mau			
	Số lần xuất hiện bão	Tần số xuất hiện (%)	Số lần xuất hiện bão	Tần số xuất hiện (%)	Số lần xuất hiện bão	Tần số xuất hiện (%)		
Cấp 6, 7	23	20,35	27	23,89	11	9,73	61	53,98
Cấp 8, 9	10	8,85	16	14,16	3	2,65	29	25,66
Cấp 10, 11	4	3,54	5	4,42	3	2,65	12	10,62
Cấp 12, 13	6	5,31	3	2,65	2	1,77	11	9,73
Tổng số lần bão xuất hiện:							113	

Có thể thấy trong khoảng 50 năm gần đây đã có 8 cơn bão vượt cấp 9 đổ bộ vào Phú Yên và các tỉnh lân cận

Mùa bão ở Phú Yên trùng với mùa mưa (tháng IX đến tháng XII) nhưng có năm cuối tháng VI đầu tháng VII đã có bão đổ bộ vào khu vực này (năm 1978), cho nên vào giữa mùa gió Tây khô nóng cũng không loại trừ khả năng bão đổ bộ.

Theo dõi từ năm 1977 - 1991 ở khu vực Nam vĩ tuyến 17°N hàng năm có khoảng 9 cơn bão và ATNĐ đổ bộ, trong đó khoảng 28% đổ bộ vào Phú Yên. Ở Phú Yên, năm nhiều bão và ATNĐ đổ bộ nhất là các năm 1980, 1983, 1990, cũng đều không quá 2 cơn, ngược lại có một số năm không có cơn nào như các năm 82, 85, 86, 89, 91.

Các cơn bão và ATNĐ đổ bộ trực tiếp vào tỉnh Phú Yên thường gây ra gió mạnh và mưa rất lớn, song có khá nhiều cơn đổ bộ vào các vùng lân cận như Bình Định, Khánh Hòa, Ninh Thuận, có khi cả Quảng Ngãi hoặc Bình Thuận, nhưng vẫn gây ra mưa gió lớn ở các vùng của Phú Yên, gây lũ lớn làm thiệt hại đôi khi rất nghiêm trọng về người và tài sản.

Từ năm 1976 đến nay mới quan sát được tốc độ gió bão đạt trên 40 m/s (tương ứng trên cấp 12) tại trạm miền Tây (Tân Lương) khi cơn bão số 2 ngày 30/VI/1978 đổ bộ vào khu vực Nam Nghĩa Bình Bắc Phú Khánh cũ, và một lần tại trạm Tuy Hòa trong cơn bão số 10 đổ bộ vào Phú Yên - Khánh Hòa ngày 23/X/1998. Thời kỳ trước giải phóng miền Nam tốc độ gió bão mạnh nhất quan sát được không quá 37 m/s. Trong 11 cơn bão và ATNĐ đổ bộ vào Phú Yên suốt 19 năm qua có 45% số trường hợp gây ra gió mạnh cấp 8 cấp 9 trên đất liền, 34% có tốc độ gió bằng và trên cấp 10 còn lại đều dưới cấp 8. Nhìn chung các cơn bão cuối mùa thường có cường độ yếu, hơn nữa do quá trình di chuyển vào đất liền, sức gió giảm yếu đi (và cũng có thể do mạng lưới theo dõi thưa nên thu thập được số liệu tốc độ gió bão trên cấp 10 chưa nhiều). Gió mạnh nhất khi đổ bộ có thể ở bất kỳ hướng nào, tuy nhiên thường quan sát được các hướng từ Bắc đến Đông Nam nếu như bão hoặc ATNĐ đổ bộ vào các tỉnh lân cận phía Nam (từ Khánh Hòa trở vào) và hướng Tây đến Tây Tây Nam nếu vào các tỉnh lân cận phía Bắc (từ Bình Định trở ra). Nếu bão, ATNĐ đổ bộ vào Phú Yên, gió mạnh nhất có hướng thiên về Bắc đến Đông và Tây đến Tây Tây Nam.

1.2. Điều kiện kinh tế - xã hội tỉnh Phú Yên

Phú Yên là một tỉnh ven biển thuộc vùng duyên hải Nam Trung Bộ Việt Nam. Toàn tỉnh có 01 thành phố - Tuy Hòa, 01 thị xã Sông Cầu và 7 huyện: Đồng Xuân; Sông Hinh, Tuy An, Đông Hòa, Tây Hòa, Phú Hòa, Sơn Hòa. Dân số tỉnh Phú Yên là 877.700 người - 2025, trong đó thành thị 34%, nông thôn 66%, lực lượng lao động chiếm 71,5% dân số, có gần 30 dân tộc sống chung với nhau, trong đó các dân tộc Chăm, Êđê, Ba Na, Hrê, Hoa, Mnông, Raglai là những tộc người đã sống lâu đời trên đất Phú Yên.

Phú Yên có Quốc lộ 1 và đường sắt Bắc – Nam chạy qua, Quốc lộ 25 nối Gia Lai, ĐT645 nối Đăk Lăk, phía Nam tỉnh có cảng biển Vũng Rô, sân bay Tuy Hòa. Các tuyến giao thông Bắc - Nam, Đông - Tây, cảng biển sân bay có tác động lớn đến quá trình phát triển kinh tế xã hội, tạo điều kiện cho hợp tác, trao đổi kinh tế, văn hóa, khoa

học kỹ thuật giữa Phú Yên với các tỉnh thành trong vùng, cả nước và quốc tế. Mặc khác Phú Yên nằm trong vùng ảnh hưởng của vùng kinh tế trọng điểm miền Trung, trong các tỉnh duyên hải Nam Trung bộ, Phú Yên là nơi có điều kiện thuận lợi nhất trong việc xây dựng tuyến đường sắt lên Tây Nguyên. Yếu tố này là một trong những điều kiện thuận lợi đưa Phú Yên trở thành đầu mối giao lưu kinh tế Bắc, Nam và Đông, Tây.

Tốc độ tăng tổng sản phẩm trong tỉnh trong những năm gần đây khoảng 8 - 12%. Dự báo trong những năm tiếp theo mức tăng trưởng hàng năm tiếp tục có những chuyển biến theo hướng tích cực đúng với xu thế phát triển của tỉnh và xu thế chung của cả nước. Cơ cấu ngành kinh tế của Phú Yên vẫn chưa cân đối, nền kinh tế dựa vào nông nghiệp là chủ yếu, chiếm tỉ trọng lớn trong nền kinh tế quốc dân. Tuy nhiên từ năm 1995 đến nay, cơ cấu ngành kinh tế có chuyển biến khá rõ theo hướng tăng dần tỷ trọng công nghiệp, dịch vụ, giảm tương đối tỷ trọng nông nghiệp. Cơ cấu kinh tế các ngành chuyển dịch theo hướng tăng tỉ trọng công nghiệp và dịch vụ, đến năm 2024 công nghiệp chiếm khoảng 28,51%, dịch vụ chiếm khoảng 43%, nông - lâm - thủy sản chiếm khoảng 25% và dịch vụ chiếm khoảng 42,99%. Tỷ lệ lao động nông nghiệp giảm còn dưới 50%. Đến năm 2020, tỉ trọng công nghiệp và dịch vụ chiếm khoảng 90%. Thu nhập bình quân đầu người khoảng 700 USD năm 2010, 1600 USD năm 2015, 3000 USD năm 2020, khoảng 4.110 USD năm 2022 và năm 2024 khoảng 4.200 USD.

Mặc dù nền kinh tế đã có những chuyển biến, song phát triển KT-XH ở tỉnh vẫn còn phụ thuộc nhiều vào việc khai thác tài nguyên thiên nhiên; hoạt động sản xuất nông nghiệp, ngư nghiệp và hoạt động dịch vụ lệ thuộc nhiều vào điều kiện khí hậu, thời tiết. Thế nhưng trong những năm vừa qua, tình hình mưa bão, lũ lụt đã ảnh hưởng đến đời sống nhân dân và KT-XH toàn tỉnh với mức độ ngày càng nghiêm trọng hơn.

Dân cư quanh khu vực dự án thuộc xã Bình Ngọc, thành phố Tuy Hòa và xã Hòa An, huyện Phú Hòa. Nguồn thu nhập chủ yếu của người dân là ngư nghiệp, nông nghiệp.

Toàn tỉnh với quá trình chuyển dịch cơ cấu kinh tế theo hướng tăng nhanh khu vực công nghiệp và dịch vụ, tốc độ đô thị hóa đến năm 2024 cũng sẽ diễn ra rất nhanh. Qua tính toán dự báo, tỷ lệ đô thị hóa sẽ nâng từ 20,1 % năm 2005 lên 26 % vào năm 2010 và đạt mức 50 % vào năm 2024. Quy mô dân số đô thị đạt khoảng 240 nghìn người vào năm 2010 và 433 nghìn người vào năm 2024.

+ Ngoài trung tâm đô thị trọng điểm (thành phố), sẽ phát triển đồng bộ hệ thống đô thị nhỏ, đô thị vệ tinh làm điểm tựa, giữ vai trò thúc đẩy quá trình đô thị hóa nông thôn hoặc điều hòa quá trình tăng trưởng tại các đô thị lớn. Đến năm 2024 mạng lưới đô thị của tỉnh gồm 1 thành phố, 2 thị xã, 9 thị trấn.

+ Mạng lưới đô thị phát triển theo chuỗi Bắc - Nam (dọc Quốc lộ 1A) bao gồm các cụm đô thị: Xuân Lộc, sông cầu, Chí Thạnh, Tuy Hòa, Đông Hòa. Theo chuỗi Đông - Tây (dọc Quốc lộ 25, ĐT645, ĐT642) Bao gồm: La Hai, Củng sơn, Phú Hòa, Phú Thứ, Hai Riêng. Các cụm đô thị này sẽ tạo thành những trung tâm hành chính, chính trị, kinh tế, văn hóa, khoa học kỹ thuật, thương mại dịch vụ du lịch và là đầu mối giao lưu kinh tế quan trọng của Phú Yên phát triển theo hướng liên kết nội vùng và ngoại vùng.

+ Kinh tế của các đô thị này sẽ hình thành và phát triển với cơ cấu kinh tế mà tỷ trọng lớn là công nghiệp - trung tâm công nghiệp và dịch vụ, phát triển kinh doanh xuất nhập khẩu.

* Thành phố Tuy Hòa: Là thành phố đô thị loại II, trung tâm hành chính, chính trị, kinh tế, văn hóa, khoa học kỹ thuật, thương mại, dịch vụ, du lịch và là đầu mối giao lưu kinh tế quan trọng của tỉnh Phú Yên, không gian phát triển:

+ Phía Nam: Hình thành những khu dân cư mới tại phường Phú Đông, gắn kết với khu công nghiệp Hòa Hiệp, cụm cảng Quốc tế Vân Phong – Vũng Rô để thúc đẩy quá trình công nghiệp hóa, đô thị hóa khu vực này, tiến đến đưa khu vực trên trở thành trung tâm động lực phát triển kinh tế của tỉnh.

+ Phía Bắc: Phát triển đến xã An Phú và cụm du lịch núi Thom.

+ Phía Tây: Phát triển đến tuyến tránh Quốc lộ 1 để khai thác lợi thế về cơ sở hạ tầng giao thông và đất đai khu vực này.

1.3. Tổng quan về các công trình kè trên sông Ba và khu vực lân cận

Trên đoạn sông Ba qua thành phố Tuy Hòa (nay là phường Tuy Hòa) và các vùng lân cận, hệ thống bờ kè được triển khai với nhiều loại hình công trình như kè BTCT (BTCT), kè gia cố bằng đá hộc, kè đá thái và kè cọc bê tông. Mỗi loại hình công trình đều có ưu điểm và hạn chế riêng, được lựa chọn dựa trên đặc điểm địa chất, thủy văn và yêu cầu kỹ thuật của từng vị trí cụ thể.

Mặc dù các công trình kè này đã góp phần quan trọng trong việc bảo vệ đất đai, hạn chế sạt lở, tuy nhiên nhiều đoạn bờ kè hiện vẫn chịu tác động mạnh của dòng chảy, dẫn đến tình trạng nứt nẻ, lún sụt và xói mòn cục bộ. Điều này cho thấy sự cần thiết phải nghiên cứu kỹ các phương pháp tính toán ổn định và tải trọng giới hạn để nâng cao hiệu quả thiết kế và thi công công trình kè, đảm bảo khả năng chịu lực và độ bền lâu dài trong điều kiện thủy văn phức tạp của sông Ba.

Ngoài ra, việc áp dụng các công nghệ mới trong thiết kế và xây dựng công trình kè, cũng như công tác bảo trì, sửa chữa định kỳ đóng vai trò then chốt trong việc duy trì sự ổn định và an toàn của các công trình bảo vệ bờ sông trên sông Ba.

1.3.1. Kè chống sạt lở bờ sông Ba đoạn qua thôn Phong Niên, xã Hòa Thắng, huyện Phú Hòa

- Địa điểm xây dựng: Xã Hòa Thắng, huyện Phú Hòa, tỉnh Phú Yên.
- Giải pháp kết cấu
- Xây dựng mới tuyến kè chống sạt lở bờ sông Ba đoạn qua thôn Phong Niên, xã Hòa Thắng, huyện Phú Hòa, tỉnh Phú Yên với chiều dài 2.115 m. Đỉnh kè kết hợp làm đường giao thông với nền đường rộng 7,5m, mặt đường rộng 5,5 m; dọc tuyến kè có bố trí hệ thống thoát nước và các bậc lên xuống dân sinh.
- Xây dựng 138 m đường kết nối tuyến kè với đường kênh chính Bắc Đồng Cam.



Hình 1.1. Kè chống sạt lở bờ sông Ba đoạn qua thôn Phong Niên, xã Hòa Thắng, huyện Phú Hòa

1.3.2. Kè chống xói lở bờ sông Ba đoạn qua thị trấn Phú Thứ, huyện Tây Hòa

- Địa điểm xây dựng: Thị trấn Phú Thứ, huyện Tây Hòa, tỉnh Phú Yên.
- Giải pháp kết cấu: Kè bằng đất đắp đầm chặt $K \geq 0,95$. Hệ số mái phía sông $m = 2$, hệ số mái phía đồng $m = 1,5$. Mái kè phía sông được gia cố bằng cấu kiện bê tông đúc sẵn M250, đá 1x2cm, kích thước (40x40x19,5)cm, bên dưới có lớp đá dăm lọc kích thước 2x4cm, dày 15cm và vải địa kỹ thuật, trong hệ thống khung dầm BTCT M250, đá 1x2cm; chân kè bằng ống buy bê tông ly tâm dài 3m, đường kính trong 0,8m, dày 8cm. Các ống buy liên kết với nhau bằng dầm BTCT M250, đá 1x2cm. Bên trong và bên ngoài hàng ống buy thiết kế lãng thể đá học hộ chân kè, bên dưới là bè tre và vải địa kỹ thuật.
- Công trình trên tuyến:
 - + Trên tuyến thiết kế 06 cống tiêu bê tông ly tâm, tại các vị trí cống tiêu bố trí bậc cấp lên xuống; 02 dộc dân sinh tại các vị trí Km0+995 và Km3+08 và khóa đầu và cuối kè.

+ Xây dựng 01 tuyến đường kết nối có tổng chiều dài 184m kết nối tuyến kè đoạn đầu tuyến, bề rộng nền đường 5m, bề rộng mặt đường 3,5m, kết cấu bê tông M250 dày 18cm, trên lớp giấy dầu và cấp phối đá dăm loại 2 dày 12cm.



Hình 1.2. Kè chống xói lở bờ sông Ba đoạn qua thị trấn Phú Thứ, huyện Tây Hòa

1.3.3. Kè chống xói lở bờ tả sông Bàn Thạch, đoạn từ Phú Đa đến cầu Bàn Thạch, thị xã Đông Hòa

- Địa điểm xây dựng: Xã Hòa Tân Đông, thị xã Đông Hòa, tỉnh Phú Yên.
- Giải pháp kết cấu: Kè đắp đất đầm chặt đạt $K \geq 0,95$. Mái phía sông có hệ số $m = 2$, gia cố mái bằng tấm cấu kiện bê tông M250, đá 1x2cm đúc sẵn (40x40x19,5)cm có ngàm âm dương 5cm, phía dưới là lớp dăm lót 2x4cm, dày 15cm và lớp vải lọc. Cấu kiện bê tông được lát trong hệ thống khung dầm, kết cấu BTCT M250, đá 1x2cm.
- Công trình trên tuyến:
 - + Trên tuyến thiết kế công tiêu thoát nước, kết cấu cống ly tâm khẩu độ D1500, D1000 mm.

+ Bố trí bậc thang lên xuống phía sông, các dốc dân sinh và khóa đầu kè và cuối kè.



Hình 1.3. Kè chống xói lở bờ tả sông Bàn Thạch, đoạn từ Phú Đa đến cầu Bàn Thạch, thị xã Đông Hòa

1.4. Các giải pháp xây dựng ổn định bờ kè

1.4.1. Tường cọc đất trộn xi măng

Công nghệ cọc xi măng đất (XMĐ - Deep soil mixing column) đã được nghiên cứu và ứng dụng rộng rãi trên thế giới và Việt Nam trong việc xử lý móng và nền đất yếu cho các công trình xây dựng giao thông, thủy lợi, sân bay, bến cảng, công trình ngầm,... như: Làm tường hào chống thấm cho đê đập, đáy cống, gia cố đất xung quanh đường hầm, ổn định tường chắn, hố móng, chống trượt đất cho mái dốc, gia cố nền đường, móng cầu. Với các ưu điểm nổi bật về khả năng xử lý sâu (đến 50 m), thích hợp với các loại đất yếu, môi trường xâm thực, thi công được trong điều kiện mặt bằng chật hẹp, ngập nước, đặc biệt là tốc độ thi công rất nhanh, biện pháp kỹ thuật đơn giản và giá thành thấp hơn nhiều so với các giải pháp khác.



Hình 1.4. Công trình bảo vệ bờ sông bằng cọc đất trộn xi măng

- Cấu tạo: Các cọc đất trộn xi măng tiếp xúc khít nhau hoặc giao nhau để chống đỡ các vách hố đào hoặc chịu áp lực đất. Cừ vây bằng xi măng được thi công bằng thiết bị khoan có thể phun vữa gồm cát xi măng và nước ra xung quanh thân ống trộn với đất, cánh của lưỡi khoan có đường kính khoảng 0,3m đến 0,45m. Có thể cắm lồng thép hoặc thép hình vào khi vữa còn ướt.

- Phạm vi sử dụng: Sử dụng trong việc chống vách hố đào cho tầng hầm các công trình.

- Ưu điểm: Có thể thi công trong nhiều loại đất khác nhau.

- Nhược điểm: Khả năng kín nước kém vì có thể có những khoảng hở giữa hai cọc. Khả năng chịu áp lực ngang không lớn như tường bằng BTCT nên tùy chiều sâu và loại đất mà phải thi công nhiều lớp.

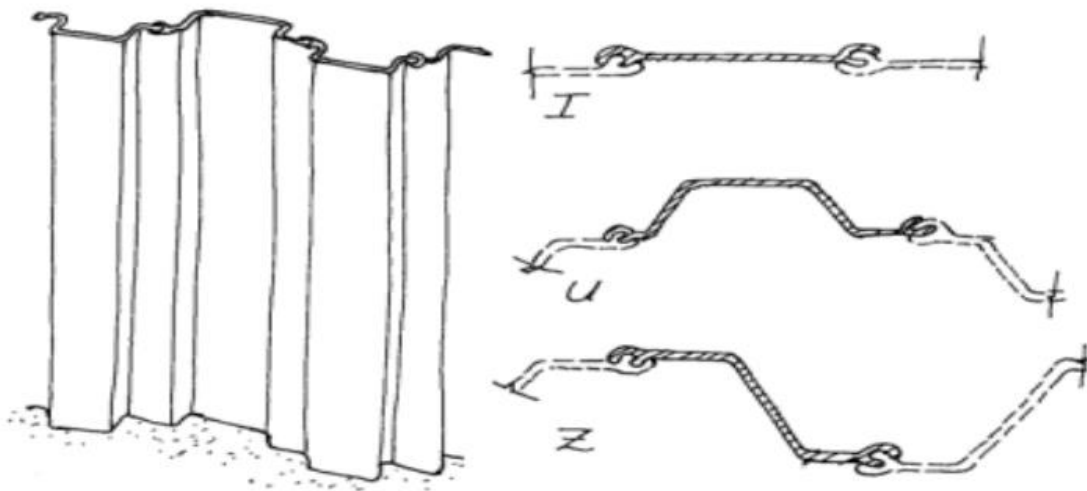
1.4.2. Tường cừ bản bằng thép

Tường cừ bản bằng thép (**Hình 1.5**) được sử dụng rất rộng rãi trong nhiều loại công trình khác nhau do có những ưu điểm như: Tính cơ động cao, tương đối nhẹ, sử dụng nhiều lần, hình dạng, kích thước, các kiểu liên kết đa dạng, dễ chế tạo, vận chuyển dễ dàng, thi công đơn giản,...



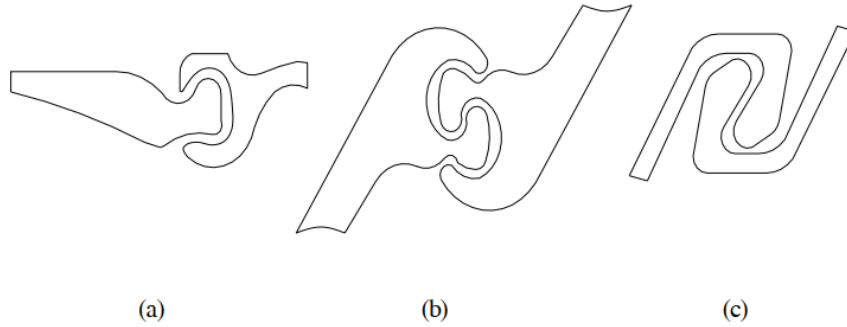
Hình 1.5. Tường cừ bản bằng thép bảo vệ bờ sông chống sạt lở

- Cấu tạo: Tường cừ chắn đất làm bằng thép định hình có tiết diện: Hình chữ Z, chữ I, hình máng, cừ Larsen, thép ống... có chiều dài từ $5 \div 22\text{m}$ (**Hình 1.6**). Dầm ốp có cấu tạo là 2 thanh thép chữ I đặt cao hơn mực nước thi công $0,5\text{m}$. Dầm mũ bằng BTCT có tiết diện hình chữ nhật đổ tại chỗ. Các thanh neo bằng thép tròn $\phi 75, \phi 80$. Mũ giữ thanh neo làm dầm BTCT.



Hình 1.6. Các dạng tiết diện ngang điển hình tường cọc bản thép

+ Một vài dạng mối nối liên kết thông dụng như mối nối vấu quả trám, móc đôi, móc ngàm,... (**Hình 1.7**).



(a) Vấu quả trám; (b) Móc đôi; (c) Móc ngàm

Hình 1.7. Liên kết móc nối

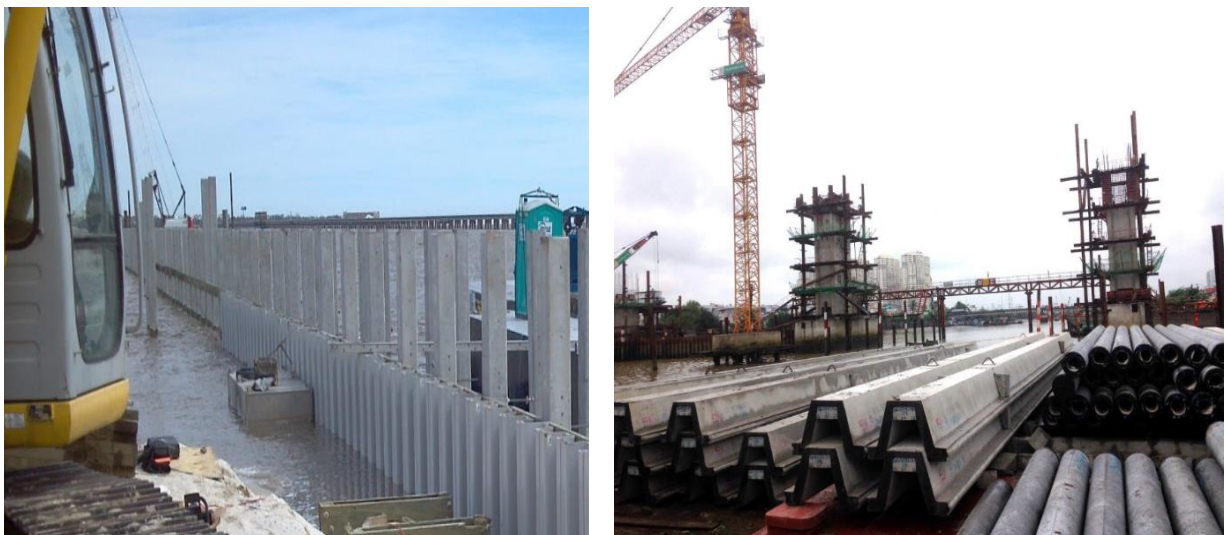
- Phạm vi sử dụng: Làm bờ kè có quy mô lớn, làm bến cảng nước sâu cho tàu có trọng tải lớn, bốc dỡ hàng hóa nặng. Xây dựng bảo vệ xói lở khu trung tâm dân cư, bảo vệ các công trình quan trọng ven sông.

- Ưu điểm: Tuổi thọ cao, tính công nghiệp lắp ghép cao, thi công nhanh. Chịu được những nơi có tốc độ dòng chảy lớn, bị ngập lũ sâu.

- Nhược điểm: Giá thành cao do phải nhập cừ thép định hình từ nước ngoài. Thép bị ăn mòn ở những vùng có nước nhiễm phèn, nhiễm mặn.

1.4.3. Tường cừ bản BTCT dự ứng lực

Tường cừ bản BTCT dự ứng lực đã được sử dụng khá hiệu quả trong các kết cấu kè bờ sông. Một số công trình sử dụng tường cừ bản BTCT dự ứng lực có thể thấy trong **hình 1.8**.

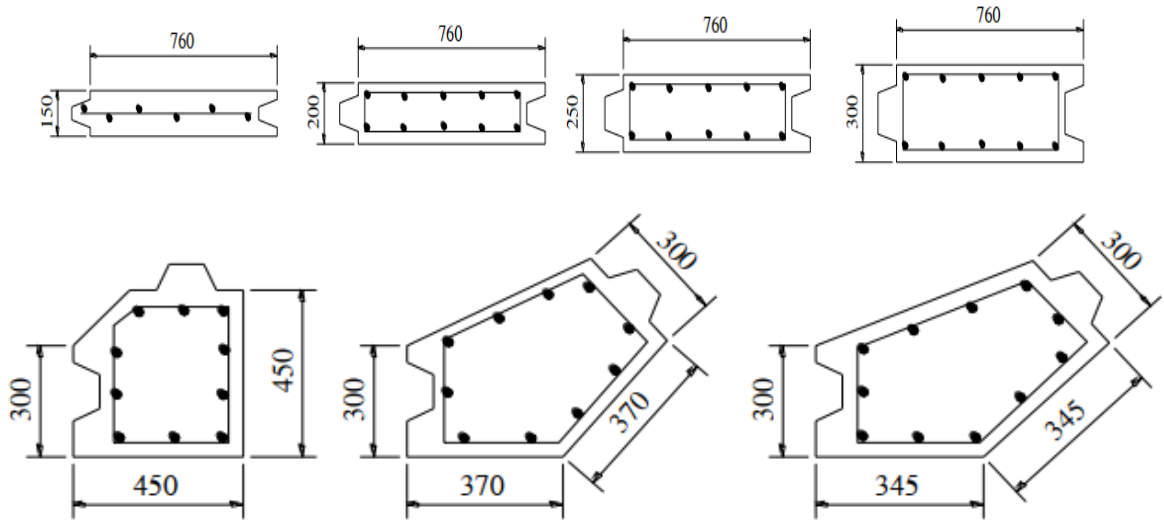


Hình 1.8. Tường cừ bản BTCT dự ứng lực bảo vệ bờ sông Hàn, Đà Nẵng

- Cấu tạo

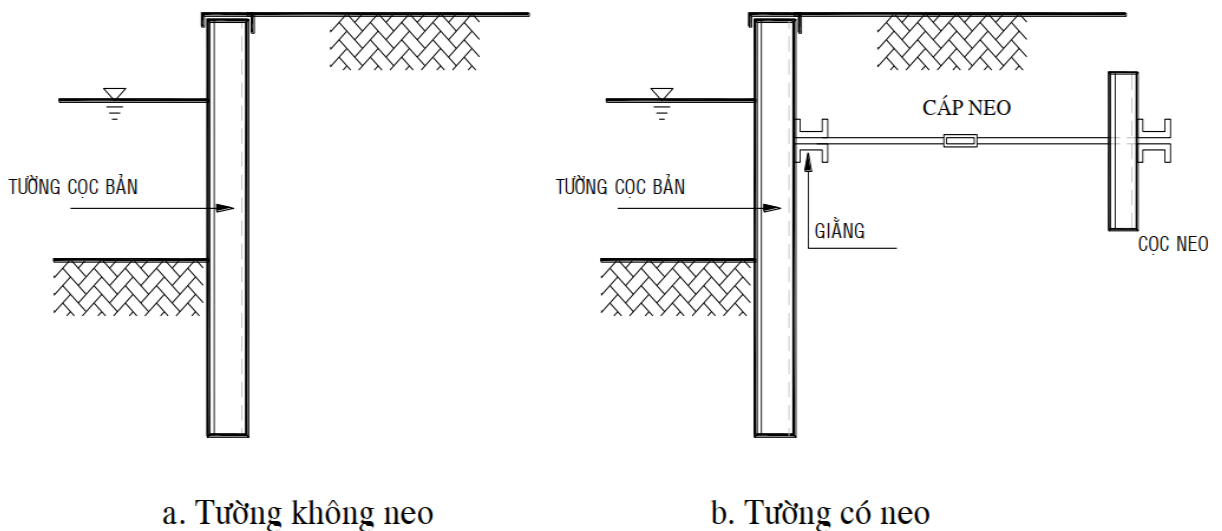
+ Cọc bản bằng BTCT, có nhiều dạng tiết diện, cọc bản tiếp nhận trực tiếp áp lực của lớp đất đắp đất. Dầm mũ bằng BTCT đổ tại chỗ, liên kết các đầu cọc bản, tiếp nhận lực của cọc bản truyền vào, sau đó dầm mũ truyền lực qua cọc vây và dầm neo. Dầm neo bằng BTCT đúc sẵn, hoặc thép hình có tăng đơ.

+ Các dạng mặt cắt tường cừ bản BTCT được thể hiện như **hình 1.9**.



Hình 1.9. Các dạng mặt cắt tường cừ bản BTCT

+ Các dạng mặt cắt điển hình cọc bản bê tông cốt thép được thể hiện như **hình 1.10**.



a. Tường không neo

b. Tường có neo

Hình 1.10. Tường cọc bản có neo và không neo

- Phạm vi sử dụng: Làm bờ kè có quy mô lớn, làm bến cảng nước sâu cho tàu có trọng tải lớn, bốc dỡ hàng hóa nặng. Xây dựng bảo vệ xói lở khu trung tâm dân cư, bảo vệ các công trình quan trọng ven sông.

- Ưu điểm: Bờ kè bằng BTCT kết cấu bền vững, tuổi thọ cao, dễ thi công. Tận dụng được vật liệu có sẵn, giá thành thấp hơn so với thép định hình. Được dùng rộng rãi ở những nơi ngập lũ sâu, tốc độ dòng chảy lớn, xói lở bờ mạnh.

- Nhược điểm: Khi thi công các cọc bản ghép lại với nhau, các mối nối khó khít nhau khi đóng cọc bản vào đất.

- Các dạng neo trong tường kè: Các dạng neo sau được sử dụng phổ biến trong tường cọc bản.

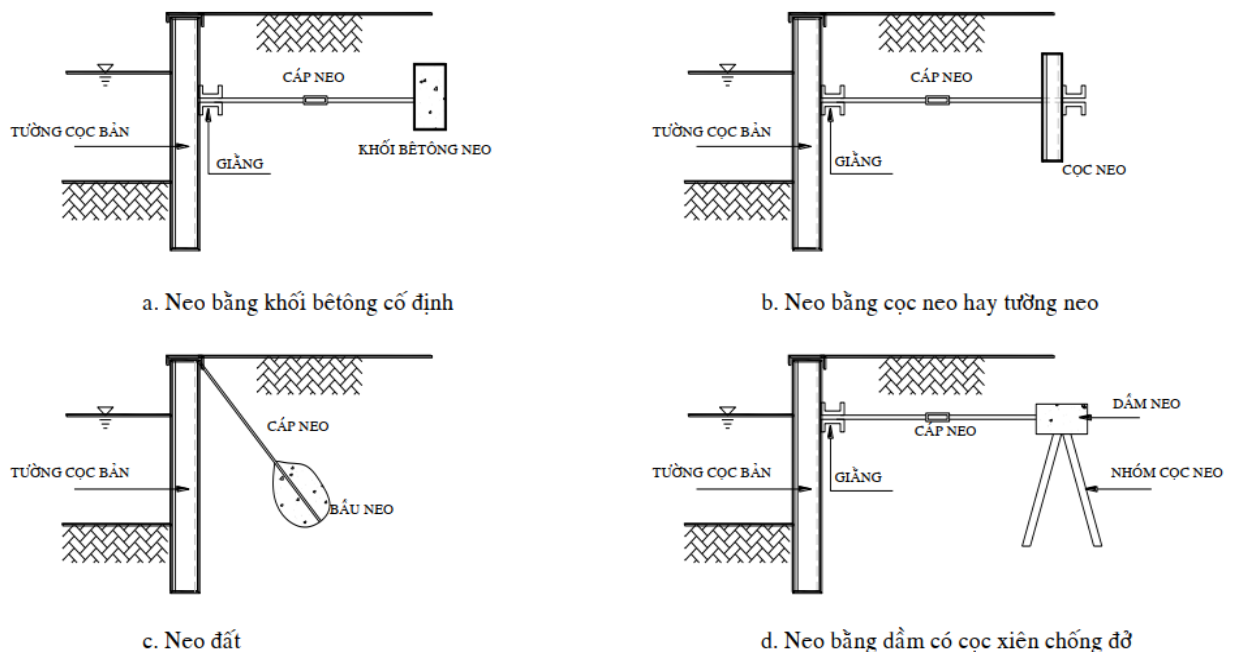
+ Bản neo và dầm neo: Bản neo thường là các tấm bê tông nối với tường bằng các thanh neo. Các thanh neo được chống ăn mòn bằng các lớp sơn hoặc asphalt bảo vệ.

+ Thanh neo: Có cấu tạo gồm một khối bê tông đúc tại chỗ trong lòng đất và nối với tường bằng các thanh neo hoặc dây cáp chịu kéo.

+ Cọc neo thẳng đứng: sử dụng các thanh neo để neo tường vào các cọc đóng thẳng đứng. Dùng cho các trường hợp có lực ngang nhỏ.

+ Các dầm neo trên các cọc xiên: Sử dụng thanh neo hoặc cáp neo để neo tường vào các cọc xiên chịu nhỏ. Sử dụng trong các trường hợp có lực ngang lớn.

+ Các dạng neo trong tường kè được thể hiện trong **hình 1.11**.



Hình 1.11. Các dạng neo trong tường kè

1.4.4. Thảm khối bê tông liên kết lưới

- Cấu tạo

+ Thảm bê tông bằng các khối bê tông phức hình là loại thảm sử dụng các khối bê tông liên kết chúng lại với nhau bằng móc nối, dây nylon,... Kết cấu loại này đã được ứng dụng rộng rãi ở nhiều nước như Đan Mạch, Trung Quốc, Nhật Bản,... để chống xói đáy và bảo vệ mái bờ.

+ Loại thảm này gồm 3 lớp: lớp trên là bê tông tấm được ghép khít với nhau để che chắn tác động thủy lực xuống nền. Lớp thứ 2 là lưới thép liên kết đan cài các viên bê tông tạo thành thảm. Lớp thứ 3 là hệ chân định vị tự chèn làm nhiệm vụ che kín các khe lấp ghép, liên kết trọng lượng. Lớp 2 và 3 có tác dụng thay thế lớp đệm đá, dày 10 cm, làm giảm lưu tốc dưới nền, hạn chế hiện tượng xói nền.

+ Thảm gồm các viên bê tông có cấu tạo đặc biệt, ghép sát nhau, liên kết cả bằng lưới thép và tự chèn nên che kín các khe hở, chịu được tác động của dòng chảy hoặc sóng ngầm. Lưới thép có đường kính lớn, độ bền cao, làm bè đệm chống lún. Nếu sau này, khi các lưới thép bị rỉ đứt, các viên thảm sẽ tiếp tục làm việc bằng liên kết tự chèn 3 chiều để duy trì sự ổn định của công trình. Mặt dưới thảm có hệ thống chân đánh chống trượt, mặt trên thảm là xi măng lát phẳng có thể đa dạng hoa văn trên bề mặt.

- Phạm vi sử dụng: làm bờ kè, làm bến cảng bảo vệ xói lở các công trình quan trọng ven sông, được ứng dụng thực hiện công trình bờ kè sông Ba đoạn dưới cầu Hùng Vương (bờ tả), thành phố Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên như **hình 1.12**.



Hình 1.12. Bờ Kè sông Ba đoạn dưới cầu Hùng Vương (bờ tả)

- Ưu điểm:

+ Có khả năng che kín hết bề mặt bờ sông, bờ biển, kéo dài từ phía trên của bờ xuống tận đáy hồ. Giữa các khối thảm được liên kết với nhau bằng hệ thống sợi dây thép có đường kính 6mm, do đó khe hở được phân bố rất đều giúp cho việc phân tiêu thoát nước thuận lợi.

+ Về khả năng chống lún sụt, thảm tự chèn có thể chống sụt lún rất tốt đối với chân đất mềm, yếu bởi bề mặt dưới của thảm có một hệ thống chân đinh bảo vệ rất tốt với 3 chân/viên. Với các ưu điểm trên, theo tính toán thảm có tuổi thọ tối thiểu sáu năm, nếu được bảo vệ, tu sửa tốt có thể kéo dài trên 10 năm, thậm chí có thể trở thành vĩnh cửu bởi ngay cả khi các sợi thép bị đứt thì thảm vẫn còn hệ thống định vị chân đinh bảo vệ.

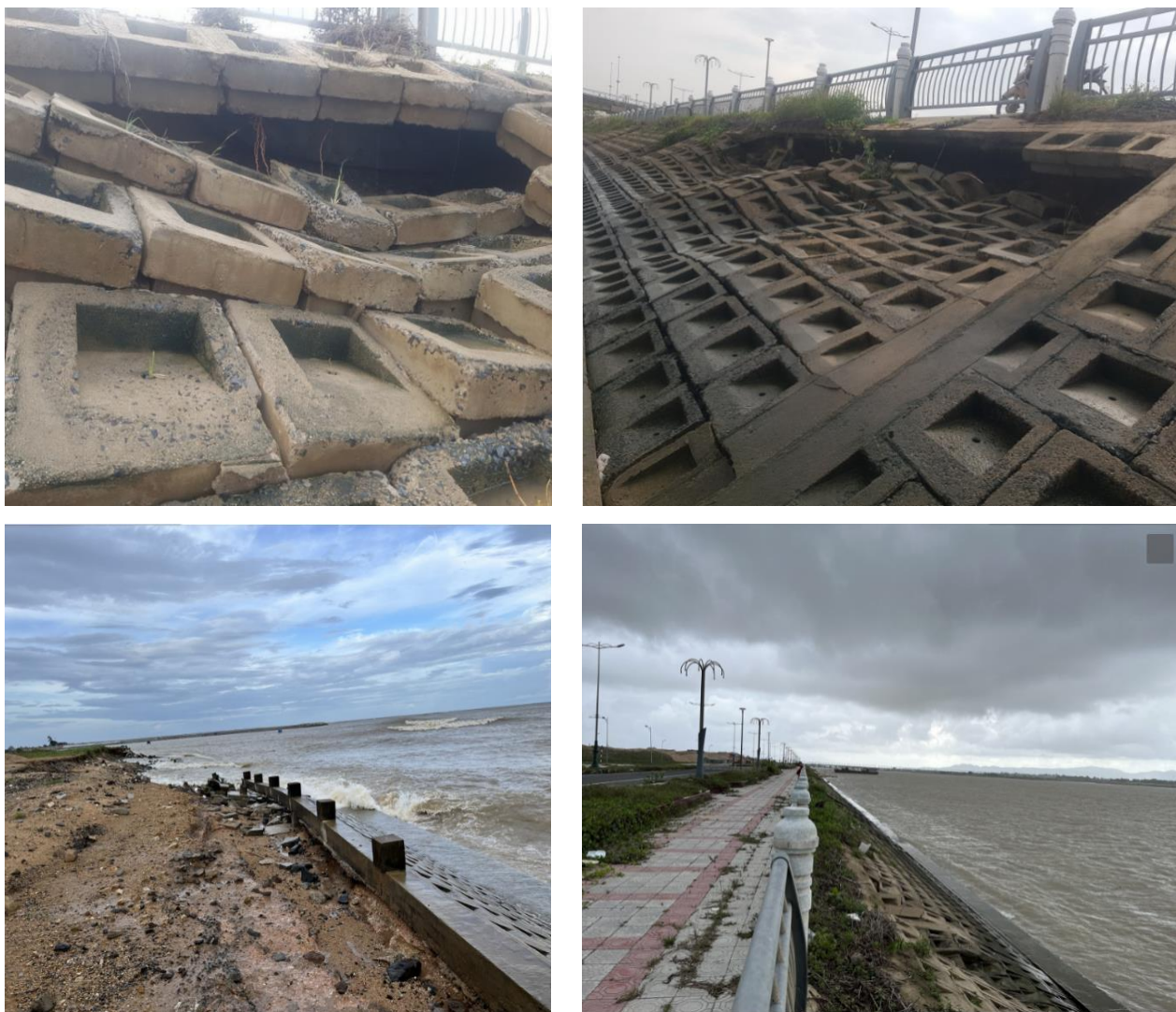
1.5. Tình hình sạt lở bờ sông Ba

- Công trình Kè sông Ba đoạn qua thôn Phú Lộc, xã Hòa Thắng, huyện Phú Hòa: Hiện trạng mái taluy Kè sông Ba đoạn qua thôn Phú Lộc, xã Hòa Thắng bị sụp lún, hư hỏng khoảng 20 vị trí, với chiều dài khoảng 65m, chiều rộng hư hỏng từ 2-2,5m, sâu khoảng 0,5-1m (**Hình 1.13**).



Hình 1.13. Hình ảnh Kè sông Ba qua thôn Phú Lộc bị mất ổn định

- Tuyến kè từ đường Phan Châu Trinh đến đường Hùng Vương: Tuyến kè từ đường Phan Châu Trinh đến đường Hùng Vương qua địa phận hai phường Phú Thạnh và Phú Đông, TP Tuy Hòa bị hư hỏng, sụt lún 3 đoạn với tổng chiều dài khoảng 1.500m (**Hình 1.14**)



Hình 1.14. Hình ảnh sạt lở tuyến kè từ đường Phan Châu Trinh đến đường Hùng Vương

- Hiện tượng sạt lở bờ sông dọc sông Ba đã diễn ra từ lâu, điều này đặt ra một nhiệm vụ cho các cấp chính quyền phải đảm bảo ổn định về chỗ ở cho Nhân dân tạo điều kiện phát triển về kinh tế xã hội.

Tại khu vực nhà máy nước Hòa Thắng bờ tả bị sạt lở với chiều dài khoảng 2 km (**Hình 1.15**), xói lở xảy ra do khu vực này có địa chất chủ yếu là đất cát, ngoài việc do sự uốn cong của lạch chính vuông góc với đường bờ vẫn còn một yếu tố quan trọng khác do đây là đoạn lạch chính hẹp nhất trên toàn tuyến, kích thước lạch chính chỉ khoảng 40 m vào mùa kiệt và có thể mở rộng ra khoảng 200 m trong các trận lũ vừa và nhỏ.



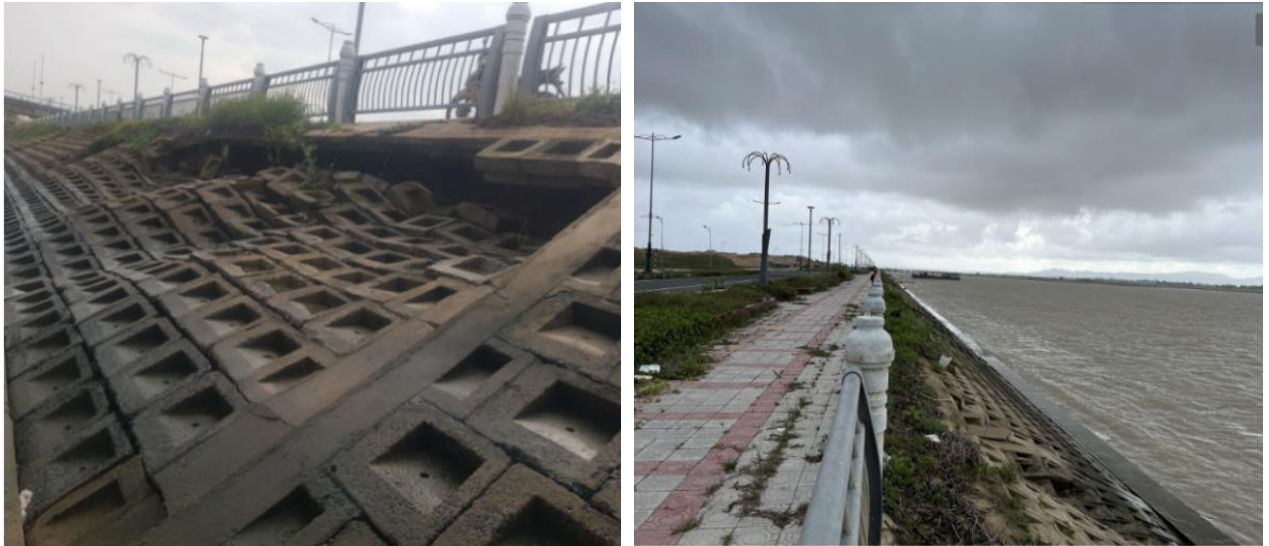
Hình 1.15. Sạt lở bờ tả khu vực nhà máy nước Hòa Thắng

- Tại vị trí bờ hữu ngay cầu Đà Rằng (**Hình 1.16**), đây là khu vực rộng nhất của sông Ba với chiều rộng lên đến 2 km, lạch chính được kéo dài từ khu vực Hòa Thắng và mở rộng dần tại vị trí cầu mới trước khi được phân ra thành rất nhiều các lạch nhỏ chảy hỗn loạn bờ sông khu vực đã có kè bảo vệ bao gồm kè mỏ hàn và các kè gia cố dọc bờ nhưng không đáng kể. Sau các trận lũ tháng các đoạn kè nơi đây đã bị sạt lở nghiêm trọng.



Hình 1.16. Sạt lở tại vị trí bờ hữu ngay cầu Đà Rằng

- Kè bờ nam sông Đà Rằng bảo vệ khu đô thị Nam TP Tuy Hòa đã bị sóng lớn, mưa lũ gây sụt lún, sạt lở nhiều vị trí, nguy cơ xâm thực sâu vào đất liền, uy hiếp hạ tầng khu đô thị Nam TP Tuy Hòa (**Hình 1.17**).



Hình 1.17. Kè khu đô thị Nam TP. Tuy Hòa bị hư hỏng sụt lún

Để khắc phục hiện tượng sạt lở, có nhiều giải pháp tường chắn đã được thực hiện như: Đất trộn xi măng, thảm khối bê tông liên kết lưới, tường kè ... Tường kè cũng là một phương án được chọn để bảo vệ bờ sông, các công trình ven bờ, hiện nay đang được ứng dụng tại một số công trình tương đối quan trọng. Nhu cầu về thiết kế công trình tường kè phù hợp với điều kiện địa chất khu vực là một nhu cầu có thực, việc tìm ra được giải pháp an toàn với chi phí hợp lý là mong muốn của rất nhiều kỹ sư xây dựng hiện nay.

1.6. Tình hình nghiên cứu ở Việt Nam và trên thế giới

1.6.1. Nghiên cứu trên thế giới

Trước những năm 50 của thế kỷ XX, khi xây dựng các công trình như bến cảng, đê, đập, bờ kè,... người ta đã áp dụng nhiều loại kết cấu khác nhau như cừ gỗ, tường cừ thép, tường cừ bê tông cốt thép (BTCT), tường cừ hỗn hợp,... Tuy nhiên, các loại kết

cầu này có những hạn chế về khả năng chịu lực và tuổi thọ, dễ bị hư hỏng do mục, rỉ sét, hoặc ăn mòn trong các môi trường khắc nghiệt.

Để khắc phục những nhược điểm này, tập đoàn PS.Mitsubishi Nhật Bản đã phát minh ra loại cừ máng BTCT dự ứng lực với khả năng chịu lực cao và khả năng hoạt động hiệu quả trong các môi trường thay đổi nhiệt độ liên tục, dao động mực nước lớn và môi trường hóa chất. Đặc biệt, sản phẩm này có khả năng chống ăn mòn bởi nước biển. Hơn 60 năm qua, cừ máng BTCT dự ứng lực đã được nghiên cứu, thử nghiệm và ứng dụng thành công ở Nhật Bản và nhiều quốc gia khác trên thế giới.

Cừ máng BTCT dự ứng lực đã thay thế hiệu quả các vật liệu truyền thống như cừ gỗ, cừ BTCT và cừ thép trong các công trình xây dựng ở môi trường khắc nghiệt và các điều kiện địa chất yếu, đặc biệt là khi thi công hố móng gặp khó khăn.

Theo Aziz Rahman (2023) trong bài viết *“Technology Behind River Bank Protection Concrete Piles”*, các tường cừ bê tông cốt thép dự ứng lực đã chứng minh hiệu quả trong việc ngăn ngừa xói mòn và bảo vệ bờ sông. Việc sử dụng cọc bê tông cốt thép trong các công trình bảo vệ bờ sông không chỉ nâng cao khả năng chịu lực mà còn giúp giảm thiểu chi phí bảo trì, đồng thời bảo vệ bờ sông hiệu quả trong các điều kiện môi trường khắc nghiệt.

Theo nghiên cứu của Berkovich và các cộng sự (2021) trong bài báo *“Riverbank Protection Structure Failure Factors and Remedial Approach: A Case Study in Kelantan, Malaysia”*, tường cừ bê tông cốt thép (BTCT) được xem là một giải pháp khả thi trong việc bảo vệ bờ sông khỏi hiện tượng xói mòn và giảm thiểu tác động tiêu cực từ các dòng chảy mạnh. Cấu trúc này có thể duy trì sự ổn định lâu dài cho các khu vực bờ sông dễ bị tổn thương

Theo nghiên cứu của MDPI (2022) trong bài báo *“Force Analysis of Circular Diaphragm Wall Based on Circular Cylindrical Shell Theory”*, việc sử dụng tường cừ bê tông cốt thép (BTCT) hình tròn trong bảo vệ bờ sông có thể tăng khả năng chịu lực của công trình, đồng thời cải thiện độ bền và ổn định của công trình trong các môi trường chịu tác động mạnh từ nước. Thiết kế hình tròn giúp phân tán lực đều hơn, từ đó nâng cao hiệu quả bảo vệ bờ sông.

1.6.2. Tình hình nghiên cứu và ứng dụng ở Việt Nam

Tại Việt Nam, việc nghiên cứu và ứng dụng tường cừ bê tông cốt thép (BTCT) dự ứng lực trong bảo vệ bờ sông đang được triển khai mạnh mẽ, đặc biệt là ở các khu vực ven sông, cửa biển và vùng đất yếu. Một số nghiên cứu và ứng dụng nổi bật trong việc sử dụng tường cừ BTCT tại Việt Nam bao gồm:

Cọc bê tông ly tâm ứng lực trước được ứng dụng vào Việt Nam từ năm 1999-2001 tại cụm công trình nhiệt điện Phú Mỹ - tỉnh Bà Rịa Vũng Tàu, nơi thực hiện công trình kè bờ cho toàn bộ kênh dẫn chính và các kênh nhánh với tổng chiều dài lên đến 42 km, đưa nước từ sông Thị Vải vào để giải nhiệt cho các turbin khí. Khi đó, Việt Nam chưa sản xuất được loại cọc này và toàn bộ cọc đều phải nhập khẩu từ nước ngoài, đặc biệt là từ hãng KOBE – Indonesia.

Đến đầu năm 2002, Công ty C&T đã tiến hành xây dựng xưởng sản xuất thử nghiệm cừ máng BTCT DU'L. Đến năm 2005, công ty C&T đã liên doanh với tập đoàn PS. MITSUBISHI để thành lập nhà máy sản xuất các cấu kiện bê tông đúc sẵn, trong đó cọc ván PC là sản phẩm chính, đáp ứng nhu cầu ngày càng gia tăng về sản phẩm này.

Theo nghiên cứu của các tác giả (TS. Trần Tuấn Anh, PGS.TS. Lê Văn Nam và KS. Võ Quyết) được đăng trên kỷ yếu Hội nghị Khoa học và Công nghệ lần thứ 11, ngày 23/10/2009: “Nghiên cứu phương pháp thiết kế ổn định bờ kè sông, trong điều kiện thủy triều dâng hạ trong ngày”. Nội dung nghiên cứu: sự ảnh hưởng của mực nước thủy triều dâng hạ trong ngày lên chuyển vị ngang hệ tường cừ dọc bờ sông thuộc Công trình Bờ kè đường Cách Mạng Tháng 8, TP. Biên Hòa, tỉnh Đồng Nai. Dựa trên các kết quả mô phỏng và phân tích về mặt áp lực xô ngang và chuyển vị dưới cơ chế làm việc, nghiên cứu các phương pháp thiết kế hệ tường cừ hợp lý, với tiêu chí tìm ra phương án tường cừ kinh tế nhất, để có thể ổn định trong điều kiện làm việc được đề cập.

Theo nghiên cứu của Lê Xuân Khâm (Trường Đại học Thủy Lợi) được đăng trên tạp chí Khoa học kỹ thuật Thủy lợi và Môi trường - số 43 (12/2013): “Nghiên cứu ứng dụng màn cừ bê tông cốt thép dự ứng lực để bảo vệ bờ sông trong các khu đô thị”. Nội dung của nghiên cứu: ứng dụng kết cấu tường cừ bê tông dự ứng lực để bảo vệ bờ

trên những đoạn sông lớn trong các khu đô thị vùng đồng bằng có nhiều hiệu quả rõ rệt như: chịu được tải trọng ngang lớn hơn kết cấu bê tông thông thường nên tận dụng hết khả năng làm việc chịu kéo của cốt thép và chịu nén của bê tông, giảm được rất nhiều trọng lượng vật tư cho công trình; tận dụng được quỹ đất, giảm được chi phí giải phóng mặt bằng; thi công dễ dàng chính xác, không cần mặt bằng rộng; được sử dụng nhiều điều kiện địa hình và địa chất khác nhau đặc biệt là vùng địa chất yếu có hiện tượng cát đùn, cát chảy. Vấn đề đặt ra là khi sử dụng cừ để gia cố nếu cừ quá dài thì tốn kém, cừ ngắn thì không đảm bảo ổn định. Vì vậy cần phải có giải pháp neo hợp lý, từ đó xác định chiều dài cừ vừa đủ để cừ đảm bảo độ bền và chuyển vị đầu cừ vẫn nằm trong giới hạn cho phép.

Theo nghiên cứu của các tác giả (TS. Nguyễn Minh Tâm, Trường Đại học Bách khoa TP. Hồ Chí Minh và KS. Hàn Thị Xuân Thảo, Trường Đại học Thủy lợi), được đăng trên Tạp chí Khoa học công nghệ Xây dựng - số 2/2014: “Ứng xử của cọc bê tông cốt thép trong kết cấu kè bảo vệ bờ sông khu vực Quận 2, TP. Hồ Chí Minh”. Nội dung của nghiên cứu: trong quá trình thi công đắp cát cho công trình bảo vệ bờ sông dạng tường chắn kết hợp với hệ cọc bê tông cốt thép, do tác dụng của áp lực cát đắp, tải trọng thi công và các yếu tố khác, có thể gây mất ổn định cho đất nền, ảnh hưởng đến chuyển vị và nội lực trong cọc. Nếu chuyển vị và nội lực trong cọc vượt quá giới hạn cho phép thì cọc bị phá hoại. Nội dung bài viết tập trung mô phỏng ứng xử của cọc bê tông cốt thép trong kết cấu kè bảo vệ bờ sông khu vực Quận 2, TP. Hồ Chí Minh.

Theo nghiên cứu của TS. Nguyễn Bảo Việt (Trường Đại học Xây dựng Hà Nội) được đăng trên Tạp chí KHCN Xây dựng - số 1/2015: “Cọc ván cừ bê tông cốt thép dự ứng lực, khả năng ứng dụng vào công trình kè trên nền đất yếu”. Nội dung của nghiên cứu: khả năng ứng dụng của cọc ván cừ bê tông cốt thép dự ứng lực, cọc ván PC, vào công trình kè trên nền đất yếu. Các phân tích được thực hiện cho công trình kè sông Trà Nóc, Tp. Cần Thơ, nơi có nền đất yếu khô đặc trưng của đồng bằng sông Cửu Long. Bài báo đã đưa ra 3 phương án thiết kế cho kè dùng cọc ván PC là: Không gia cọc; Gia cọc tường bằng neo và Gia cọc nền bằng gia tải trước. Các giá trị thiết kế chiều dài cọc và độ dốc lòng sông khác nhau đã được nghiên cứu. Kết quả tính toán

cho thấy, nếu không gia cọc nền công trình sẽ có biến dạng lún lớn trên 60cm, đồng thời chuyển vị định kè của phương án có neo khá lớn. Trong tất cả các trường hợp nghiên cứu, công trình đều đảm bảo ổn định với hệ số an toàn khá cao, $F_s > 1,7$ và khả năng chịu uốn nứt khi chịu lực cọc tương cừ nhỏ hơn nhiều so với khả năng chịu uốn nứt của cọc ván PC.

1.7. Kết luận chương 1

- Việc lựa chọn giải pháp xây dựng bờ kè chống sạt lở kết hợp với phát triển hạ tầng kỹ thuật phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố như điều kiện mặt bằng, quy hoạch liên quan, điều kiện địa chất, thủy văn và đặc biệt là chi phí đầu tư. Nếu không lựa chọn đúng kết cấu hoặc chưa tối ưu, công trình có thể gặp phải vấn đề mất ổn định, ảnh hưởng đến an toàn của công trình và các công trình xung quanh, đồng thời sẽ phải đầu tư nguồn vốn rất lớn để khắc phục.

- Vấn đề đặt ra là liệu các giải pháp hiện tại có đảm bảo tính toán ổn định và bền vững cho công trình hay không, và có thực sự phù hợp với yêu cầu thực tế. Để tránh các sự cố mất ổn định, việc nghiên cứu và ứng dụng các phương pháp tính toán ổn định và tải trọng giới hạn đối với bờ kè là rất cần thiết.

- Một trong những giải pháp hiệu quả và khả thi là sử dụng tường cừ bê tông cốt thép dự ứng lực để xây dựng kè bảo vệ bờ sông. Tuy nhiên, để đảm bảo công trình được ổn định lâu dài và có thể phát triển các hạ tầng kỹ thuật như giao thông, nhà cao tầng dọc bờ kè, cần nghiên cứu kỹ càng về các phương pháp tính toán ổn định và khả năng chịu tải của hệ thống kè.

CHƯƠNG 2: CƠ SỞ LÝ THUYẾT CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH VÀ TẢI TRỌNG GIỚI HẠN CHO BỜ KÈ

2.1. Các khái niệm cơ bản trong tính toán ổn định bờ kè [1]

Ổn định bờ kè là khả năng chịu đựng các tải trọng và tác động bên ngoài mà không bị phá hoại, xô lệch, sạt lở hay mất ổn định kết cấu. Ổn định được đánh giá dựa trên sự cân bằng lực giữa tải trọng tác động và lực chống đỡ từ công trình và đất nền.

Các loại tải trọng bao gồm:

Tĩnh tải: Trọng lượng bản thân của bờ kè và đất nền.

Tải trọng động: Tác động từ sóng, dòng chảy, thủy triều và tải trọng giao thông (nếu có).

Tải trọng thủy lực: Áp lực nước tĩnh và áp lực thủy lực gây ra bởi dòng chảy, sóng và nước ngầm.

Tải trọng giới hạn là mức tải lớn nhất mà bờ kè có thể chịu đựng mà không bị phá hoại hoặc mất ổn định. Tải trọng này làm cơ sở để thiết kế và kiểm định công trình.

- Tải trọng thường xuyên là tải trọng tác động liên tục trong suốt thời kỳ xây dựng và khai thác công trình. Tải trọng thường xuyên tác động lên công trình bảo vệ đê, bờ sông, bao gồm:

- Trọng lượng của bản thân kè và các kết cấu, thiết bị có liên kết với kè.
- Áp lực nước tác động trực tiếp lên kết cấu của công trình bảo vệ đê, bờ sông.
- Áp lực nước thấm trong điều kiện thiết bị lọc và tiêu nước làm việc bình thường.
- Trọng lượng đất đắp và áp lực chủ động, bị động.

Các tải trọng tạm thời

- Tải trọng tạm thời là tải trọng có thể không xuất hiện ở một thời điểm hoặc thời kỳ nào đó trong quá trình xây dựng và khai thác công trình.

- Tải trọng tạm thời dài hạn: Tải trọng có thời gian tác động tương đối dài gọi là tải trọng tạm thời dài hạn, bao gồm:

+ Áp lực đất phát sinh do biến dạng nền và kết cấu công trình hoặc do tải trọng bên ngoài khác.

- + Áp lực nước xuất hiện khi hệ thống lọc ngược bị sự cố.
- + Áp lực nước xuất hiện khi mực nước ngoài sông ứng với mực nước trung bình các tháng mùa cạn (tần suất 95%) và mực nước trong đồng là cao nhất.
- Tải trọng tạm thời ngắn hạn: Tải trọng có thời gian tác động ngắn gọi là tải trọng tạm thời ngắn hạn, bao gồm các tải trọng sau đây:
 - + Tải trọng gây ra do áp lực dư của kẽ rỗng trong đất bão hòa nước khi chưa cố kết hoàn toàn ở mực nước thiết kế.
 - + Áp lực do sóng tàu thuyền, do gió.
 - + Tải trọng do người và các phương tiện giao thông qua lại trên đỉnh kè; (các thiết bị nâng, bốc dỡ, vận chuyển và các máy móc.
 - + Tải trọng do dỡ tải khi đào móng xây dựng kè tường đứng.
 - + Tải trọng phát sinh do mực nước tăng cao đột ngột và hạ thấp đột ngột (hiện tượng rút nước nhanh).
- Tải trọng tạm thời đặc biệt: Các tải trọng tạm thời đặc biệt có thể tác động lên công trình bảo bờ sông gồm:
 - + Áp lực sóng khi xảy ra tốc độ gió lớn nhất thiết kế với hướng gió bất lợi nhất cho công trình.
 - + Bão, lũ vượt tần suất thiết kế.

2.2. Các phương pháp tính toán ổn định bờ kè

Phương pháp phân tích cân bằng giới hạn (Limit Equilibrium Method - LEM): Dựa trên nguyên lý cân bằng lực, phân tích các yếu tố chịu lực và phản lực trên mặt trượt giả định để đánh giá hệ số an toàn. Phương pháp này phổ biến nhờ tính đơn giản và hiệu quả trong phân tích sơ bộ.

Phương pháp mô phỏng số (Numerical Methods): Sử dụng phần mềm tính toán như Phần tử hữu hạn (FEM), Phần tử biên (BEM) để mô phỏng ứng xử vật liệu và sự biến dạng của bờ kè dưới tác động tải trọng. Cho phép phân tích chi tiết hơn các điều kiện phức tạp, mô hình hóa đa dạng vật liệu và điều kiện ranh giới.

Phương pháp thực nghiệm và mô hình vật lý: Nghiên cứu thông qua các mô hình vật lý thu nhỏ, thực nghiệm tại phòng thí nghiệm hoặc thực địa để quan sát hiện tượng xói mòn, sạt lở và hiệu quả công trình bờ kè.

Ưu nhược điểm: LEM dễ thực hiện nhưng đôi khi không mô phỏng chính xác các điều kiện phức tạp. Phương pháp số chính xác, chi tiết nhưng yêu cầu tính toán cao, phức tạp. Mô hình vật lý cho kết quả thực tế nhưng tốn kém và mất thời gian.

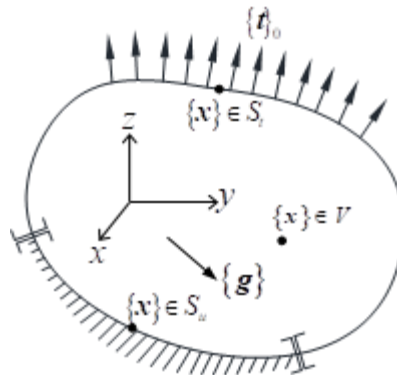
2.3. Các mô hình tải trọng và ảnh hưởng thủy lực

Tải trọng tĩnh và động tác động lên bờ kè được mô hình hóa để đánh giá ảnh hưởng của trọng lượng bản thân, sóng, dòng chảy, thủy triều.

Áp lực nước ngầm: Nước ngầm có thể làm giảm sức kháng của đất nền, gây mất ổn định công trình.

Ảnh hưởng thủy lực: Các hiện tượng như xói mòn do dòng chảy mạnh, sóng biển, biến động thủy triều ảnh hưởng lớn đến tuổi thọ và độ bền của bờ kè. Việc mô hình thủy lực giúp đánh giá chính xác các áp lực này, từ đó đưa ra giải pháp gia cố phù hợp.

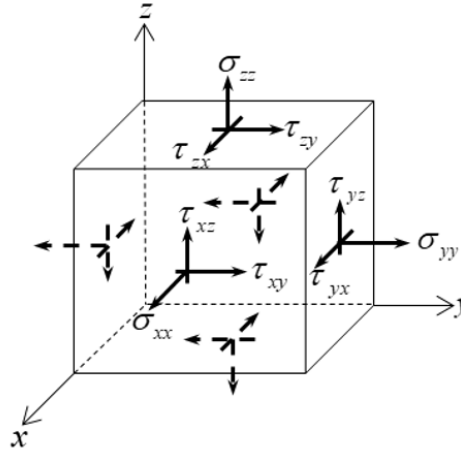
2.4. Phương trình vật rắn biến dạng [2]



Hình 2.1. Vật rắn biến dạng với các điều kiện biên và tải trọng tác dụng

Xét một vật thể rắn đàn hồi tuyến tính có thể tích V chịu tác dụng của tải trọng bề mặt, lực khối và các điều kiện ràng buộc trên biên như **hình 2.1**. Ở đây, phạm vi biên chịu tác dụng của tải trọng bề mặt được ký hiệu là S_u , phạm vi biên còn lại đã biết trước chuyển vị được ký hiệu là S_t . Bên trong vật thể rắn còn chịu tác dụng của lực khối g . Khi đó, vật thể bị biến dạng và bên trong vật thể xuất hiện lực liên kết giữa các phân tử vật chất (nội lực). Các nội lực này nếu vượt qua một ngưỡng nhất định, vật thể

sẽ bị phá hoại hay nói cách khác, độ gia tăng của các lực liên kết này có tác dụng không chế sự biến dạng của vật thể.



Hình 2.2. Các thành phần ứng suất phân bố trên các mặt phân tố hình hộp

Tách một phân tố hình hộp vô cùng bé bao quanh một điểm bên trong vật thể, với hệ trục xyz được chọn, trạng thái ứng suất tại điểm đó được xác định như trên **hình 2.2**. Các cặp mặt đối nhau có các thành phần ứng suất cùng giá trị nhưng ngược chiều. Hơn nữa, theo định luật đối ứng của ứng suất tiếp thì trên hai mặt có cùng cạnh chung sẽ có các thành phần ứng suất tiếp có giá trị như nhau và cùng hướng vào hoặc đi ra khỏi cạnh chung. Do đó:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}; \quad \tau_{xz} = \tau_{zx}; \quad \tau_{yz} = \tau_{zy} \quad (2.1)$$

và để đơn giản khi biểu diễn, các thành phần ứng suất pháp được ký hiệu $\sigma_x \equiv \sigma_{xx}$; $\sigma_y \equiv \sigma_{yy}$; $\sigma_z \equiv \sigma_{zz}$. Các thành phần ứng suất tại một điểm có thể biểu diễn dưới dạng ma trận hoặc véctơ tùy theo vai trò xuất hiện, cụ thể như sau:

$$[\sigma] = [\sigma_{ij}] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

Hoặc

$$\{\sigma\} = \{\sigma_{ij}\} = \{\sigma_x \quad \sigma_y \quad \sigma_z \quad \tau_{xy} \quad \tau_{yz} \quad \tau_{zx}\}^T \quad (2.3)$$

Ở trạng thái cân bằng dưới tác dụng của tải trọng ngoài, các điểm trong vật thể tương ứng sẽ dịch chuyển đến các vị trí mới. Lượng dịch chuyển của một điểm bất kỳ

trong vật thể khi vật thể biến dạng gọi là chuyển vị. Trong hệ tọa độ vuông góc xyz , chuyển vị của một điểm theo ba phương x, y, z lần lượt được ký hiệu là u, v và w .

Thay vì, ở chuyển vị đo lường sự thay đổi của vị trí, thì biến dạng đo lường sự thay đổi của hình dạng hoặc sự xoắn của vật thể. Tương ứng với trạng thái ứng suất tại một điểm có sáu thành phần độc lập, biến dạng cũng có sáu thành phần độc lập tại một điểm, bao gồm ba thành phần biến dạng dài $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ theo các trục tọa độ và ba thành phần biến dạng góc $\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}$ trong ba mặt phẳng tọa độ và được biểu diễn dưới dạng ma trận hoặc vectơ như sau:

$$[\boldsymbol{\varepsilon}] = [\varepsilon_{ij}] = \begin{bmatrix} \varepsilon_x & \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \frac{1}{2}\gamma_{xz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \varepsilon_y & \frac{1}{2}\gamma_{yz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xz} & \frac{1}{2}\gamma_{yz} & \varepsilon_z \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Hoặc

$$\{\boldsymbol{\varepsilon}\} = \{\varepsilon_{ij}\} = \{\varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \varepsilon_z \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{yz} \quad \gamma_{xz}\}^T \quad (2.5)$$

2.4.1. Phương trình vi phân cân bằng

Các phương trình vi phân cân bằng tổng quát của bài toán giá trị biên theo hệ trục tọa độ xyz có dạng như sau:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + g_x = \rho \ddot{u} \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + g_y = \rho \ddot{v} \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + g_z = \rho \ddot{w} \end{cases} \quad (2.6)$$

ở đây: g_x, g_y, g_z là các thành phần lực khối theo phương các trục tọa độ; ρ là khối lượng riêng của bài toán; $\ddot{u}, \ddot{v}, \ddot{w}$ là gia tốc theo phương các trục tọa độ. Trường hợp không có lực quán tính tác dụng, phương trình (2.6) trở thành:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + g_x = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + g_y = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + g_z = 0 \end{cases} \quad (2.7)$$

Các phương trình (2.6) và (2.7) có thể viết lại dưới dạng ma trận:

$$[\partial]^T \{\sigma\} + \{g\} = \rho \{\ddot{u}\} \quad (2.8)$$

ở đây:

$$[\partial] = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & 0 \\ 0 & \partial/\partial y & 0 \\ 0 & 0 & \partial/\partial z \\ \partial/\partial y & \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial/\partial z & \partial/\partial y \\ \partial/\partial z & 0 & \partial/\partial x \end{bmatrix} - \text{ma trận tính đạo hàm riêng; } \{g\} = \begin{Bmatrix} g_x \\ g_y \\ g_z \end{Bmatrix} - \text{véc tơ lực khối; và}$$

$$\{\ddot{u}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{v} \\ \ddot{w} \end{Bmatrix} - \text{véc tơ gia tốc.}$$

2.4.2. Liên hệ giữa chuyển vị và biến dạng

Biểu diễn các thành phần biến dạng dưới dạng véc tơ, giữa các thành phần biến dạng và chuyển vị có mối liên hệ toán học như sau khi bỏ qua thành phần vô cùng bé bậc cao (*phương trình Cauchy*):

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}; \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}; \quad \gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \end{aligned} \quad (2.9)$$

Các phương trình (2.9) còn được viết dưới dạng ma trận:

$$\{\varepsilon\} = [\partial] \{u\} \quad (2.10)$$

ở đây: $\{u\} = \{u \quad v \quad w\}^T$ - véc tơ chuyển vị; ma trận $[\partial]$ có dạng như trong công thức (2.8).

2.4.3. Liên hệ giữa ứng suất và biến dạng

Đối với vật thể đồng nhất và đàn hồi tuyến tính, liên hệ giữa ứng suất và biến dạng thỏa mãn nội dung định luật Hooke:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (2.11)$$

trong đó, $[D]$ là ma trận đối xứng chứa các hằng số đàn hồi của vật liệu. Đối với vật liệu dị hướng tổng quát, $[D]$ có 21 hằng số độc lập. Tuy nhiên, trong phạm vi giới hạn chỉ vật liệu đàn hồi tuyến tính, đẳng hướng được đề cập. Khi đó, ma trận $[D]$ chỉ còn 2 hằng số độc lập:

$$[D] = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{12} & 0 & 0 & 0 \\ D_{12} & D_{11} & D_{12} & 0 & 0 & 0 \\ D_{12} & D_{12} & D_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{D_{11}-D_{12}}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{D_{11}-D_{12}}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{D_{11}-D_{12}}{2} \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

ở đây, $D_{11} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$; $D_{12} = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ với ν là hệ số Poisson và E là mô đun

đàn hồi Young của vật liệu.

Thực tế, việc xác định ν bằng thực nghiệm phức tạp hơn so với mô đun đàn hồi trượt G nên thường ưu tiên xác định G bằng thí nghiệm xoắn thanh tròn rồi suy ra giá trị ν theo biểu thức liên quan:

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad (2.13)$$

Biểu thức định luật Hooke (2.11) còn được biểu diễn biến dạng theo ứng suất, có dạng:

$$\{\varepsilon\} = [C]\{\sigma\} \quad (2.14)$$

và $[C]$ là ma trận các hệ số đàn hồi tương ứng:

$$[C] = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

2.4.4. Các phương trình cơ bản cho bài toán phẳng

Vì nghiên cứu này được áp dụng cho bài toán phẳng nên các phương trình được viết lại như sau:

* Phương trình vi phân cân bằng:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + g_x = \rho \ddot{u} \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + g_y = \rho \ddot{v} \end{cases} \quad (2.16)$$

* Liên hệ giữa biến dạng và chuyển vị:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial/\partial y \\ \partial/\partial y & \partial/\partial x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} \quad (2.17)$$

* Định luật Hooke - đối với bài toán ứng suất phẳng:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu \\ 0 & 0 & 2(1-\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_z = -\frac{\nu}{E}(\sigma_x + \sigma_y)$$

* Định luật Hooke - đối với bài toán biến dạng phẳng:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{1+\nu}{E} \begin{bmatrix} 1-\nu & -\nu & 0 \\ -\nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.19)$$

$$\sigma_z = -\nu(\sigma_x + \sigma_y)$$

2.5. Mô hình chảy dẻo Mohr-Coulomb

Đối với bài toán biến dạng phẳng, đất nền được mô tả là vật liệu thỏa mãn tiêu chuẩn Mohr-Coulomb có lực dính c , góc ma sát trong ϕ và được xác định theo hàm bề mặt chảy dẻo sau:

$$F(\sigma) = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} + \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (2.20)$$

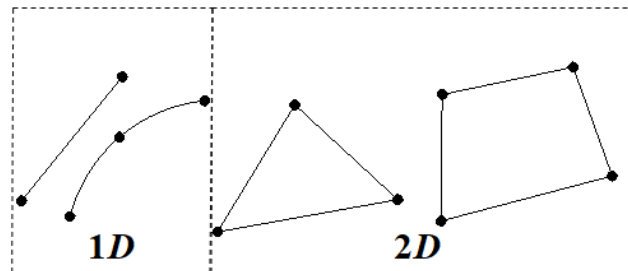
Để vật liệu không bị chảy dẻo thì ứng suất từng phần tử bé hơn giá trị ứng suất tối đa cho phép. Dấu bằng xảy ra khi điểm ứng suất đạt tới bề mặt chảy dẻo của vật liệu và khi đó, quá trình chảy dẻo lý tưởng hoá sẽ xảy ra, điều này sẽ dẫn đến vật liệu sẽ bị phá hoại.

2.6. Phương pháp tính toán ổn định [22], [23]

Để tính toán ổn định cũng như xác định ứng suất và biến dạng của nền đất, các phương pháp số thường được sử dụng bởi vì tính thân thiện và áp dụng được cho nhiều loại bài toán với các điều kiện tải trọng, điều kiện biên và dạng hình học khác nhau. Trong luận văn này, sử dụng 2 phương pháp số: phương pháp phần tử hữu hạn và phương pháp phân tích sử dụng định lý cận dưới. Về cơ bản 2 phương pháp này đều sử dụng thuật toán rời rạc hóa miền tính toán (chia thành các phần tử) để thiết lập các phương trình xấp xỉ dựa trên các điều kiện biên. Sau đó giải các phương trình tổng thể để xác định các đại lượng cần tìm. Các bước thực hiện và phân tích được thực hiện như sau:

Bước 1: Rời rạc hóa miền tính toán thành một số hữu hạn các phần tử.

Tùy thuộc vào bài toán cụ thể, yêu cầu độ chính xác của nghiệm mà chúng ta xác định số lượng các phần tử cần rời rạc hóa, hình dạng hình học và kích thước các phần tử. Căn cứ vào yêu cầu của hàm xấp xỉ được chọn, các phần tử sẽ có số điểm nút tương ứng. **Hình 2.1** minh họa hình dạng hình học và các điểm nút của một số loại phần tử.



Hình 2.1. Dạng hình học và số điểm nút của một số loại phần tử hữu hạn phổ biến

Bước 2: Lựa chọn hàm xấp xỉ để giải.

Vì đại lượng cần tìm chưa biết nên hàm xấp xỉ thường được chọn là những đa thức nhằm đơn giản trong việc thiết lập công thức và tính toán. Tuy nhiên, yêu cầu cụ thể cho các hàm xấp xỉ vẫn phải tuân theo các tiêu chuẩn, ràng buộc nhất định. Sau đó

biểu diễn hàm xấp xỉ theo tập hợp các giá trị và có thể cả các đạo hàm của nó tại các nút của phần tử $\{q\}_e$.

Bước 3: Thiết lập phương trình phần tử.

Sau khi rời rạc hóa miền bài toán và lựa chọn hàm xấp xỉ phù hợp, phương trình phần tử sẽ được thiết lập và có thể biểu diễn dưới dạng:

$$[K]_e \{q\}_e = \{P\}_e \quad (2.21)$$

ở đây: $[K]_e$ là ma trận độ cứng của phần tử; $\{q\}_e$ là véc tơ chứa các đại lượng cần tìm tại nút của phần tử (còn gọi là véc tơ chuyển vị nút phần tử hoặc véc tơ chứa các bậc tự do của phần tử); $\{P\}_e$ là véc tơ tải trọng của phần tử.

Bước 4: Tiến hành ghép nối toàn bộ các phương trình phần tử để được phương trình tổng thể cho bài toán:

$$[\bar{K}] \{\bar{q}\} = \{\bar{P}\} \quad (2.22)$$

trong đó: $[\bar{K}]$ là ma trận độ cứng tổng thể (hay ma trận độ cứng toàn miền bài toán); $\{\bar{q}\}$ là véc tơ chuyển vị nút tổng thể véc tơ chứa các bậc tự do tổng thể của bài toán; $\{\bar{P}\}$ là véc tơ tải tổng thể.

Bước 5: Áp đặt điều kiện biên cho bài toán, phương trình tổng thể trở thành:

$$[\bar{K}^*] \{\bar{q}^*\} = \{\bar{P}^*\} \quad (2.23)$$

trong đó: $[\bar{K}^*]$ là ma trận được suy ra từ ma trận độ cứng tổng thể $[\bar{K}]$; $\{\bar{q}^*\}$ là véc tơ tập hợp các đại lượng chưa biết tại các nút; $\{\bar{P}^*\}$ là véc tơ tải trọng tương ứng với véc tơ $\{\bar{q}^*\}$.

Phương trình (2.23) là phương trình hệ thống hay còn gọi là phương trình để giải.

Bước 6: Giải phương trình tổng thể để tìm các ẩn số cơ bản.

Kết quả thu được sau khi giải hệ thống các phương trình (2.24) là tập hợp các thành phần chuyển vị tại các nút của bài toán.

Bước 7: Tính toán các đại lượng liên quan sau khi đạt được các ẩn số cơ bản như biến dạng, ứng suất, nội lực.

Để tính toán ổn định (xác định hệ số an toàn, F_s), phương pháp phần tử hữu hạn và phương pháp sử dụng định lý giới hạn đều dựa trên kỹ thuật làm giảm cường độ và hệ số an toàn được xác định như sau:

$$F_s = \frac{c}{c_f} = \frac{\tan\phi}{\tan\phi_f} \quad (2.24)$$

Trong đó: c và ϕ là lực dính và góc ma sát trong thực chất của đất nền. c_f và ϕ_f tại thời điểm phá hủy khi sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn và phương pháp phân tích sử dụng định lý giới hạn để tính toán ứng suất. Điều này được ngụ ý rằng, trong quá trình tính toán các hệ số c và ϕ của đất nền được giảm một cách tuần tự cho đến khi mô hình chảy dẻo Mohr-Coulomb không thỏa mãn, nghĩa là giá trị c và ϕ của đất nền tại một thời điểm xác định nào đó (được hiểu là thời điểm phá hủy) làm cho phương trình (2.20) lớn hơn không.

Sự khác biệt cơ bản để xác định hệ số an toàn sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn và phương pháp định lý giới hạn đó là số lượng phần tử được tạo ra mà nó có thể ảnh hưởng đến ứng suất tại từng thời điểm tính toán và thời gian để đạt được sự hội tụ là khác nhau. Ảnh hưởng của 2 phương pháp tính toán đến kết quả xác định hệ số an toàn được trình bày trong chương 3.

2.7. Phương pháp xác định tải trọng giới hạn [24], [26]

2.7.1. Phương pháp phần tử hữu hạn

Ngày nay, phương pháp phần tử hữu hạn chủ yếu được sử dụng để xác định ứng suất và biến dạng của nền đất cũng như kết được xây dựng bên trong nền đất. Do đó việc xác định trực tiếp tải trọng tới hạn của nền đất sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn gần như là không thể mà phải được xác định thông qua các bước trung gian. Điểm tồn tại của phương pháp phần tử hữu hạn đó là tải trọng giới hạn chỉ được xác định khi tải trọng ngoài tác dụng lên kết cấu công trình đủ lớn để làm cho kết cấu công trình phá hoại theo chuyển chảy dẻo. Chính vì lý do này phương pháp phần tử

cần nhiều thời gian để bài toán đạt được giá trị hội tụ. Các bước xác định tải trọng giới hạn cho nền đất sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn như sau:

Bước 1: Xác định tải trọng ngoài ban đầu q_1 tác dụng lên kết cấu hay đất nền. Nếu tải trọng này gây ra các ứng suất vượt quá tiêu chuẩn chảy dẻo, từ đó xác định được hệ số giảm tải m_1 . Khi đó tải trọng giới hạn của đất nền được xác định $q_{gh} = m_1 q_1$. Trong trường hợp tải trọng ngoài q_1 không gây ra các ứng suất vượt quá tiêu chuẩn chảy dẻo, cần phải tăng tải trọng cho bước tiếp theo.

Bước 2: Tăng tải trọng ban đầu q_1 đến giá trị q_2 , thực hiện tương tự như bước 1 để xác định hệ số giảm tải m_2 nếu ứng suất vượt quá tiêu chuẩn chảy dẻo. Tải trọng giới hạn được xác định ở bước này $q_{gh} = m_2 q_2$. Thực hiện một các tương tự cho các bước tiếp theo nếu ứng suất gây ra bởi tải trọng không vượt quá tiêu chuẩn chảy dẻo của đất nền.

Chú ý rằng bước tính toán chỉ kết thúc khi tiêu chuẩn chảy dẻo không thỏa mãn điều kiện ban đầu của bài toán. Rõ ràng phương pháp phần tử hữu hạn rất khó khăn để đưa ra tại bước đó tải trọng giới hạn của đất nền có được xác định hay không vì tiêu chuẩn chảy dẻo có hoặc không có phá hoại. Đây là điểm hạn chế của phương pháp phần tử hữu hạn vì cần nhiều thời gian để thực hiện phép thử.

2.7.2. Phương pháp phân tích sử dụng định lý giới hạn

Phân tích giới hạn đã và đang được sử dụng rộng rãi bởi các nhà nghiên cứu trong lĩnh vực cơ học tính toán. Mục đích chính của phương pháp phân tích giới hạn là xác định giá trị tải trọng giới hạn và hệ số an toàn tương ứng, hay còn gọi là hệ số nhân tải trọng giới hạn trong phân tích giới hạn chảy dẻo. Chi tiết được mô tả ngắn gọn như sau:

Xét một vật liệu chảy dẻo hoàn toàn chịu sự phân bố của tải trọng bên ngoài q . Tải trọng bên ngoài này được điều chỉnh bởi hệ số tỷ lệ nhân tải trọng α và có thể được viết dưới dạng αq_0 , trong đó q_0 là tải trọng giả thiết ban đầu (thường lấy bằng 1). Với giá trị α nhỏ, các biến dạng được xem là nhỏ (cho phép bỏ qua) và biến dạng dẻo chưa xuất hiện. Khi giá trị α tăng, sự chảy dẻo xảy ra ở một số điểm bên trong kết cấu; tuy nhiên, vẫn chưa đủ để gây ra sự phá hoại của công trình. Khi tăng hệ số nhân tải trọng α , các vùng

đều được phát triển và cuối cùng khi hệ số nhân tải trọng đạt tới giá trị, α^{col} , hay hệ số nhân tải trọng phá hoại, thì kết cấu bị phá hoại, từ đó xác định được tải trọng giới hạn.

2.8. Kết luận chương 2

- Các khái niệm cơ bản trong tính toán ổn định bờ kè, xác định khả năng chịu lực tổng thể của công trình dưới sự tác dụng của các loại tải trọng khác nhau, gồm tải trọng tĩnh, động, thủy lực. Những yếu tố này ảnh hưởng trực tiếp đến sự ổn định và an toàn của bờ kè trong suốt quá trình sử dụng.

- Giới thiệu một số phương pháp tính toán ổn định bờ kè, như phương pháp phân tích cân bằng giới hạn (LEM), phương pháp mô phỏng số, phương pháp thực nghiệm. Mỗi phương pháp có những ưu, nhược điểm riêng, giúp chúng ta có cái nhìn sâu sắc về tính toán và đánh giá sự ổn định của công trình trong những điều kiện khác nhau.

- Mô hình tải trọng và ảnh hưởng của thủy lực, giúp chúng ta hiểu rõ hơn về tác động của các yếu tố như sóng, dòng chảy và áp lực nước ngầm đối với bờ kè. Việc mô phỏng và phân tích các yếu tố này đóng vai trò quan trọng trong việc đưa ra các biện pháp bảo vệ và gia cố công trình hiệu quả.

- Phương pháp phân tử hữu hạn và phân tích giới hạn là những công cụ quan trọng trong việc xác định ứng suất, biến dạng, hệ số an toàn và tải trọng giới hạn của bờ kè.

CHƯƠNG 3: PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH VÀ TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG GIỚI HẠN CHO BỜ KÈ SÔNG BA ĐOẠN QUA TP.TUY HÒA, TỈNH PHÚ YÊN

3.1. Tổng quan khu vực nghiên cứu

3.1.1. Vị trí địa lý

Công trình có tọa độ địa lý như sau:

- + Vĩ độ Bắc: $13^{\circ}03'33,84'' - 13^{\circ}04'29,86''$.
- + Kinh độ Đông: $109^{\circ}17'13,95'' - 109^{\circ}18'16,11''$.

Vị trí công trình tiếp giáp:

- + Phía Đông giáp: Giáp thôn Ngọc Lãng, xã Bình Ngọc và cầu Đà rặng cũ;
- + Phía Tây giáp: Quốc lộ 1 và Cầu Đà rặng mới;
- + Phía Nam giáp: Giáp Sông Ba;
- + Phía Bắc giáp: Giáp thôn Ngọc Phước 1, xã Bình Ngọc.

Hình 3.1 và **hình 3.2** thể hiện vị trí công trình nghiên cứu trên ảnh vệ tinh và ngoài thực tế.



Hình 3.1. Vị trí khu vực nghiên cứu trên ảnh vệ tinh (google maps)



Hình 3.2. *Vị trí khu vực công trình ngoài thực tế*

3.1.2. Địa hình

- Khu vực nghiên cứu bao gồm các cao độ hiện trạng như sau:
 - + Đoạn từ cầu Đà Rằng mới đến giáp Sông Chùa thay đổi từ +4.00m ÷ +1.00m;
 - + Đoạn thượng lưu cầu Đà Rằng cũ thuộc địa phận thôn Ngọc Lãng có cao độ thay đổi từ +1.50m ÷ +3.80m.
 - + Cao độ của đường giao thông kết nối với công trình:
 - Phía Cầu Đà Rằng mới: +7.30m ÷ +9.60m.
 - Phía Cầu Đà Rằng cũ: +6.60m ÷ +7.40m.
 - Cao độ của khu dân cư hiện trạng phía Bắc công trình: 3.50m ÷ 4.50m.
 - Địa hình đồng bằng: Phân bố toàn bộ khu vực huyện Phú Hòa đến thành phố Tuy Hòa bề mặt địa hình tương đối bằng phẳng
 - Địa mạo dạng bồi tích: Thành tạo dạng địa mạo này gồm các trầm tích: Cát, bột, cát pha, sét pha, mảnh vỏ Mollusca; tuổi Holocen trung (amQIV2).

3.2. Điều kiện địa chất công trình

3.2.1. Địa chất đất nền

Theo hồ sơ khảo sát địa chất của Liên danh nhà thầu thực hiện dự án hạ tầng bờ tả sông Ba (Trường Đại học Thủy lợi và Viện Đào tạo & Khoa học ứng dụng Miền Trung), ranh giới địa tầng khu vực dự án dựa vào kết quả nghiên cứu của tài liệu hồ sơ khảo sát địa chất đã được nghiệm thu, phê duyệt; kết quả khoan, đào, thí nghiệm ngoài hiện trường, kết hợp kết quả thí nghiệm mẫu trong phòng cho phép chia địa chất đất nền thành các đơn nguyên địa tầng từ trên xuống dưới như sau:

Lớp 1: Cát hạt mịn màu xám vàng; kết cấu xốp; lớp này nằm ngay trên mặt địa hình với cao độ mặt lớp thay đổi từ +0,29m đến +2,70m; chiều dày lớp thay đổi từ 0,5m đến 3,0m.

Lớp 2: Cát hạt trung – thô màu xám vàng; kết cấu chặt vừa; lớp này nằm dưới lớp 1, cao độ mặt lớp thay đổi từ +1,79m đến +2,20m; chiều dày lớp thay đổi từ 13,00m đến 13,10m.

Lớp 3: Cát hạt thô lẫn sỏi sạn màu xám vàng, xám xanh; kết cấu chặt vừa; lớp này nằm dưới lớp 2 và lộ trên bề mặt lòng sông, phân bố rộng khắp trong khu vực với cao độ mặt lớp thay đổi từ - 11.31m đến -1.67m; chiều dày lớp thay đổi từ 9,80m đến 16,00m.

Lớp 4: Cát pha màu xám trắng, xám vàng, xám xanh, kẹp các lớp sét pha mỏng; trạng thái dẻo; lớp này nằm dưới lớp 3, phân bố rộng khắp trong khu vực với cao độ mặt lớp thay đổi từ -13,41m đến -20,60m; chiều dày lớp thay đổi từ 10,10m đến 17,20m.

Lớp 5: Cát pha màu xám trắng, xám vàng, xám xanh, kẹp các lớp sét pha mỏng; trạng thái dẻo; lớp này nằm dưới lớp 4, phân bố rộng khắp trong khu vực với cao độ mặt lớp thay đổi từ -25,74m đến - 34,09m; chiều dày lớp thay đổi từ 8,80m đến 15,70m.

Lớp 6: Cát hạt mịn màu xám xanh, lẫn sét, sỏi sạn; kết cấu chặt vừa - chặt; lớp này nằm dưới lớp 5, phân bố rộng khắp trong khu vực với cao độ mặt lớp thay đổi từ - 39,60m đến - 44,59m, chiều dày lớp thay đổi từ 5,70m đến 12,30m.

Lớp 7: Cát hạt nhỏ - trung lẫn sỏi, sạn, sét, đá phong hóa nứt nẻ màu xám xanh, xám đen, xám nâu; kết cấu rất chặt; lớp này nằm dưới lớp 6, phân bố rộng khắp trong

khu vực với cao độ mặt lớp thay đổi từ -45,30m đến -53,69m, chiều dày lớp thay đổi từ 11,50m đến 17,00m.

Lớp 8: Đá Riolit phong hoá trung bình, nứt nẻ mạnh, màu xám đen, xám xanh; độ cứng cấp VII-VIII; lớp này nằm dưới lớp 7; cao độ mặt lớp -58,61m.

Dựa vào kết quả thí nghiệm trong phòng, ngoài hiện trường và phân chia đất nền như trên. **Bảng 3.1** thể hiện chỉ tiêu cơ lý các lớp đất nền như sau:

Bảng 3.1. Chỉ tiêu cơ lý các lớp đất nền

ST T	Các chỉ tiêu	Đơn vị	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6	Lớp 7
	Tên lớp		Cát hạt mịn	Cát hạt trung	Cát hạt thô	Cát pha	Sét màu xám xanh, xám đen	Cát hạt mịn	Cát hạt nhỏ - trung lẫn sỏi
	Chiều dày		2m	13m	10m	13,65m	12,25m	9m	14,25
1	Hàm lượng cuội sỏi	%	0,0	5,0	11,2	0,5	0,7	1,3	4,9
2	Hàm lượng cát	%	100,0	95,0	88,8	70,5	38,8	98,7	95,1
3	Độ ẩm W	%	19,1	13,9	13,6	21,6	21,1	17,9	14,0
4	Dung trọng tự nhiên γ_w	g/cm ³	1,700	1,771	1,840	7,5	40,3	1,724	1,772
5	Khối lượng riêng Δ	g/cm ³	2,665	2,681	2,672	17,3	27,5	2,666	2,682
6	Khối lượng thể tích xộp	g/cm ³	1,241	1,342	1,358	1,722	1,848	1,243	1,344
7	Khối lượng thể tích chặt	g/cm ³	1,337	1,425	1,452	1,468	1,450	1,340	1,426

8	Hệ số rỗng lớn nhất e max	%	1,148	0,997	0,969	2,675	2,689	1,145	0,995
9	Hệ số rỗng bé nhất e min	%	0,994	0,882	0,841	20,9	40,2	0,989	0,881
10	Góc nghiêng khô ακ	độ, phút	25°13'	31°05'	33°34'	14,5	21,4	25°33'	31°05'
11	Góc nghiêng ướt α _ư	độ, phút	22°52'	28°19'	30°35'	6,5	18,9	22°54'	28°52'
12	Sức chịu tải quy ước	Kg/cm ²	1,2	2,0	4,5	0,44	0,33	5	10
13	Mô đun tổng biến dạng	Kg/cm ²	25	40	85	45,1	43,6	115	185
14	Hệ số rỗng tự nhiên	-				0,822	0,861		
15	Độ bão hòa	%				56,3	86,1		
16	Hệ số nén lún	cm ² /kG				0,078	0,079		
17	Lực dính kết	kG/cm ²				0,067	0,175		
18	Góc ma sát trong	độ				11°21'	12°19'		
19	Sức chịu tải quy ước	Kg/cm ²				1,8	2,2		
20	Mô đun tổng biến dạng	Kg/cm ²				71	95		

3.2.2. Các thông số của đất đắp

Qua công tác khảo sát ngoài thực địa, thí nghiệm mẫu trong phòng. Tiến hành chia bãi vật liệu thành các lớp đất như sau:

- Lớp phủ thực vật, sét pha cát nhẹ chứa rễ cây cỏ và đá lẫn phong hóa chưa hoàn toàn, đất có màu nâu xám; bề dày thay đổi từ 0,3m đến 0,4m, trung bình 0,4m; lớp cần bỏ.

- Theo hồ sơ thiết kế đất đắp là cát hạt trung có độ chặt $k > 0,9$. Dựa vào kết quả thí nghiệm trong phòng, ngoài hiện trường. **Bảng 3.2** thể hiện chỉ tiêu cơ lý các lớp đất đắp như sau:

Bảng 3.2. Chỉ tiêu cơ lý lớp đất đắp

STT	Các chỉ tiêu	Đơn vị	Đất đắp
	Tên lớp		Cát hạt trung
1	Hàm lượng cuội sỏi	%	11,2
2	Hàm lượng cát	%	88,8
3	Độ ẩm W	%	13,6
4	Dung trọng tự nhiên γ_w	g/cm ³	1,840
5	Khối lượng riêng Δ	g/cm ³	2,672
6	Khối lượng thể tích xốp	g/cm ³	1,358
7	Khối lượng thể tích chặt	g/cm ³	1,452
8	Hệ số rỗng lớn nhất e max	%	0,969
9	Hệ số rỗng bé nhất e min	%	0,841
10	Góc nghỉ khô α_k	độ, phút	33°34'
11	Góc nghỉ ướt α_u	độ, phút	30°35'

STT	Các chỉ tiêu	Đơn vị	Đất đắp
	Tên lớp		Cát hạt trung
12	Sức chịu tải quy ước	Kg/cm ²	4,5
13	Mô đun tổng biến dạng	Kg/cm ²	85
14	Hệ số rỗng tự nhiên	-	
15	Độ bão hòa	%	
16	Hệ số nén lún	cm ² /kG	
17	Lực dính kết	kG/cm ²	
18	Góc ma sát trong	độ	
19	Sức chịu tải quy ước	Kg/cm ²	
20	Mô đun tổng biến dạng	Kg/cm ²	

3.3. Thông số kè sông Ba đoạn qua TP.Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên

- Chân kè: Được thiết kế bằng 2 hàng cừ ván bê tông dự ứng lực loại SW400A (L= 12 m), đóng song song và cách nhau 2,5m; Cao trình đỉnh kè +6,28m; Hộ chân kè phía ngoài sông là đồng đá lừng trụ cao 2m, đổ trên vải ĐKT.

- Thân kè: Kết cấu bằng tường BTCT dạng bản chống, bê tông M250, chiều dài mỗi đoạn tường là 10m, khe lún giữa các đoạn tường được liên kết bằng giấy dầu nhựa đường và khớp nối sika; Chiều cao tường cả thân và bản đáy là 4,65m, chiều cao tường là 3,95m, chiều dày bản đáy là 0,7m.

- Hệ thống neo: Hệ thống neo giúp gia tăng ổn định kè; Trụ neo bằng 02 cọc BTCT dài 11,6m đóng xiên góc sâu vào nền cát, neo bằng sợi cáp.

- Đỉnh kè: Có kết hợp đường giao thông, đường đi bộ, cây xanh và ngoài cùng phía sông bố trí lan can thép.

Vì công trình chỉ tính tới độ sâu -17m, đồng thời chỉ tiêu cơ lý các lớp đất nền không thay đổi nhiều, nên học viên lựa chọn tính trung bình 03 lớp đất nền để làm số liệu tính toán cho lớp đất nền.

Bảng 3.4. Chỉ tiêu cơ lý tính toán của lớp đất nền

Ký hiệu	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	K (m/day)	E_{ref} (kN/m ²)	ν	C_{ref} (kN/m ²)	φ (độ)
Lớp đất nền: Cát hạt thô	14,8	19,6	44,58	12.000	0,3	1,0	25,73

(2) Thông số tường BTCT (dày 60cm)

Căn cứ theo tiêu chuẩn về thiết kế tường BTCT và loại vật liệu sử dụng thực tế tại công trình, **Bảng 3.5** thể hiện thông số của tường BTCT.

Bảng 3.5. Thông số tường BTCT

Thông số	Tên	Giá trị	Đơn vị
Ứng xử vật liệu	Loại vật liệu	Đàn hồi	-
Độ cứng dọc trục	EA	1,74E+07	kN/m
Độ cứng chống uốn	EI	5,220E+05	kNm ² /m
Trọng lượng	w	15,00	kN/m/m
Hệ số poisson	ν	0,2	-

(3) Thông số cọc neo

Căn cứ theo tiêu chuẩn thiết kế cọc BTCT và loại vật liệu sử dụng thực tế tại công trình, **Bảng 3.6** thể hiện thông số của cọc neo

Bảng 3.6. Thông số cọc neo

Thông số	Tên	Giá trị	Đơn vị
Ứng xử vật liệu	Loại vật liệu	Đàn hồi	-
Độ cứng dọc trục	EA	1,762E+06	kN/m
Độ cứng chống uốn	EI	2,61E+07	kNm ² /m

Thông số	Tên	Giá trị	Đơn vị
Trọng lượng	w	22,50	kN/m/m
Hệ số poisson	v	0,2	-

(4) Thông số cọc ván cừ

Cọc ván BTCT dự ứng lực (SW) được sản xuất theo tiêu chuẩn, công nghệ Nhật Bản JIS 5373:2010 đang được đưa vào sử dụng rộng rãi trên thị trường Việt Nam đặc biệt là các công trình kè chống sạt lở, kè kênh mương, tường chắn đất, kè bảo vệ các công trình cảng biển. **Bảng 3.7** cho biết thông số ván cừ được sử dụng cho công trình Bờ kè trong nghiên cứu này.

Bảng 3.7. Thông số ván cừ SW-400A

Thông số	Tên	Giá trị	Đơn vị
Ứng xử vật liệu	Loại vật liệu	Đàn hồi	-
Độ cứng dọc trục	EA	4,195E+06	kN/m
Độ cứng chống uốn	EI	6,85E+04	kNm ² /m
Trọng lượng	w	4,187	kN/m/m
Hệ số poisson	v	0,2	-

Bảng 3.8. Thông số ván cừ SW-600A

Thông số	Tên	Giá trị	Đơn vị
Ứng xử vật liệu	Loại vật liệu	Đàn hồi	-
Độ cứng dọc trục	EA	6,088E+06	kN/m
Độ cứng chống uốn	EI	2,27E+05	kNm ² /m
Trọng lượng	w	5,463	kN/m/m
Hệ số poisson	v	0,2	-

(5) Thông số neo

Căn cứ theo tiêu chuẩn thiết kế neo và loại vật liệu sử dụng thực tế tại công trình, **Bảng 3.9** thể hiện thông số neo

Bảng 3.9. Thông số neo

Thông số	Tên	Giá trị	Đơn vị
Độ cứng dọc trục (cho 1 neo)	EA	2,00E+05	kN/m
Khoảng cách giữa các neo	Ls	5,0	m
Lực nén lớn nhất trong neo	$F_{\max, \text{comp}}$	1,00E+05	kN
Lực kéo lớn nhất trong neo	$F_{\max, \text{tens}}$	1,00E+05	kN

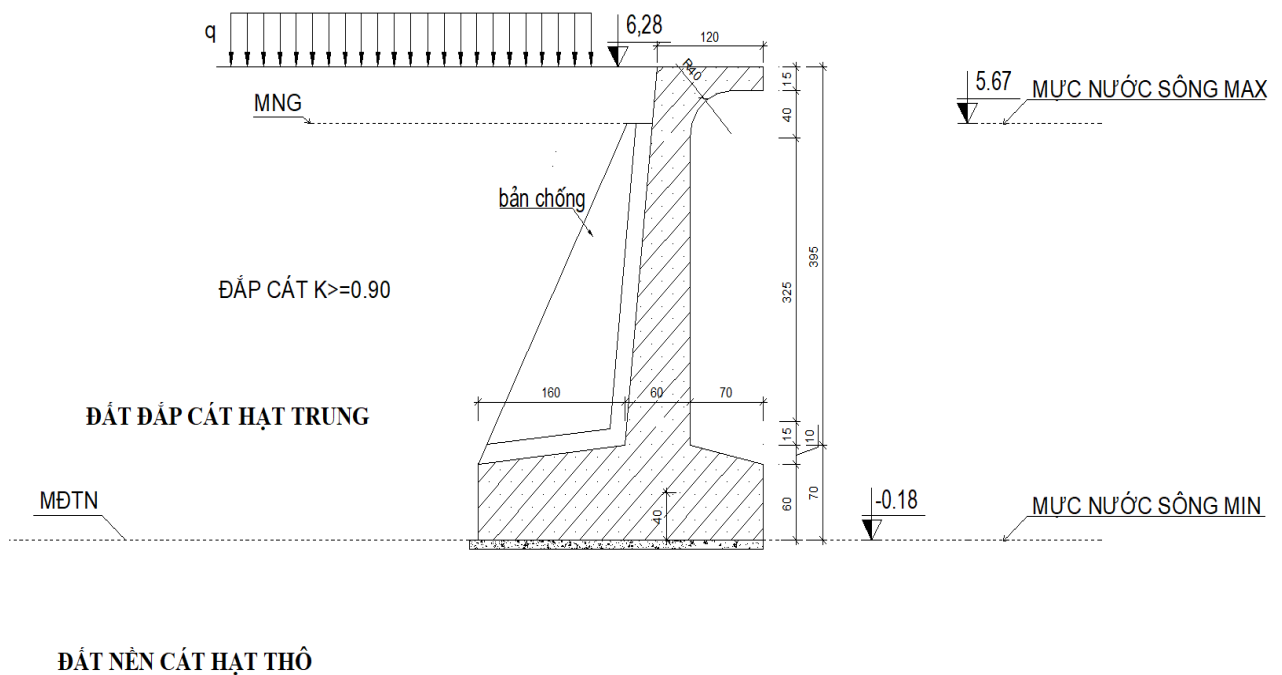
(6) Mức nước tính toán

Trên cơ sở quan trắc thực tế, mức nước dao động hàng năm tại khu vực nghiên cứu có:

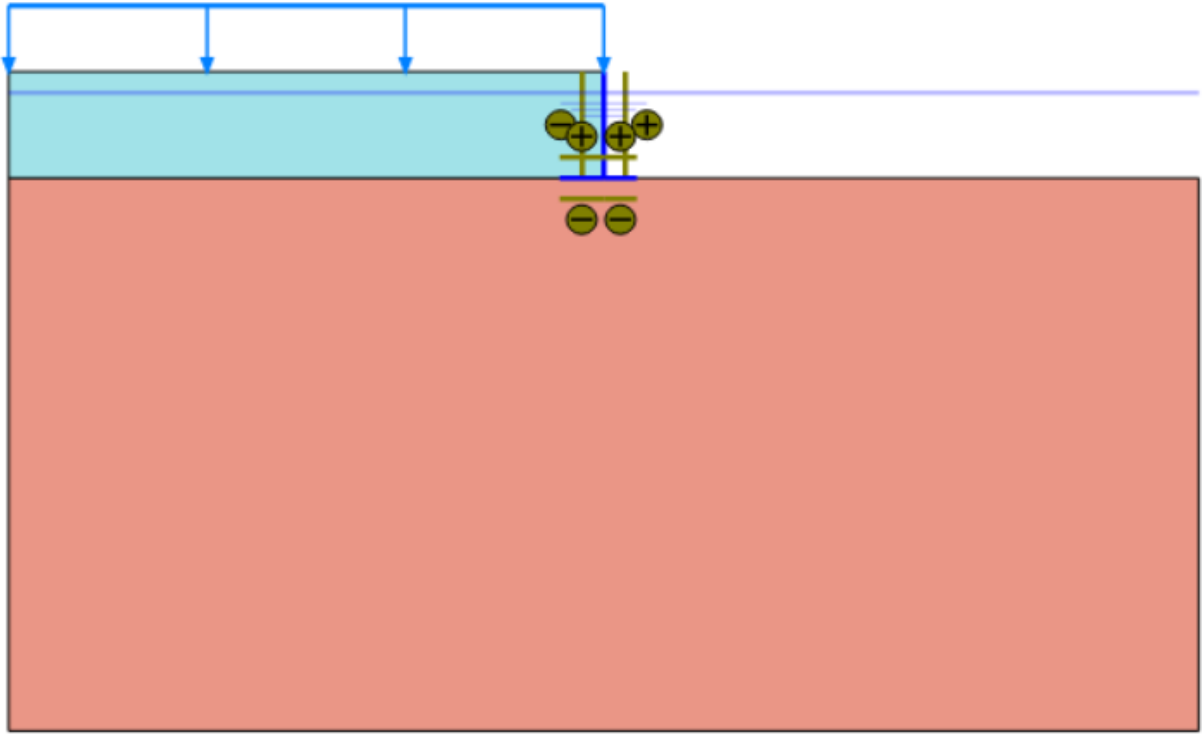
- Mức nước cao nhất: +5,67m so với mực nước biển.
- Mức nước thấp nhất: - 0,18m so với mực nước biển.

3.5. Kết quả tính toán và thảo luận**3.5.1. Trường hợp chỉ có tường chắn BTCT**

Với trường hợp phân tích chỉ có tường BTCT được thể hiện như **hình 3.4**.

**Hình 3.4. Mặt cắt ngang trường hợp chỉ có tường chắn BTCT**

Trên cơ sở các số liệu đất nền được đề cập ở mục 3.4, mô hình được thiết lập để tính toán cho trường hợp chỉ có tường chắn BTCT như **Hình 3.5**.



Hình 3.5. Mô hình tường chắn BTCT

Từ kết quả thí nghiệm các thông số của lớp đất đắp và đất nền được sử dụng như các giá trị đầu vào của mô hình Mohr-Coulomb trong phân tích, tính toán ổn định và tải trọng giới hạn được thể hiện ở **hình 3.6**

Strength				Strength			
Shear				Shear			
c'_{ref}	kN/m ²	2.000		c'_{ref}	kN/m ²	1.000	
φ' (phi)	°	28.50		φ' (phi)	°	25.73	

Đất đắp
Đất nền

Hình 3.6. Thông số đất đắp và đất nền

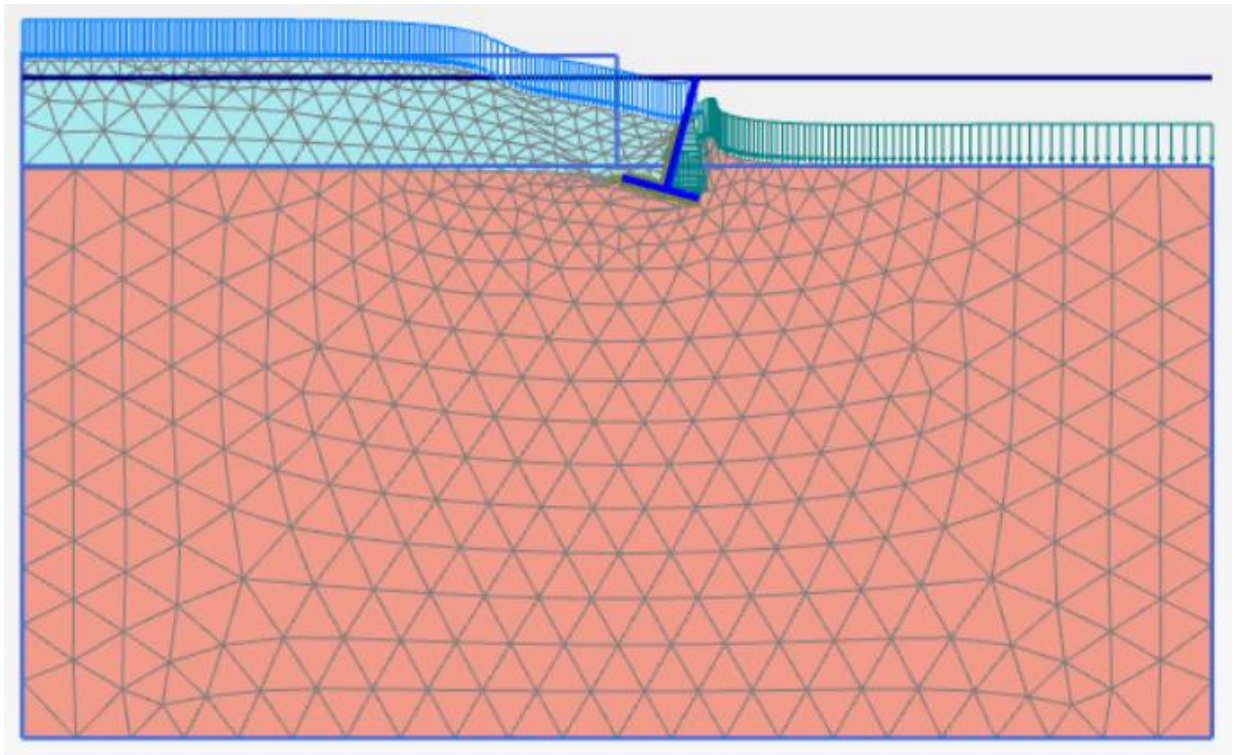
Thông số của tường chắn BTCT thể hiện ở **hình 3.7**.

Material set	
Identification	Tuong chan
Material type	Elastic
Colour	RGB 0, 0, 255
Comments	
Unit weights	
w	kN/m/m 15.00

Stiffness		
EA ₁	kN/m	17.40E6
EA ₂	kN/m	17.40E6
E ₁	kN/m ²	29.00E6
E ₂	kN/m ²	29.00E6
EI	kN m ² /m	522.0E3
v (nu)		0.2000
d	m	0.6000

Hình 3.7. Thông số tường chắn BTCT

Hình 3.8 thể hiện chuyển vị của tường chắn BTCT dưới tác dụng của tải trọng ngoài (Tải trọng được sử dụng trên đỉnh tường chắn) sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn. Trong nghiên cứu này, được mô phỏng ảnh hưởng của tải trọng ngoài đến sự an toàn của tường chắn tại mực nước sông cao nhất và mực nước sông thấp nhất cho các trường hợp tải trọng khác nhau. Từ đó, xác định được tải trọng giới hạn phục vụ cho nhu cầu thiết kế cũng như đưa vào sử dụng thực tế.



Hình 3.8. Chuyển vị của tường chắn BTCT

Bảng 3.10 thể hiện mối quan hệ giữa hệ số an toàn và tải trọng cho trường hợp mực nước sông cao nhất và mực nước sông thấp nhất. Kết quả tính toán cho thấy tải trọng giới hạn tác dụng phân bố đều lên nền đường nơi mà hệ số an toàn được xác định nhỏ hơn 1 đối với từng trường hợp khi chỉ có tường chắn BTCT là khác nhau. Hầu hết các tải trọng giới hạn này có giá trị tương đối nhỏ (từ 2,0-16,0 kN/m²), không đảm bảo khả năng chịu lực khi tải trọng các phương tiện giao thông đi lại bên trên công trình. Việc chọn giải pháp chỉ có tường BTCT là chưa phù hợp khi thiết kế kết hợp với đường giao thông, vì vậy cần phải chọn giải pháp gia cố thêm cho công trình là sự cần thiết, đối với công trình trong nghiên cứu này sử dụng phương án tường chắn BTCT kết hợp với các dạng thiết kế cừ khác nhau.

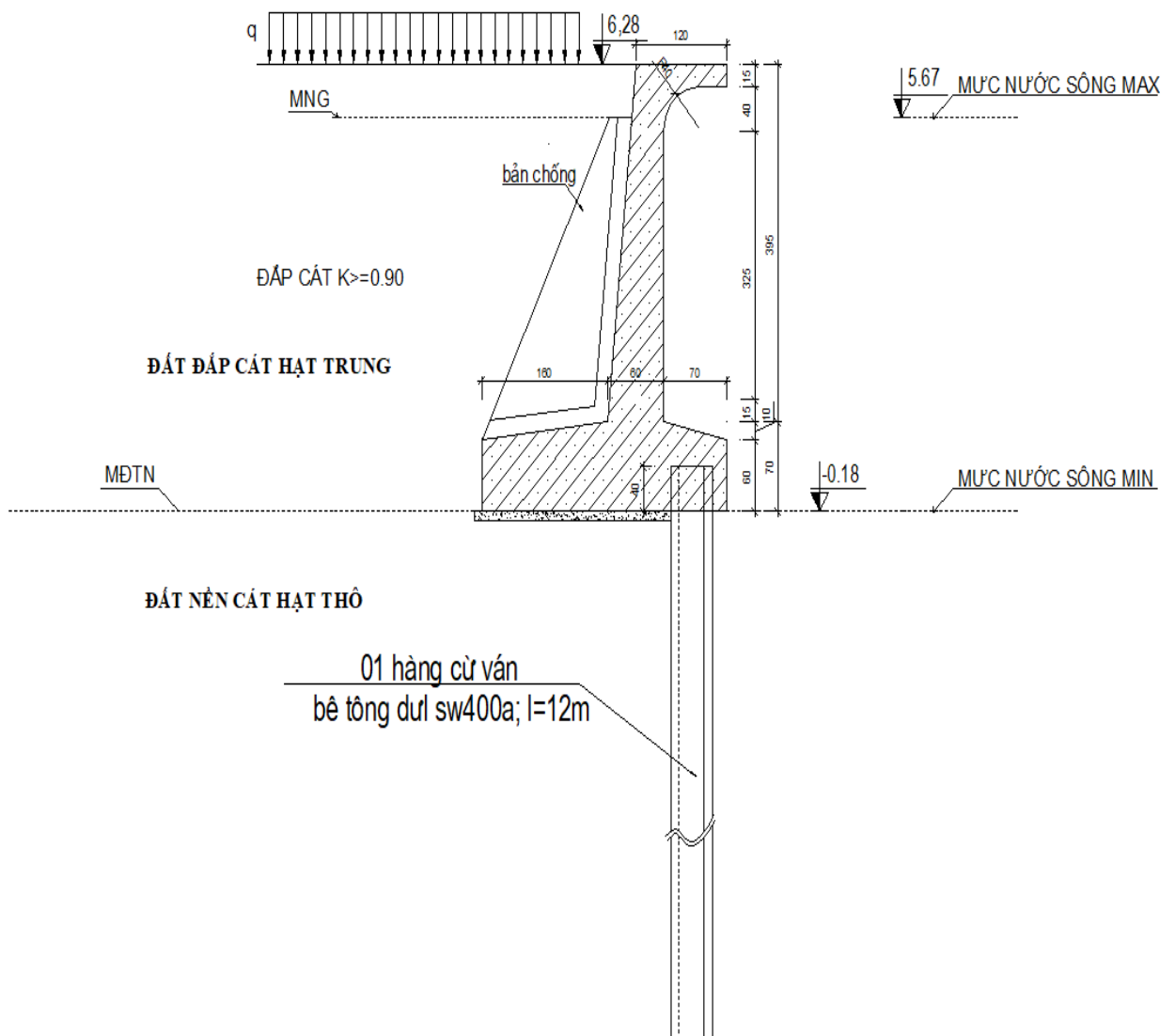
Kết quả tính toán cho trường hợp này xác định tất cả hệ số an toàn đều rất nhỏ (xấp xỉ và nhỏ hơn 1,0), cho thấy với việc chỉ sử dụng tường BTCT là không an toàn.

Bảng 3.10. Kết quả tính toán thể hiện sự tương quan giữa hệ số an toàn và tải trọng tính toán trường hợp chỉ có tường BTCT

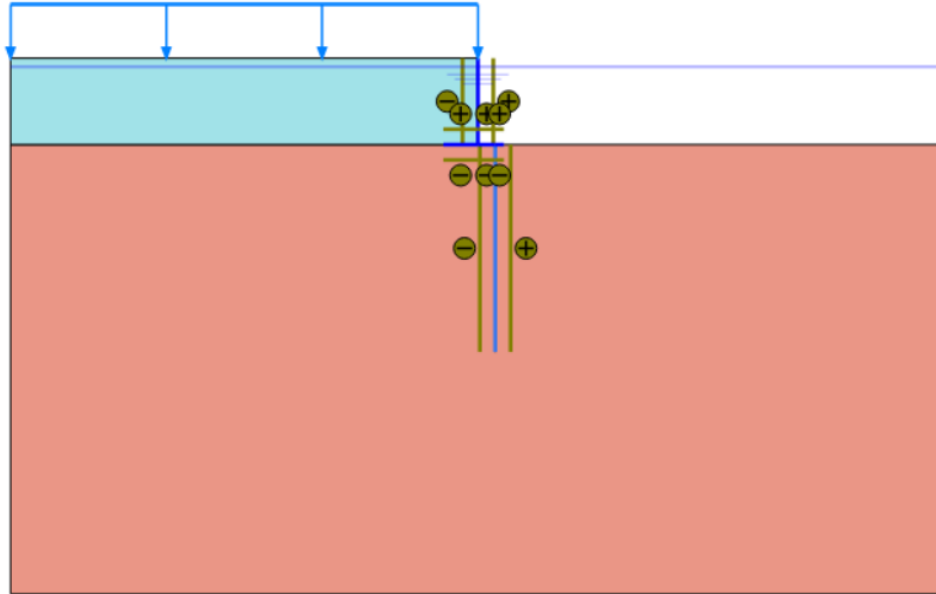
STT	Tải trọng (kN/m)	Hệ số an toàn F_s trường hợp mực nước sông thấp nhất	Hệ số an toàn F_s trường hợp mực nước sông cao nhất
01	2	1,021	1,135
02	4	1,010	1,107
03	6	0,997	1,082
04	8	0,992	1,062
05	10	0,974	1,048
06	12	0,968	1,031
07	14	0,954	1,013
08	16	0,937	0,995

3.5.2. Trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW400A (L=12m)

Hình 3.9 thể hiện mặt cắt dọc trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với 01 hàng cừ SW400A (L=12m). Mô hình tính toán trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với 01 hàng cừ được thể hiện như **hình 3.10**, các thông số về đất đắp, đất nền, tường chắn bê tông cốt thép, cừ SW400A (L=12m) và trình tự nhập vào mô hình tương tự như trường hợp mô hình chỉ có tường chắn BTCT.

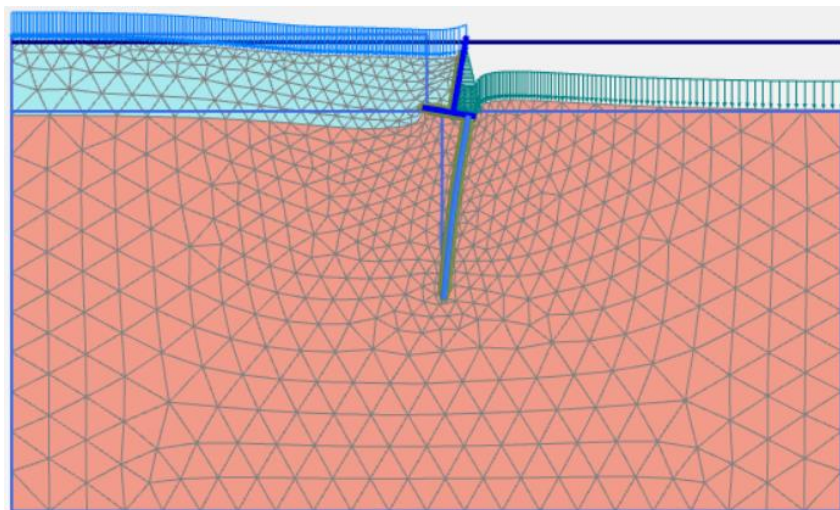


Hình 3.9. Mặt cắt ngang tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW400A (L=12m)



Hình 3.10. Mô hình tính toán trường hợp tường BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW400A
($L=12\text{m}$)

Hình 3.11 xác định chuyển vị của tường chắn BTCT kết hợp với một hàng cừ SW400A ($L=12\text{m}$). Kết quả tính toán cho thấy khi công trình được gia cố thêm một hàng cừ thì biến dạng của tường chắn giảm đi đáng kể.



Hình 3.11. Chuyển vị của trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW400A
($L=12\text{m}$)

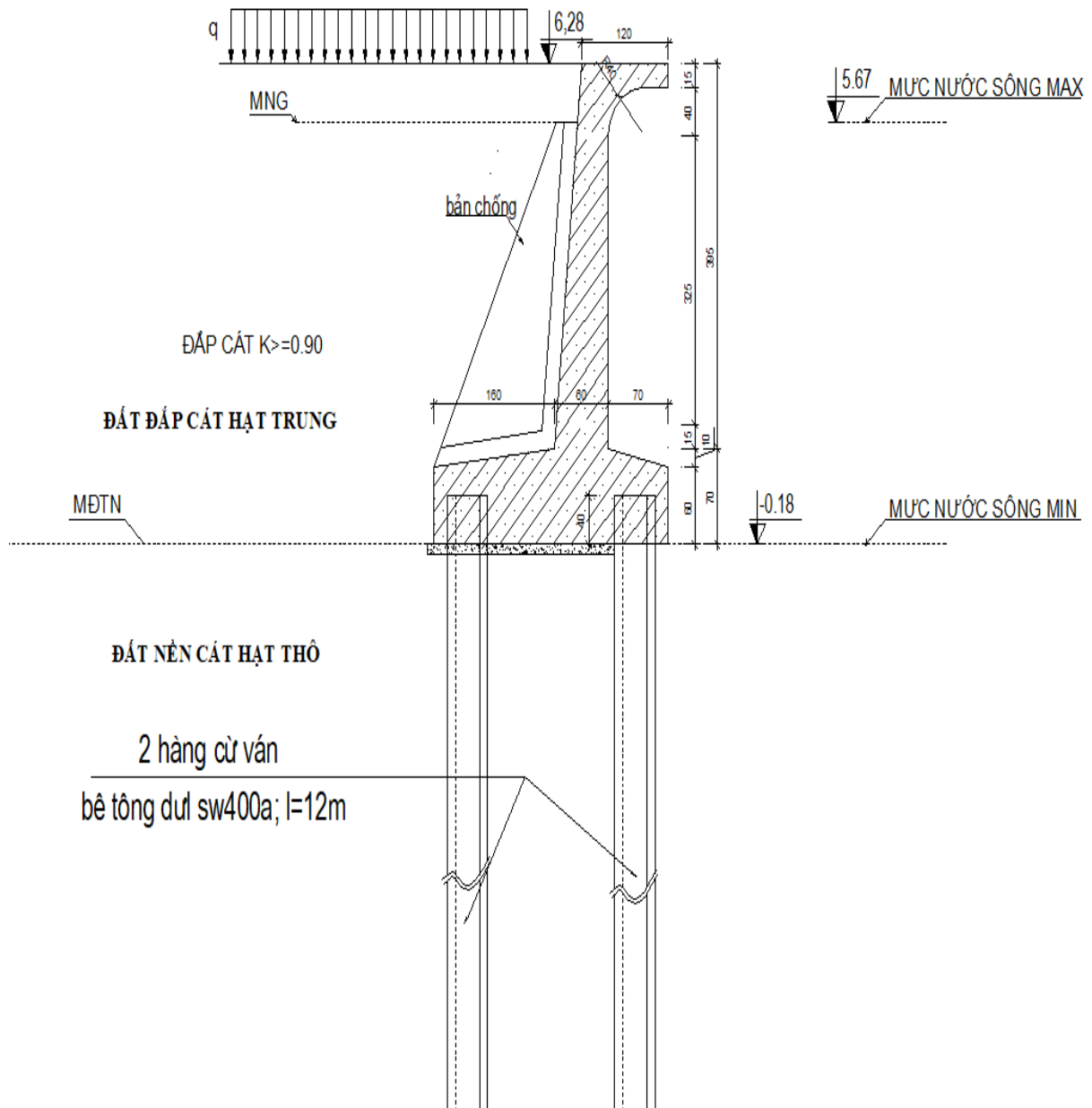
Bảng 3.11 thể hiện kết quả tính toán giữa hệ số an toàn (F_s) và tải trọng (q) cho trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với một hàng cừ SW400A ($L=12m$) ứng với mực nước sông cao nhất và thấp nhất. Kết quả tính toán hệ số an toàn cho thấy tải trọng giới hạn tác dụng phân bố đều lên nền đường của công trình có các giá trị khác nhau đối với từng trường hợp tải trọng. Để lựa chọn tải trọng giới hạn tối ưu, thông thường phải lựa chọn giá trị tải trọng giới hạn nhỏ nhất trong các giá trị tải trọng tới hạn có được. Từ kết quả có được, tải trọng tới hạn có thể được xác định bằng 175 kN/m^2 ($17,5 \text{ T/m}^2$). Tuy nhiên, khi lựa chọn để thiết kế, hệ số an toàn phải lớn hơn 1,0 rất nhiều. Giả sử hệ số an toàn được lựa chọn bằng 1,4 tải trọng cho phép xấp xỉ bằng 60 kN/m^2 ($6,0 \text{ kN/m}^2$), đối với trường hợp này yêu cầu các xe có tải trọng $< 6,0$ tấn mới được di chuyển trên làn đường thiết kế để đảm bảo khả năng chịu lực của công trình. Trong trường hợp công trình được đưa vào sử dụng với các tải trọng lớn hơn cần phải thực hiện việc tăng cường thêm hàng cừ, chiều sâu cừ (cường độ cừ) hoặc neo.

Bảng 3.11. Kết quả tính toán thể hiện sự tương quan giữa hệ số an toàn và tải trọng tính toán trường hợp tường BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW400A ($L = 12m$)

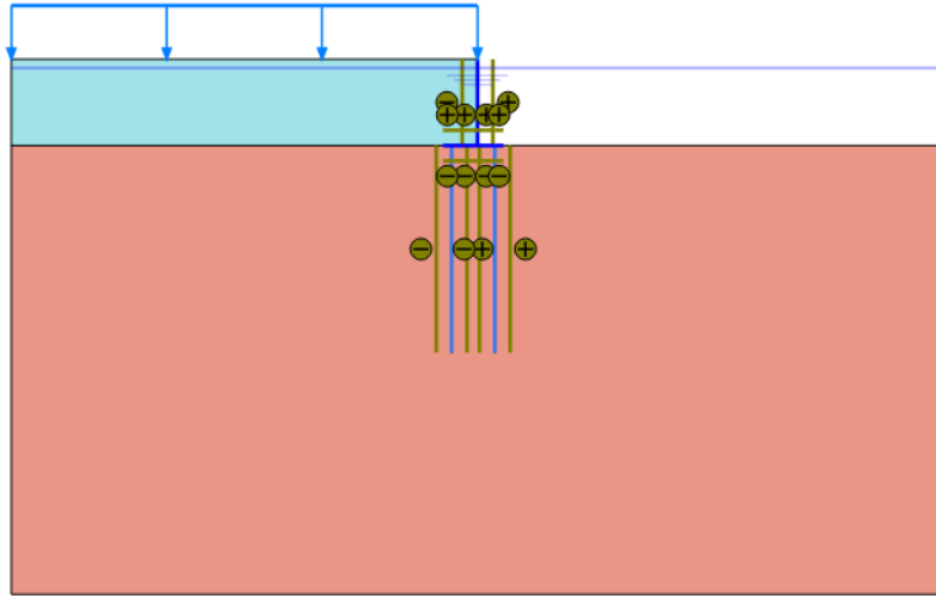
STT	Tải trọng (kN/m)	Hệ số an toàn F_s trường hợp mực nước sông thấp nhất	Hệ số an toàn F_s trường hợp mực nước sông cao nhất
01	50	1,463	1,591
02	100	1,162	1,183
03	150	1,039	1,069
04	200	0,964	0,991
05	250	0,909	0,922
06	300	0,861	0,871
07	350	0,814	0,827
08	400	0,782	0,789

3.5.3. Trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m)

Hình 3.12 thể hiện mặt cắt dọc trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với 02 hàng cừ SW400A (L=12m). Mô hình tính toán trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với 02 hàng cừ được thể hiện như **hình 3.13**.

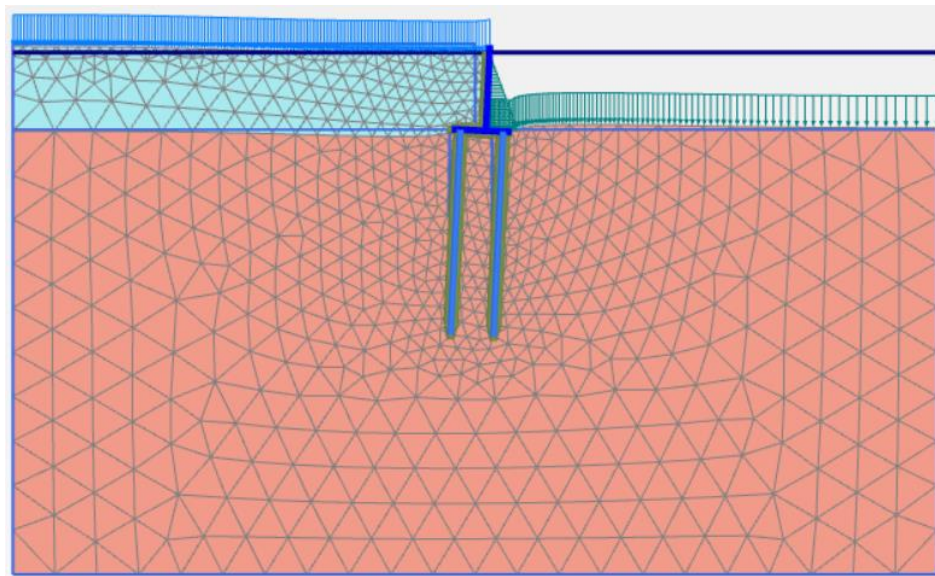


Hình 3.12. Mặt cắt ngang tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m)



Hình 3.13. Mô hình tính toán trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A
($L=12\text{m}$)

Hình 3.14 xác định chuyển vị của tường chắn BTCT kết hợp với 02 hàng cừ SW400A ($L=12\text{m}$). Kết quả tính toán cho thấy khi công trình được gia cố thêm 02 hàng cừ SW400A ($L=12\text{m}$) thì biến dạng của tường chắn giảm rất nhiều so với 02 trường hợp đã phân tích ở trên.



Hình 3.14. Chuyển vị của trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A
($L=12\text{m}$)

Bảng 3.12 thể hiện tương quan giữa hệ số an toàn (FS) và tải trọng (q) cho trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m) ứng với mực nước sông cao nhất và thấp nhất.

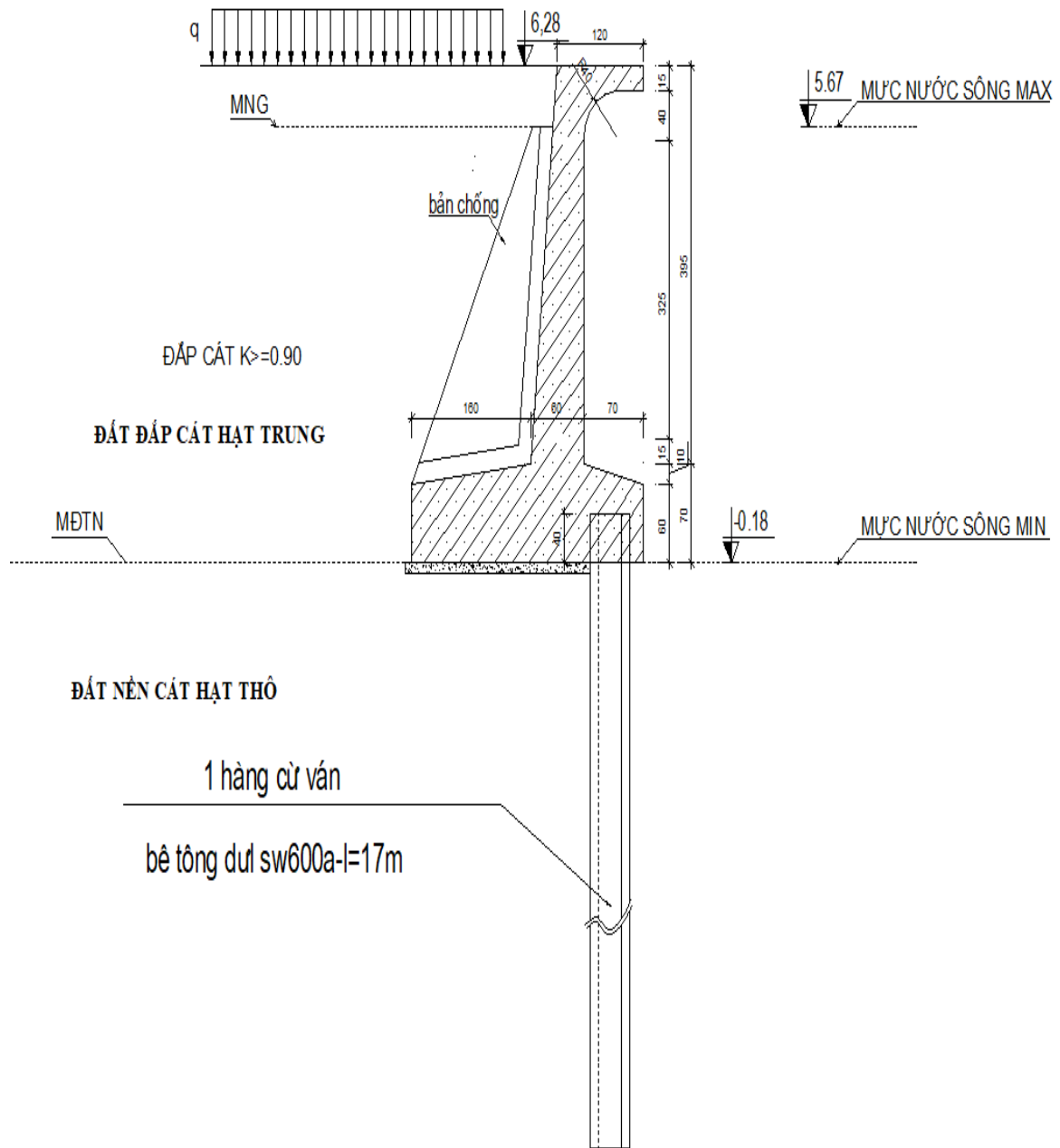
Bảng 3.12. Kết quả tính toán trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m)

STT	Tải trọng (kN/m)	Hệ số an toàn F_s trường hợp mực nước sông thấp nhất	Hệ số an toàn F_s trường hợp mực nước sông cao nhất
01	50	1,572	1,674
02	100	1,309	1,327
03	150	1,165	1,152
04	200	1,071	1,039
05	250	1,003	0,955
06	300	0,952	0,896
07	350	0,914	0,845
08	400	0,882	0,8002

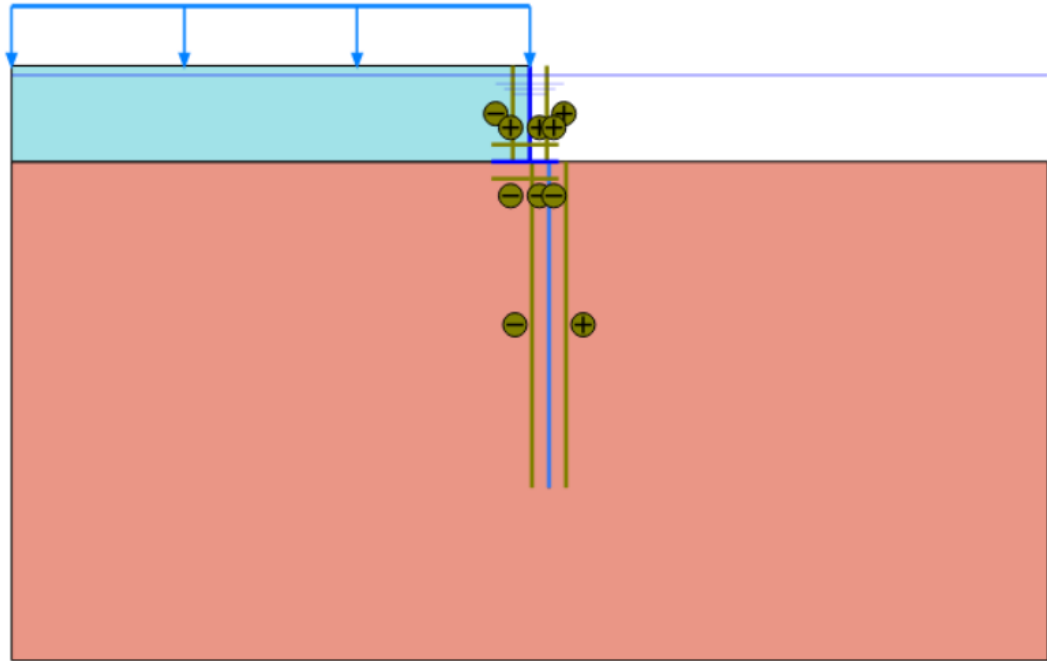
3.5.4. Trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A (L=17m)

Hình 3.15 thể hiện mặt cắt ngang trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với 01 hàng cừ SW600A (L = 17m). Mô hình tính toán trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với 01 hàng cừ SW600A (L = 17m) được thể hiện như **hình 3.16**, các thông số, trình tự nhập vào mô hình tương tự như trường hợp mô hình tường chắn BTCT kết hợp 01

hàng cừ SW400A (L=12m), thay đổi thông số của cừ SW400A (L=12m) bằng thông số của cừ SW600A (L=17m).

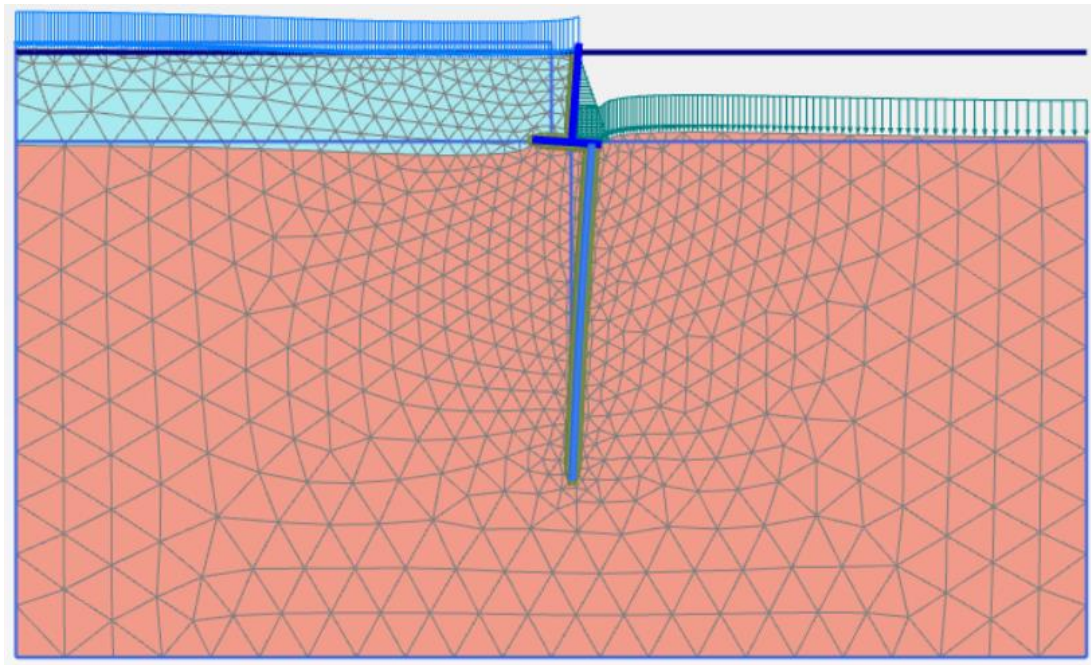


Hình 3.15. Mặt cắt ngang trường hợp tường BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A (L=17m)



Hình 3.16. Mô hình tính toán trường hợp tường BTCT kết hợp với 01 hàng cừ SW600A (L=17m)

Hình 3.17 xác định chuyển vị của tường chắn BTCT kết hợp với 01 hàng cừ SW600A (L=17m).



Hình 3.17. Chuyển vị của trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A (L=17m)

Bảng 3.13 thể hiện kết quả tính toán giữa hệ số an toàn (F_s) và tải trọng (q) cho trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A ($L=17m$) ứng với mực nước sông cao nhất và thấp nhất.

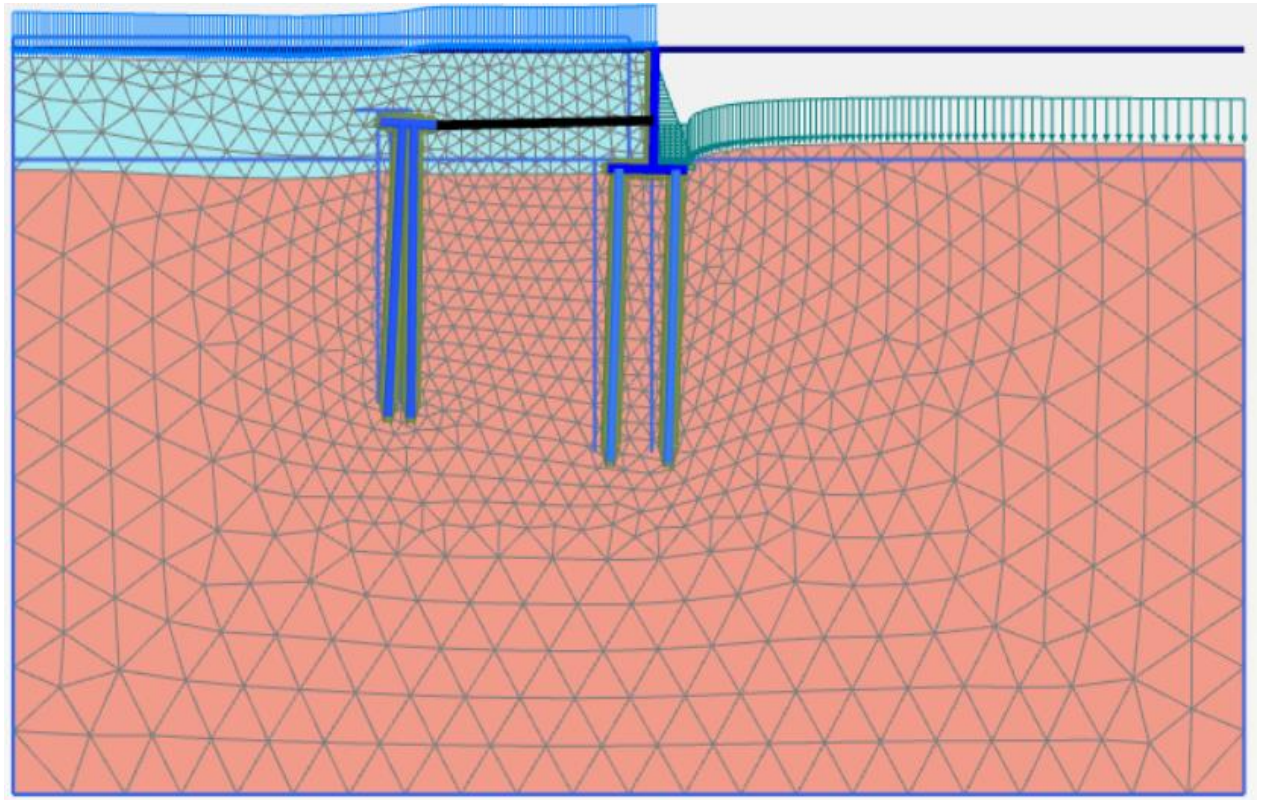
Bảng 3.13. Kết quả tính toán trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A ($L=17m$)

STT	Tải trọng (kN/m)	Hệ số an toàn F_s trường hợp MN sông thấp nhất	Hệ số an toàn F_s trường hợp MN sông cao nhất
01	50	1,662	1,870
02	100	1,395	1,472
03	150	1,248	1,295
04	200	1,152	1,177
05	250	1,081	1,093
06	300	1,009	1,032
07	350	0,965	0,974
08	400	0,914	0,929

3.5.5. Trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A ($L=12m$) có hệ thống neo

Hình 3.18 thể hiện mặt cắt ngang trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với 02 hàng cừ SW400A ($L=12m$) có hệ thống neo. Mô hình trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với 02 hàng cừ SW400A ($L=12m$) có hệ thống neo được thể hiện như **hình 3.19**.

Hình 3.20 thể hiện chuyển vị của trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A ($L=12m$) có hệ thống neo.



Hình 3.20. Chuyển vị của trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A ($L=12m$) có hệ thống neo

Bảng 3.14 thể hiện kết quả tính toán giữa hệ số an toàn (F_s) và tải trọng (q) cho trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A ($L=12m$), có hệ thống neo ứng với mực nước sông nhỏ nhất và cao nhất.

Bảng 3.14. Kết quả tính toán trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A ($L=12m$), có hệ thống neo

STT	Tải trọng (kN/m)	Hệ số an toàn F_s trường hợp mực nước sông thấp nhất	Hệ số an toàn F_s trường hợp mực nước sông cao nhất
1.	50	1,975	2,133
2.	100	1,637	1,727
3.	150	1,509	1,551

STT	Tải trọng (kN/m)	Hệ số an toàn F_s trường hợp mực nước sông thấp nhất	Hệ số an toàn F_s trường hợp mực nước sông cao nhất
4.	200	1,376	1,414
5.	250	1,129	1,300
6.	300	1,145	1,116
7.	350	1,123	1,161
8.	400	1,125	1,132
9.	450	1,105	1,119
10.	500	1,072	1,081
11.	550	1,037	1,05
12.	600	1,01	1,019
13.	650	0,9876	0,996
14.	700	0,9606	0,97
15.	750	0,943	0,9458
16.	800	0,9234	0,9285

3.5.6. Tổng hợp sự tương quan giữa hệ số an toàn và tải trọng cho các trường hợp nêu trên

Bảng 3.15 và **bảng 3.16** tổng hợp, so sánh kết quả tính toán các trường hợp khi mực nước sông thấp nhất và cao nhất.

Bảng 3.15. Kết quả tính toán các trường hợp khi mực nước sông thấp nhất

Tải trọng	Hệ số an toàn F_s			
	Tường BTCT kết hợp 1 hàng cừ SW400A, L= 12m	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m	Tường BTCT kết hợp 1 hàng cừ SW600, L= 17m	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m có hệ thống neo
50	1,463	1,540	1,662	1,975

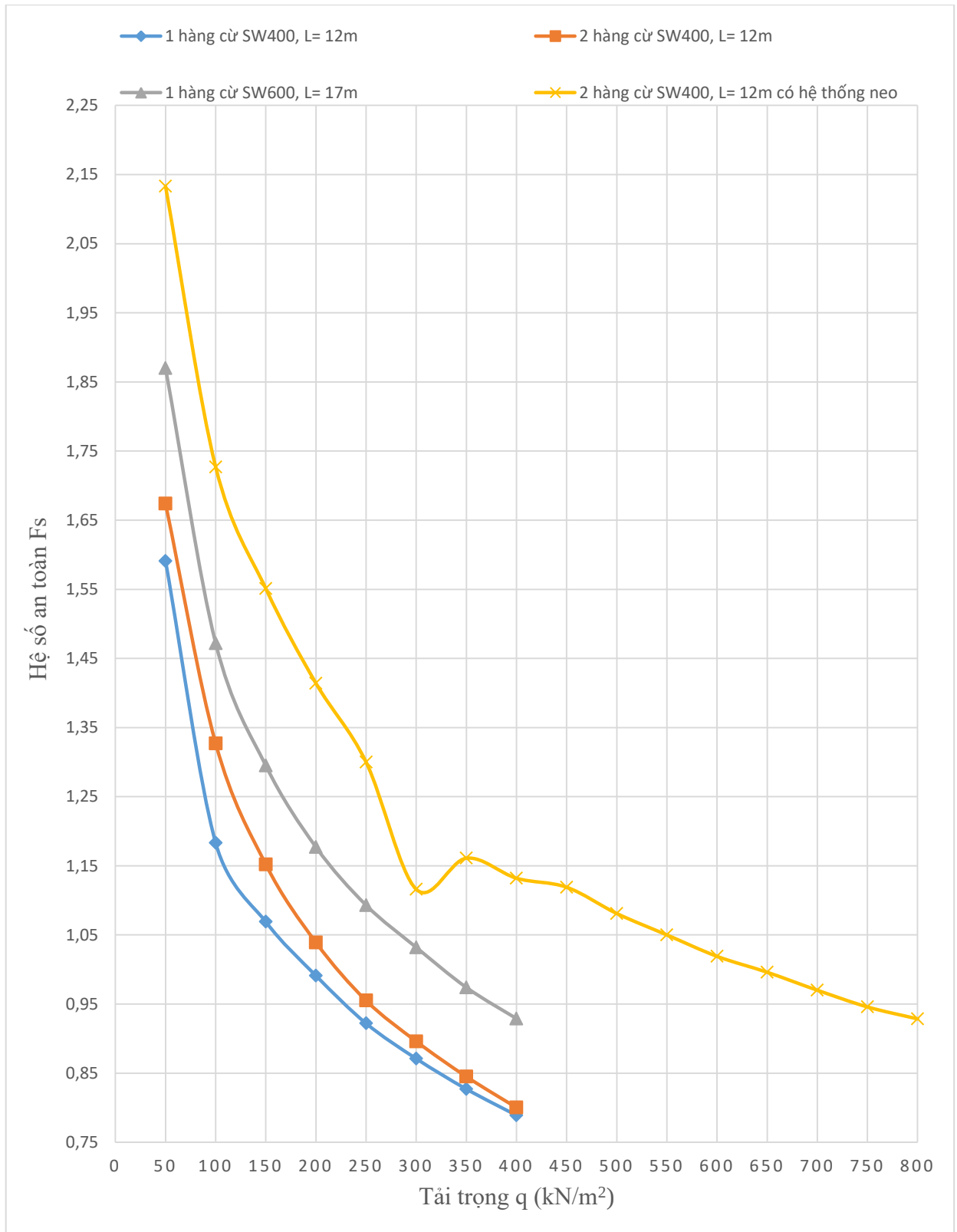
Tải trọng	Hệ số an toàn F_s			
	Tường BTCT kết hợp 1 hàng cừ SW400A, L= 12m	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m	Tường BTCT kết hợp 1 hàng cừ SW600, L= 17m	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m có hệ thống neo
100	1,162	1,259	1,395	1,637
150	1,039	1,116	1,248	1,509
200	0,964	1,011	1,152	1,376
250	0,909	0,939	1,081	1,129
300	0,861	0,882	1,009	1,145
350	0,814	0,834	0,965	1,123
400	0,782	0,797	0,914	1,125
450				1,105
500				1,072
550				1,037
600				1,01
650				0,9876
700				0,9606
750				0,943
800				0,9234

Bảng 3.16. Kết quả tính toán các trường hợp khi mực nước sông cao nhất

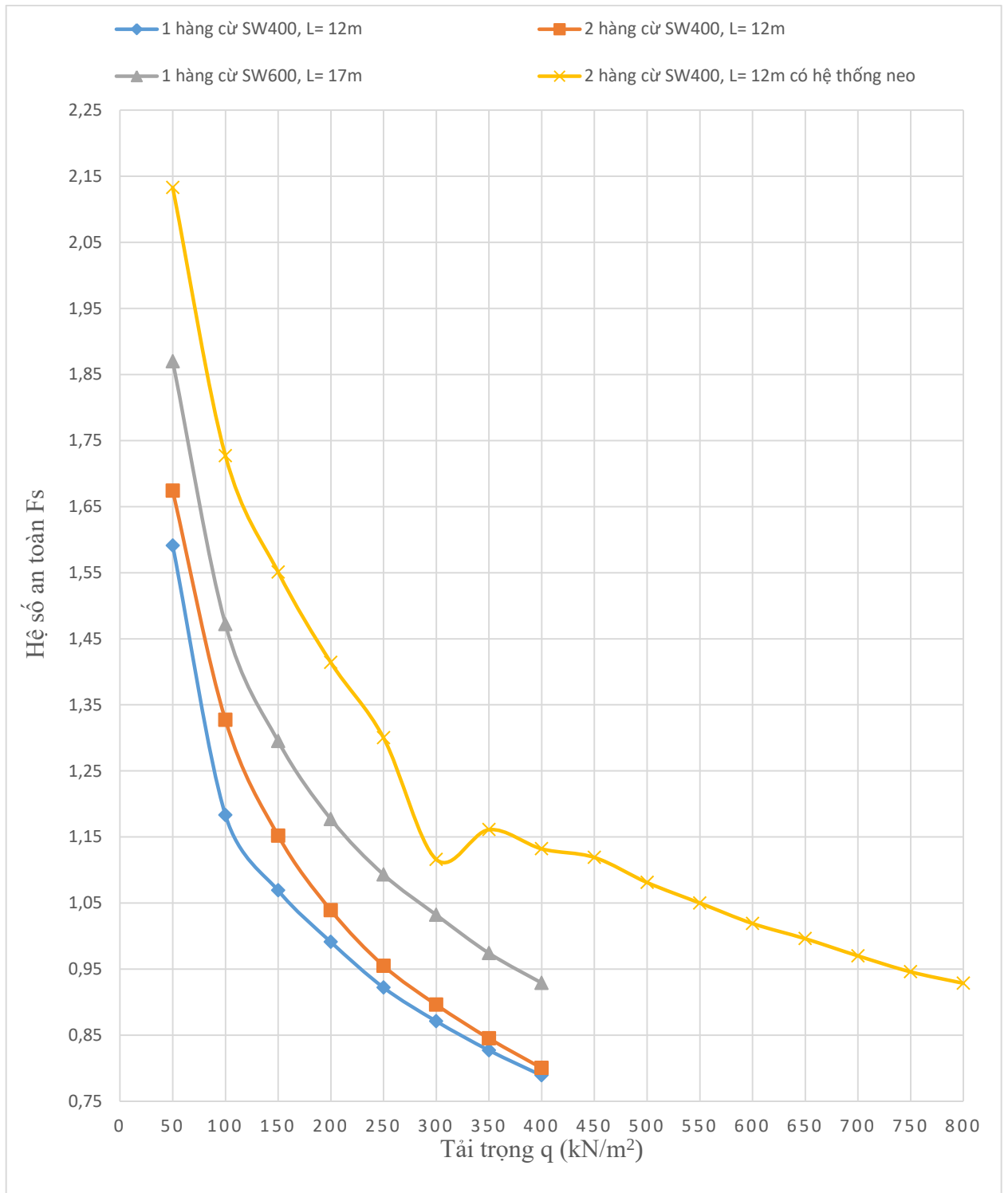
Tải trọng (kN/m ²)	Hệ số an toàn F_s			
	Tường BTCT kết hợp 1 hàng cừ SW400A, L= 12m	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m	Tường BTCT kết hợp 1 hàng cừ SW600A, L= 17m	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m có hệ thống neo
50	1,591	1,674	1,870	2,133

Tải trọng (kN/m ²)	Hệ số an toàn F_s			
	Tường BTCT kết hợp 1 hàng cừ SW400A, L= 12m	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m	Tường BTCT kết hợp 1 hàng cừ SW600A, L= 17m	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m có hệ thống neo
100	1,183	1,327	1,472	1,727
150	1,069	1,152	1,295	1,551
200	0,991	1,039	1,177	1,414
250	0,922	0,955	1,093	1,300
300	0,871	0,896	1,032	1,116
350	0,827	0,845	0,974	1,161
400	0,789	0,8002	0,929	1,132
450				1,119
500				1,081
550				1,05
600				1,019
650				0,996
700				0,97
750				0,9458
800				0,9285

Hình 3.22 thể hiện sự tương quan giữa hệ số an toàn và tải trọng cho các trường hợp: Tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW400A (L=12m), tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m), tường chắn BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A (L=17m) và tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m) có hệ thống neo khi mực nước sông cao nhất và thấp nhất.



a) Trường hợp mực nước sông cao nhất



b) Trường hợp mực nước sông thấp nhất

Hình 3.21. Thể hiện sự tương quan giữa hệ số an toàn và tải trọng

Phân tích kết quả theo từng trường hợp: Trong phần này, các phương án kết hợp giữa tường bê tông cốt thép và hệ thống cừ thép được phân tích dựa trên sự thay đổi của hệ số an toàn theo tải trọng phân bố (q , kN/m²). Kết quả thể hiện rõ xu hướng suy giảm hệ số an toàn khi tải trọng tăng, và sự khác biệt giữa các trường hợp cừ thể hiện mức độ hiệu quả của từng giải pháp.

- Trường hợp tường BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW400A (L=12m):

Kết quả từ bảng tính toán cho thấy hệ số an toàn của phương án sử dụng 01 hàng cừ SW400A với chiều dài 12m có giá trị ban đầu tương đối lớn ở mức tải trọng nhỏ, tuy nhiên suy giảm nhanh chóng khi tải trọng tăng. Cụ thể, khi tải trọng nền $q = 50 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn đạt: 1,463 trong điều kiện mực nước sông thấp nhất; 1,591 trong điều kiện mực nước sông cao nhất.

Tuy nhiên, khi tải trọng tăng lên $q = 200 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn giảm xuống chỉ còn: 0,964 với mực nước sông thấp nhất; 0,991 với mực nước sông cao nhất.

Mức suy giảm này lần lượt là 34,1% (mực nước thấp nhất) và 37,7% (mực nước sông cao nhất), chỉ trong phạm vi tải trọng từ 50 đến 200 kN/m². Đáng chú ý, tại mức tải trọng $q \geq 200 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn đã giảm xuống dưới 1,0 trong cả hai điều kiện thủy lực (mực nước sông thấp nhất và cao nhất), đồng nghĩa với việc không còn đảm bảo yêu cầu về ổn định công trình theo các tiêu chuẩn kỹ thuật hiện hành. Điều này cho thấy, kết cấu tường BTCT kết hợp với chỉ một hàng cừ SW400A (L=12m) chỉ phù hợp cho các công trình có tải trọng nền nhỏ và điều kiện địa chất ổn định.

- Trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m): So với trường hợp sử dụng một hàng cừ SW400A (L=12m), việc tăng số lượng hàng cừ từ một lên hai hàng đã mang lại cải thiện rõ rệt về mặt ổn định công trình. Hệ số an toàn (F_s) được nâng lên đáng kể tại cùng một mức tải trọng, đồng thời tốc độ suy giảm của F_s theo tải trọng cũng diễn ra chậm hơn, phản ánh hiệu quả trong việc phân bổ tải trọng giữa các hàng cừ và giảm áp lực lên từng phần tử riêng lẻ. Cụ thể:

+ Tại tải trọng $q = 50 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn đạt: 1,540 (mực nước sông thấp nhất); 1,674 (mực nước sông cao nhất), so với phương án một hàng cừ SW400A (L=12m), hệ số an toàn là (1,463 và 1,591 tương ứng với mực nước sông thấp nhất và

cao nhất), hệ số an toàn đã tăng lên lần lượt +5,3% (mức nước sông thấp nhất) và +5,2% (mức nước sông cao nhất).

+ Tại $q = 200 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn đạt 1,011 (mức nước sông thấp nhất); 1,039 (mức nước sông cao nhất), so với phương án một hàng cừ SW400A ($L=12\text{m}$), hệ số an toàn là (0,964 và 0,991 tương ứng với mức nước sông thấp nhất và cao nhất), hệ số an toàn tăng lên từ 4,9–5,1%.

+ Tuy nhiên, tại tải trọng $q = 400 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn giảm còn: 0,797 (mức nước sông thấp nhất); 0,8 (mức nước sông cao nhất). Mặc dù giá trị này vẫn lớn hơn so với phương án sử dụng 1 hàng cừ SW400A với hệ số an toàn là (0,782 và 0,789 tương ứng với mức nước sông thấp nhất và cao nhất), nhưng đều dưới mức an toàn yêu cầu ($F_s < 1,0$), cho thấy kết cấu vẫn chưa đảm bảo an toàn trong điều kiện tải trọng lớn nếu không có gia cố bổ sung.

+ Tỷ lệ giảm hệ số an toàn từ $q = 50$ đến $q = 400$ được tính như sau: Mức nước sông thấp: từ 1,540 $\rightarrow$ 0,797, giảm 48,25%; mức nước sông cao: từ 1,674 $\rightarrow$ 0,8, giảm 52,2%.

- Trường hợp tường BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A ($L=17\text{m}$): So với các phương án sử dụng 02 hàng cừ SW400A, việc thay thế bằng loại cừ SW600 có tiết diện và chiều dài lớn hơn đã mang lại hiệu quả vượt trội về mặt ổn định công trình. Hệ số an toàn (F_s) đạt giá trị lớn tại mức tải trọng nhỏ và duy trì ổn định khi tải trọng tăng, phản ánh khả năng chịu lực và phân phối tải trọng hiệu quả của trường hợp này. Cụ thể:

+ Tại tải trọng $q = 50 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn đạt: 1,662 (mức nước sông thấp nhất); 1,870 (mức nước sông cao nhất), so với phương án sử dụng 2 hàng cừ SW400A, hệ số an toàn là (1,54 và 1,674 tương ứng với mức nước sông thấp nhất và cao nhất), hệ số an toàn đã tăng lên lần lượt +7,9% (mức nước sông thấp nhất) và +11,7% (mức nước sông cao nhất).

+ Tại $q = 200 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn đạt: 1,152 (mức nước sông thấp nhất); 1,177 (mức nước sông cao nhất), so với phương án 2 hàng cừ SW400A (1,011 và 1,039 tương ứng với mức nước sông thấp nhất và cao nhất), hệ số an toàn tăng ~13,9% (mức nước sông thấp nhất) và ~13,3% (mức nước sông cao nhất).

+ Tại tải trọng $q = 400 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn giảm còn: 0,914 (mức nước sông thấp nhất); 0,929 (mức nước sông cao nhất), so với phương án 2 hàng cừ SW400A (0,797 và 0,8002 tương ứng), hệ số an toàn lớn hơn lần lượt +14,7% (mức nước sông thấp nhất) và +16,1% (mức nước sông cao nhất).

+ Tỷ lệ giảm hệ số an toàn từ $q = 50$ đến $q = 400$ được tính như sau: mức nước sông thấp: từ 1,662 $\rightarrow$ 0,914, giảm 45,01%; mức nước sông cao: từ 1,87 $\rightarrow$ 0,929, giảm 50,32%. Điều này cho thấy mặc dù tốc độ suy giảm hệ số an toàn tương đương các trường hợp khác, nhưng giá trị F_s tuyệt đối luôn lớn hơn đáng kể, giúp trường hợp này duy trì sự ổn định tốt hơn trong điều kiện tải trọng lớn hoặc nền đất yếu. Đây là phương án hiệu quả với các công trình có yêu cầu chịu lực lớn mà không cần bố trí nhiều hàng cừ hoặc neo gia cố.

- Trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A ($L=12\text{m}$) có hệ thống neo: Đây là phương án có hệ số an toàn lớn và ổn định nhất trong toàn bộ các trường hợp được khảo sát. Sự kết hợp giữa hai hàng cừ và hệ thống neo đã giúp tăng cường đáng kể khả năng chịu tải trọng. Cụ thể:

+ Tại tải trọng $q = 50 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn đạt: 1,975 (mức nước sông thấp nhất); 2,133 (mức nước sông cao nhất), so với phương án 2 hàng cừ SW400A, có hệ số an toàn là 1,54 (mức nước sông thấp nhất) và 1,674 (mức nước sông cao nhất), hệ số an toàn đã tăng lên lần lượt +35% (mức nước sông thấp nhất) và +34% (mức nước sông cao nhất).

+ Tại $q = 200 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn vẫn ở mức lớn: 1,376 (mức nước sông thấp nhất); 1,414 (mức nước sông cao nhất), so với trường hợp 2 hàng cừ SW400A (1,011 và 1,039 tương ứng với mức nước sông thấp nhất và cao nhất), mức tăng lên lần lượt là +36,1% (mức nước sông thấp nhất) và +36,0% (mức nước sông cao nhất).

+ Tại tải trọng $q = 400 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn vẫn duy trì trên mức an toàn: 1,125 (mức nước sông thấp nhất); 1,132 (mức nước sông cao nhất), so với trường hợp 2 hàng cừ SW400A, hệ số an toàn 0,797 và 0,8002), mức tăng lên lần lượt là +41% (mức nước sông thấp nhất) và +41% (mức nước sông cao nhất)

+ Tỷ lệ giảm hệ số an toàn từ $q = 50$ đến $q = 400$ được tính như sau: mức nước sông thấp: từ 1,975 $\rightarrow$ 1,125, giảm 43,04%; mức nước sông cao: từ 2,133 $\rightarrow$ 1,132,

giảm 46,86%. Mặc dù có suy giảm theo tải trọng như các trường hợp khác, nhưng mức độ giảm ít hơn đáng kể, và quan trọng nhất là hệ số F_s luôn duy trì trên ngưỡng an toàn 1,0 trong suốt dải tải trọng khảo sát. Điều này cho thấy hệ thống neo đóng vai trò như một lực giữ ổn định bổ sung, giúp giảm chuyển vị, giảm nội lực lên cừ và tăng đáng kể độ ổn định tổng thể. Đây là giải pháp tối ưu về mặt kỹ thuật cho các công trình đặt trong khu vực có tải trọng nền lớn hoặc chịu ảnh hưởng từ điều kiện thủy lực khắc nghiệt.

+ Xác định tải trọng giới hạn: Tải trọng giới hạn sẽ là mức tải trọng mà hệ số an toàn gần chạm ngưỡng $F_s = 1$, tức là tải trọng tối đa mà công trình có thể chịu được mà không gặp nguy cơ mất ổn định. Dựa trên kết quả tính toán, tải trọng giới hạn là khoảng $q = 500 \text{ kN/m}^2$, tại đó hệ số an toàn đã giảm mạnh nhưng vẫn ở mức 1,072 (mức nước thấp) và 1,081 (mức nước cao). Tuy nhiên, những giá trị này đã gần mức an toàn tối thiểu ($F_s = 1$). Tại tải trọng $q = 600 \text{ kN/m}^2$: mức nước sông thấp nhất: Hệ số an toàn giảm xuống 1,01, rất gần ngưỡng an toàn tối thiểu ($F_s \approx 1$); mức nước sông cao nhất: Hệ số an toàn giảm xuống 1,019, gần mức tối thiểu. Khi tải trọng tăng đến $q = 600 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn đã giảm xuống mức nhỏ nhất trong toàn bộ dải khảo sát, cho thấy công trình đã đạt đến giới hạn chịu tải.

3.6. Phân tích tải trọng ổn định và tối hạn sử dụng phương pháp định lý giới hạn (Phần mềm Optum)

3.6.1. Giới thiệu về phương pháp định lý giới hạn (Phần mềm Optum)

- Là phần mềm được sử dụng trong phân tích và thiết kế kết cấu địa kỹ thuật, đặc biệt là các công trình xây dựng liên quan đến nền đất yếu, kè bờ sông, kè bờ biển, cầu đường, công trình hạ tầng kỹ thuật,....

- Được thiết kế để giải quyết các vấn đề phức tạp trong địa kỹ thuật, như phân tích ứng suất trong đất, thiết kế kết cấu chịu lực, phân tích sự ổn định của công trình dưới tác động của tải trọng.

- Phần mềm Optum cho phép người dùng tạo mô hình đất dưới dạng 2D và 3D, sau đó mô phỏng các điều kiện tải trọng và phân tích các kết quả ứng suất, biến dạng và độ ổn định.

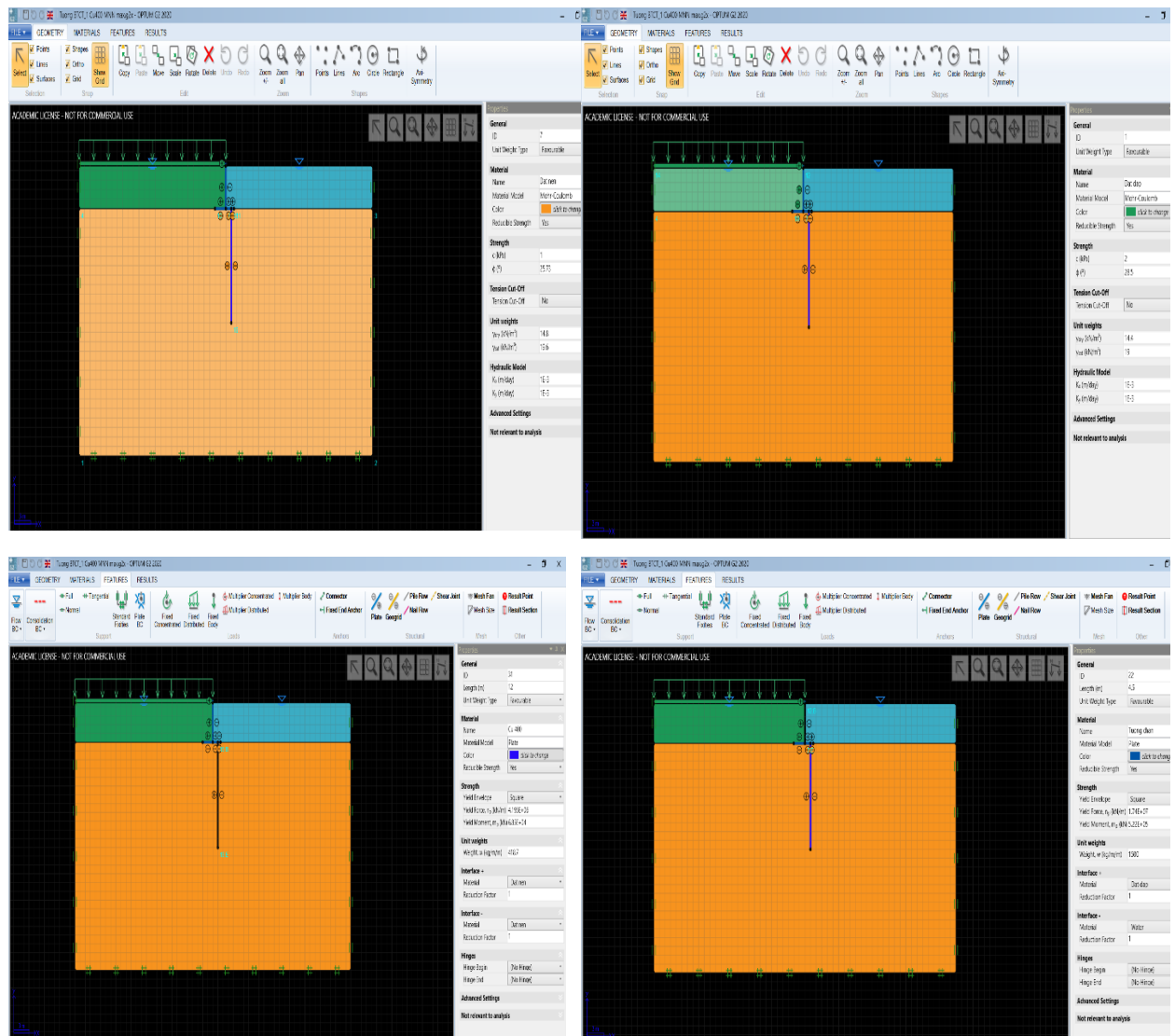
- Phần mềm Optum có giao diện đơn giản, dễ sử dụng với các thanh công cụ rõ ràng, giúp người dùng dễ dàng thao tác và tạo các mô hình phân tích.

+ Màn hình chính: giao diện chính của phần mềm bao gồm các công cụ tạo mô hình, nhập dữ liệu đất, thêm tải trọng và các điều kiện biên.

+ Các công cụ vẽ mô hình: các công cụ này cho phép tạo các mô hình 2D hoặc 3D của kết cấu đất, xác định lớp đất, địa hình và các điều kiện cần thiết cho phân tích.

+ Bảng điều khiển phân tích: thiết lập các điều kiện phân tích, bao gồm tải trọng, phản ứng của đất và các phương pháp phân tích cụ thể.

Hình 3.22. thể hiện giao diện phần mềm Optum



Hình 3.22. Giao diện phần mềm Optum

3.6.2. Thông số tính toán đối với mô hình Optum

Để thực hiện phân tích tải trọng tới hạn và đánh giá ổn định công trình theo phương pháp định lý giới hạn (sử dụng phần mềm Optum), mô hình tính toán được thiết lập dựa trên cùng tập hợp thông số cơ lý đã sử dụng của mô hình Plaxis, được trình bày chi tiết tại mục 3.4.

So sánh chi tiết các thông số nhập vào mô hình giữa phương pháp phần tử hữu hạn (Plaxis) và phương pháp định lý giới hạn (Optum).

Loại thông số	Plaxis (Phần tử hữu hạn)	Optum (Định lý giới hạn)
Thông số vật liệu đất	- Mô đun đàn hồi (E) - Hệ số Poisson (ν) - Trọng lượng riêng (γ) - Góc ma sát (ϕ) - Lực dính (c) - Hệ số nở hông (OCR, K_0)	- Trọng lượng riêng (γ) - Góc ma sát (ϕ) - Lực dính (c)
Mực nước sông	- Vị trí mực nước - Hệ số thấm (k) - Điều kiện dòng chảy - Áp lực nước lỗ rỗng PWP	- Vị trí mực nước - Xem như tải phân bố thủy tĩnh
Kết cấu tường/cừ	- Độ cứng của tường (EI) - Mô hình vật liệu phi tuyến - Tùy chọn các lớp tường đa vật liệu	- Hình học tường - Lực neo (nếu có) - Khả năng chịu cắt đơn giản hóa
Mô hình phân tích	- Chọn mô hình vật liệu (Mohr-Coulomb, Hardening Soil...) - Điều kiện biên chi tiết từng lớp đất	- Chọn phân tích Upper Bound hoặc Lower Bound - Không yêu cầu mô hình biến dạng lớn
Điều kiện tải trọng	- Tải trọng theo thời gian - Phân bố phức tạp (hoặc động đất)	- Tải trọng tĩnh phân bố đều hoặc tập trung

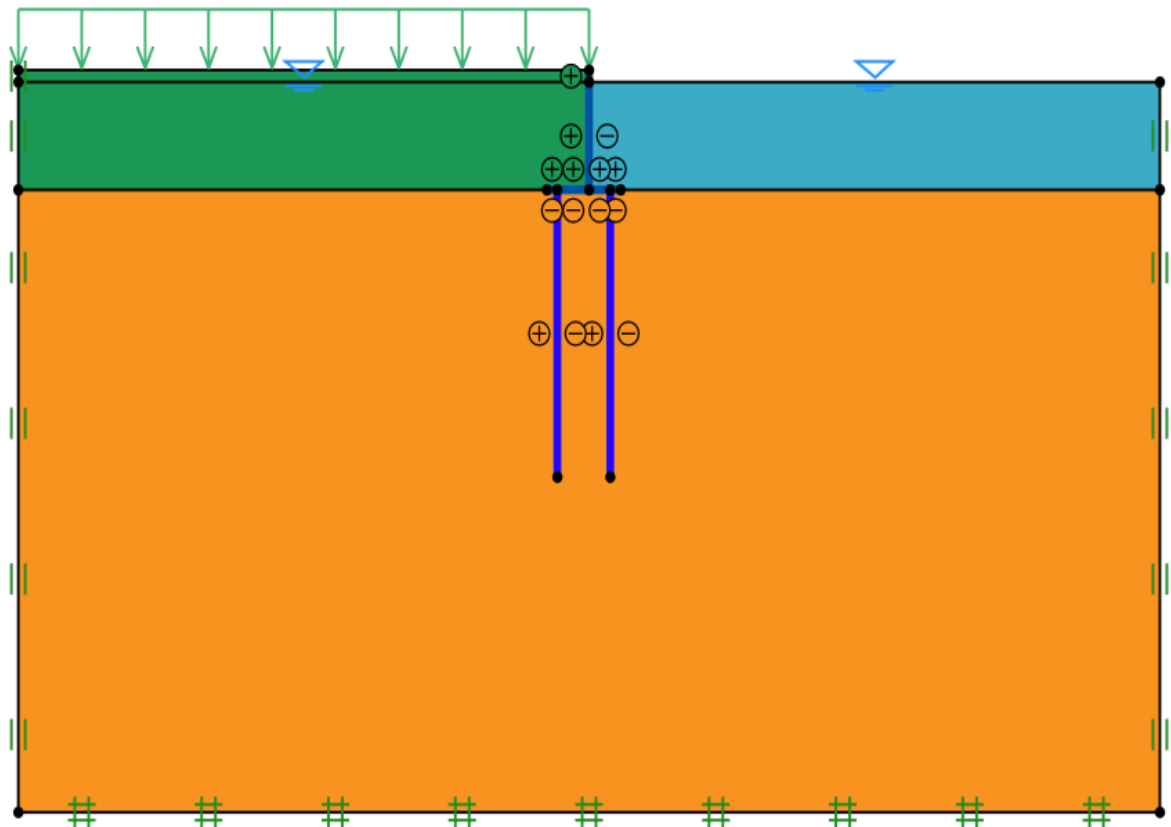
3.6.3. Các trường hợp tính toán bằng phương pháp định lý giới hạn (phần mềm Optum)

Việc tính toán bằng phương pháp định lý giới hạn tương tự giống như phương pháp phần tử hữu hạn. Do đó, để có cơ sở so sánh, đối chiếu kết quả tính toán của phương pháp phần tử hữu hạn và phương pháp định lý giới hạn, học viên chỉ thực hiện tính toán với 02 trường hợp, cụ thể như mục 3.6.2.1 và 3.6.2.2

3.6.3.1. Trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A ($L = 12\text{m}$)

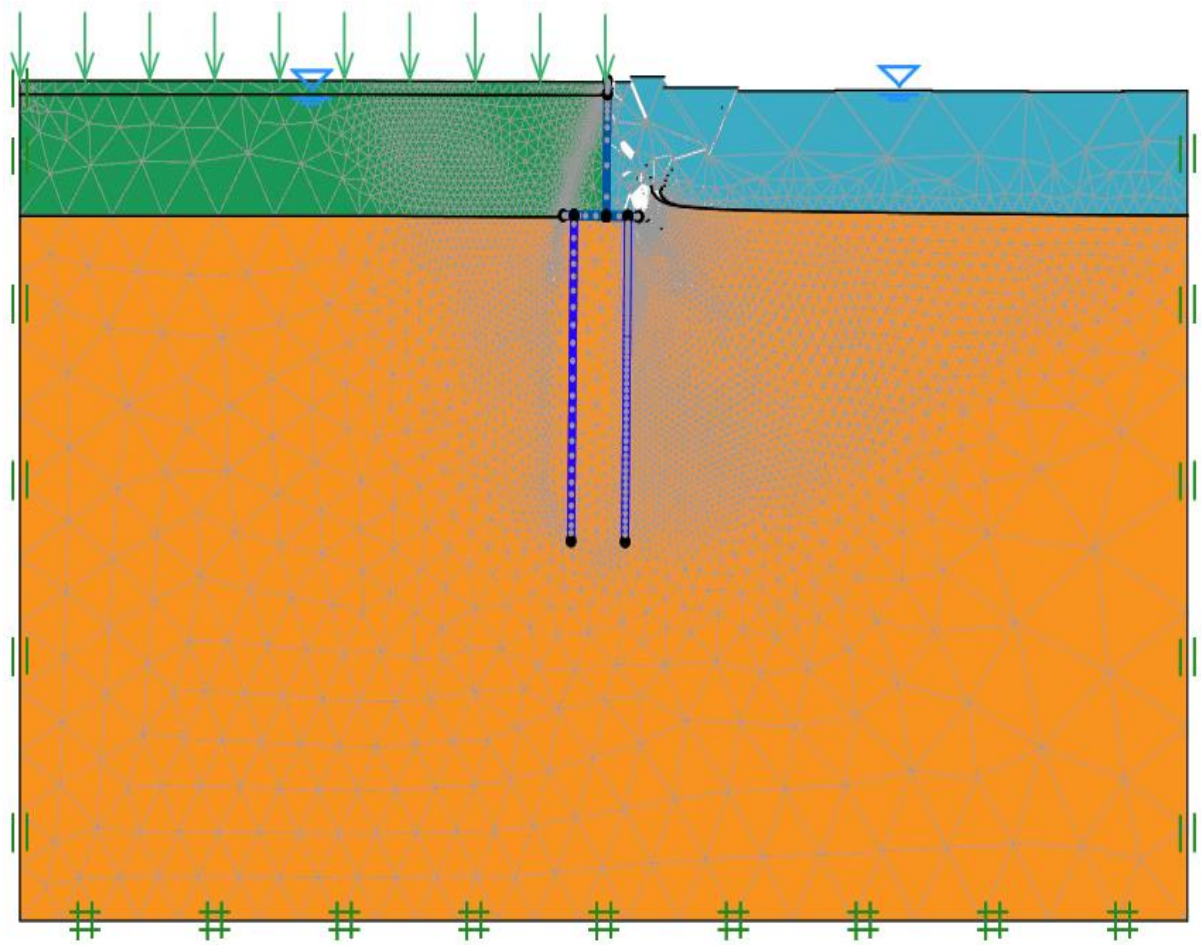
Mặt cắt ngang trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với 02 hàng cừ SW400A ($L=12\text{m}$) đã thể hiện tại mục 3.5.3.

Mô hình trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với 02 hàng cừ SW400A ($L=12\text{m}$) được thể hiện tại **Hình 3.23**.



Hình 3.23. Mô hình tính toán trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A ($L=12\text{m}$)

Chuyển vị của trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A ($L=12\text{m}$) được thể hiện như **hình 3.24**.

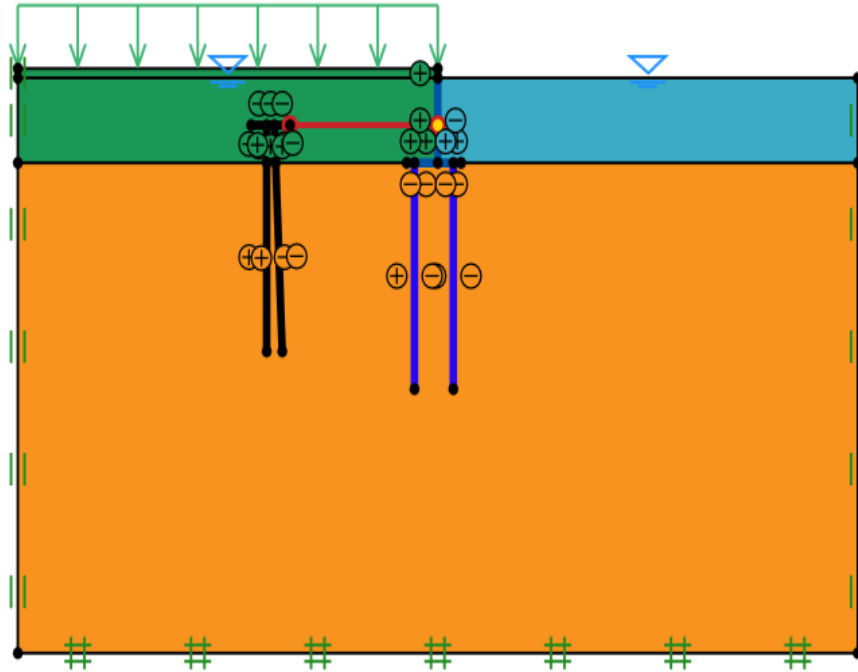


Hình 3.24. Chuyển vị của trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A
($L=12m$)

3.6.3.2. Trường hợp tường chắn BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A ($L = 12m$) có hệ thống neo

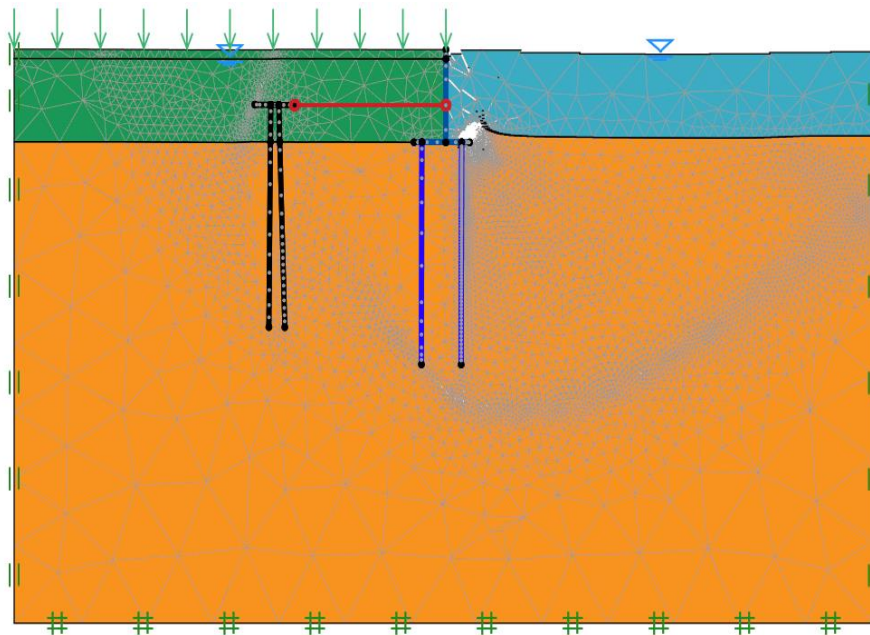
Mặt cắt ngang trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với 02 hàng cừ SW400A ($L = 12m$) có hệ thống neo đã thể hiện tại mục 3.5.5.

Mô hình tính toán trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với 02 hàng cừ SW400A ($L = 12m$) có hệ thống neo được thể hiện tại **Hình 3.25**.



Hình 3.25. Mô hình tính toán trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A ($L=12\text{m}$) có hệ thống neo

Chuyển vị cho trường hợp tường chắn BTCT kết hợp với 02 hàng cừ SW400A ($L = 12\text{m}$) có hệ thống neo được thể hiện như **hình 3.26**.



Hình 3.26. Chuyển vị của trường hợp tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A ($L=12\text{m}$) có hệ thống neo

3.6.4. Tổng hợp và so sánh kết quả tính toán của mô hình Plaxis và Optum

Bảng 3.17 và **bảng 3.18** thể hiện kết quả tính toán với mô hình Plaxis và Optum cho trường hợp mực nước sông cao nhất và mực nước sông thấp nhất.

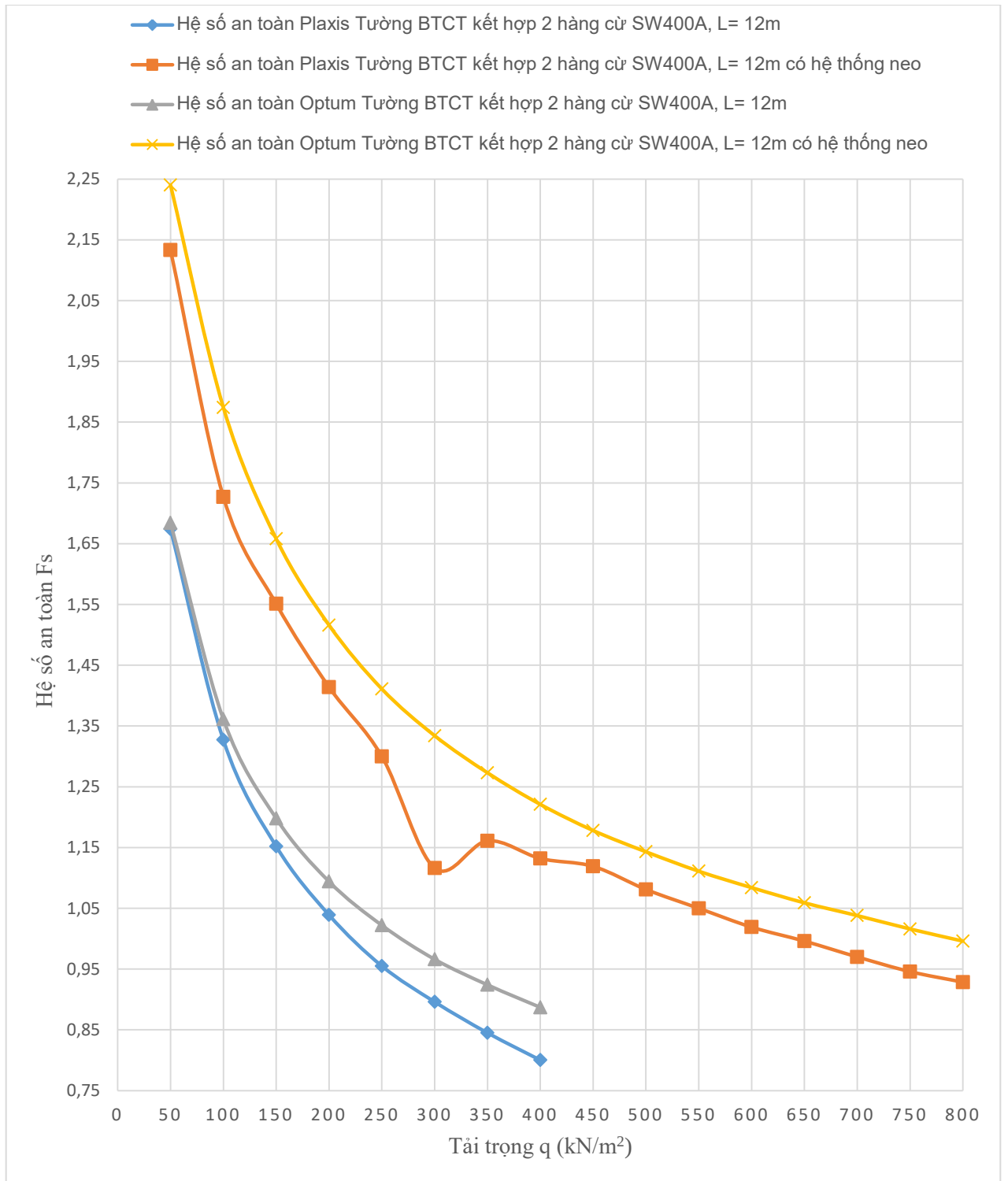
Bảng 3.17. Kết quả tính toán hệ số an toàn mô hình Plaxis và Optum khi mực nước sông cao nhất

Tải trọng (kN/m ²)	Hệ số an toàn			
	Plaxis		Optum	
	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m có hệ thống neo	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m có hệ thống neo
50	1,674	2,133	1,684	2,240
100	1,327	1,727	1,361	1,874
150	1,152	1,551	1,198	1,658
200	1,039	1,414	1,094	1,516
250	0,955	1,300	1,022	1,411
300	0,896	1,116	0,966	1,334
350	0,845	1,161	0,924	1,273
400	0,8002	1,132	0,887	1,221
450		1,119		1,178
500		1,081		1,143
550		1,05		1,111
600		1,019		1,084
650		0,996		1,059
700		0,97		1,038
750		0,9458		1,016
800		0,9285		0,996

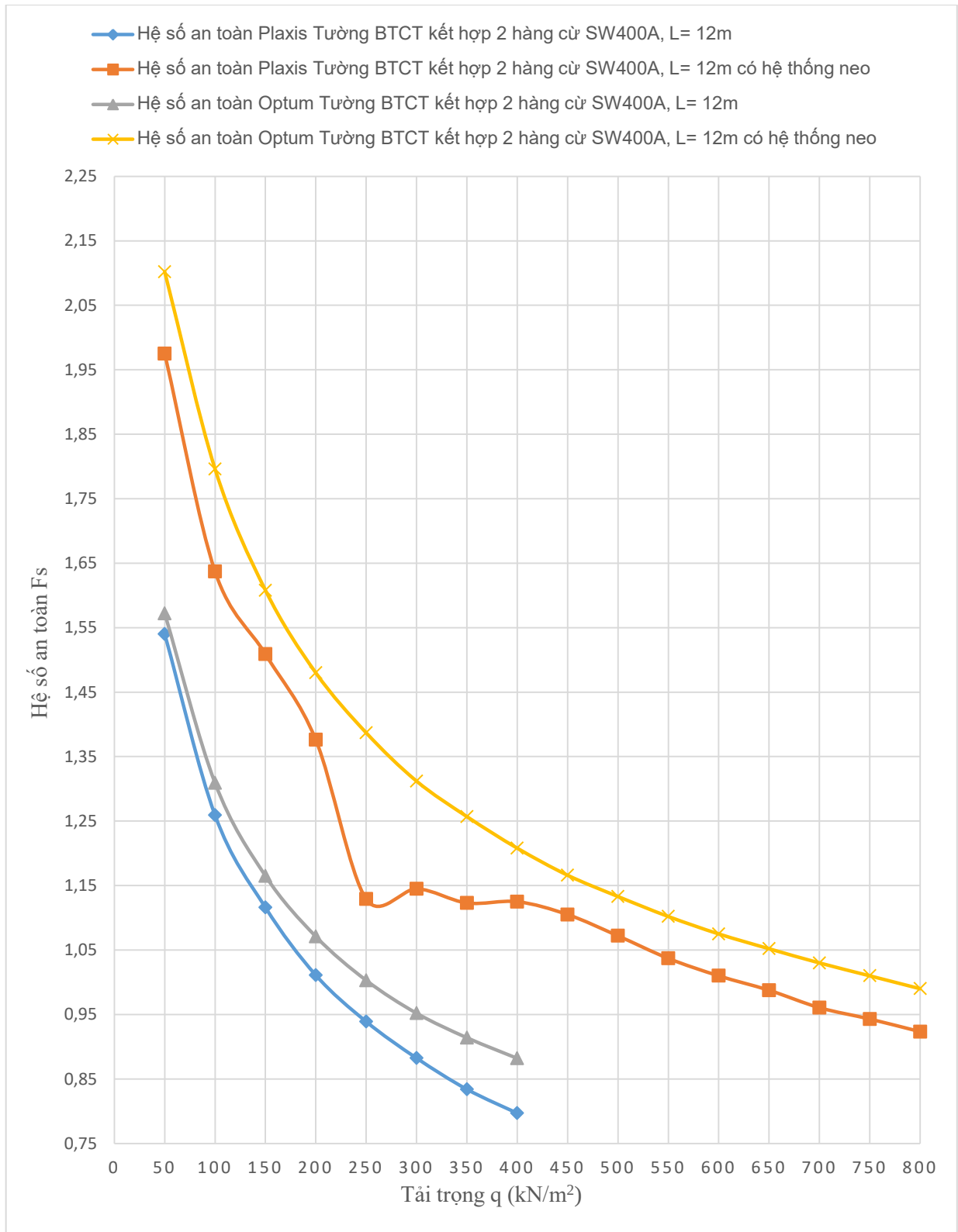
Bảng 3.18. Kết quả tính toán hệ số an toàn với mô hình Plaxis và Optum khi mực nước sông thấp nhất

Tải trọng (kN/m ²)	Hệ số an toàn			
	Plaxis		Optum	
	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m có hệ thống neo	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m	Tường BTCT kết hợp 2 hàng cừ SW400A, L= 12m có hệ thống neo
50	1,540	1,975	1,572	2,102
100	1,259	1,637	1,309	1,796
150	1,116	1,509	1,165	1,608
200	1,011	1,376	1,071	1,480
250	0,939	1,129	1,003	1,387
300	0,882	1,145	0,952	1,312
350	0,834	1,123	0,914	1,257
400	0,797	1,125	0,882	1,208
450		1,105		1,166
500		1,072		1,143
550		1,037		1,111
600		1,01		1,084
650		0,9876		1,059
700		0,9606		1,038
750		0,943		1,016
800		0,9234		0,996

Hình 3.27 và **hình 3.28** thể hiện sự tương quan giữa tải trọng và hệ số an toàn của mô hình Plaxis và Optum khi mực nước sông cao nhất và thấp nhất.



Hình 3.27. Thể hiện sự tương quan giữa tải trọng và hệ số an toàn với mô hình Plaxis và Optum khi mực nước sông cao nhất



Hình 3.28. Thể hiện sự tương quan giữa tải trọng và hệ số an toàn của mô hình Plaxis và Optum khi mực nước sông thấp nhất

Phân tích và so sánh kết quả:

- Kết quả tính toán hệ số an toàn (FS) tại các mức tải trọng khác nhau (từ 50 đến 800 kN/m²) đã chỉ ra các đặc điểm chính như sau:

+ Phương pháp định lý giới hạn (phần mềm Optum) cho kết quả hệ số an toàn cao hơn so với phương pháp phần tử hữu hạn (phần mềm Plaxis), dao động trong khoảng 0,04 đến 0,15, tùy thuộc vào tải trọng và điều kiện biên.

+ Trong cả hai phương pháp, việc sử dụng hệ thống neo mang lại hiệu quả ổn định rõ rệt, với mức tăng hệ số an toàn từ 25 - 40% so với phương án không có neo.

+ Biểu đồ và bảng kết quả tính toán cho thấy xu hướng giảm dần của hệ số an toàn theo mức tăng tải trọng là hoàn toàn đồng nhất giữa hai phương pháp tính. Điều này cho thấy tính tương thích cao của kết quả tính toán, dù sử dụng hai phương pháp tiếp cận hoàn toàn khác nhau.

+ Phương pháp phần tử hữu hạn (phần mềm Plaxis) yêu cầu số lượng thông số đầu vào lớn, thời gian thiết lập mô hình và xử lý lâu, nhưng phù hợp cho các bài toán phân tích chi tiết ứng suất - biến dạng, đặc biệt trong điều kiện thi công phức tạp.

+ Phương pháp định lý giới hạn (phần mềm Optum) với số lượng thông số đầu vào tối giản (chỉ yêu cầu các đại lượng cơ bản như c , ϕ , γ_c), cho phép phân tích nhanh, ổn định và có độ chính xác cao trong các trường hợp thiết kế sơ bộ hoặc so sánh nhiều phương án.

3.7. Kết luận chương 3

Dựa trên phân tích các kết quả tính toán hệ số an toàn (Fs) cho các phương án kết hợp tường bê tông cốt thép (BTCT) và hệ thống cừ thép trong các điều kiện tải trọng nền và mực nước sông khác nhau, thể rút ra các kết luận như sau:

- Phương án tường BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW400A (L=12m): Phương án này có hệ số an toàn ban đầu cao tại tải trọng nhỏ ($q = 50 \text{ kN/m}^2$) nhưng nhanh chóng giảm xuống dưới mức yêu cầu an toàn khi tải trọng nền đạt $q = 200 \text{ kN/m}^2$. Điều này cho thấy phương án này chỉ phù hợp với các công trình có tải trọng nền thấp và ổn định, không thể chịu được tải trọng nền lớn ($q \geq 200 \text{ kN/m}^2$).

- Phương án tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m): Việc tăng số lượng hàng cừ giúp tăng cường ổn định công trình, đặc biệt là ở các mức tải trọng thấp và trung bình. Tại $q = 50 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn tăng +5,3% và +5,2% so với phương án 1 hàng cừ. Tuy nhiên, khi tải trọng tăng lên $q = 400 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn bắt đầu giảm xuống dưới mức yêu cầu ($F_s < 1$), cho thấy cần gia cố bổ sung khi tải trọng nền lớn.

- Phương án tường BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A (L=17m): Việc sử dụng cừ thép dài hơn và có tiết diện lớn hơn (SW600A) giúp duy trì hệ số an toàn cao hơn so với phương án sử dụng loại cừ SW400A (phương án 2 hàng cừ SW400A), đặc biệt là ở tải trọng lớn. Tại $q = 200 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn tăng từ 1,011 và 1,039, ứng với mực nước sông thấp nhất và cao nhất của phương án sử dụng 02 hàng cừ SW400A) lên 1,152 và 1,177, cho thấy phương án này có hiệu quả trong việc duy trì ổn định công trình với tải trọng nền lớn mà không cần phải bố trí nhiều hàng cừ hoặc hệ thống neo.

- Phương án tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m) có hệ thống neo: Đây là phương án có hệ số an toàn cao và ổn định nhất trong toàn bộ các trường hợp tính toán. Hệ thống neo giúp tăng cường khả năng chịu tải và giảm tốc độ suy giảm của hệ số an toàn theo tải trọng. Tại $q = 50 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn đạt 1,975 (mực nước sông thấp nhất) và 2,133 (mực nước sông cao nhất), tăng +35% và +34% so với phương án tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m). Mặc dù hệ số an toàn giảm khi tải trọng tăng lên $q = 400 \text{ kN/m}^2$, giá trị vẫn duy trì trên mức an toàn ($F_s > 1$), cho thấy đây là giải pháp tối ưu cho các công trình có tải trọng nền lớn hoặc trong điều kiện thủy lực khắc nghiệt. Dựa trên kết quả tính toán, tải trọng giới hạn mà phương án tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m) và hệ thống neo có thể chịu được mà không gặp nguy cơ mất ổn định là $q \approx 500 \text{ kN/m}^2$. Khi tải trọng tăng đến $q = 600 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn giảm xuống gần ngưỡng an toàn tối thiểu ($F_s \approx 1$), cho thấy công trình đã đạt đến giới hạn chịu tải.

- Việc lựa chọn phương pháp phần tử hữu hạn (phần mềm Plaxis) hoặc phương pháp định lý giới hạn (phần mềm Optum) cần dựa trên mục tiêu tính toán: Sử dụng phương pháp định lý giới hạn cho giai đoạn thiết kế sơ bộ, đánh giá tổng thể ổn định và khảo sát phương án; Sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn cho giai đoạn thiết kế chi tiết, phân tích lún, thấm, chuyển vị và kiểm tra theo trình tự thi công.

KẾT LUẬN

Qua kết quả nghiên cứu đề tài: “Nghiên cứu các phương pháp tính toán ổn định và tải trọng giới hạn cho bờ kè sông Ba đoạn qua TP.Tuy Hòa tỉnh Phú yên”, những kết luận sau được đưa ra:

- Phương án tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m) có hệ thống neo là phương án có hệ số an toàn cao và ổn định nhất trong toàn bộ các trường hợp tính toán. Hệ thống neo giúp tăng cường khả năng chịu tải và giảm tốc độ suy giảm của hệ số an toàn theo tải trọng. Tải trọng giới hạn mà phương án tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m) và hệ thống neo có thể chịu được là $q \approx 500 \text{ kN/m}^2$ ($F_s = 1,072$), phù hợp việc thực hiện các dự án Kè kết hợp với đường giao thông để vận chuyển hàng hóa. Khi tải trọng tăng đến $q = 600 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn giảm xuống gần ngưỡng an toàn tối thiểu ($F_s \approx 1$), cho thấy công trình đã đạt đến giới hạn chịu tải.

- Phương án tường BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A (L=17m) có hệ số an toàn cao hơn so với phương án tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m), cụ thể: Tại $q = 200 \text{ kN/m}^2$, hệ số an toàn của phương án tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A(L=12m) là (1,011 và 1,039, ứng với mực nước sông thấp nhất và cao nhất), hệ số an toàn của phương án tường BTCT kết hợp với 01 hàng cừ SW600A (L=17m) là (1,152 và 1,177). Tuy nhiên, về khả năng chống xói mòn và khả năng giữ đất nền thì việc lựa chọn phương án tường BTCT kết hợp 02 hàng cừ SW400A (L=12m) sẽ là phương án tối ưu hơn. Do đó, việc sử dụng phương án tường BTCT kết hợp 01 hàng cừ SW600A (L=17m), phù hợp với việc thực hiện dự án kè nằm bên bờ sông bồi, ít bị xói lở của dòng nước chảy.

, cho thấy phương án này có hiệu quả trong việc duy trì ổn định công trình với tải trọng nền lớn mà không cần phải bố trí nhiều hàng cừ hoặc hệ thống neo

- Sự dâng hạ của mực nước sông ảnh hưởng đến sự ổn định của công trình, đặc biệt là khi có sự thay đổi đột ngột về mực nước, cụ thể: khi mực nước sông dâng cao, áp lực nước thủy tĩnh tạo ra một lực đẩy lên bề mặt tường chắn, lực này làm giảm hoặc triệt tiêu một phần áp lực đất tác dụng lên công trình, vì áp lực nước có tác dụng ngược

lại với áp lực đất. Ngược lại, khi mực nước sông hạ thấp, áp lực nước thủy tĩnh giảm và mất đi lực đỡ từ phía nước, trường hợp này, áp lực đất từ phía trong công trình sẽ tăng lên đáng kể, tạo ra sự mất cân bằng giữa lực đỡ của nước và áp lực đất. Do đó, hệ số an toàn của công trình đối với trường hợp mực nước sông dâng cao sẽ lớn hơn hệ số an toàn trường hợp mực nước sông hạ thấp.

- Sự tương đồng về xu hướng kết quả giữa phương pháp phần tử hữu hạn (phần mềm Plaxis) và phương pháp định lý giới hạn (phần mềm Optum), cùng với mức chênh lệch kết quả tính toán nhỏ, cho phép khẳng định rằng phương pháp định lý giới hạn (phần mềm Optum) là một công cụ hiệu quả và đáng tin cậy trong thiết kế ổn định công trình trong điều kiện địa chất phức tạp.

- Việc ứng dụng đồng thời phần mềm Optum và Plaxis trong các giai đoạn khác nhau của quá trình thiết kế công trình sẽ mang lại hiệu quả tối ưu về mặt kỹ thuật và kinh tế.

+ Phần mềm Optum với ưu điểm cần ít thông số nhập vào mô hình nên được sử dụng trong giai đoạn tính toán sơ bộ, giai đoạn này yêu cầu nhanh chóng đưa ra các phương án thiết kế ban đầu để đánh giá các yếu tố cơ bản như tải trọng, vật liệu, và các yếu tố kỹ thuật (áp dụng trong giai đoạn lập Báo cáo đề xuất chủ trương đầu tư dự án).

+ Phần mềm Plaxis được sử dụng trong giai đoạn thiết kế chi tiết, giai đoạn yêu cầu tính toán và phân tích sâu hơn về các biến dạng, ứng suất đất, và tính ổn định của công trình dưới tác động của các yếu tố môi trường phức tạp.

KIẾN NGHỊ

- Việc chưa được trang bị đầy đủ thiết bị quan trắc biến dạng khi triển khai thi công cũng như khi đưa vào sử dụng, gây khó khăn trong việc đánh giá ổn định và dự báo các sự cố có thể xảy ra. Do đó, cần triển khai lắp đặt hệ thống quan trắc để theo dõi, đánh giá và cảnh báo kịp thời tình trạng công trình, để giảm thiểu rủi ro và bảo đảm an toàn cho các công trình kề trong thời gian tới.

- Trong điều kiện chịu ảnh hưởng của biến đổi khí hậu ngày càng tăng, cần có các nghiên cứu thêm để có các giải pháp đảm bảo điều kiện ổn định công trình kề (bờ sông, bờ biển) trên địa bàn tỉnh Phú Yên.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

* Tiếng Việt

- [1]. Tiêu chuẩn Quốc gia, Công trình đê biển - Yêu cầu thiết kế, TCVN 9901:2023.
- [2]. Giáo trình cơ học vật rắn biến dạng, Nguyễn Đình Đức, Vũ Thụy Anh 2022, Đại học công nghệ.
- [3]. Phạm Duy Huy Bình (2017), *Ứng dụng phương pháp hồi quy đa biến logistic xây dựng mô hình nhận thức về diễn biến hình thái khu vực cửa sông Đà Diễn, tỉnh Phú Yên*, Luận văn Thạc sĩ khoa học chuyên ngành Thủy văn học, trường Đại học Khoa học Tự nhiên – Đại học Quốc gia Hà Nội.
- [4]. Bùi Minh Hòa (2012), *Nghiên cứu xây dựng bản đồ ngập lụt hạ lưu sông Ba*, Luận văn Thạc sĩ ngành Thủy văn học, trường Đại học Khoa học Tự nhiên - Đại học Quốc gia Hà Nội.
- [5]. Phạm Thu Hương (2012), *Nghiên cứu cơ sở khoa học cho việc đề xuất giải pháp ổn định cửa Đà Rằng, tỉnh Phú Yên*, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật chuyên ngành Chính trị sông và bờ biển, trường Đại học Thủy lợi - Bộ Nông nghiệp & PTNT
- [6]. Nguyễn Tiên Giang (2015), *Nghiên cứu cơ sở khoa học để xác định cơ chế bồi lấp, sạt lở và đề xuất các giải pháp ổn định các cửa sông Đà Diễn và Đà Nông tỉnh Phú Yên phục vụ phát triển bền vững cơ sở hạ tầng và kinh tế xã hội*, Thuyết minh đề tài cấp nhà nước mã số ĐTĐL.CN.15/15.
- [7]. Lê Đình Thành, Nguyễn Bá Quỳnh và nnk (2010), *Nghiên cứu đề xuất giải pháp ổn định các cửa sông ven biển miền Trung*, Đề tài KC08.07/06-10, Hà nội 2010.
- [8]. C. N. Ân, Cơ học đất, Nhà xuất bản Đại học quốc gia TP.Hồ Chí Minh, 2004.
- [9]. C. N. Ân, Nền móng, Nhà xuất bản Đại học quốc gia TP.Hồ Chí Minh, 2005.
- [10]. H. V. Hiệp, H. H. Trí, N. T. Công và N. G. Truyền, “Nghiên cứu nguyên nhân sạt lở bờ sông: Trường hợp nghiên cứu tỉnh Trà Vinh,” *Tạp chí khí tượng thủy văn*, pp. 19-28, 2022.
- [11]. TS. Trần Tuấn Anh, PGS.TS. Lê Văn Nam và KS. Võ Quyết (2009), “Nghiên cứu phương pháp thiết kế ổn định bờ kè sông, trong điều kiện thủy triều dâng hạ trong ngày”, Kỷ yếu Hội nghị Khoa học và Công nghệ lần thứ 11.

- [12]. Lê Xuân Khâm (Trường Đại học Thủy lợi), “Nghiên cứu ứng dụng màn cừ bê tông cốt thép dự ứng lực để bảo vệ bờ sông trong các khu đô thị”, Tạp chí Khoa học kỹ thuật Thủy lợi và Môi trường - số 43 (12/2013).
- [13]. TS. Nguyễn Minh Tâm (Trường Đại học Bách khoa TP. Hồ Chí Minh), KS. Hàn Thị Xuân Thảo (Trường Đại học Thủy lợi), “Ứng xử của cọc bê tông cốt thép trong kết cấu kè bảo vệ bờ sông khu vực Quận 2, TP. Hồ Chí Minh”, Tạp chí Khoa học công nghệ Xây dựng – số 2/2014.
- [14]. TS. Nguyễn Bảo Việt (Trường Đại học Xây dựng Hà Nội), “Cọc ván cừ bê tông cốt thép dự ứng lực, khả năng ứng dụng vào công trình kè trên nền đất yếu”, Tạp chí Khoa học công nghệ Xây dựng – số 1/2015.
- [15]. N. T. Long, L. B. Lương, N. Q. Chiêu và V. Đ. Lực, Công trình trên đất yếu trong điều kiện Việt Nam, Đại học kỹ thuật TP.Hồ Chí Minh, 2001.
- [16]. TCVN, Công trình bảo vệ đê, bờ sông yêu cầu thiết kế, Tiêu chuẩn quốc gia, 2022.
- [17]. T. T. TS. Anh, L. V. PGS.TS.Nam và V. KS. Quyết, “Nghiên cứu phương pháp thiết kế ổn định bờ Kè sông, trong điều kiện thủy triều dâng hạ trong ngày” *Kỷ yếu Hội nghị Khoa học và Công nghệ lần thứ 11*, pp. 62-68, 2009.
- [18]. Nguyễn Hồng Nam, Đỗ Văn Thiệu, Trần Văn Bảo – “Ảnh hưởng của hố đào sâu đến độ lún mặt nền công trình lân cận” – Tạp chí khoa học và công nghệ VNCOLD 10/10/11.
- [19]. Ngô Đức Trung, Võ Phán. “Phân tích ảnh hưởng của mô hình nền đến dự báo chuyển vị và biến dạng công trình hố đào sâu ổn định bằng tường chắn”, *Kỷ yếu Hội nghị Khoa Học và Công Nghệ lần Thứ 12*, Khoa KT Xây Dựng ĐH Bách Khoa Tp.HCM, 10/2011.

*** Tiếng Anh**

- [20]. Shiao, J.S., et al., *Undrained stability of footings on slopes*. International Journal of Geomechanics, 2011. 11(5): p. 381-390.

- [21]. Le, C.V., Estimation of bearing capacity factors of cohesive-frictional soil using the cell-based smoothed finite element method. *Computers and Geotechnics*, 2017. 83: p. 178-183.
- [22]. Sloan, S.W., Upper bound limit analysis using finite elements and linear programming. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1989. 13(3): p. 263-282.
- [23]. Sloan, S.W., Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1988. 12(1): p. 61-77.
- [24]. Chen, W.-F. and X.L. Liu, *Limit analysis in soil mechanics*. 2012: Elsevier.
- [25]. Zhou, H., et al., The bearing capacity and failure mechanism of a vertically loaded strip footing placed on the top of slopes. *Computers and Geotechnics*, 2018. 94: p. 12-21.
- [26]. Berak, E.G. and J.C. Gerdeen, *A finite element technique for limit analysis of structures*. 1990.
- [27]. Aziz Rahman (2023), “Technology Behind River Bank Protection Concrete Piles”.
- [28]. Berkovich (2021), “Riverbank Protection Structure Failure Factors and Remedial Approach: A Case Study in Kelantan, Malaysia”.
- [29]. MDPI (2022), “Force Analysis of Circular Diaphragm Wall Based on Circular Cylindrical Shell Theory”.