

Tiểu ban
CÔNG TRÌNH

NGHIÊN CỨU CHẾ TẠO BÊ TÔNG XANH SỬ DỤNG CHẤT KẾT DÍNH KHÔNG XI MĂNG VÀ KHẢ NĂNG THƯƠNG MẠI SẢN PHẨM

Tăng Văn Lâm¹, Phạm Quang Đạo¹, Trần Thị Kim Phụng¹, Nguyễn Đình Trinh²

¹Trường Đại học Mỏ-Địa chất, email: lamvantang@gmail.com

²Trường Đại học Thủy lợi

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Theo nghiên cứu [1], bê tông xanh được hiểu là chủng loại bê tông được nghiên cứu và phát triển nhằm giảm thiểu tác động xấu đến môi trường, đồng thời nâng cao tính bền vững cho các công trình xây dựng. Điểm nổi bật của bê tông xanh là sử dụng khối lượng lớn phế thải rắn công nghiệp để thay thế một phần hoặc toàn bộ xi măng Portland truyền thống. Với hướng nghiên cứu này, sản phẩm bê tông xanh không chỉ giúp tiêu thụ, tái sử dụng nguồn phế thải rắn, giảm thiểu ô nhiễm môi trường mà còn góp phần tiết kiệm tài nguyên thiên nhiên, đặc biệt là đá vôi và đất sét.

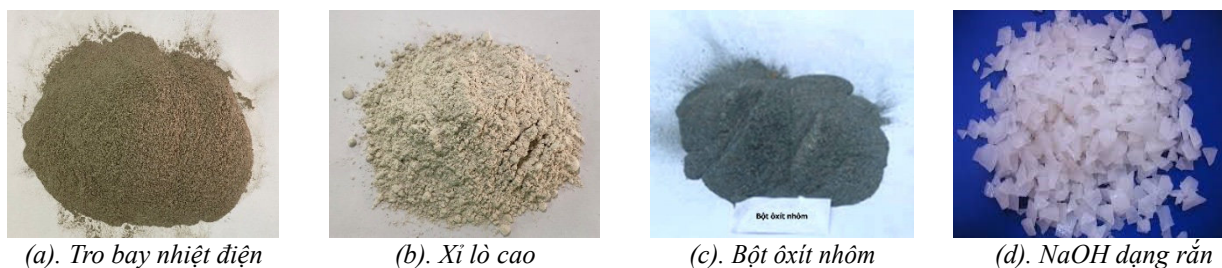
Trong bối cảnh công nghiệp hóa, hiện đại hóa đang diễn ra mạnh mẽ trên mọi lĩnh vực tại Việt Nam, nhu cầu sử dụng các vật liệu như gang, thép, hợp kim và đặc biệt là năng lượng từ nhiệt điện đốt than không ngừng gia tăng. Điều này đã kéo theo hệ quả tất yếu là lượng phế thải công nghiệp – đặc biệt là tro bay từ các nhà máy nhiệt điện và xỉ lò cao từ quá trình luyện kim – ngày càng gia tăng một cách đáng kể [2]. Hiện nay, tro bay nhiệt điện và xỉ luyện gang thép được xem là hai trong số những loại chất thải rắn phức tạp, khó xử lý và có khối lượng phát sinh lớn nhất trên toàn cầu. Nếu không được xử lý, tái sử dụng hoặc tái chế một cách hợp lý, những loại chất thải này có thể gây ra những tác động tiêu cực nghiêm trọng đến môi trường sống, làm ô nhiễm nguồn đất, nước, không khí, phá vỡ cân bằng hệ sinh thái và ảnh hưởng trực tiếp đến sức khỏe của cộng đồng dân cư [3].

Trước thực trạng đó, Việt Nam trong những năm gần đây đã có nhiều nỗ lực nhằm tìm kiếm giải pháp tái chế và tái sử dụng hiệu quả các loại phế thải công nghiệp, đặc biệt là tro bay và xỉ luyện kim. Một số công trình nghiên cứu, mô hình thử nghiệm cũng như chính sách hỗ trợ của Nhà nước đã được triển khai để đưa các loại chất thải này trở thành nguyên liệu đầu vào cho ngành vật liệu xây dựng [4, 5]. Tuy nhiên, trên thực tế, việc ứng dụng rộng rãi các giải pháp này vẫn còn gặp nhiều hạn chế, do những nguyên nhân như chất lượng vật liệu chưa đồng đều, công nghệ xử lý còn thiếu đồng bộ, thiếu cơ chế khuyến khích doanh nghiệp tham gia, hoặc chi phí đầu tư ban đầu cao. Nhiều bãi chứa tro xỉ tại các nhà máy đã gần đạt đến giới hạn lưu trữ, trong khi lượng phát sinh chất thải vẫn tiếp tục tăng mạnh hàng năm [6, 7]. Cùng với đó, việc đầu tư sản xuất quá nhiều các nhà máy xi măng Portland – vốn tiêu tốn nhiều năng lượng và tài nguyên thiên nhiên – đã góp phần gia tăng phát thải khí nhà kính và đẩy nhanh quá trình suy giảm tài nguyên thiên nhiên.

Xuất phát từ nhu cầu thực tiễn đó, nghiên cứu này thực hiện với mục tiêu phát triển một loại vật liệu xây dựng mới – bê tông xanh không xi măng – nhằm thay thế một phần hoặc hoàn toàn cho bê tông xi măng truyền thống. Bằng cách tận dụng tro bay Nhà máy Nhiệt điện Phả Lại và xỉ lò cao từ Tập đoàn Hòa Phát, kết hợp với dung dịch kiềm hoạt hóa gồm NaOH 12M và Na₂SiO₃ (với mô đun silic 2,50). Nghiên cứu đã tiến hành khảo sát các tổ hợp phối liệu, trong đó tỷ lệ giữa tro bay và xỉ lò cao được điều chỉnh từ 80/20 đến 20/80. Đồng thời, tỷ lệ giữa dung dịch kiềm hoạt hóa với hỗn hợp alumino-silicat cũng được cố định ở mức 0,35 để đánh giá tính chất cơ lý của sản phẩm. Những kết quả thu được cho thấy triển vọng tái sử dụng triệt để hơn nữa các nguồn chất thải rắn công nghiệp để chế tạo sản phẩm bê tông xanh với thành phần chất kết dính không chứa xi măng.

2. VẬT LIỆU VÀ PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Vật liệu sử dụng



Hình 1. Các loại vật liệu sử dụng trong nghiên cứu

2.1.1. Vật liệu Alumino-silicat

Vật liệu alumino-silicat (ALS) sử dụng trong nghiên cứu bao gồm tro bay loại F thu từ Nhà máy nhiệt điện Phả Lại, xi lò cao nghiền mịn S95 mua của Khu liên hợp gang thép Hòa Phát và bột ôxit nhôm $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$.

Tro bay nhà máy nhiệt điện Phả Lại được sử dụng đáp ứng tiêu chuẩn TCVN 10302:2014 [8]. Tro bay sử dụng có tổng thành phần các ôxit $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3 = 75\%$ và tỷ diện bề mặt riêng của tro bay khoảng $3600 \text{ cm}^2/\text{g}$.

Xi lò cao nghiền mịn S95 Hòa Phát đạt yêu cầu theo TCVN 11586:2016 [9]. Xi lò cao sử dụng có tổng thành phần các ôxit $\text{CaO} + \text{MgO} + \text{SiO}_2 = 72\%$; tỷ diện bề mặt riêng của tro bay khoảng $4200 \text{ cm}^2/\text{g}$ và chỉ số hoạt tính cường độ trung bình đạt khoảng 95,5%.

Bên cạnh đó, bột ôxit nhôm có khối lượng riêng khoảng $3,95 \text{ g/cm}^3$ được bổ sung với hàm lượng khoảng 1,0% nhằm nâng cao cường độ của sản phẩm bê tông xanh sau khi tạo hình. Đồng thời, thành phần bột ôxit nhôm còn góp phần hạn chế hiện tượng rêu mốc bề mặt trong quá trình bảo dưỡng. Tỷ lệ phối trộn giữa tro bay và xi lò cao được khảo sát trong nghiên cứu này khoảng từ 80/20 đến 20/80.

2.1.2. Dung dịch hoạt hóa

Dung dịch hoạt hóa (DDHH) trong nghiên cứu được pha trộn từ hai thành phần là dung dịch natri hydroxit (NaOH) với nồng độ 12 mol/lít và dung dịch natri silicat (Na_2SiO_3) có mô đun silic $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ bằng 2,50. Đây là hệ dung dịch kiềm mạnh, có khả năng phá vỡ liên kết tinh thể ban đầu trong vật liệu alumino-silicat và kích thích quá trình geopolymer hóa. Trong đó, NaOH đảm nhiệm vai trò khởi động phản ứng hóa học, còn Na_2SiO_3 đóng vai trò bổ sung SiO_2 , giúp phát triển mạng lưới gel alumino-silicat ổn định và nâng cao khả năng chịu lực, khả năng chống thấm cho sản phẩm.

2.1.3. Cốt liệu nhỏ

Trong phạm vi nghiên cứu, không sử dụng cốt liệu lớn, thành phần cốt liệu trong bê tông xanh chỉ sử dụng cát vàng sông Lô loại hạt thô và thỏa mãn yêu cầu kỹ thuật của TCVN 7570:2006 [10]. Cát vàng sông Lô có kích thước hạt từ 0,15-5,0 mm; mô đun độ lớn $M_{d1} = 3,0$; khối lượng riêng và khối lượng thể tích xấp xỉ tự nhiên của cát vàng sông Lô có giá trị lần lượt là $2,65 \text{ g/cm}^3$ và 1550 kg/m^3 .

2.1.4. Phụ gia siêu dẻo

Phụ gia siêu dẻo SR 5000F «SilkRoad» được sử dụng nhằm nâng cao độ linh động của hỗn hợp bê tông, tạo điều kiện thuận lợi cho công tác đổ khuôn và tạo hình. Phụ gia có khối lượng riêng $1,12 \text{ g/cm}^3$, đáp ứng yêu cầu kỹ thuật tiêu chuẩn TCVN 8826:2024 [11]. Phụ gia siêu dẻo giúp cải thiện độ chảy xèo mà không làm ảnh hưởng đến quá trình đông kết và cường độ cuối cùng của sản phẩm.

2.1.5. Nước sạch (N)

Nước sạch được sử dụng với hai mục đích chính: (1) hòa tan và pha chế dung dịch kiềm hoạt hóa, và (2) bảo dưỡng mẫu sau khi tạo hình. Nước sử dụng trong nghiên cứu phải đảm bảo yêu cầu của TCVN 4506:2012 [12], không chứa các tạp chất gây ảnh hưởng đến phản ứng hóa học hoặc làm biến đổi tính chất của vật liệu.

2.2. Phương pháp nghiên cứu

Trong nghiên cứu này, phương pháp nghiên cứu được thực hiện theo các tiêu chuẩn kỹ thuật quy định như sau:

Đầu tiên, thành phần hỗn hợp bê tông không xi măng được tính toán và xác định dựa trên phương pháp thể tích tuyệt đối, kết hợp với việc điều chỉnh các tỷ lệ vật liệu thông qua các thí nghiệm tại phòng thí nghiệm. Bên cạnh đó, tính công tác của hỗn hợp bê tông được xác định thông qua việc đo độ xòe của côn vữa hình nón cắt tiêu chuẩn với kích thước 100x70x60 mm theo yêu cầu của tiêu chuẩn TCVN 3121-3:2022 [13].

Khối lượng thể tích của hỗn hợp bê tông được xác định theo yêu cầu của tiêu chuẩn TCVN 3121-6:2022, giúp đánh giá tính chắc đặc của hỗn hợp bê tông. Sau khi bê tông cứng rắn, khối lượng thể tích của mẫu bê tông được xác định bằng phương pháp cân mẫu và đo thể tích trực tiếp của mẫu thí nghiệm, theo quy định tại tiêu chuẩn TCVN 3121-10:2022.

Để đánh giá các tính chất cơ học của mẫu bê tông, cường độ kéo khi uốn và cường độ nén của các mẫu bê tông thí nghiệm được xác định dựa trên các quy định tại tiêu chuẩn TCVN 3121-11:2022.

2.3. Xác định thành phần cấp phối và quá trình của hỗn hợp bê tông không xi măng

Tính toán theo phương pháp thể tích tuyệt đối dựa trên các giá trị tỷ lệ vật liệu đã lựa chọn và hiệu chỉnh cấp phối phù hợp với các tính chất của vật liệu sử dụng, nghiên cứu khảo sát 04 cấp phối của hỗn hợp bê tông xanh có thành phần như trong Bảng 1.

Bảng 1. Cấp phối sơ bộ cho 1 m³ hỗn hợp bê tông xanh không xi măng

STT	Ký hiệu mẫu	TB/Xi	ALS (kg)	Al ₂ O ₃ (kg)	TB (kg)	Xi (kg)	C (kg)	SD (kg)	DDHH (kg)		Nước (kg)	Nước/Rắn
									NaOH	Na ₂ SiO ₃		
1	BTX-01	80/20	834	-	584	250	1085	8,3	95	238	196	0,205
2	BTX-02	60/40	840	8,4	504	336	1095	8,4	96	240	197	0,205
3	BTX-03	40/60	846	8,5	423	423	1100	8,5	97	242	198	0,205
4	BTX-04	20/80	852	8,5	341	511	1110	8,5	97	243	201	0,205

trong đó: Thành phần “rắn” gồm hỗn hợp tro bay (TB), xỉ lò cao (Xi); Al₂O₃ và phần rắn của dung dịch hoạt hóa (NaOH và Na₂SiO₃).

2.4. Điều kiện bảo dưỡng mẫu

Trong nghiên cứu này, các mẫu thí nghiệm bê tông xanh thí nghiệm được tĩnh định sau 24 giờ trong khuôn đúc. Sau đó các mẫu thử được tháo khuôn và đưa đi sấy trong tủ sấy ở 50-80°C trong vòng từ 1,0 đến 2,0 giờ. Tiếp sau đó, mẫu được đưa đi bảo dưỡng trong môi trường nước ở nhiệt độ phòng thí nghiệm (ở 25 ± 2)°C cho đến các tuổi thí nghiệm yêu cầu.

3. KẾT QUẢ VÀ BÀN LUẬN

3.1. Tính chất của hỗn hợp bê tông xanh sử dụng chất kết dính không xi măng

Thực nghiệm trong điều kiện phòng thí nghiệm theo tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành, đã xác định khối lượng thể tích và độ chảy xòe của hỗn hợp bê tông xanh, kết quả thu được thể hiện trong Bảng 2.

Bảng 2. Khối lượng thể tích và độ chảy xòe của hỗn hợp bê tông không xi măng

STT	Ký hiệu mẫu	Tỷ lệ vật liệu sử dụng		Khối lượng thể tích (kg/m ³)	Độ chảy xòe (cm)
		TB/Xi	DDHH/ALS		
1	BTX-01	80/20	0,35	2235	23
2	BTX-02	60/40		2264	22
3	BTX-03	40/60		2282	21,5
4	BTX-04	20/80		2340	20

Từ số liệu trong Bảng 2 cho thấy, khi thay đổi tỷ lệ tro bay/xỉ luyện kim từ 80/20 đến 20/80 thì tính công tác của hỗn hợp bê tông thay đổi đáng kể. Độ xòe ngay sau khi nhào trộn của hỗn hợp bê tông giảm từ 23 cm xuống 20 cm. Bên cạnh đó, tỷ lệ 1% bột Al₂O₃ không ảnh hưởng đáng kể

đến tính công tác của hỗn hợp bê tông sau khi nào trộn. Hỗn hợp thu được có tính công tác tốt hơn bê tông xi măng truyền thống mặc dù với tỷ lệ Nước/Rắn = 0,205. Điều này được giải thích một phần do thành phần không sử dụng xi măng, lượng nước không bị mất do xi măng thủy hóa, đồng thời do tác động tương hỗ của phụ gia siêu dẻo SR 5000F và hỗn hợp bê tông không có cốt liệu lớn, nên hỗn hợp sau khi nhào trộn có độ dẻo cao, độ đồng nhất tốt, không có hiện tượng phân tầng tách lớp giữa các thành phần trong hỗn hợp bê tông.

Hơn nữa, giá trị độ chảy xòe trung bình của hỗn hợp bê tông xanh thay đổi lớn khi hàm lượng xỉ lò cao tăng từ 20% đến 80% trong thành phần cấp phối. Điều này được giải thích bởi xỉ có hiệu ứng thủy lực với nước ở nhiệt độ thường [7, 14]. Chính vì hiệu ứng thủy lực này đã sử dụng một lượng nước để thủy hóa, dẫn đến lượng nước dùng để tạo ra tính công tác của hỗn hợp bê tông giảm, kết quả là độ xòe trung bình đã giảm từ 23 cm (Mẫu có 20% xỉ lò cao) xuống 20 cm (Mẫu có 80% xỉ lò cao) (Hình 2).



Hình 2. Xác định độ xòe của hỗn hợp bê tông xanh trong côn tiêu chuẩn

Ngoài ra, khối lượng thể tích của hỗn hợp chất kết dính được xác định theo phương pháp tiêu chuẩn trong thùng đong có thể tích 1 lít. Giá trị khối lượng thể tích trung bình của hỗn hợp chất kết dính không xi măng vào khoảng 2,28 tấn/m³, giá trị này nhỏ hơn nhiều so với giá trị khối lượng thể tích của hỗn hợp bê tông xi măng truyền thống. Điều này được giải thích là do trong thành phần không có cốt liệu lớn và khối lượng riêng của tro xỉ trong hỗn hợp bê tông này đều nhỏ hơn khối lượng riêng của xi măng.

3.2. Tính chất cơ lý của sản phẩm bê tông xanh không xi măng sau khi rắn chắc

Trong giới hạn của nghiên cứu này, tính chất cơ lý của bê tông xanh được khảo sát gồm: Khối lượng thể tích, cường độ kéo khi uốn và cường độ nén của mẫu ở tuổi 28 ngày. Kết quả thực nghiệm được trình bày trên Bảng 3.

Bảng 3. Tính chất cơ lý của mẫu bê tông xanh sau khi rắn chắc

STT	Tính chất của bê tông xanh	Các mẫu bê tông xanh thí nghiệm			
		BTX-01	BTX-02	BTX-03	BTX-04
1	Khối lượng thể tích ở tuổi 28 ngày (kg/m ³)	2205	2240	2258	2297
2	Cường độ kéo khi uốn ở tuổi 28 ngày (MPa)	4,85	5,20	5,39	5,70
3	Cường độ nén ở tuổi 28 ngày (MPa)	41,0	47,5	50,9	54,5
4	Hiện tượng rêu mốc trên bề mặt sau 28 ngày	Có	Không	Không	Không

Từ Bảng 3 cho thấy rằng, ảnh hưởng của hàm lượng tro bay và xỉ luyện kim đến cường độ của bê tông xanh là đáng kể. Cả 04 cấp phối bê tông xanh không chứa xi măng đều có giá trị cường độ nén trung bình đạt trên 40 MPa tại tuổi 28 ngày, vượt mục tiêu thiết kế về cường độ nén đề ra.

Tuy nhiên, tỷ số cường độ kéo khi uốn và cường độ nén của các mẫu thí nghiệm dao động khoảng 1/8÷1/11. Tỷ số này tương đồng so với bê tông xi măng truyền thống. Điều này cho thấy giá trị cường độ kéo khi uốn của loại bê tông này tuy được gia tăng nhưng tỷ số cường độ kéo/cường độ nén thay đổi không đáng kể [14, 15].

Mặt khác, khối lượng thể tích trung bình của các mẫu thí nghiệm sau khi rắn chắc 28 ngày được xác định ở trạng thái bão hòa nước khô mặt là 2,25 tấn/m³. Từ giá trị khối lượng thể tích này có thể khẳng định loại bê tông xanh không xi măng được xếp vào loại đá nhân tạo tương đối nặng, giá trị này đã giảm được khoảng 5÷10% so với khối lượng thể tích của bê tông truyền thống. Mặt khác, với mẫu bê tông xanh không sử dụng Al₂O₃ thì sản phẩm sau khi tạo hình và tĩnh định 28 ngày có xuất hiện rêu mốc trên bề mặt, nhưng các mẫu thí nghiệm có sử dụng 1% Al₂O₃ thì hiện tượng rêu mốc đã giảm đi đáng kể, thậm trí không còn rêu mốc.

3.3. Phát triển mô hình sản xuất gạch không nung từ hỗn hợp bê tông xanh tạo sinh kế và giảm nghèo bền vững tại tỉnh Nghệ An

Hiện nay, hướng phát triển thương mại hóa sản phẩm bê tông xanh đó là sử dụng hỗn hợp bê tông xanh để chế tạo các sản phẩm gạch xây, gạch trang trí, gạch ốp lát dùng trong xây dựng các công trình xây dựng. Hướng đi này sẽ góp phần phát triển các mô hình sinh kế, tạo việc làm, giảm nghèo bền vững cho các hộ nghèo, hộ cận nghèo, hộ mới thoát nghèo của các vùng nông thôn khó khăn. Dự án sản xuất gạch không nung từ hỗn hợp bê tông xanh không xi măng được triển khai từ tháng 8/2023 theo Chương trình mục tiêu Quốc gia giảm nghèo bền vững. Dự án kéo dài trong 3 năm từ năm 2023 đến năm 2025. Dự án này nhằm mục đích thay bê tông xi măng truyền thống bằng các loại bê tông “xanh” để sản xuất gạch xây, gạch ốp lát vỉa hè, các sản phẩm bê tông trang trí từ hỗn hợp bê tông không xi măng.

Nhà máy đã được xây dựng từ tháng 10/08/2023 và đã hoàn thành lắp đặt hệ thống sản xuất sản phẩm vào ngày 08/12/2023 tại huyện Yên Thành - Nghệ An (Hình 3). Đến nay đề án đã triển khai được hai mô hình: i)- Mô hình 2023: “Sản xuất sản phẩm gạch xây và block gạch xây không nung từ hỗn hợp bê tông xanh không xi măng” và ii)- Mô hình 2024: “Sản xuất sản phẩm gạch ốp lát vỉa hè từ hỗn hợp bê tông xanh không xi măng”.



Hình 3. Thiết bị sản xuất và vật liệu tại nhà xưởng sản xuất trong đề án giảm nghèo 2023-2024

Hệ thống hoạt động từ ngày 10/12/2023 đã sản xuất được 10.000.000 viên gạch xây không nung với kích thước tiêu chuẩn. Sản phẩm đã được nhiều bà con mua tại xưởng sản xuất để phục vụ công việc xây dựng trong gia đình, được chuyển đến một số cửa hàng, đại lý bán vật liệu xây dựng để bán ra thị trường với số lượng lớn hơn.

Bên cạnh đó, Công ty Cổ phần sản xuất và kinh doanh vật liệu xây dựng Hoàng Hưng đã có cam kết hỗ trợ người dân bao tiêu sản phẩm gạch xây và block gạch xây không nung ra thị trường, giúp các gia đình tham gia vào dự án tăng thêm thu nhập và từng bước thoát nghèo bền vững.



Hình 4. Đoàn chuyên gia của Bộ Giáo dục và Đào tạo về kiểm tra quá trình thực hiện đề án giảm nghèo 2023-2024

Hiện tại, giá thành sản phẩm gạch xây không nung từ bê tông xanh đang được bán với giá khoảng 700÷900 đồng/viên, thấp hơn đáng kể so với gạch xi măng-cát-đá mật (giá từ 1.000÷1.500 đồng/viên). Trong tháng 12/2024 đoàn chuyên gia đánh giá của Bộ Giáo dục và Đào tạo đã về địa phương để kiểm tra quá trình triển khai và vận hành mô hình này (Hình 4). Kết quả kiểm tra, Bộ Giáo dục và Đào tạo đánh giá rất cao sản phẩm và sự phát triển của mô hình [16]. Với kết quả đã đạt được của mô hình này, hi vọng trong thời gian tới sản phẩm gạch xây không nung từ hỗn hợp bê tông xanh không xi măng sẽ tiếp tục được đầu tư, phát triển và nhân rộng ra nhiều khu vực nông thôn điều kiện kinh tế khó khăn để tạo ra sinh kế và thoát nghèo bền vững.

4. KẾT LUẬN

Dựa trên các kết quả thực nghiệm cùng nguồn nguyên liệu và phế thải sẵn có trong nước như tro bay nhiệt điện Phả Lại, xỉ lò cao Hòa Phát, ôxít nhôm (Al_2O_3), cát vàng sông Lô, dung dịch kiềm hoạt hóa ($NaOH$ 12M và Na_2SiO_3 với mô đun silic 2,50) và phụ gia siêu dẻo SR 5000F «SilkRoad»,

ngghiên cứu đã chế tạo thành công bê tông xanh hoàn toàn không sử dụng xỉ măng. Loại bê tông này có độ chảy xòe trong côn vừa đạt từ 20 đến 23 cm, cường độ nén dao động từ 41,0 đến 54,5 MPa và cường độ kéo khi uốn từ 4,85 đến 5,70 MPa tại tuổi 28 ngày – hoàn toàn đáp ứng các yêu cầu kỹ thuật trong xây dựng dân dụng và công nghiệp tại Việt Nam.

Kết quả cũng cho thấy, khối lượng thể tích trung bình của hỗn hợp bê tông ở trạng thái dẻo là 2,28 tấn/m³, sau khi rắn chắc ở tuổi 28 ngày đạt khoảng 2,25 tấn/m³. So với bê tông xỉ măng truyền thống, loại bê tông xanh này nhẹ hơn khoảng 5÷10%, góp phần giảm tải trọng công trình, tiết kiệm vật liệu kết cấu và nâng cao hiệu quả thi công. Mặt khác, các mẫu không chứa bột ôxít nhôm có xuất hiện hiện tượng rêu mốc bề mặt khi bảo quản trong điều kiện thường, trong khi các mẫu có bổ sung 1% Al₂O₃ cho thấy bề mặt ổn định, không xuất hiện rêu mốc – mở ra hướng kiểm soát chất lượng và độ bền thẩm mỹ của sản phẩm trong thực tế.

Đặc biệt, gạch xây không nung sản xuất từ hỗn hợp bê tông xanh không xỉ măng hiện đang được thương mại hóa với giá thành chỉ từ 700 đến 900 đồng/viên – rẻ hơn đáng kể so với gạch xỉ măng–cát–đá mặt truyền thống (1.000÷1.500 đồng/viên). Việc triển khai mô hình này không chỉ tận dụng hiệu quả các phế thải công nghiệp, mà còn mở ra cơ hội phát triển sinh kế, tạo việc làm và giảm nghèo bền vững cho người dân ở các vùng nông thôn khó khăn.

Với những kết quả tích cực cả về mặt kỹ thuật, môi trường và kinh tế, sản phẩm bê tông xanh không xỉ măng xứng đáng được tiếp tục nghiên cứu, đầu tư và nhân rộng trong tương lai, góp phần thúc đẩy ngành vật liệu xây dựng theo hướng bền vững và thân thiện với môi trường.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Nguyễn Chí Nhân, Phạm Hữu Hanh. Nghiên cứu khả năng chế tạo bê tông xanh bền xâm thực sử dụng cốt liệu nhiễm mặn ứng dụng trong xây dựng hạ tầng ven sông – biển khu vực Tây Nam Bộ. Tạp chí Vật liệu và Xây dựng, số 04 (2025).
- [2] Nguyễn Thanh Bằng, Nguyễn Tiến Trung, Đinh Hoàng Quân. Ảnh hưởng của độ mịn xỉ lò cao đến cường độ bê tông chất kết dính kiểm hoạt hóa. Tạp chí KH&CN Thủy lợi số 61, trang 16-23, 2020.
- [3] Nguyễn Thắng Xiêm (2013). Khả năng ứng dụng tro bay làm phụ gia trong vữa và bê tông trên nền geopolymer. tập chí khoa học – công nghệ thủy sản. Số 1/2013.
- [4] Thủ tướng Chính phủ (2017). Đề án đẩy mạnh xử lý, sử dụng tro, xỉ, thạch cao của các nhà máy nhiệt điện, nhà máy hóa chất, phân bón làm nguyên liệu sản xuất vật liệu xây dựng và trong các công trình xây dựng, theo Quyết định 426/QĐ-TTg ngày 12/04/2017.
- [5] Thủ tướng Chính phủ (2021). Đẩy mạnh xử lý, sử dụng tro, xỉ, thạch cao của các nhà máy nhiệt điện, nhà máy hóa chất, phân bón làm nguyên liệu sản xuất vật liệu xây dựng và trong các công trình xây dựng, theo Chỉ thị số 08/TC-TTg ngày 26/03/2021.
- [6] Tăng Văn Lâm, Vũ Kim Diễm (2020). Khả năng sử dụng xỉ thải của công nghiệp luyện kim trong sản xuất vật liệu xây dựng. Tạp chí Khoa học & Công nghệ, Bộ công thương, số 43, tháng 10 năm 2020.
- [7] Tăng Văn Lâm, Vũ Kim Diễm, Bulgakov B.I. (2021). Nghiên cứu sử dụng kết hợp tro bay nhiệt điện với xỉ lò cao để chế tạo bê tông xanh không xỉ măng. Tạp chí Xây dựng, 10/2021. Trang 183-190.
- [8] TCVN 10302:2014. Phụ gia hoạt tính tro bay dùng cho bê tông, vữa xây và xỉ măng.
- [9] TCVN 11586:2016. Xi hạt lò cao nghiền mịn cho bê tông và vữa xây dựng.
- [10] TCVN 7570:2006 Cốt liệu cho bê tông và vữa – Yêu cầu kỹ thuật. 2006.
- [11] TCVN 8826:2024. Phụ gia hoá học cho bê tông.
- [12] TCVN 4506:2012. Nước trộn bê tông và vữa. Yêu cầu kỹ thuật.
- [13] TCVN 3121-1-11:2022. Vữa xây dựng - Phương pháp thử.
- [14] Танг Ван Лам, Нго Суан Хунг, Ву Ким Зиен, Булгаков Б.И., Баженова С.И., 2021. Геополимерный бетон с использованием многотоннажных техногенных отходов. Строительство: наука и образование. 2021. Т. 11. Вып. 2.
- [15] Sarker. P., A constitutive model for fly ash based Geopolymer concrete. Architecture Civil Engineering Environment. 2008.
- [16] Trường Đại học Mỏ - Địa chất nghiên cứu và sản xuất bê tông “xanh”. <https://giaoducthoidai.vn/truong-dai-hoc-mo-dia-chat-nghien-cuu-va-san-xuat-be-tong-xanh-post714547.html>.

TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI NỀN MÓNG NÔNG THEO TCVN 9362:2012 VÀ TCVN 4253:2022

Phạm Ngọc Thịnh

Trường Đại học Thủy lợi, email: thinhhtls@tlu.edu.vn

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Nền móng công trình là bộ phận kết cấu chịu lực và truyền tải trọng từ công trình xuống đất nền, giữ một vị trí quan trọng trong việc đảm bảo sự ổn định, an toàn và tuổi thọ lâu dài cho mọi loại hình kiến trúc xây dựng. Trong các giải pháp móng, móng nông, bao gồm móng đơn, móng băng và móng bè, là lựa chọn phổ biến và kinh tế cho nhiều công trình dân dụng, công nghiệp và hạ tầng tại Việt Nam, đặc biệt khi điều kiện địa chất công trình tương đối thuận lợi hoặc tải trọng công trình không quá lớn. Việc xác định chính xác sức chịu tải của nền đất dưới đáy móng nông là một trong những bài toán cốt lõi và phức tạp nhất của ngành Địa kỹ thuật công trình, đòi hỏi sự kết hợp chặt chẽ giữa lý thuyết cơ học đất, kết quả khảo sát địa chất chi tiết và kinh nghiệm thực tiễn. Sự chính xác trong tính toán không chỉ ảnh hưởng trực tiếp đến độ an toàn của công trình mà còn tác động đáng kể đến hiệu quả kinh tế của dự án.

Hiện nay, trong hệ thống Tiêu chuẩn Quốc gia (TCVN) của Việt Nam liên quan đến lĩnh vực xây dựng, các kỹ sư địa kỹ thuật đang đối mặt với một thực tế là có sự tồn tại song song của nhiều tiêu chuẩn cho phép tính toán sức chịu tải của móng nông. Nổi bật và được áp dụng rộng rãi nhất là TCVN 9362:2012 "Thiết kế nền nhà và công trình" [1], một tiêu chuẩn được xây dựng trên cơ sở kế thừa và cập nhật từ các tiêu chuẩn SNI của Liên Xô trước đây, chủ yếu hướng đến các công trình dân dụng và công nghiệp. Bên cạnh đó, TCVN 4253:2022 "Nền các công trình thủy công" [2], với nguồn gốc từ các tiêu chuẩn chuyên ngành thủy lợi, cũng đưa ra các quy định về tính toán móng nông, dù trọng tâm chính là các công trình thủy. Sự khác biệt về nguồn gốc lịch sử, triết lý thiết kế (ví dụ như phương pháp ứng suất cho phép so với phương pháp trạng thái giới hạn), các hệ số an toàn riêng phần, và thậm chí là các công thức tính toán cơ bản giữa các tiêu chuẩn này là điều không thể tránh khỏi. Chẳng hạn, phương pháp tính toán trong TCVN 9362:2012 thường dựa trên các hệ số sức chịu tải và các hệ số điều kiện làm việc có nguồn gốc từ lý thuyết của Terzaghi, Meyerhof và các hiệu chỉnh sau này, trong khi TCVN 4253:2022 có thể áp dụng các bộ hệ số hoặc phương pháp tiếp cận hơi khác biệt, phù hợp hơn với đặc thù tải trọng và điều kiện làm việc của công trình thủy lợi.

Việc tồn tại song song nhiều tiêu chuẩn thiết kế nền móng, tuy mang lại một mức độ linh hoạt nhất định, nhưng cũng tạo ra không ít thách thức trong thực tiễn. Các kỹ sư thiết kế thường phải cân nhắc và lựa chọn giữa các tiêu chuẩn, dẫn đến những kết quả tính toán sức chịu tải có thể chênh lệch đáng kể ngay cả khi điều kiện địa chất và tải trọng không thay đổi. Sự thiếu thống nhất này gây khó khăn cho công tác thẩm tra, thẩm định thiết kế và đôi khi phát sinh tranh luận không cần thiết giữa các bên liên quan, ảnh hưởng đến tiến độ cũng như chi phí của dự án. Hơn nữa, việc lựa chọn tiêu chuẩn áp dụng có thể dẫn đến giải pháp móng khác nhau về kích thước và chi phí, tạo ra một "vùng bất định" trong tối ưu hóa thiết kế. Thực tế này đã được ghi nhận trong một số nghiên cứu so sánh, chẳng hạn khi đối chiếu TCVN 9362:2012 với các chuẩn mực quốc tế tiên tiến như Eurocode 7, vốn nhấn mạnh phương pháp trạng thái giới hạn và hệ số an toàn riêng phần được hiệu chuẩn có hệ thống [6]. Những khác biệt về kết quả tính toán không chỉ phản ánh sự sai biệt về con số, mà còn cho thấy sự khác nhau trong triết lý đảm bảo độ tin cậy của thiết kế.

Nhận thức rõ tầm quan trọng của việc chuẩn hóa và đồng bộ hóa hệ thống tiêu chuẩn quốc gia, Bộ Khoa học và Công nghệ Việt Nam đã và đang thúc đẩy mạnh mẽ quá trình rà soát, cập nhật và hài hòa các TCVN, trong đó có lĩnh vực xây dựng và địa kỹ thuật. Mục tiêu là tạo ra một hành lang pháp lý kỹ thuật thống nhất, minh bạch, dễ áp dụng, phù hợp với thông lệ quốc tế và điều kiện đặc thù của Việt Nam, qua đó nâng cao chất lượng công trình, thúc đẩy đổi mới sáng tạo và tạo thuận lợi cho hội nhập kinh tế. Trong bối cảnh đó, việc nghiên cứu, so sánh và đánh giá một cách toàn diện các phương pháp tính toán sức chịu tải nền móng nông theo các TCVN hiện hành là một nhiệm vụ khoa học cấp thiết và có ý nghĩa thực tiễn cao.

Nghiên cứu này được thực hiện với mục tiêu chính là tiến hành so sánh chi tiết và định lượng các phương pháp tính toán sức chịu tải của nền móng nông theo hai tiêu chuẩn chủ đạo là TCVN 9362:2012 [1] và TCVN 4253:2022 [2]. Phạm vi so sánh sẽ bao gồm việc phân tích các công thức lý thuyết cơ bản. Nghiên cứu sẽ thực hiện tính toán điển hình cho trường hợp móng và điều kiện đất nền phổ biến, qua đó làm rõ mức độ khác biệt trong kết quả sức chịu tải dự báo. Dựa trên những phân tích và kết quả thu được, bài báo sẽ đưa ra những nhận định về ưu nhược điểm của từng phương pháp theo các tiêu chuẩn, đồng thời đề xuất các kiến nghị cụ thể và mang tính xây dựng nhằm góp phần vào quá trình hài hòa hóa các tiêu chuẩn thiết kế nền móng tại Việt Nam. Những kiến nghị được đưa ra nhằm cung cấp cơ sở khoa học và thực tiễn cho việc xem xét, cập nhật và hài hòa hóa các tiêu chuẩn thiết kế nền móng hiện hành, giúp các kỹ sư có thêm căn cứ lựa chọn và áp dụng tiêu chuẩn phù hợp, từ đó góp phần nâng cao tính thống nhất, giảm chênh lệch kết quả thiết kế và tối ưu hóa chi phí xây dựng trong điều kiện Việt Nam.

2. QUÁ TRÌNH HÌNH THÀNH VÀ SỰ PHÂN NHÁNH CỦA CÁC TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ NỀN MÓNG TẠI VIỆT NAM

2.1. Tổng quan về các triết lý thiết kế trong địa kỹ thuật

Trong lĩnh vực thiết kế địa kỹ thuật, hai phương pháp luận chính đã và đang được áp dụng là Phương pháp ứng suất cho phép (Allowable Stress Design - ASD), hay còn gọi là Thiết kế theo ứng suất làm việc (Working Stress Design - WSD), và Phương pháp trạng thái giới hạn (Limit State Design - LSD).

Phương pháp ứng suất cho phép (ASD/WSD): Phương pháp này, với lịch sử ứng dụng lâu đời, dựa trên việc sử dụng một hệ số an toàn tổng thể (global factor of safety) để đảm bảo rằng ứng suất thực tế do tải trọng gây ra trong đất nền hoặc vật liệu kết cấu không vượt quá một giá trị ứng suất cho phép định trước. Ứng suất cho phép thường được xác định dựa trên kinh nghiệm, thử nghiệm và có tính đến các yếu tố không chắc chắn. Mặc dù đơn giản và dễ áp dụng, phương pháp này có xu hướng dẫn đến các thiết kế tương đối bảo thủ và đôi khi không phản ánh đầy đủ các trạng thái làm việc phức tạp của kết cấu và nền đất.

Phương pháp trạng thái giới hạn (LSD): Được phát triển và áp dụng rộng rãi trong những thập kỷ gần đây, phương pháp LSD mang lại một cách tiếp cận toàn diện và hợp lý hơn trong việc đánh giá độ an toàn của công trình. Thay vì một hệ số an toàn tổng thể, LSD sử dụng các hệ số an toàn riêng phần (partial factors of safety) áp dụng cho các loại tải trọng khác nhau (tĩnh tải, hoạt tải, tải trọng gió, v.v.) và cho các đặc trưng cường độ của vật liệu hoặc đất nền. Thiết kế theo LSD xem xét công trình ở hai nhóm trạng thái giới hạn chính:

- Trạng thái giới hạn thứ nhất (Ultimate Limit State - ULS): Liên quan đến khả năng chịu lực, sự ổn định và phá hoại của kết cấu hoặc nền đất (ví dụ: mất khả năng chịu tải của nền, trượt, lật).
- Trạng thái giới hạn thứ hai (Serviceability Limit State - SLS): Liên quan đến điều kiện sử dụng bình thường của công trình, như biến dạng (độ lún, lún lệch), độ võng, rung động không vượt quá giới hạn cho phép.

Phương pháp LSD cho phép tối ưu hóa việc sử dụng vật liệu và giảm chi phí xây dựng mà vẫn đảm bảo mức độ an toàn yêu cầu, đồng thời cung cấp một cơ sở nhất quán hơn để đánh giá độ tin cậy của thiết kế.

2.2. Quá trình phát triển các tiêu chuẩn thiết kế nền móng tại Việt Nam

Lịch sử hình thành và phát triển hệ thống tiêu chuẩn thiết kế nền móng ở Việt Nam có những dấu ấn đặc thù, phản ánh bối cảnh lịch sử và sự tiếp thu có chọn lọc các thành tựu khoa học kỹ thuật từ các quốc gia khác.

Giai đoạn đầu và ảnh hưởng của hệ thống tiêu chuẩn Liên Xô (cũ): Sau giai đoạn đất nước thống nhất, hệ thống tiêu chuẩn xây dựng của Việt Nam, bao gồm cả lĩnh vực địa kỹ thuật, chịu ảnh hưởng sâu sắc từ hệ thống tiêu chuẩn của Liên Xô (cũ). Một trong những tiêu chuẩn nền tảng và được sử dụng rộng rãi trong thời gian dài là TCXD 45-78 "Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình", được biên soạn chủ yếu dựa trên tiêu chuẩn SNiP II-15-74 "Nền nhà và công trình" của Liên Xô. Tiêu chuẩn này đã đặt nền móng cho nhiều thế hệ kỹ sư địa kỹ thuật Việt Nam trong việc tính toán và thiết kế nền móng.

Cùng với quá trình đổi mới và hội nhập, hệ thống tiêu chuẩn quốc gia (TCVN) dần được xây dựng và hoàn thiện. Trong lĩnh vực nền móng, TCVN 9362:2012 "Thiết kế nền nhà và công trình" [1] ra đời như một phiên bản cập nhật của TCXD 45-78, được điều chỉnh để phù hợp hơn với hệ thống TCVN nói chung và các điều kiện thực tế tại Việt Nam. Tiêu chuẩn này chủ yếu được áp dụng cho các công trình dân dụng và công nghiệp, và về cơ bản vẫn kế thừa nhiều nội dung cũng như triết lý thiết kế từ nguồn gốc SNiP, mặc dù có những cập nhật và bổ sung nhất định.

Song song với đó, một hướng phát triển khác cũng hình thành, đặc biệt trong lĩnh vực công trình thủy lợi. Tiêu chuẩn TCVN 4253:2022 "Nền các công trình thủy công" [2] được ban hành gần đây, có nguồn gốc biên soạn chính từ tiêu chuẩn SP 23.13330.2018 "Nền các công trình thủy" của Liên bang Nga. Sự ra đời của TCVN 4253:2022, với các quy định riêng cho móng nông trong công trình thủy lợi, đã tạo ra một sự "phân nhánh" rõ rệt trong hệ thống tiêu chuẩn thiết kế nền móng. Điều này có nghĩa là, tùy thuộc vào loại hình công trình (dân dụng/công nghiệp hay thủy lợi), các kỹ sư có thể phải tham chiếu đến các tiêu chuẩn khác nhau, mà bản thân các tiêu chuẩn này lại có nguồn gốc từ các phiên bản (cũ hơn hoặc mới hơn) của hệ thống tiêu chuẩn Nga, dẫn đến sự khác biệt tiềm tàng trong các giả thiết, hệ số an toàn, và phương pháp tính toán chi tiết.

Đối với hệ thống TCVN hiện hành, TCVN 9362:2012 chủ yếu kế thừa triết lý thiết kế theo ứng suất cho phép của SNiP, mặc dù đã bổ sung khái niệm kiểm tra trạng thái giới hạn. Ngược lại, TCVN 4253:2022 - với nguồn gốc từ SP 23.13330.2018 – thể hiện rõ định hướng thiết kế theo trạng thái giới hạn, áp dụng hệ số an toàn riêng phần và yêu cầu đánh giá đồng thời trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn sử dụng. Chính sự khác biệt về triết lý này giải thích nguyên nhân dẫn đến kết quả tính toán sức chịu tải khác nhau được trình bày ở các phần tiếp theo.

2.3. Bối cảnh quốc tế

Trong bối cảnh quốc tế, nhiều hệ thống tiêu chuẩn tiên tiến như Eurocode 7 "Geotechnical design" của châu Âu hay AASHTO LRFD "Bridge Construction Specifications" của Hoa Kỳ [4] đã chuyển hoàn toàn sang phương pháp trạng thái giới hạn (LSD/LRFD). Các tiêu chuẩn này được xây dựng dựa trên cơ sở dữ liệu thực nghiệm phong phú, các phân tích độ tin cậy và được cập nhật thường xuyên, trở thành những tham chiếu quan trọng cho việc phát triển tiêu chuẩn của nhiều quốc gia, bao gồm cả Việt Nam trong quá trình hội nhập.

Sự hình thành và phân nhánh của các tiêu chuẩn thiết kế nền móng tại Việt Nam, với những ảnh hưởng từ các hệ thống tiêu chuẩn quốc tế khác nhau và qua các thời kỳ khác nhau, đã tạo nên một bức tranh phức tạp, đòi hỏi sự nghiên cứu, so sánh và đánh giá kỹ lưỡng nhằm hướng tới một hệ thống tiêu chuẩn thống nhất, hài hòa và cập nhật, đáp ứng yêu cầu phát triển của đất nước.

3. SO SÁNH TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI THEO TCVN 9362:2012 VÀ TCVN 4253:2022

Để làm rõ những điểm tương đồng và khác biệt trong việc xác định sức chịu tải của nền móng nông, phần này sẽ đi sâu vào phân tích cơ sở lý thuyết và các công thức tính toán được quy định trong hai tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành là TCVN 9362:2012 và TCVN 4253:2022. Đồng thời, một nghiên cứu tình huống cụ thể sẽ được thực hiện để định lượng sự khác biệt trong kết quả tính toán.

3.1. Khung tính toán theo TCVN 9362:2012 [1]

Tiêu chuẩn TCVN 9362:2012 quy định việc tính toán nền móng phải được thực hiện theo hai nhóm trạng thái giới hạn: trạng thái giới hạn thứ nhất về cường độ (sức chịu tải) và trạng thái giới hạn thứ hai về biến dạng (độ lún, độ lún lệch).

Xác định các thông số tính toán của đất nền: Tiêu chuẩn yêu cầu sử dụng các trị tính toán của các đặc trưng cơ lý của đất (A). Các trị này được xác định từ trị tiêu chuẩn (A^{tc}) thông qua hệ số an toàn về đất (k_d) theo công thức:

$$A = \frac{A^{tc}}{k_d} \quad (1)$$

Hệ số k_d phụ thuộc vào số lượng mẫu thí nghiệm và mức độ đồng nhất của đất nền.

Điều kiện đảm bảo sức chịu tải của nền: Sức chịu tải của nền được xem là đảm bảo nếu tải trọng tính toán tác dụng lên nền (N) không vượt quá sức chịu tải tính toán của nền (Φ) chia cho hệ số điều kiện làm việc k_{tc} :

$$N \leq \frac{\Phi}{k_{tc}} \quad (2)$$

trong đó, N là tải trọng thẳng đứng tính toán ở đáy móng theo TCVN 2737:2023 [5], không kể thành phần mô men khi kiểm tra trực tiếp công thức sức chịu tải này. Ảnh hưởng của mô men được xét đến khi xác định áp lực lớn nhất dưới đáy móng. Φ là sức chịu tải tính toán của nền. k_{tc} là hệ số điều kiện làm việc, lấy không nhỏ hơn 1,2 phụ thuộc vào tầm quan trọng của công trình và mức độ nghiên cứu.

Công thức tính sức chịu tải tính toán của nền (Φ , kN/m²) [1]: Đối với móng chữ nhật chịu tải trọng thẳng đứng đúng tâm, sức chịu tải tính toán của nền được xác định theo công thức tổng quát sau (dựa trên các yếu tố ảnh hưởng từ đất nền, kích thước móng và độ sâu chôn móng):

$$\Phi = m \cdot [A \cdot b \cdot \gamma'_I + B \cdot h \cdot \gamma'_{II} + D \cdot c_I] \quad (3)$$

trong đó:

m : hệ số điều kiện làm việc của nền, phụ thuộc vào loại đất và phương pháp thi công.

b : chiều rộng của đáy móng.

h : chiều sâu chôn móng, tính từ mặt đất tự nhiên hoặc mặt san lấp đến đáy móng. Trong trường hợp phụ tải hai bên móng không đều, h được lấy ứng với phía có tải trọng bé nhất.

γ'_I : trọng lượng thể tích tính toán của đất dưới đáy móng (có kể đến lực đẩy nổi của nước nếu mực nước ngầm cao).

γ'_{II} : trọng lượng thể tích tính toán trung bình của các lớp đất nằm trên đáy móng.

c_I : lực dính đơn vị tính toán của đất dưới đáy móng.

A, B, D : các hệ số sức chịu tải không thứ nguyên, phụ thuộc vào góc ma sát trong tính toán của đất dưới đáy móng (φ_I) và tỷ số các cạnh của đế móng.

3.2. Khung tính toán theo TCVN 4253:2022 [2]

Tiêu chuẩn TCVN 4253:2022 định nghĩa khả năng chịu tải của nền là khả năng nền chịu được tải trọng lớn nhất từ công trình mà không bị phá hoại hoặc lún quá mức cho phép, đảm bảo công trình sử dụng bình thường. Việc tính toán sức chịu tải dựa trên sự phân bố ứng suất và biến dạng trong hệ "công trình-nền".

Công thức tính sức chịu tải giới hạn (R_{gh}): Đối với trường hợp tổng quát, khi các hệ số sức chịu tải N_γ, N_c, N_q và hệ số K được tra từ Bảng VI.1 [2] (để xác định chiều dài đoạn ED trên Hình VI.1a [2], $ED = K \cdot b$), sức chịu tải giới hạn R_{gh} của nền được xác định theo công thức (tương tự công thức Terzaghi hoặc Meyerhof dạng cơ bản):

$$R_{gh} = \gamma_1 \cdot b \cdot N_\gamma + c_1 \cdot N_c + q \cdot N_q \quad (4)$$

trong đó:

γ_1 : trọng lượng thể tích tính toán của đất nền dưới đáy móng.

b : chiều rộng đáy móng.

c_1 : lực dính đơn vị tính toán của đất nền dưới đáy móng.

q : cường độ tải trọng đều trên đoạn ED của lăng thể ép trời (tương đương với áp lực hiệu quả do lớp đất phủ bên cạnh móng gây ra tại cao độ đáy móng, $q = \gamma'_{II} \cdot h$).

N_γ, N_c, N_q : các hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào góc ma sát trong tính toán của đất nền.

3.3. Thông số cho nghiên cứu tình huống so sánh

Để định lượng sự khác biệt, một trường hợp tính toán cụ thể được xem xét với các thông số sau:

Kích thước móng: Móng vuông, 2m x 2m ($b = 2m$).

Chiều sâu chôn móng (h): 1,5m.

Hệ số an toàn tổng thể F_s giả định cho mục đích so sánh: $F_s = 3$.

Đặc trưng cơ lý của đất nền như trong bảng 1:

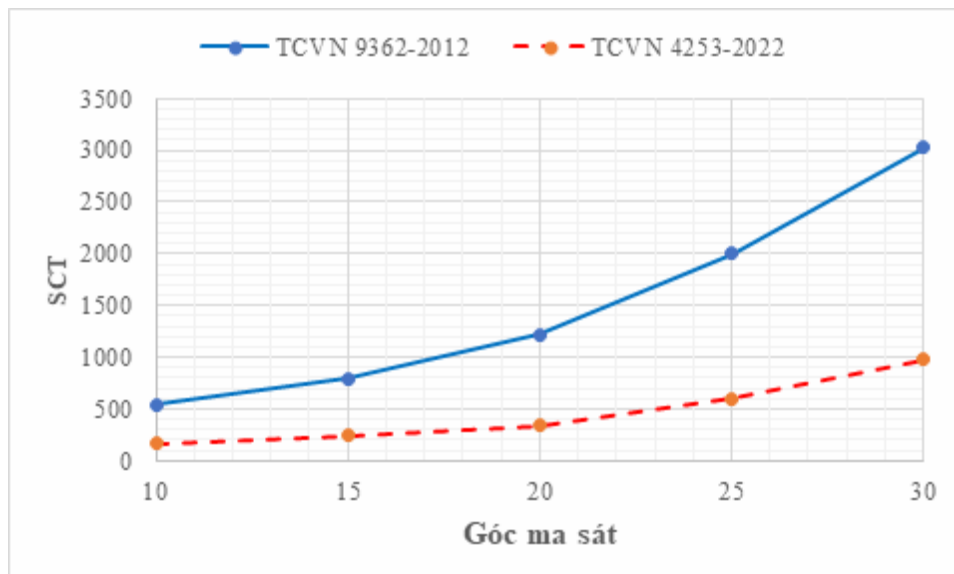
Bảng 1. Chỉ tiêu cơ lý của đất nền

STT	Thông số	Đơn vị	Giá trị				
1	Dung trọng γ_I	kN/m ³	16,5				
2	Góc ma sát φ_I	độ	10	15	20	25	30
3	Lực dính c_I	kN/m ²	20				

Trong trường hợp tính toán theo ứng suất tổng, sử dụng γ và c, φ ở điều kiện không thoát nước (undrained). Trong trường hợp tính toán theo ứng suất có hiệu, sử dụng γ', c', φ' phù hợp với kết quả thí nghiệm nén ba trục.

3.4. Kết quả so sánh tính toán

Kết quả tính toán sức chịu tải của nền (SCT) theo hai tiêu chuẩn, ứng với các giá trị góc ma sát trong khác nhau, được trình bày trên Hình 1.



Hình 1. Sức chịu tải của đất nền ứng với TCVN

Theo TCVN 9362:2012 (đường màu xanh, liền): Giá trị SCT tăng đáng kể khi góc ma sát trong tăng từ 10° đến 30° . Mức tăng này có xu hướng gần như theo hàm số mũ, cho thấy sự nhạy cảm lớn của sức chịu tải với sự thay đổi của góc ma sát trong theo công thức của tiêu chuẩn này.

Theo TCVN 4253:2022 (đường màu cam, nét đứt): Giá trị SCT cũng tăng khi góc ma sát trong tăng, tuy nhiên, mức tăng này ít hơn rõ rệt so với TCVN 9362:2012 và có xu hướng tăng tuyến tính hơn.

Hình 1 cho thấy một sự khác biệt đáng kể trong kết quả tính toán sức chịu tải giữa hai tiêu chuẩn. Cụ thể, với cùng một giá trị góc ma sát trong, TCVN 9362:2012 thường cho giá trị sức chịu tải cao hơn so với TCVN 4253:2022, và sự chênh lệch này càng lớn khi góc ma sát trong tăng. Điều này cho thấy các công thức và/hoặc các hệ số sức chịu tải được sử dụng trong TCVN 9362:2012 có thể nhạy cảm hơn với thông số góc ma sát, hoặc các giá trị hệ số sức chịu tải N_γ, N_c, N_q hoặc các hệ số tương đương A, B, D trong TCVN 9362:2012 tăng nhanh hơn theo góc ma sát so với các hệ số tương ứng trong TCVN 4253:2022.

Sự khác biệt này có thể bắt nguồn từ nhiều yếu tố, bao gồm: các giả thiết cơ bản về cơ chế phá hoại của nền đất, các công thức lý thuyết gốc được sử dụng để xây dựng các hệ số sức chịu tải, các hệ số hiệu chỉnh cho hình dạng móng, độ sâu chôn móng, và đặc biệt là các hệ số an toàn riêng phần hoặc các triết lý an toàn ngầm ẩn trong từng tiêu chuẩn, vốn được kế thừa từ các tiêu chuẩn gốc quốc tế (SNIIP và SP).

4. KẾT LUẬN

Nghiên cứu đã thực hiện so sánh chi tiết các phương pháp xác định sức chịu tải của nền móng nông theo hai tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành: TCVN 9362:2012 và TCVN 4253:2022. Thông qua phân tích lý thuyết, đối chiếu công thức và tính toán tình huống điển hình, một số kết quả chính được rút ra như sau:

- Chênh lệch kết quả tính toán: Với cùng điều kiện đất nền và kích thước móng, TCVN 9362:2012 cho giá trị sức chịu tải cao hơn rõ rệt so với TCVN 4253:2022, đặc biệt khi góc ma sát trong của đất tăng.
- Độ nhạy khác biệt: Quan hệ giữa sức chịu tải và góc ma sát trong cho thấy TCVN 9362:2012 phản ứng theo dạng hàm mũ, trong khi TCVN 4253:2022 chỉ tăng gần tuyến tính, phản ánh sự khác nhau về hệ số sức chịu tải và các yếu tố hiệu chỉnh.
- Khác biệt về nền tảng và triết lý thiết kế: Hai tiêu chuẩn bắt nguồn từ các hệ thống quốc tế khác nhau (SNIIP và SP của Nga), dẫn đến sự khác biệt trong giả thiết, phương pháp và cách sử dụng hệ số an toàn, từ đó tạo nên sự sai khác trong mô hình hóa cơ chế phá hoại của nền.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Bộ Khoa học và Công nghệ, TCVN 9362:2012: Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình. Hà Nội, Việt Nam, 2012.
- [2] Bộ Khoa học và Công nghệ, TCVN 4253:2022: Nền các công trình thủy công. Hà Nội, Việt Nam, 2022.
- [3] European Committee for Standardization, Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules (EN 1997-1:2004). Brussels, Belgium, 2004.
- [4] American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th ed. Washington, D.C., USA, 2017.
- [5] Bộ Xây Dựng, TCVN 2737:2023: Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế. Hà Nội, Việt Nam, 2023.
- [6] C. T. Nguyen, A. D. Nguyen, and H. L. T. Nguyen, "Bearing capacity of shallow foundations: A comparative study between Vietnamese Standard (TCVN 9362: 2012) and Eurocode 7," AIP Conference Proceedings, vol. 2234, no. 1, p. 030004, May 2020. [DOI: 10.1063/5.0008085].

ỨNG DỤNG MÔ HÌNH MIKE FLOOD MÔ PHỎNG NGẬP LỤT Ở VÙNG HẠ LƯU HỆ THỐNG SÔNG SÀI GÒN - ĐỒNG NAI

Phan Khanh Khánh

Trường Đại học Thủy lợi, email: khanhpk@tlu.edu.vn

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Vùng hạ lưu hệ thống sông Sài Gòn - Đồng Nai (SG-ĐN), nơi có thành phố Hồ Chí Minh (Tp. HCM) – trung tâm kinh tế lớn nhất Việt Nam, là ví dụ điển hình về đô thị ven biển Đông Nam Á chịu tác động mạnh của biến đổi khí hậu và nước biển dâng. Nguyên nhân chính là do địa hình thấp, đô thị hóa nhanh, hệ thống kênh rạch dày đặc và thiếu biện pháp kiểm soát triều hiệu quả. Năm 2005, Tp. HCM nằm trong top 10 thành phố có dân số bị ảnh hưởng bởi lũ lớn nhất thế giới [1]; dự báo đến năm 2070, sẽ vào top 5 của thế giới [2].

Nhằm giảm thiểu tình trạng ngập lụt, Tp. HCM đã triển khai các công trình kiểm soát triều theo Quyết định 1547 của Thủ tướng Chính phủ với hệ thống cửa van điều tiết theo mực nước sông và thủy triều. Bên cạnh đó, các giải pháp phi công trình như cảnh báo, dự báo ngập, di dời dân cư cũng đóng vai trò quan trọng. Việc xây dựng bản đồ ngập theo các kịch bản khác nhau và phát triển công cụ cảnh báo – dự báo ngập là cần thiết để phục vụ quy hoạch, ứng phó thiên tai và ước tính thiệt hại.

MIKE FLOOD là mô hình thủy động lực tích hợp dòng chảy 1 chiều và 2 chiều, cho phép mô phỏng mực nước và dòng chảy trên sông, vùng cửa sông, vịnh và đồng bằng ngập lũ. Mô hình kết hợp ưu điểm của mô hình 1 và 2 chiều, đồng thời tương thích với hệ thống GIS. Nhờ đó, MIKE FLOOD được ứng dụng nhiều trong các nghiên cứu và đề tài khoa học trên thế giới và Việt Nam.

Trong nghiên cứu này, mô hình MIKE FLOOD được sử dụng để mô phỏng ngập tại vùng hạ lưu hệ thống sông SG-ĐN có xét đến mưa cực đoan và sự vận hành các công trình thủy lợi bao gồm 6 cống ngăn triều được xây dựng tại Tp. HCM. Kết quả mô phỏng là bản đồ ngập 2 chiều với các độ sâu và diện tích ngập khác nhau theo từng kịch bản.

2. KHU VỰC NGHIÊN CỨU

Vùng hạ lưu sông SG-ĐN tiếp giáp với đồng bằng sông Cửu Long, Biển Đông và các tỉnh miền Trung Việt Nam (hình 1). Đây là nơi có hệ thống sông ngòi, kênh rạch chằng chịt, chịu ảnh hưởng của khí hậu nhiệt đới gió mùa và mực nước thủy triều của Biển Đông.



Hình 1. Vùng hạ lưu hệ thống sông Sài Gòn – Đồng Nai [3]

Hồ chứa Dầu Tiếng, Trị An và Phước Hòa giữ vai trò quan trọng trong việc quản lý tài nguyên nước và giảm nhẹ thiên tai tại lưu vực sông SG-ĐN. Hồ Dầu Tiếng chủ yếu cung cấp nước tưới cho nông nghiệp, cấp nước sinh hoạt và góp phần điều tiết lũ cho hạ lưu sông Sài Gòn, đặc biệt là khu vực Tp. HCM. Hồ Trị An ngoài chức năng phát điện còn đóng vai trò điều tiết dòng chảy và kiểm soát lũ trên sông Đồng Nai. Trong khi đó, hồ Phước Hòa giúp chuyển nước từ sông Bé sang sông Sài Gòn và Vàm Cỏ, hỗ trợ cấp nước và góp phần giảm ngập úng cho vùng hạ lưu. Từ giữa tháng 5 năm 2016, các công trình chống ngập được khởi công và tính đến nay, tiến độ của dự án đạt trên 93%. Vị trí của các công trình kiểm soát ngập được thể hiện ở hình 2. Các thông số kỹ thuật của các công trình này được trình bày chi tiết trong bảng 1.



Hình 2. Vị trí các công ngăn triều tại thành phố Hồ Chí Minh [4]

Bảng 1. Thông số kỹ thuật của các công trình chống ngập

Cổng	Phú Định	Cây Khô	Bến Nghé	Tân Thuận	Phú Xuân	Mương Chuối
Bề rộng khoang cổng	40M	40M	40M	40M	80M	160M
Số lượng khoang cổng	1	2	1	1	2	4
Cao trình ngưỡng cổng	-5.5M	-5.5M	-5.5M	-5.5M	-5.0M	-6,5÷ -10M
Cao trình cửa van	+3.0M	+3.0M	+3.0M	+3.0M	+3.0M	+3.0M
Cao trình trụ pin	+3.5M	+3.0M	+3.0M	+3.5M	+3.5M	+3.5M

3. ỨNG DỤNG MIKE FLOOD TÍNH TOÁN NGẬP LỤT VÙNG HẠ LƯU HỆ THỐNG SÔNG SÀI GÒN- ĐỒNG NAI

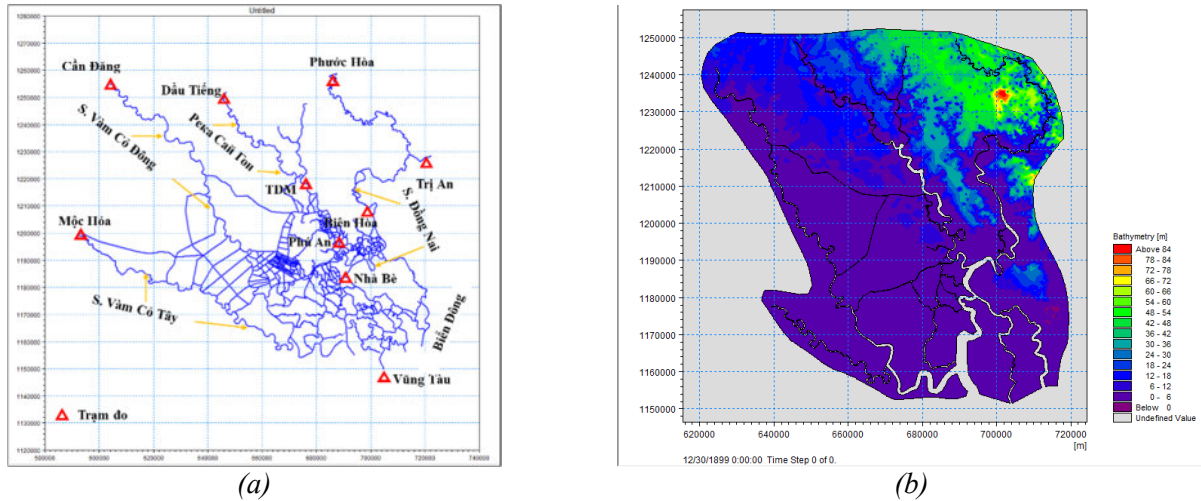
3.1. Mô hình MIKE FLOOD

Dòng chảy ở vùng ngập lũ bao gồm dòng chảy tập trung trong sông và dòng tràn trên bề mặt, diễn ra theo phương ngang hai chiều. Mô phỏng toàn bộ bằng mô hình 2D yêu cầu lưới tính chi tiết, làm tăng thời gian và chi phí tính toán. Do dòng tràn chỉ xuất hiện khi mực nước vượt bờ nên việc kết hợp mô hình 1D cho dòng chảy trong sông và mô hình 2D cho khu vực tràn mặt là giải pháp tối ưu. MIKE FLOOD tích hợp MIKE 11 (1D) và MIKE 21 (2D) thông qua bốn dạng kết nối: tiêu chuẩn, bên, qua công trình và kết nối khô, giúp mô phỏng hiệu quả quá trình ngập lụt tại đồng bằng [5].

MIKE FLOOD là mô hình thủy động lực tích hợp do Viện Thủy lực Đan Mạch (DHI) phát triển, kết nối hai mô hình thành phần: MIKE 11 và MIKE 21. Trong nghiên cứu này, ba mô-đun chính được sử dụng: (1) RR (NAM) – mô phỏng sinh dòng chảy từ mưa; (2) MIKE 11HD – tính toán dòng chảy 1D trong hệ thống sông; (3) MIKE 21 – mô phỏng dòng chảy 2D trên bề mặt khu vực ngập [5-6].

3.2. Dữ liệu đầu vào cho mô hình

- *Dữ liệu địa hình*: Sơ đồ mạng lưới các sông, kênh rạch ở vùng hạ lưu sông SG- ĐN, số liệu về mặt cắt ngang đã được thu thập và đưa vào mô hình MIKE 11 như hình 3a. Các thông số kỹ thuật của 6 công ngăn triều cũng được cài đặt trong mục Control Structures. Dữ liệu về địa hình trong MIKE 21 là bản đồ cao độ số các tỉnh thuộc hạ lưu sông Sài Gòn - Đồng Nai do Bộ Tài nguyên và Môi trường đo đạc hoàn thành năm 2012 đã được thiết lập cho khu vực nghiên cứu (hình 3b).



Hình 3. Sơ đồ mạng sông và địa hình của vùng hạ lưu sông SG-ĐN trong MIKE

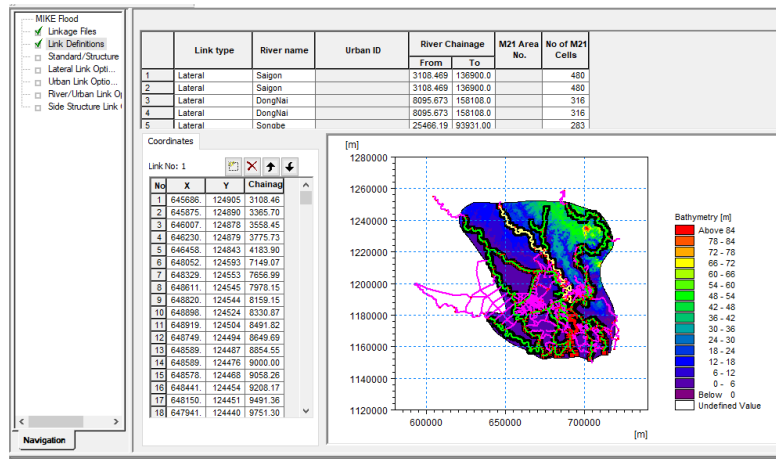
- *Dữ liệu khí tượng thủy văn*: Số liệu mưa, lưu lượng, mực nước tại các trạm đo của khu vực hạ lưu sông SG- ĐN đã được thu thập và xử lý. Trong đó số liệu mưa được thu thập trong giai đoạn 1980-2020 để đưa vào MIKE NAM, lưu lượng tại các trạm Cần Đăng, Phước Hòa, Dầu Tiếng, Trị An từ năm 1980-2021, mực nước tại trạm Vũng Tàu giai đoạn 1988-2020, trạm Mộc Hóa 1980-2020.

3.3. Thiết lập mô hình MIKE FLOOD

- *Lưới thủy lực 1 chiều trong MIKE 11*: Sơ đồ hệ thống các sông lớn như sông Đồng Nai, Sài Gòn, Vàm Cỏ Đông, Vàm Cỏ Tây và các kênh rạch như trong hình 3a với các biên lưu lượng tại Cần Đăng, Dầu Tiếng, Phước Hòa và Trị An, biên mực nước tại Mộc Hóa, Vũng Tàu, Long Tàu, Thị Vải.

- *Lưới địa hình 2 chiều trong MIKE 21*: Khu vực nghiên cứu được rời rạc hóa theo lưới phần tử hữu hạn (FEM) với 5 triệu điểm nút lưới, góc nhỏ nhất cho phép là 26° và diện tích của ô lưới tam giác lớn nhất là 50000m^2 .

- *Kết nối MIKE 11 và MIKE 21 trong MIKE FLOOD*: Các mạng lưới thủy lực và địa hình sau khi được thiết lập và chạy ổn định sẽ được kết nối trong MIKE FLOOD như hình 4.



Hình 4. Sự kết hợp giữa MIKE 11 và MIKE 21 trong MIKE FLOOD

3.4. Hiệu chỉnh và kiểm định mô hình

Mô hình được hiệu chỉnh bằng số liệu mực nước thực đo được tại các trạm thủy văn Thủ Dầu Một, Biên Hòa, Phú An, Nhà Bè, Bến Lức trong giai đoạn 01/10/2012 – 31/12/2012 và kiểm định từ ngày 01/10/2000 – 16/10/2000 tại các trạm này. Độ chính xác của kết quả được đánh giá bằng hệ số tương quan (R^2) và hệ số Nash–Sutcliffe (E_f) như trong bảng 2. Hệ số R^2 và E_f đều trên 0,75 cho thấy bộ thông số của mô hình MIKE FLOOD có độ tin cậy cao trong việc mô phỏng ngập lụt khu vực hạ lưu hệ thống sông SG-ĐN.

Bảng 2. Kết quả hiệu chỉnh và kiểm định mô hình MIKE FLOOD

Trạm đo	Hiệu chỉnh		Kiểm định	
	R^2	E_f	R^2	E_f
Biên Hòa	0.95	0.81	0.93	0.87
Phú An	0.97	0.86	0.96	0.81
Thủ Dầu Một	0.94	0.83	0.93	0.82
Nhà Bè	0.96	0.85	0.98	0.88
Bến Lức	0.95	0.82	0.94	0.81

3.5. Xây dựng các kịch bản mô phỏng

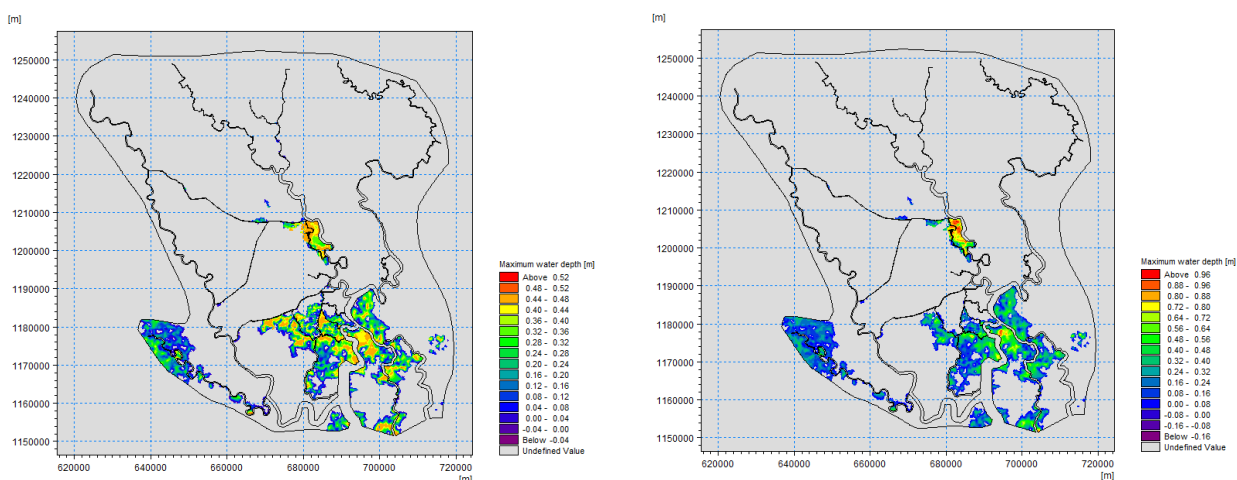
Mục tiêu nghiên cứu là ứng dụng mô hình MIKE FLOOD để mô phỏng ngập lụt ở vùng hạ lưu sông SG- ĐN khi các nguyên nhân gây ngập xảy ra riêng lẻ hoặc đồng thời. Trận lũ lịch sử năm 2000 được chọn làm cơ sở, kết hợp với kịch bản xả lũ thượng nguồn với tần suất 0,1% (tương ứng tần suất kiểm tra của các hồ chứa lớn và công trình kiểm soát triều), cùng với lượng mưa tần suất 1% nhằm đại diện cho các trận mưa cực đoan ngày càng phổ biến trong khu vực (trình bày tại bảng 3). Trong các kịch bản này đều xem xét đến 2 trường hợp là khi các cống ngăn triều mở và đóng.

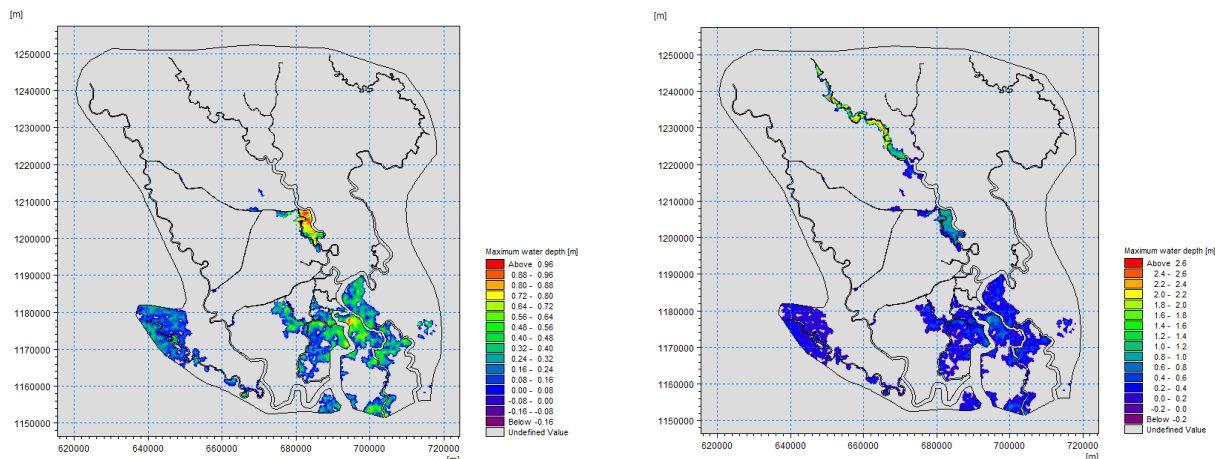
Bảng 3. Các kịch bản mô phỏng trong MIKE FLOOD

Các kịch bản	Mô tả điều kiện biên
Kịch bản 1 (Kb.1)	Thượng lưu: Lưu lượng năm 2020 Hạ lưu: Mức nước thủy triều tại trạm đo Vũng Tàu
Kịch bản 2 (Kb.2)	Thượng lưu: Lưu lượng năm 2020, lượng mưa lớn nhất ứng với tần suất $P = 1\%$ Hạ lưu: Mức nước thủy triều tại trạm đo Vũng Tàu
Kịch bản 3 (Kb.3)	Thượng lưu: Lưu lượng năm 2000, lượng mưa lớn nhất ứng với tần suất $P = 1\%$ Hạ lưu: Mức nước thủy triều tại trạm đo Vũng Tàu năm 2000
Kịch bản 4 (Kb.4)	Thượng lưu: Lưu lượng năm 2000, lượng mưa lớn nhất ứng với tần suất $P = 1\%$ Hạ lưu: Mức nước thủy triều lớn nhất tại trạm đo Vũng Tàu
Kịch bản 5 (Kb.5)	Thượng lưu: Lưu lượng ứng với tần suất $P=0.1\%$, lượng mưa lớn nhất ứng với tần suất $P = 1\%$ Hạ lưu: Mức nước thủy triều tại trạm đo Vũng Tàu ứng với tần suất $P=1\%$.

4. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

Kết quả mô phỏng bằng MIKE FLOOD là bản đồ ngập 2 chiều. Theo kịch bản năm 2020 khi không xảy ra lũ lớn ở thượng nguồn, các vùng trũng thấp hai bên bờ sông như huyện Nhà Bè, Cần Giò, quận 12 (tp. HCM), các xã Phú Đông, Phú Hữu, Phước Khánh (Đông Nai), thậm chí khu vực Tân An, Thủ Thừa (Long An) cũng bị ngập do triều nhưng độ sâu ngập nhỏ, chủ yếu dưới 50cm.

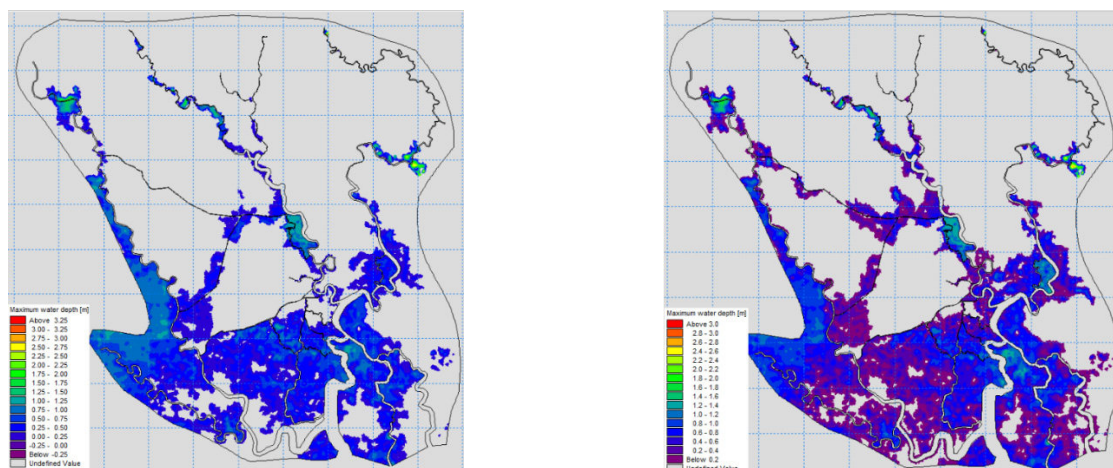
**Hình 5. Bản đồ ngập theo kịch bản 1 khi cống ngăn triều mở (trái) và đóng (phải)**



Hình 6. Bản đồ ngập khi công ngăn triều đóng trong kịch bản 1 (trái) và kịch bản 2 (phải)

Vẫn là kịch bản này, nhưng khi các công ngăn triều vận hành, khu vực huyện Nhà Bè giáp ranh với quận 7 sẽ được bảo vệ khỏi tình trạng ngập lụt, còn các khu vực khác không thay đổi nhiều về diện tích và độ sâu ngập lụt (hình 5). Tuy nhiên, khi xét trong kịch bản 2 với sự xuất hiện của các trận mưa cực đoan thì độ sâu ngập lụt đã tăng lên, nhiều khu vực có độ sâu ngập trên 1m (hình 6).

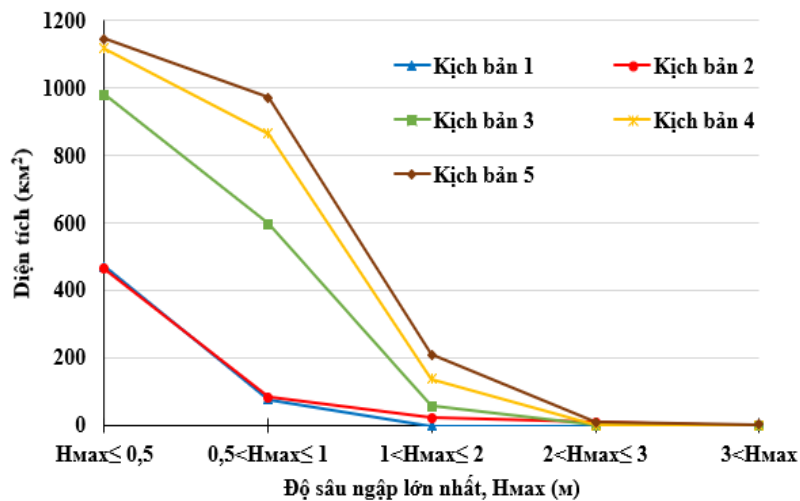
Khi thượng nguồn xuất hiện các trận lũ lớn đi kèm với đó là mực nước triều dâng và mưa lớn như kịch bản 3,4,5 (lúc này các công ngăn triều đóng) thì phạm vi và độ sâu ngập sẽ tăng lên đáng kể (hình 7). Sẽ có khoảng gần 1/3 diện tích của khu vực nghiên cứu bị ngập trên 1m nếu các nguyên nhân gây ngập xảy ra cùng lúc. Điều này sẽ thực sự thảm khốc và hoàn toàn có cơ sở khi xét đến trận lũ lịch sử năm 2000 đã để lại hậu quả vô cùng nghiêm trọng không chỉ ở hạ lưu hệ thống sông SG-ĐN mà còn ở cả đồng bằng sông Cửu Long rộng lớn. Các khu vực đông dân cư, các trung tâm giao thương kinh tế, tài chính như quận 2, quận 7, quận 9, quận Bình Thạnh, thành phố Biên Hòa sẽ bị ngập trong nước. Có nơi ngập đến 1,5m như khu vực quận 12 nằm giữa sông Sài Gòn và sông Vàm Thuật, huyện Long Phước nằm giữa sông Đồng Nai và sông Tác. Mưa lớn kèm theo dòng lũ từ các hồ chứa kết hợp với triều cường từ Biển Đông đổ về thượng nguồn khiến mực nước ở các sông, kênh rạch dâng cao và tràn vào các khu vực lân cận. Với đặc điểm của thủy triều thường sẽ kéo dài trong nhiều giờ khi dâng lên, khiến tình hình ngập lụt trở nên rất phức tạp và khó lường. Hai kịch bản này cũng cho thấy hệ thống công ngăn triều sẽ không thể làm giảm đáng kể diện tích và độ sâu ngập.



Hình 7. Các khu vực bị ngập theo kịch bản 3 (trái) và kịch bản 4 (phải) khi các công đóng

Dựa trên kết quả mô phỏng lũ MIKE, diện tích ngập lụt được tính toán cho từng kịch bản trong trường hợp các công ngăn triều đóng theo từng độ sâu ngập lụt và được thể hiện trong hình 8. Có thể thấy diện tích ngập lụt trên 2m là rất nhỏ còn diện tích lớn nhất ở độ sâu ngập lụt dưới 1m. Đặc biệt, có sự khác biệt rất lớn giữa kịch bản 2 và 3, khi lượng mưa không đổi, nhưng các hồ chứa thượng nguồn xả lũ lớn thì diện tích ngập với $H_{\max} \leq 0,5m$ đã tăng gấp đôi, với $0,5m \leq H_{\max} < 2m$

thậm chí còn tăng hơn gấp đôi. Cuối cùng, khi các yếu tố gây ngập xuất hiện như kịch bản 5 thì diện tích ngập có tăng nhưng không đáng kể so với kịch bản 4, cụ thể diện tích ngập với $H_{\max} \leq 0,5\text{m}$ thực tế không có sự khác biệt, với $0,5\text{m} \leq H_{\max} < 1\text{m}$ và $1\text{m} \leq H_{\max} < 2\text{m}$ chỉ tăng nhẹ khoảng 1,5 lần.



Hình 8. Diện tích ngập theo các kịch bản khi các công ngăn triều đóng

5. KẾT LUẬN

Mô hình MIKE FLOOD mô phỏng ngập ở vùng hạ lưu hệ thống sông Sài Gòn – Đồng Nai với bộ thông số đã được hiệu chỉnh và kiểm định cho kết quả đánh giá đạt loại tốt (hệ số R^2 và E_f đều lớn hơn 0,75). Điều này cho thấy, bộ mô hình này hoàn toàn có thể được sử dụng trong thực tế phục vụ công tác cảnh báo, dự báo, phòng chống giảm nhẹ thiên tai nói chung và lũ lụt nói riêng cho khu vực này và các khu vực khác có đặc điểm địa hình, khí tượng và thủy văn tương tự.

Kết quả mô phỏng cũng chỉ ra rằng, khi các nguyên nhân gây ngập như lũ từ thượng nguồn, mưa cực đoan và thủy triều cùng xảy ra sẽ làm rất nhiều khu vực quận, huyện bị ngập với độ sâu trên 1m. Bên cạnh đó, các công ngăn triều cũng chưa phát huy được hiệu quả bảo vệ ngập trong các kịch bản này. Do đó, cần đề xuất các biện pháp giảm thiểu ngập như xây dựng các hồ chứa điều tiết để tích trữ lượng nước lũ. Các hồ chứa này có thể được xây dựng ngầm, như ở Nhật Bản, nơi đang tiến hành một dự án thí điểm, hoặc cải tạo các hồ hiện có, các khu vực trũng thấp không khả thi về mặt kinh tế để tăng dung tích hồ chứa.

6. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Karamuz M., Ahmadvand F. 2017. Distributed hydrological modeling of coastal flooding and flood damage. Journal of Irrigation and Drainage, issue 143(8). Pp. 17-19.
- [2] Đặng Đồng Nguyên, Lê Thị Hòa Bình. 2021. Đánh giá hiệu quả vận hành của hệ thống kiểm soát triều cho thành phố Hồ Chí Minh. Tạp chí Khoa học và Công nghệ Thủy lợi, 65.
- [3] Lê Thanh Quảng, La Đức Dũng, Trần Ngọc Anh. 2023. Mô phỏng và xây dựng bản đồ ngập lụt hạ lưu hệ thống sông Đồng Nai. Tạp chí khí tượng thủy văn, 747, 9-20.
- [4] Minh Hoàng. 2023. Toàn cảnh 6 công ngăn triều của dự án 10.000 tỉ đồng chống ngập cho TPHCM. Tạp chí Kinh tế Sài Gòn Online, <https://thesaigontimes.vn/toan-can-6-cong-ngan-trieu-cua-du-an-10-000-ti-dong-chong-ngap-cho-tphcm/>
- [5] Hoàng Thái Bình, Trần Ngọc Anh, Đặng Đình Khả. 2010. Ứng dụng mô hình MIKE FLOOD tính toán ngập lụt hệ thống sông Nhật Lệ tỉnh Quảng Bình. Tạp chí Khoa học ĐHQGHN, Khoa học Tự nhiên và Công nghệ 26, 3S, tr. 285-294.
- [6] Denmark Hydraulic Institute (DHI), (2007). MIKE FLOOD User Guide. DHI, 514 pp.

ĐÁNH GIÁ ỔN ĐỊNH MÁI DỐC ĐẬP ĐẤT THEO TCVN 8216, QCVN 04-05 VÀ EUROCODE 7

**Phạm Ngọc Thịnh^{1*}, Lê Hồng Phương¹,
Nguyễn Hoàng Phương Thảo¹, Nguyễn Thị Mai Sương¹**

¹*Trường Đại học Thủy lợi, email: thinhhtls@tlu.edu.vn*

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Phân tích ổn định mái dốc là một trong những bài toán cốt lõi và quan trọng bậc nhất trong lĩnh vực địa kỹ thuật và xây dựng công trình thủy lợi, đặc biệt là đối với các đập đất. Sự mất ổn định của mái dốc, thường xảy ra do mất cân bằng về lực hoặc mô men gây ra bởi trọng lượng bản thân của khối đất và các tải trọng ngoài tác dụng, có thể dẫn đến những hư hỏng nghiêm trọng, gây thiệt hại lớn về kinh tế và an toàn cho cộng đồng. Do đó, việc đánh giá chính xác hệ số an toàn của mái dốc là một yêu cầu bắt buộc trong suốt vòng đời của công trình, từ giai đoạn thiết kế, thi công cho đến vận hành.

Trong lịch sử phát triển của ngành cơ học đất, các phương pháp phân tích ổn định đã liên tục được cải tiến. Cho đến cuối thế kỷ XX, phương pháp cân bằng giới hạn (limit equilibrium method - lem) vẫn được xem là công cụ phổ biến và nền tảng nhất. Phương pháp này được khởi xướng bởi Fellenius [1] và sau đó được phát triển, hoàn thiện bởi nhiều nhà nghiên cứu hàng đầu như Bishop [2], Morgenstern-Price [3], và Spencer [4] với các giả thiết khác nhau về lực tương tác giữa các thoi đất. Song song với LEM, phương pháp Phần tử hữu hạn (Finite Element Method - FEM), với khả năng mô phỏng chi tiết hơn quá trình biến dạng và phân bố ứng suất trong đất, đã ngày càng được áp dụng rộng rãi trong thập kỷ gần đây [5], mang lại một hướng tiếp cận mạnh mẽ hơn trong phân tích ổn định [6]. Các nghiên cứu so sánh đã chỉ ra rằng có sự tương đồng cao (chênh lệch dưới 2%) giữa kết quả tính toán của các phần mềm dựa trên LEM (như Slope/W) và FEM (như Plaxis), qua đó khẳng định độ tin cậy của các công cụ tính toán hiện đại [7].

Tại Việt Nam, công tác thiết kế và thẩm định tuân thủ theo các tiêu chuẩn quốc gia, bao gồm TCVN 8216:2018 về thiết kế đập đất đầm nén [8] và Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia QCVN 04-05:2022 về các quy định chủ yếu trong thiết kế công trình thủy lợi [9]. Các tiêu chuẩn này chủ yếu dựa trên phương pháp tính toán cổ điển với hệ số an toàn tổng thể. Trong khi đó, trên thế giới, các tiêu chuẩn thiết kế hiện đại như Eurocode 7 lại tiếp cận theo phương pháp hệ số riêng phần (partial factor method), nhằm đánh giá các yếu tố không chắc chắn một cách có hệ thống hơn [10].

Sự tồn tại song song của các bộ tiêu chuẩn và sự phát triển của các phần mềm địa kỹ thuật phức tạp đã đặt ra một thách thức lớn. Việc áp dụng các quy định trong tiêu chuẩn quốc gia, đặc biệt là việc gán các hệ số tổ hợp tải trọng hay các hệ số điều kiện làm việc vào phần mềm, vẫn chưa được hướng dẫn một cách chi tiết và đồng bộ. Sự thiếu nhất quán này có thể dẫn đến những sai sót trong mô hình hóa và tính toán, tiềm ẩn nguy cơ làm giảm độ an toàn của công trình. Xuất phát từ thực tiễn đó, bài báo này được thực hiện nhằm các mục tiêu sau: (1) Phân tích ổn định tổng thể cho mái đập đất Thôn 6 – Khắc Khoan bằng phần mềm Geostudio theo phương pháp Bishop; (2) Thực hiện phân tích so sánh kết quả tính toán hệ số an toàn khi áp dụng ba bộ tiêu chuẩn riêng biệt: TCVN 8216:2018, QCVN 04-05:2022 và Eurocode 7; (3) Dựa trên kết quả so sánh, đưa ra các nhận định và khuyến nghị nhằm nâng cao tính chính xác, hiệu quả trong việc kết hợp giữa tiêu chuẩn Việt Nam và các phần mềm chuyên dụng trong thực hành thiết kế.

$$FS = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[\frac{c\beta + W \tan \varphi - \frac{c\beta}{FS} \sin \alpha \tan \varphi}{m_\alpha} \right] \quad (1)$$

trong đó:

c – lực dính

φ - góc ma sát trong

W – trọng lượng của dải đất

β - thông số hình học

α - độ nghiêng của lát cắt

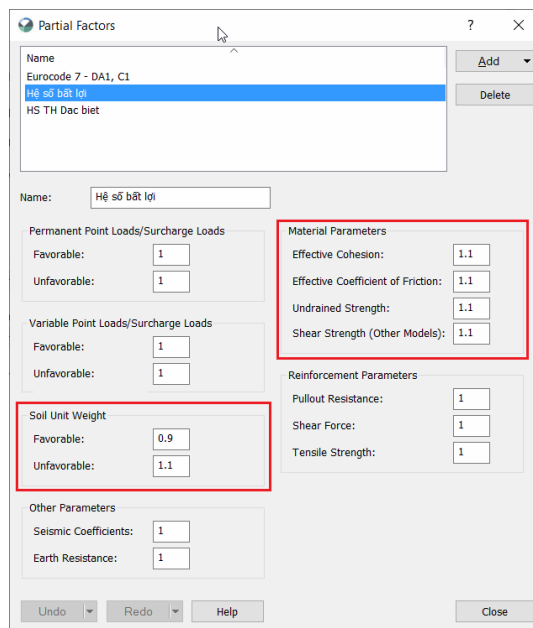
Quy trình phân tích trên phần mềm được thực hiện theo 4 bước: (1) xây dựng mô hình hình học của bài toán; (2) khai báo và gán các thuộc tính vật liệu, điều kiện biên (mực nước); (3) kiểm tra mô hình và tính toán; trích xuất, phân tích và trình bày kết quả.

2.4. Kịch bản mô phỏng

Để thực hiện việc so sánh, nghiên cứu tiến hành phân tích ổn định mái đập theo ba kịch bản khác nhau, tương ứng với ba tiêu chuẩn thiết kế:

Kịch bản 1: Theo TCVN 8216:2018. Bài toán được phân tích cho trường hợp tải trọng cơ bản, với mực nước thượng lưu ở cao trình mực nước dâng bình thường (MNDBT) và hạ lưu không có nước. Hệ số an toàn ổn định cho phép theo tiêu chuẩn trong trường hợp này là $[K]=1,25$.

Kịch bản 2: Theo QCVN 04-05:2022. Phân tích được thực hiện cho tổ hợp tải trọng cơ bản, với hệ số an toàn cho phép $[K]=1,15$. Các hệ số riêng phần (hệ số bất lợi) được áp dụng cho các thông số vật liệu và trọng lượng bản thân theo quy định của tiêu chuẩn và được khai báo vào mô đun Slope/W. Cụ thể, hệ số cho trọng lượng bản thân không thuận lợi là 1,1; hệ số cho lực dính hiệu quả là 1,1 và hệ số cho ma sát hiệu quả là 1,1.



Hình 2. Gán hệ số riêng phần theo QCVN 04-05:2022

Kịch bản 3: Phân tích sử dụng các hệ số riêng phần theo phương pháp thiết kế của Eurocode 7. Các thông số được nhập vào phần mềm theo Tổ hợp 1 (Combination 1) của hướng tiếp cận thiết kế 1 (design approach 1 – DA1). Theo đó, các hệ số được áp dụng lên tải trọng (ví dụ: 1,35 cho tải

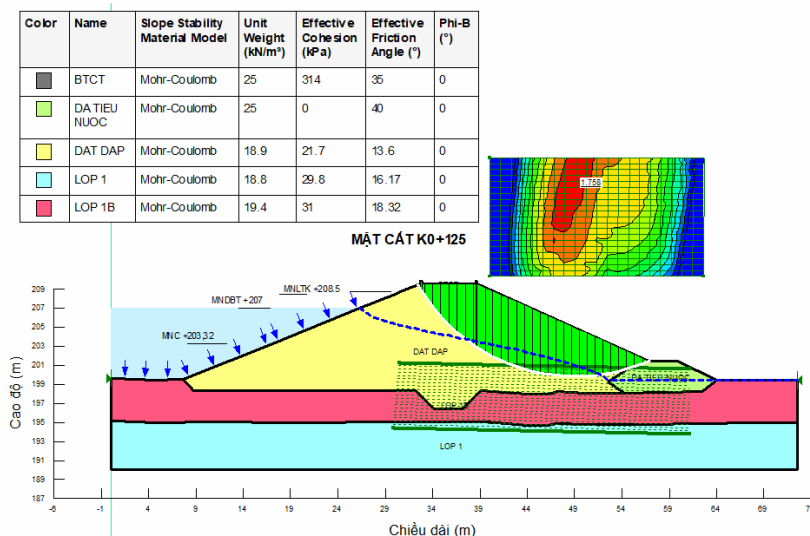
trọng thường xuyên không thuận lợi và 1,5 cho tải trọng tạm thời không thuận lợi) trong khi hệ số cho các thông số vật liệu của đất được giữ bằng 1,0. Trong nghiên cứu này, nhóm tác giả lựa chọn DA1 vì đây là phương pháp mặc định và được khuyến nghị áp dụng cho công trình đập đất đồng chất có điều kiện địa chất và tải trọng đơn giản. DA2 và DA3 thường dành cho các công trình có kết cấu chống đỡ phức tạp hoặc yêu cầu kiểm tra bổ sung, vượt ngoài phạm vi so sánh hệ số an toàn giữa ba bộ tiêu chuẩn của bài báo.

Hình 3. Gán hệ số riêng phần theo Eurocode 7

3. KẾT QUẢ

3.1. Kết quả tính toán theo TCVN 8216:2018

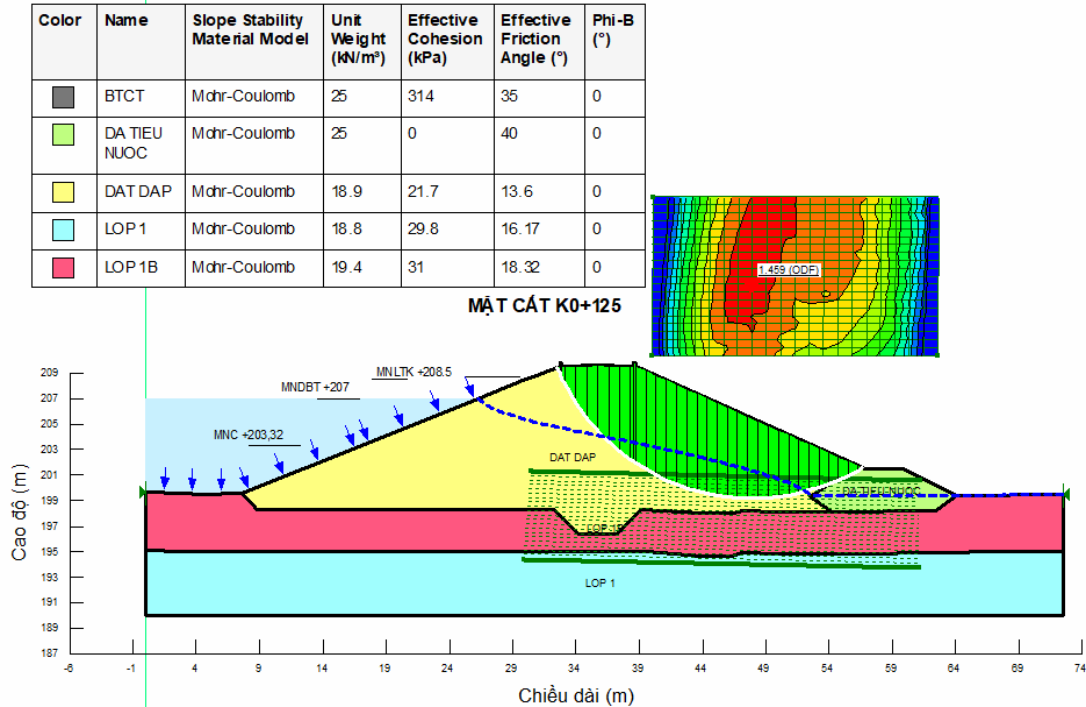
Đối với kịch bản phân tích theo Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 8216:2018, trong trường hợp mực nước thượng lưu là mực nước dâng bình thường (MNDBT) và hạ lưu không có nước, kết quả tính toán được thể hiện trong Hình 4. Phân tích cho thấy cung trượt nguy hiểm nhất có hệ số an toàn ổn định tối thiểu là $K_{\min} = 1,758$. Giá trị này lớn hơn đáng kể so với hệ số an toàn cho phép theo quy định là $[K] = 1,25$.



Hình 4. Kết quả tính theo TCVN 8216:2018

3.2. Kết quả tính toán theo QCVN 04-05:2022

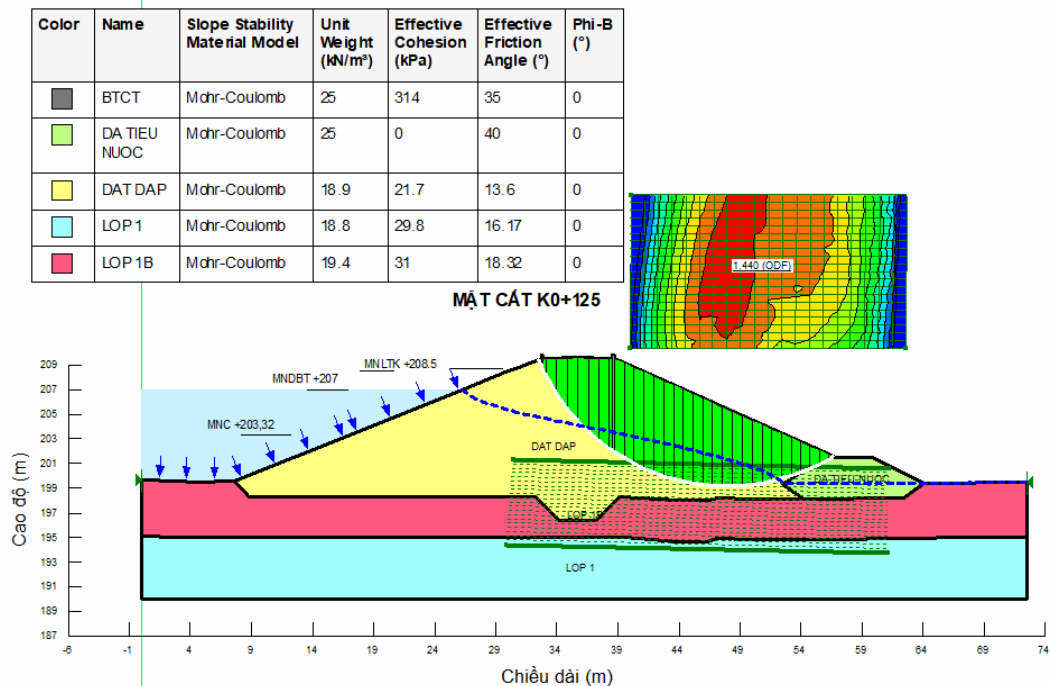
Khi áp dụng các hệ số riêng phần cho tổ hợp tải trọng cơ bản theo Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia QCVN 04-05:2022, kết quả phân tích được trình bày trong Hình 5. Hệ số an toàn ổn định tối thiểu tính toán được là $K_{\min} = 1,459$. Giá trị này cao hơn hệ số an toàn cho phép đối với đập trong trường hợp này là $[K] = 1,15$.



Hình 5. Kết quả tính theo QCVN 04-05:2022

3.3. Kết quả tính toán theo Eurocode 7

Trong kịch bản cuối cùng, việc phân tích được thực hiện bằng cách áp dụng các hệ số riêng phần theo Eurocode 7. Hình 6 cho thấy kết quả tính toán cho trường hợp này. Hệ số an toàn ổn định tính toán được là $K_{\min} = 1,440$. Kết quả này vẫn đảm bảo yêu cầu về ổn định khi lớn hơn hệ số an toàn yêu cầu $[K] = 1,0$.



Hình 6. Kết quả tính theo Eurocode 7

4. KẾT LUẬN

Kết quả nghiên cứu đã cho thấy sự khác biệt đáng kể về hệ số an toàn tính toán (FS) giữa các tiêu chuẩn, với giá trị giảm dần theo thứ tự TCVN 8216:2018 (FS=1,758), QCVN 04-05:2022 (FS=1,459), và Eurocode 7 (FS=1,440). Mặc dù có sự chênh lệch, tất cả các giá trị này đều đảm bảo yêu cầu ổn định theo quy định của từng tiêu chuẩn tương ứng. Sự chênh lệch này được lý giải bởi sự khác biệt trong triết lý thiết kế: TCVN 8216:2018 sử dụng phương pháp hệ số an toàn tổng thể, trong khi QCVN 04-05:2022 và Eurocode 7 áp dụng phương pháp hệ số riêng phần nhằm điều chỉnh các tham số tính toán để phản ánh chính xác hơn các yếu tố không chắc chắn của điều kiện thực tế. Thách thức lớn trong thực tế hiện nay không nằm ở năng lực của công cụ tính toán mà ở sự chưa đầy đủ, nhất quán các tài liệu hướng dẫn chi tiết cho việc áp dụng các tiêu chuẩn quốc gia vào phần mềm, tạo ra nguy cơ sai sót và thiếu nhất quán trong quá trình thiết kế.

Để khắc phục khoảng trống này, cần khẩn trương xây dựng và ban hành các tài liệu hướng dẫn chi tiết về việc khai báo tham số và tổ hợp tải trọng từ tiêu chuẩn Việt Nam vào các phần mềm địa kỹ thuật phổ biến như Geostudio. Việc này sẽ đảm bảo tính chính xác, hiệu quả và nhất quán, góp phần nâng cao độ an toàn cho các công trình thủy lợi trong tương lai.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] W. Fellenius, "Calculation of the stability of earth dams," in Proc. of the second congress on large dams, 1936, pp. 445–463.
- [2] A. W. Bishop, "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes," Geotechnique, vol. 5, no. 1, pp. 7–17, 1955.
- [3] N. R. Morgenstern and V. E. Price, "The analysis of the stability of general slip surfaces," Geotechnique, vol. 15, no. 1, pp. 79–93, 1965.
- [4] E. Spencer, "A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces," Geotechnique, vol. 17, no. 1, pp. 11–26, 1967.
- [5] D. V. Griffiths and P. A. Lane, "Slope stability analysis by finite elements," Geotechnique, vol. 49, no. 3, pp. 387–403, 1999.
- [6] K. Zhang, J. Shi, and Z. Yin, "Stability analysis of channel slope based on FEM strength reduction," in ISOPE International Ocean and Polar Engineering Conference, ISOPE, 2010, p. ISOPE-I.
- [7] Quang, Nguyễn Thanh, Nguyễn Thế Hùng, and Châu Trường Linh. "So sánh các phương pháp phân tích ổn định đập đất hiện nay." (2018).
- [8] "Công trình thủy lợi - thiết kế đập đất đầm nén, TCVN 8216:2018, Tiêu chuẩn quốc gia, Bộ Khoa học và Công nghệ, Việt Nam, 2022;".
- [9] "Công trình thủy lợi - các quy định chủ yếu về thiết kế, QCVN 04-05:2022, Quy chuẩn Quốc gia, Bộ Nông nghiệp và Phát triển nông thôn, Việt Nam, 2022;".
- [10] "Geotechnical design, Eurocode 7, The European Committee for Standardization;".
- [11] Thịnh, P. N. Proposed method for calculating slope stability in the Slope/W module // Journal Science and Technology Water Resources. 2024. T. 84. № 84. C. 97–105.

ẢNH HƯỞNG CỦA SỨC KHÁNG CẮT ĐẾN VỊ TRÍ CUNG TRƯỢT TỐI HẠN TRONG PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH MÁI DỐC

Phạm Ngọc Thịnh

Trường Đại học Thủy lợi, email: thinhtls@tlu.edu.vn

1. GIỚI THIỆU CHUNG

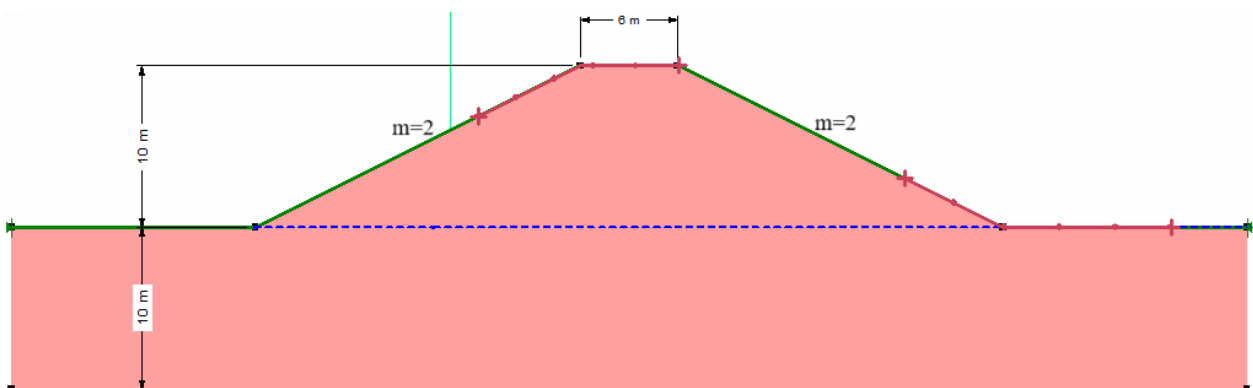
Phân tích ổn định mái dốc là một trong những nhiệm vụ nền tảng và trọng yếu nhất trong lĩnh vực kỹ thuật địa kỹ thuật. Kết quả của các phân tích này không chỉ cung cấp một hệ số an toàn (Factor of Safety - FS) để định lượng mức độ ổn định của mái dốc mà còn xác định vị trí và hình dạng của cung trượt tối hạn tiềm năng. Trong khi hệ số an toàn là chỉ số cho biết khả năng chống chịu phá hoại, việc xác định chính xác vị trí của cung trượt lại có ý nghĩa quyết định đối với nhiều khía cạnh thiết kế kỹ thuật, chẳng hạn như việc quy hoạch khoảng lùi an toàn cho các công trình xây dựng gần đỉnh hoặc chân dốc [1-3].

Tuy nhiên, một thách thức cố hữu trong thực tế phân tích là vị trí của cung trượt tối hạn phụ thuộc đáng kể vào các thông số được sử dụng để mô tả sức kháng cắt của miền vật liệu được mô hình hóa. Ví dụ, cung trượt tối hạn có thể thay đổi khi sử dụng các thông số sức kháng cắt theo ứng suất hữu hiệu thay vì các thông số theo ứng suất tổng tương đương [4]. Hiện tượng này không phải lúc nào cũng rõ ràng và do đó, có thể là nguồn gốc của những khó khăn và nhầm lẫn khi diễn giải các hệ số an toàn được tính toán. Hơn nữa, các tổ hợp thông số sức kháng cắt khác nhau (ví dụ như các cặp lực dính và góc ma sát trong khác nhau) có thể cùng tạo ra một hệ số an toàn đạt yêu cầu thiết kế, nhưng vị trí cung trượt tối hạn trong mỗi trường hợp lại khác biệt đáng kể. Sự không nhất quán này đặt ra một vấn đề nghiêm trọng cho các kỹ sư khi vị trí chính xác của phá hoại là thông tin quan trọng cho thiết kế [5].

Mục tiêu của bài báo này là giải quyết vấn đề nêu trên bằng cách xem xét ảnh hưởng của việc lựa chọn tham số sức kháng cắt đến vị trí của cung trượt tối hạn. Phương pháp phân tích số được tiến hành trên một mô hình mái dốc của một đập đất. Năm kịch bản phân tích khác nhau, mỗi kịch bản đại diện cho một bộ thuộc tính vật liệu riêng biệt, sẽ được xem xét, bao gồm: (1) Ma sát thuần túy; (2) Không thoát nước; (3) Có kể đến ảnh hưởng lực hút; (4) Góc ma sát cao, lực dính thấp; (5) Góc ma sát thấp, lực dính cao. Thông qua việc so sánh các kết quả, bài báo sẽ đưa ra các khuyến nghị về việc lựa chọn thông số sức kháng cắt khi vị trí của cung trượt tối hạn đóng vai trò quan trọng trong một phân tích ổn định.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1 Mô hình hình học



Hình 1. Mặt cắt ngang đập đất

Mô hình được sử dụng trong nghiên cứu này là một đập đất đồng chất, có chiều cao 10 m, được xây dựng trên nền đất đồng chất. Đập có hệ số mái $m = 2$, nghĩa là tỷ lệ giữa chiều dài chân mái và chiều cao đập là 2:1. Bề rộng đỉnh đập được thiết kế là 6 m. Hình dạng và các kích thước chính của mô hình được minh họa trong Hình 1. Trọng lượng riêng của vật liệu đắp đập được giả định không đổi trong tất cả các kịch bản phân tích, với giá trị là 20 kN/m^3 .

2.2. Thiết lập phân tích số

Trong nghiên cứu này, các phân tích ổn định mái dốc được thực hiện bằng mô đun SLOPE/W thuộc bộ phần mềm GeoStudio, một công cụ phân tích cân bằng giới hạn chuyên dụng trong lĩnh vực địa kỹ thuật. Để xác định các cung trượt tiềm năng, phương pháp "Entry and Exit" được sử dụng, cho phép chỉ định vùng bắt đầu và vùng kết thúc trên bề mặt mái dốc, từ đó phần mềm tự động tạo ra và khảo sát toàn bộ các cung trượt hợp lý với hình dạng và vị trí đa dạng. Cách tiếp cận này giúp loại bỏ sự chủ quan trong việc giả định vị trí cung trượt, đồng thời đảm bảo tính khách quan và toàn diện khi xác định cung trượt tới hạn có hệ số an toàn nhỏ nhất. Việc áp dụng phương pháp "Entry and Exit" đặc biệt phù hợp với thực tiễn thiết kế, khi vị trí phá hoại có thể thay đổi tùy thuộc vào điều kiện địa chất, thủy văn và tải trọng tác động lên mái dốc. Ngoài ra, trong tất cả các kịch bản phân tích, điều kiện áp lực nước lỗ rỗng được giữ nhất quán và xác định thông qua một đường bão hòa, nhằm đảm bảo sự đồng nhất khi đánh giá ảnh hưởng của nước ngầm đến ổn định mái dốc. Nhờ đó, phương pháp này không chỉ nâng cao độ tin cậy của kết quả phân tích mà còn giúp các kỹ sư địa kỹ thuật nhận diện đầy đủ các kịch bản phá hoại tiềm năng, phục vụ hiệu quả cho công tác thiết kế và đảm bảo an toàn cho các công trình xây dựng gần mái dốc.

Trong các kịch bản phân tích, mô hình vật liệu Mohr-Coulomb được sử dụng để mô tả sức kháng cắt của đất nhờ khả năng phản ánh đầy đủ hai yếu tố cơ bản là lực dính (c) và góc ma sát trong (ϕ), vốn là các tham số quan trọng nhất quyết định đến hành vi trượt của đất trong điều kiện ứng suất khác nhau. Mô hình Mohr-Coulomb có ưu điểm là đơn giản, dễ áp dụng và phù hợp với đa số vật liệu đất trong thực tế, đồng thời cho phép mô phỏng linh hoạt các trạng thái ứng xử từ đất rời đến đất dính. Việc lựa chọn mô hình này giúp đảm bảo kết quả phân tích có tính thực tiễn cao, đồng thời đáp ứng các yêu cầu kỹ thuật trong đánh giá ổn định mái dốc. Riêng đối với Phân tích 2, mô hình vật liệu không thoát nước (Undrained, $\phi = 0$) được sử dụng nhằm minh họa trường hợp đất có sức kháng cắt không thoát nước không đổi, thường gặp ở các loại đất sét bão hòa dưới tải trọng tác động nhanh. Việc sử dụng mô hình này giúp phản ánh chính xác đặc trưng cơ học của đất trong điều kiện không có sự thoát nước, khi sức kháng cắt chủ yếu được xác định bởi lực dính không thoát nước, còn góc ma sát trong gần như không đóng vai trò đáng kể.

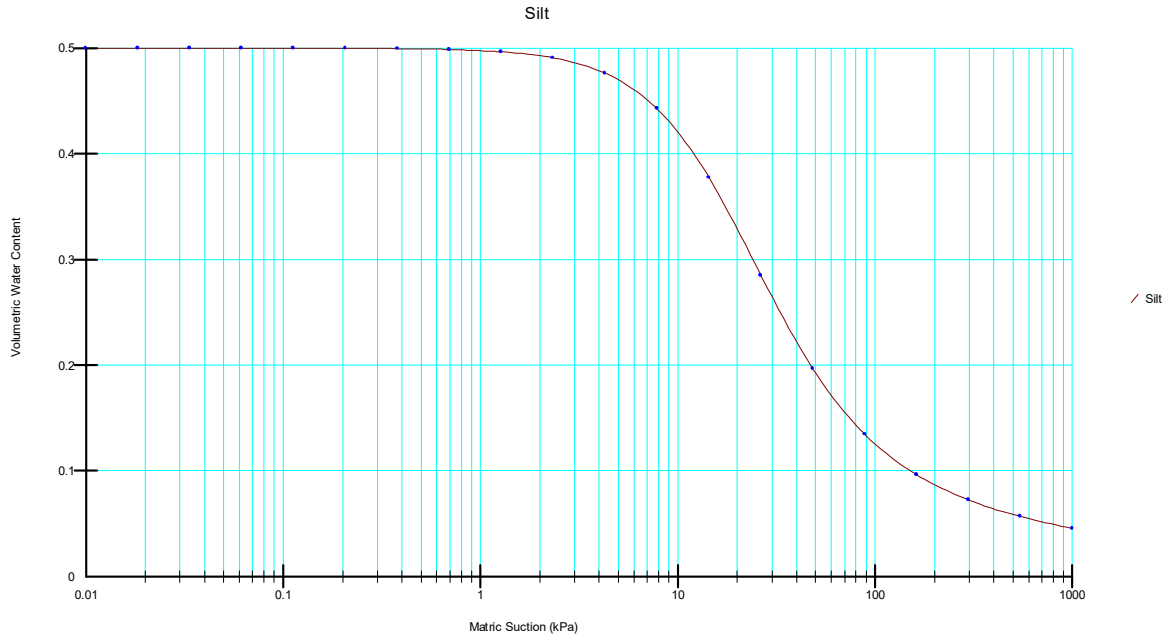
2.3. Các kịch bản phân tích và thông số vật liệu

Nghiên cứu tiến hành tính toán cho 5 kịch bản phân tích, mỗi kịch bản ứng với một bộ thông số vật liệu khác nhau. Các thông số sức kháng cắt đầu vào cho từng trường hợp được tóm tắt trong Bảng 1.

Bảng 1. Thuộc tính sức kháng cắt của đất cho từng kịch bản phân tích

Tên phân tích	Lực dính (kPa)	Góc ma sát trong (độ)	Mục đích kịch bản
1 - Ma sát thuần túy	0	30	Đánh giá xu hướng cung trượt nông trong điều kiện chỉ có ma sát, không có lực dính
2 - Không thoát nước	40	-	Mô phỏng trạng thái đất sét bão hòa chịu tải nhanh, xác định xu hướng cung trượt sâu khi $\phi = 0$
3 - Ảnh hưởng của lực hút	0	30	Xem xét vai trò áp lực nước lỗ rỗng âm trong việc ngăn chặn cung trượt nông
4 - Ma sát cao, dính kết thấp	5	28	So sánh vị trí cung trượt khi tăng ma sát và giảm dính, giữ FS tương đương
5 - Ma sát thấp, dính kết cao	21	15	So sánh vị trí cung trượt khi tăng dính và giảm ma sát, giữ FS tương đương

Phân tích 3, mặc dù có cùng các thông số cơ bản như phân tích 1, nhưng có bao gồm thêm sức kháng cắt do lực hút (suction). Sức kháng này được định nghĩa thông qua một hàm quan hệ thể tích nước-sức hút (volumetric water content function). Hàm này được xây dựng bằng phương pháp ước tính cho vật liệu loại đất bụi (silt), với độ chứa nước bão hòa là 0.5. Độ chứa nước dư được giả định bằng 20% độ chứa nước bão hòa.

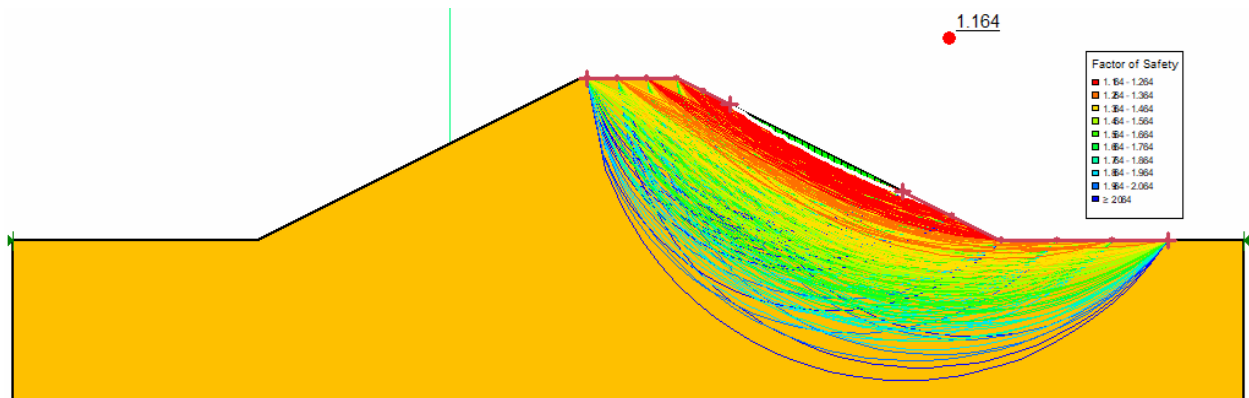


Hình 2. Thể tích ngậm nước(gần đúng) cho phân tích 3

3. KẾT QUẢ

3.1. Kích bản ma sát thuần túy ($c=0$)

Trong trường hợp sức kháng cắt của đất chỉ bao gồm ma sát và có lực dính không đáng kể ($c=0$), cung trượt tới hạn có xu hướng trở nên rất nông. Khi đó, hệ số an toàn của mái dốc sẽ tiến gần đến trường hợp mái dốc vô hạn, được tính bởi công thức $F_s = \tan \varphi / \tan \alpha$, trong đó φ là góc ma sát trong và α là góc nghiêng của mái dốc. Các cung trượt có hệ số an toàn thấp nhất là các cung trượt nằm ngay sát và song song với bề mặt mái dốc, nơi có bán kính trượt lớn nhất. Kết quả phân tích số cho thấy hệ số an toàn tính toán được là 1.164 (Hình 3).

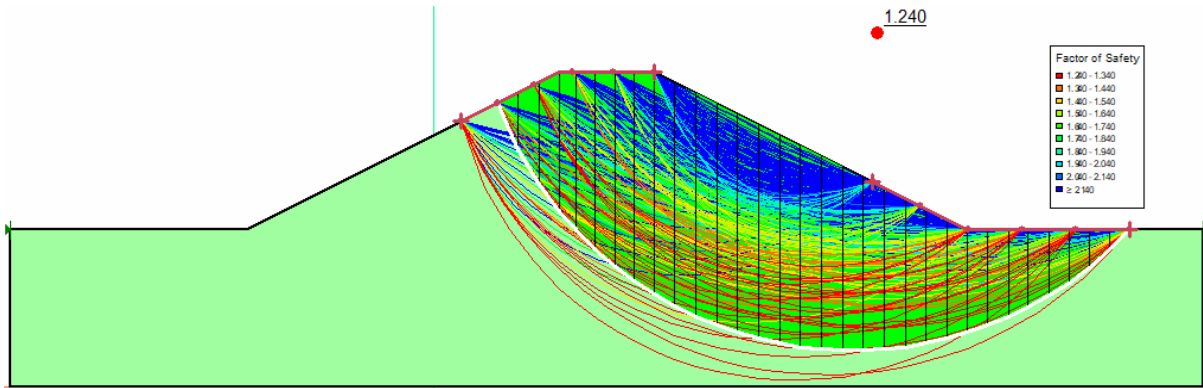


Hình 3. Cung trượt nông trong kích bản phân tích 1

3.2. Kích bản không thoát nước ($\varphi = 0$)

Khi sử dụng mô hình vật liệu không thoát nước, trong đó góc ma sát trong bằng không ($\varphi = 0$), xu hướng ngược lại đã xảy ra. Trong trường hợp này, cung trượt tới hạn có xu hướng phát triển

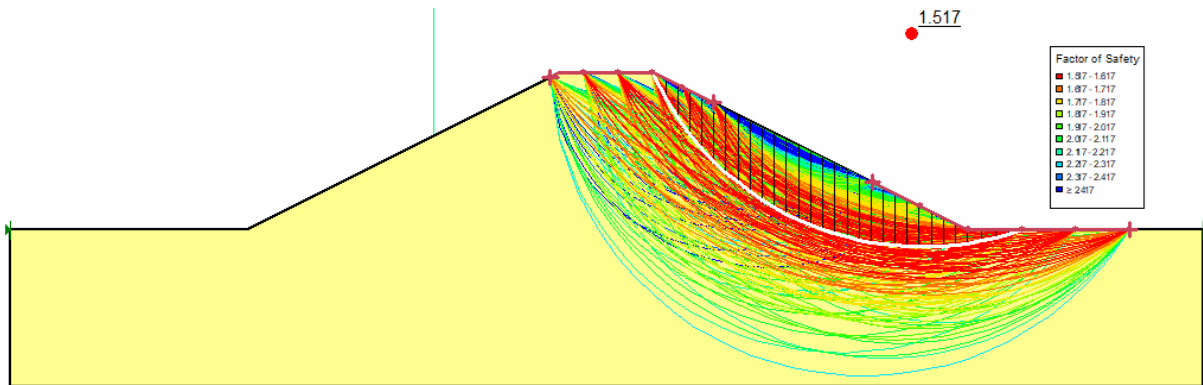
xuống các lớp đất sâu hơn. Do đó, hệ số an toàn nhỏ nhất được xác định bởi cung trượt có bán kính nhỏ nhất. Hình 4 cho thấy một cung trượt sâu, đi qua phần chân của mái dốc, với hệ số an toàn tính toán được là 1.240.



Hình 4. Cung trượt sâu trong kịch bản phân tích 2

3.3. Ảnh hưởng của lực hút

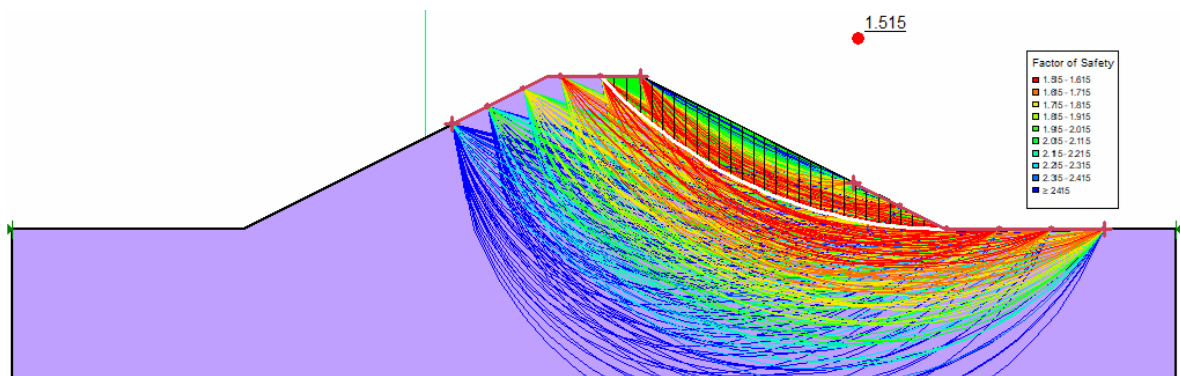
Phân tích 3 có cùng thông số sức kháng cắt cơ bản như phân tích 1 nhưng có kể thêm ảnh hưởng của lực hút do áp lực nước lỗ rỗng âm. Việc bổ sung sức hút đã tạo ra sự khác biệt rất lớn cả về hệ số an toàn và vị trí cung trượt tới hạn. Hệ số an toàn đã tăng đáng kể lên 1.517. Quan trọng hơn, mặc dù lực dính vẫn bằng không, vị trí cung trượt tới hạn đã trở nên thực tế hơn, nằm ở một độ sâu trung bình thay vì trượt nông trên bề mặt. Hình 5 cho thấy sức kháng do sức hút (đường màu xanh) tuy có giá trị nhỏ hơn so với sức kháng do ma sát (đường màu đỏ), nhưng nó đóng vai trò quyết định trong việc ngăn chặn các phá hoại nông.



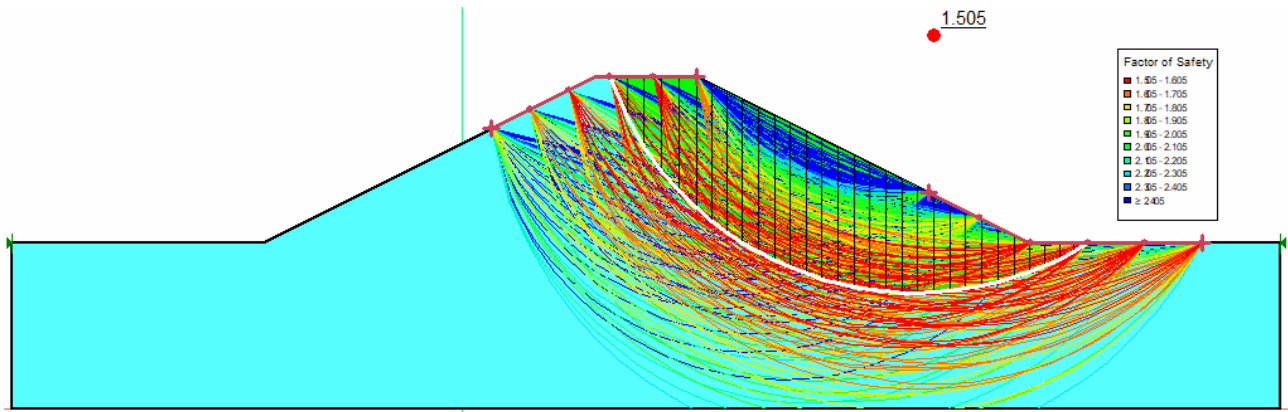
Hình 5. Kết quả ổn định của kịch bản phân tích 3

3.4. So sánh các cặp thông số c, ϕ

Các phân tích 4 và 5 được thực hiện để minh họa việc các cặp thông số c, ϕ khác nhau có thể cùng đạt được một hệ số an toàn xấp xỉ nhau.



Hình 6. Kết quả ổn định của kịch bản phân tích 4



Hình 7. Kết quả ổn định của kịch bản phân tích 5

Mặc dù hai hệ số an toàn này gần như tương đương và đều đạt yêu cầu thiết kế, vị trí của cung trượt tới hạn trong mỗi phân tích lại hoàn toàn khác nhau. Như thể hiện trong hình 6 và hình 7, trường hợp có góc ma sát cao (phân tích 4) tạo ra một cung trượt nông hơn so với trường hợp có lực dính cao (phân tích 5). Điều này nhấn mạnh rằng việc lựa chọn cẩn thận các thông số kháng cắt là cực kỳ quan trọng nếu vị trí cung trượt là một yếu tố cần quan tâm trong thiết kế.

4. THẢO LUẬN

4.1. Sự thiếu thực tế của các mô hình lý tưởng hóa

Các kết quả từ phân tích 1 (ma sát thuần túy) và phân tích 2 (không thoát nước) đã minh họa hai thái cực về vị trí cung trượt: một rất nông và một rất sâu. Tuy nhiên, cả hai kịch bản phá hoại này đều được xem là không thực tế và có khả năng không bao giờ xảy ra trong tự nhiên.

- **Đối với phá hoại nông:** Giả định lực dính bằng không ($c=0$) ở gần bề mặt thường không chính xác. Trong thực tế, lớp đất bề mặt thường hình thành một lớp vỏ khô cứng do quá trình thấm và bốc hơi, hoặc được gia cố bởi hệ rễ thực vật, tạo ra một vùng có sức kháng cắt cao hơn. Nếu sức kháng cắt tăng cường này được kể đến, cung trượt tới hạn sẽ bị đẩy xuống một độ sâu nhất định thay vì trượt ngay trên bề mặt.
- **Đối với phá hoại sâu:** Giả định sức kháng cắt không thoát nước không đổi theo chiều sâu cũng là một sự đơn giản hóa quá mức. Sức kháng cắt không thoát nước của đất dính thường tăng theo chiều sâu do sự gia tăng của ứng suất hiệu quả trong quá trình cố kết. Nếu điều kiện này được áp dụng, các cung trượt sâu sẽ không còn là các cung trượt có hệ số an toàn thấp nhất nữa.

4.2. Vai trò quyết định của lực hút trong việc ngăn chặn cung trượt nông

Nghiên cứu cho thấy rằng cách tốt nhất để tránh các cung trượt nông, phi thực tế là kết hợp ảnh hưởng của lực hút (áp lực nước lỗ rỗng âm) vào phân tích, như đã làm trong phân tích 3. Cơ chế này mang lại một lời giải thích dựa trên cơ sở vật lý cho sự gia tăng sức kháng cắt ở gần bề mặt.

Trong vùng mao dẫn (vùng bão hòa nằm trên mực nước ngầm), áp lực nước lỗ rỗng âm làm tăng ứng suất hữu hiệu, qua đó làm tăng đáng kể sức kháng cắt của đất. Phía trên vùng mao dẫn, khi không khí bắt đầu đi vào các lỗ rỗng, chỉ một phần của áp lực nước lỗ rỗng âm còn đóng góp vào việc tăng cường độ bền. Do đó, sự gia tăng sức kháng cắt do sức hút đạt giá trị cực đại ở đỉnh của vùng mao dẫn, sau đó giảm dần khi đất trở nên khô hơn về phía bề mặt. Kết quả là, ngay cả khi lực dính bằng không, sự tồn tại của sức hút cũng đủ để tạo ra một vùng kháng cắt cao hơn ở gần bề mặt, buộc cung trượt phải phát triển đến một độ sâu trung bình thực tế hơn, như đã thấy trong kết quả của phân tích 3. Các nghiên cứu quốc tế gần đây cũng khẳng định vai trò của đất không bão hòa và lực hút trong ổn định mái dốc, đồng thời mở rộng khung phân tích cho các điều kiện tự nhiên phức tạp [6]–[8].

4.3. Ý nghĩa đối với thiết kế kỹ thuật

Trong nhiều dự án, mục tiêu chính của phân tích ổn định không chỉ là để xác định hệ số an toàn mà còn là để tìm ra vị trí có khả năng xảy ra phá hoại cao nhất, ví dụ như để xác định khoảng lùi xây dựng an toàn cách mép đỉnh dốc.

Kết quả so sánh giữa Phân tích 4 và Phân tích 5 là một minh chứng rõ ràng cho thách thức này. Cả hai kịch bản đều tạo ra hệ số an toàn xấp xỉ 1.5, nhưng vị trí cung trượt lại khác nhau một cách đáng kể. Điều này cho thấy rằng việc chỉ đơn thuần lựa chọn một cặp thông số (c, φ) bất kỳ để đạt được một hệ số an toàn mục tiêu là không đủ và có thể dẫn đến những quyết định thiết kế sai lầm. Do đó, cần phải hết sức cẩn trọng khi lựa chọn các thông số sức kháng cắt nếu vị trí của cung trượt tới hạn là yếu tố quan trọng đối với thiết kế kỹ thuật. Việc xác định sai vị trí phá hoại có thể dẫn đến việc đánh giá sai rủi ro và các biện pháp giảm thiểu không hiệu quả.

4. KẾT LUẬN

Nghiên cứu đã phân tích định lượng ảnh hưởng của các tham số sức kháng cắt đến vị trí cung trượt tới hạn trong tính toán ổn định mái dốc bằng phương pháp cân bằng giới hạn. Kết quả cho thấy vị trí cung trượt phụ thuộc vào cách lựa chọn lực dính và góc ma sát, cũng như vào cách xác định áp lực nước lỗ rỗng. Các kịch bản ma sát thuần túy và không thoát nước đại diện cho hai trạng thái: cung trượt nông và sâu, đều ít có khả năng xảy ra trong điều kiện tự nhiên.

Điểm mới của nghiên cứu là đã chứng minh rõ ràng vai trò của đất không bão hòa và lực hút (matric suction) như một cơ chế vật lý quan trọng giúp ngăn chặn các cung trượt nông phi thực tế, đồng thời chỉ ra rằng các cặp thông số c - φ khác nhau có thể cho cùng hệ số an toàn nhưng dẫn đến vị trí phá hoại rất khác nhau. Phát hiện này nhấn mạnh rằng việc chỉ đạt được một giá trị hệ số an toàn mục tiêu chưa đủ bảo đảm an toàn công trình nếu vị trí cung trượt không được xem xét cẩn trọng.

Các kết quả nghiên cứu cung cấp cơ sở khoa học cho việc lựa chọn thông số sức kháng cắt phù hợp trong thiết kế và đánh giá ổn định đập đất, mái dốc, đặc biệt trong các điều kiện có vùng đất không bão hòa. Đây là đóng góp quan trọng giúp nâng cao độ tin cậy của phân tích và giảm thiểu rủi ro trong thiết kế công trình thủy lợi và địa kỹ thuật.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Ideal Geotech, "Understanding the Factor of Safety in Slope Stability," [Online]. Available: <https://www.idealslope.com/factor-of-safety>. [Accessed: 08-Jul-2025].
- [2] L. D. Anderson, "Cohesion intercept in effective stress-stability analysis," *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 119, no. 8, pp. 1229-1249, Aug. 1993.
- [3] S. K. Sarma and D. Tan, "Determination of critical slip surface in slope analysis," *Géotechnique*, vol. 56, no. 8, pp. 539-545, 2015.
- [4] S. Harabinová and E. Panulinová, "Impact of shear strength parameters on slope stability," in *MATEC Web of Conferences*, vol. 310, p. 00040, 2020.
- [5] X. H. Qi and D. Q. Li, "Effect of spatial variability of shear strength parameters on critical slip surfaces of slopes," *Eng. Geol.*, vol. 239, pp. 41-49, 2018.
- [6] L. M. Lalicata, "An insight into the stability of unsaturated embankments under different suction profiles," *Computers and Geotechnics*, vol. 181, p. 106054, 2025.
- [7] G. M. Rotisciani, F. Novelli, A. Desideri, and A. Amorosi, "Instability mechanisms in partially saturated coarse-grained soils: Implications for rainfall-induced flowslides," *Computers and Geotechnics*, vol. 176, p. 106703, 2024.
- [8] H. Rahardjo, Y. Kim, and A. Satyanaga, "Role of unsaturated soil mechanics in geotechnical engineering," *Geomechanics and Geophysics for Geo-Energy and Geo-Resources*, vol. 5, no. 1, p. 10, 2019.

ẢNH HƯỞNG CỦA HÀM LƯỢNG TRO XỈ NHIỆT ĐIỆN HẢI DƯƠNG THAY THẾ CÁT TỰ NHIÊN ĐẾN CÁC TÍNH CHẤT CỦA BÊ TÔNG

Nguyễn Việt Đức

Trường Đại học Thủy lợi, email: ducnv@thu.edu.vn

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Theo báo cáo mới đây của Viện Kinh tế xây dựng thuộc Bộ Xây dựng, hầu hết các loại vật liệu xây dựng đều có sự tăng giá đột biến so với cùng kỳ một năm trước đó, đặc biệt là cát xây dựng. Tại nhiều tỉnh thành của nước ta, giá cát vàng để sản xuất bê tông dao động 700.000-800.000 đồng một mét khối, có nơi vượt 1 triệu đồng [1, 2]. Theo giải thích của Hiệp hội Vật liệu xây dựng Việt Nam thì nguyên nhân của việc tăng giá đột biến trong thời gian qua liên tiếp là do các dự án hạ tầng lớn được đầu tư như cao tốc, cảng biển, sân bay, v.v., cùng loạt các khu đô thị, dự án bất động sản triển khai trên khắp cả nước khiến cho nhu cầu về vật liệu xây dựng nói chung và cát xây dựng nói riêng tăng cao. Trong khi đó, nguồn cung ở nhiều địa phương có xu hướng khan hiếm do các mỏ hết hạn, bị gián đoạn khai thác vì quá trình cấp phép mới và gia hạn giấy phép cũ chậm trễ, ách tắc, ảnh hưởng đến việc cung ứng ra thị trường [3].

Một trong những giải pháp để giảm thiểu tình trạng “cung không đủ cầu” của các loại vật liệu xây dựng truyền thống trong xây dựng, đặc biệt là cát vàng dùng cho sản xuất bê tông theo khuyến nghị của Hiệp hội Vật liệu xây dựng Việt Nam và cũng đã được một số nhà nghiên cứu thực hiện đó là sử dụng tro xỉ nhiệt điện làm cốt liệu nhỏ thay thế cho cát vàng ở cả trong và ngoài nước [4-10]. Các nghiên cứu đó đều lấy tro xỉ từ các nhà máy nhiệt điện than khác nhau và từ mỗi nguồn tro xỉ đầu vào khác nhau khi sử dụng sẽ mang lại tính chất khác nhau cho bê tông và vữa.

Trước đó, tro xỉ của nhà máy nhiệt điện Hải Dương đã được tác giả nghiên cứu sử dụng để chế tạo vữa xây dựng phục vụ cho việc xây dựng tường gạch của các công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp [11]. Kết luận đã được chỉ ra trong nghiên cứu trước đó là tro xỉ nhiệt điện hoàn toàn có thể thay thế cát vàng tự nhiên trong việc chế tạo vữa xây dựng. Do vậy, trong nghiên cứu này, tác giả chủ yếu tập trung vào phân tích ảnh hưởng của hàm lượng tro xỉ nhiệt điện Hải Dương thay thế cát tự nhiên đến các tính chất của bê tông.

2. VẬT LIỆU SỬ DỤNG VÀ PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Vật liệu sử dụng

Đầu tiên là chất kết dính, nghiên cứu này sử dụng xi măng Pooclang hỗn hợp do tính sẵn có của nó trên thị trường trong nước phục vụ cho việc xây dựng. Xi măng sử dụng là xi măng thương hiệu Long Sơn PCB30, như có thể thấy trên Hình 1. Về cốt liệu sử dụng để chế tạo bê tông, cốt liệu lớn sử dụng đá dăm có đường kính lớn nhất và nhỏ nhất lần lượt là 40mm và 5mm, như minh họa trên Hình 2. Đối với cốt liệu nhỏ, cát vàng Vĩnh Phú được sử dụng, trong khi đó tro xỉ sử dụng được lấy từ bãi xả thải của nhà máy nhiệt điện Hải Dương, hình ảnh của cốt liệu nhỏ được minh họa lần lượt trên các Hình 3 và Hình 4. Trước khi được sử dụng, cốt liệu nhỏ và cốt liệu lớn được tiến hành các thí nghiệm thích hợp theo quy định của TCVN 7570:2006 phục vụ cho việc chế tạo bê tông [12]. Kết quả phân tích thành phần hạt của cát vàng và tro xỉ được liệt kê trong Bảng 1. Đồng thời, kết quả phân tích tính chất cơ lý của chúng cũng được thể hiện trong Bảng 2. Nước để trộn bê tông được lấy từ phòng thí nghiệm của Trường Đại học Thủy lợi.

2.2. Thiết kế cấp phối bê tông

Nghiên cứu này sử dụng bê tông mác 20MPa làm đối tượng để thực hiện thực nghiệm. Cấp phối bê tông sử dụng cát vàng được thiết kế theo phương pháp dựa trên nguyên tắc thể tích tuyệt đối. Ba cấp phối bê tông đã được đề xuất để tiến hành thực nghiệm. Cấp phối thứ nhất hay M1 là cấp phối đối chứng khi sử dụng 100% cát vàng tự nhiên.



Hình 1. Xi măng PCB 30



Hình 2. Đá dăm đường kính lớn nhất 40mm

Trong khi đó, hai cấp phối bê tông khác là M2 và M3 sử dụng lần lượt 50% và 100% thay thế cát vàng tự nhiên bằng tro xỉ nhiệt điện, và các thành phần vật liệu khác được giữ nguyên không đổi so với cấp phối bê tông M1. Chi tiết thành phần cấp phối bê tông của M1, M2 và M3 được liệt kê trong Bảng 3.



Hình 3. Cát vàng tự nhiên Vĩnh Phú



Hình 4. Tro xỉ nhiệt điện Hải Dương

2.3. Phương pháp thí nghiệm đánh giá

Các thành phần cấp phối bê tông M1, M2 và M3 trong Bảng 3 sẽ được định lượng chi tiết và đem đi trộn cẩn thận. Sau khi trộn xong, chúng sẽ được tiến hành thí nghiệm độ sụt bằng phương pháp sử dụng nón cụt để đánh giá tính công tác của hỗn hợp bê tông tươi, như minh họa trên Hình 5. Sau đó, hỗn hợp bê tông sẽ được đổ vào các khuôn thép để đúc các mẫu bê tông thí nghiệm hình lập phương mỗi cạnh là 15cm như được thể hiện trên Hình 6. Công tác tháo khuôn bê tông sẽ được thực

hiện 24 giờ sau khi đổ bê tông vào khuôn. Tiếp theo, bê tông sẽ được cho vào bể ngâm nước bảo dưỡng, như có thể thấy trong Hình 7. Đến ngày cần thí nghiệm, các mẫu bê tông sẽ được lấy ra khỏi bể nước và để cho khô bề mặt trước khi đem đi thí nghiệm nén, như minh họa trên Hình 8.

Bảng 1. Phân tích thành phần hạt của cát vàng và tro xỉ

Kích thước mắt sàng	Cát vàng	Tro xỉ	TCVN 7570:2006
5	0.0%	0.0%	0%
2,5	3.0%	15.3%	0-20%
1,25	19.3%	27.8%	15-45%
0,63	40.7%	46.7%	35-70%
0,315	90.0%	68.4%	65-90%
0,14	99.6%	93.7%	90-100%
Đáy	100.0%	100.0%	100%

Bảng 2. Tính chất cơ lý của cát vàng và tro xỉ

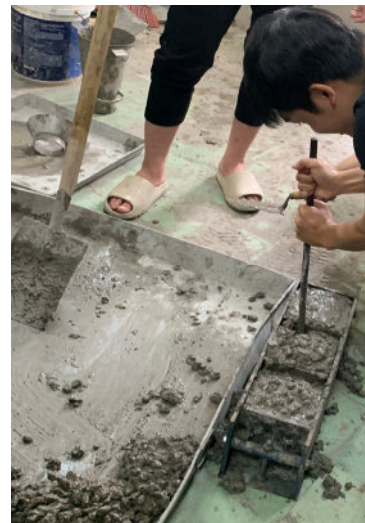
STT	Chỉ tiêu thí nghiệm	Đơn vị	Cát vàng	Tro xỉ
1	Khối lượng thể tích ở trạng thái bão hòa nước - khô bề mặt	g/cm ³	2.56	2.41
2	Khối lượng thể tích xốp	g/cm ³	1.39	1.28
3	Độ hồng	%	39,5	37,3
4	Hàm lượng bụi, bùn, sét	%	0,96	3,5
5	Mô đun độ lớn	-	2.32	2.52
6	Thành phần hạt	-	Đạt	Đạt
7	Hình dạng hạt	-	Tròn, trơn, nhẵn	Thô ráp, nhiều góc cạnh

Bảng 3. Thiết kế cấp phối bê tông mác 20MPa

	PCB30	Đá dăm	Cát vàng	Tro xỉ nhiệt điện	Nước
	kg	kg	kg	kg	lít
M1	360	1180	660	-	185
M2	360	1180	330	330	185
M3	360	1180	-	660	185



Hình 5. Xác định độ sụt của hỗn hợp bê tông



Hình 6. Điền đầy hỗn hợp bê tông vào khuôn thép



Hình 7. Bảo dưỡng bê tông

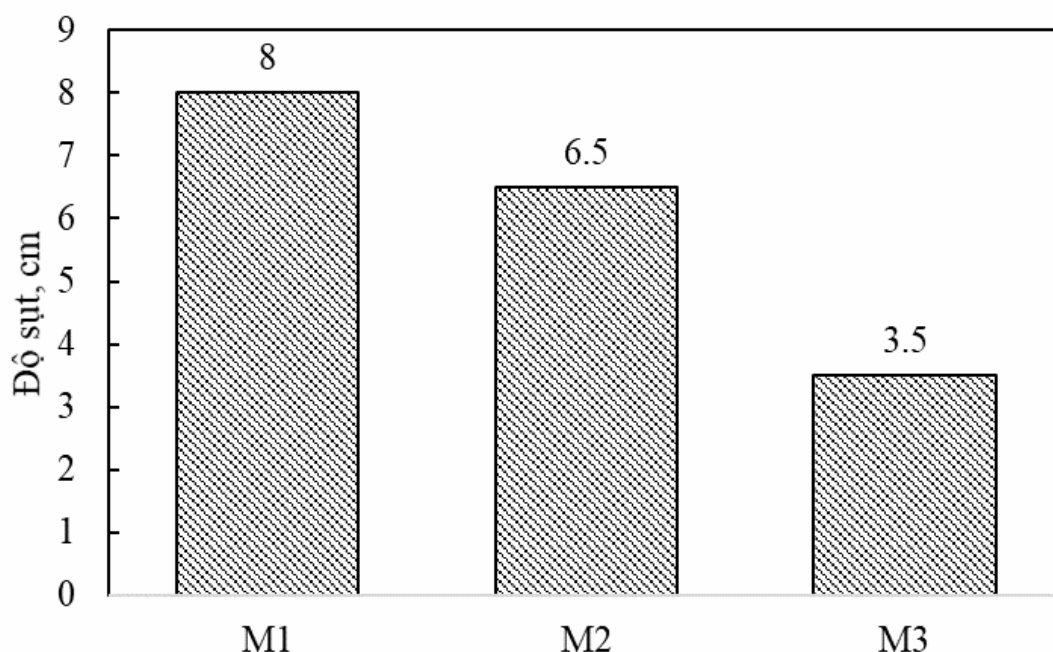


Hình 8. Thí nghiệm nén mẫu bê tông

3. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM VÀ THẢO LUẬN

3.1. Tính công tác của hỗn hợp bê tông

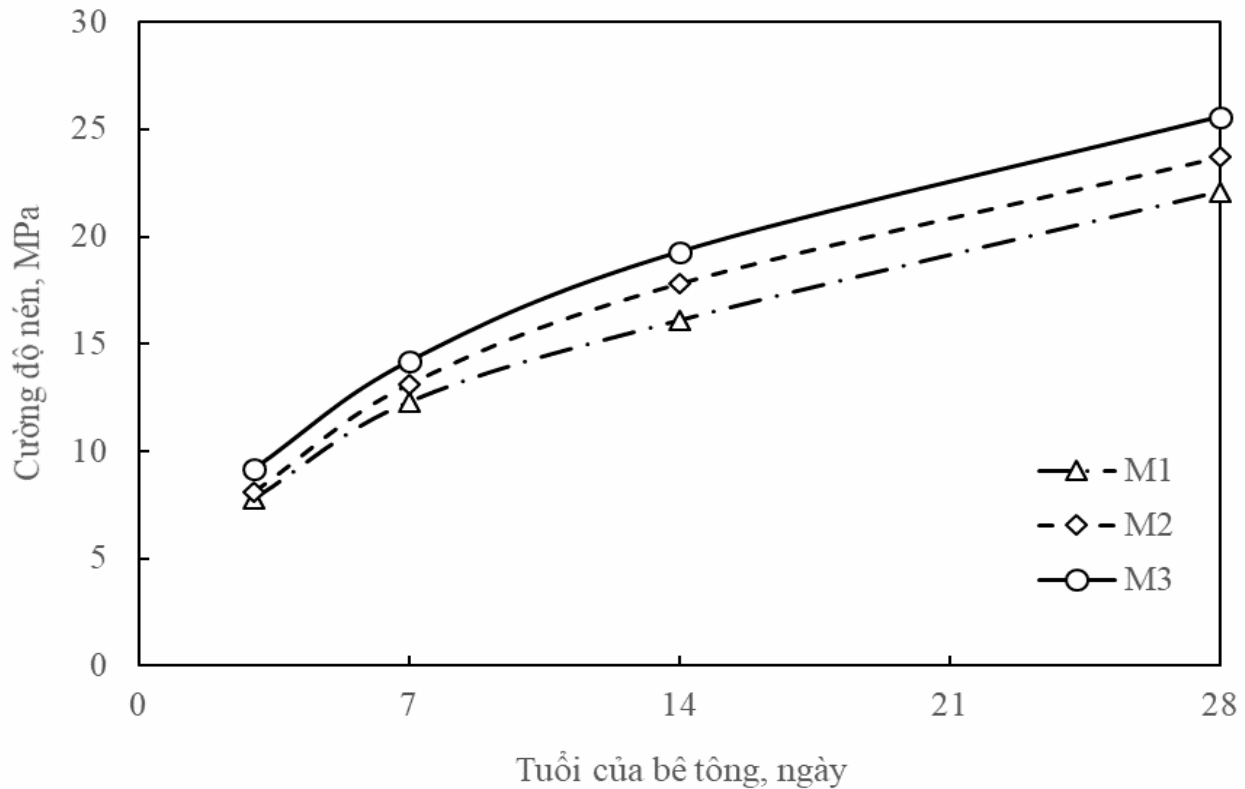
Kết quả thí nghiệm xác định độ sụt của các hỗn hợp bê tông M1, M2 và M3 được thể hiện trên Hình 9. Có thể thấy rằng, độ sụt giảm dần từ cấp phối M1 đến cấp phối M3. Điều này cũng liên quan trực tiếp đến hàm lượng tro xỉ thay thế cát vàng tự nhiên trong các cấp phối, như có thể thấy trong Bảng 3. Nếu như cấp phối M1 sử dụng 100% cát vàng tự nhiên có các hạt tròn, bề mặt trơn nhẵn, thì các hạt tro xỉ có nhiều góc cạnh và bề mặt thô ráp, như được trình bày trong Bảng 2 phía trên. Ngoài ra, mô đun độ lớn của các hạt tro xỉ cũng lớn hơn của cát vàng. Những đặc tính này của tro xỉ cản trở sự trơn trượt của các thành phần vật liệu lên nhau, do đó có thể hiểu được lý do của việc suy giảm độ sụt của hỗn hợp bê tông khi sử dụng tro xỉ để thay thế cát vàng tự nhiên.



Hình 9. Ảnh hưởng của hàm lượng tro xỉ đến độ sụt

3.2. Cường độ nén của bê tông sau khi đóng rắn

Các mẫu bê tông lập phương mỗi cạnh 15cm được bảo dưỡng ngâm trong bể nước đến các ngày tuổi 3, 7, 14 và 28 thì đem đi thí nghiệm để xác định cường độ nén ở các ngày tuổi tương ứng. Kết quả thí nghiệm khả năng kháng nén ở các ngày tuổi 3, 7, 14, 28 của các cấp phối bê tông M1, M2 và M3 được thể hiện trên Hình 10. Hình này cũng cho thấy sự phát triển cường độ nén của các cấp phối theo thời gian.



Hình 10. Ảnh hưởng của hàm lượng tro xỉ đến sự phát triển cường độ nén của bê tông

Có thể thấy rằng, các cấp phối M1, M2 và M3 đều đạt mức thiết kế 20MPa sau 28 ngày tuổi. Cường độ nén lớn nhất đạt được tại cấp phối M3 sử dụng 100% tro xỉ ở 28 ngày tuổi vượt 28% so với mức thiết kế và 15% so với cấp phối M1 sử dụng 100% cát vàng. Trong khi đó, cường độ nén của M2 sử dụng 50% tro xỉ ở 28 ngày tuổi vượt 19% so với mức thiết kế và 8% so với cấp phối M1. Về sự phát triển cường độ nén qua các ngày tuổi 3, 7, 14 và 28, các cấp phối M2 và M3 có sự phát triển cường độ khá tương đồng với cấp phối M1. Trong đó, cường độ nén của bê tông tại 3, 7 và 14 ngày tuổi so với tại 28 ngày tuổi lần lượt là 35%, 55% và 73%.

Sự gia tăng về cường độ nén của cấp phối bê tông M2 và M3 khi sử dụng tro xỉ thay thế cát vàng lần lượt 50% và 100% có thể được giải thích với một số lý do. Thứ nhất là do bản thân các hạt tro xỉ của nhà máy nhiệt điện Hải Dương có nhiều góc cạnh và bề mặt thô ráp, do vậy chúng liên kết với chất kết dính xi măng trong quá trình thủy hóa tốt hơn các hạt cát vàng tròn với bề mặt trơn nhẵn. Thứ hai là từ bản thân vi cấu trúc của các hạt tro xỉ có nhiều lỗ rỗng, dẫn đến bê tông khi sử dụng tro xỉ có khả năng bảo dưỡng nội sinh giúp tăng liên kết của các sản phẩm thủy phân của xi măng [13-14]. Do đặc tính vi cấu trúc của các hạt tro xỉ khác biệt so với cát hạt cát vàng, dẫn đến mặc dù tro xỉ có mô đun độ lớn cao hơn cát vàng nhưng khối lượng riêng và khối lượng thể tích của nó lại nhỏ hơn của cát vàng, như các kết quả thí nghiệm về đặc tính cơ lý của chúng đã được liệt kê trong Bảng 2 phía trên. Do bê tông sử dụng tro xỉ nhiệt điện có độ sụt thấp hơn bê tông sử dụng cát vàng, do vậy các kỹ thuật viên trong quá trình đổ bê tông sử dụng tro xỉ vào khuôn có thể đã đầm kỹ hơn so với trường hợp bê tông sử dụng cát vàng. Việc được đầm kỹ cũng có thể là nguyên nhân dẫn đến sự gia tăng cường độ nén của các cấp phối bê tông sử dụng tro xỉ.

Khi sử dụng tro xỉ thay thế một phần hay hoàn toàn cát vàng trong chế tạo bê tông, có thể thấy làm ảnh hưởng sâu sắc đến tính công tác của hỗn hợp bê tông hay độ sụt giảm đáng kể. Tuy nhiên, cường độ nén của bê tông sau khi đóng rắn đã gia tăng đáng kể khi giữ nguyên tỷ lệ nước trên xi măng không đổi. Do đó, trong trường hợp cần thiết cải thiện tính công tác của bê tông sử dụng tro xỉ có thể gia tăng hàm lượng nước trộn mà vẫn đảm bảo bê tông đạt mức thiết kế theo yêu cầu, nhưng trong trường hợp này, cũng cần lưu ý đến việc ảnh hưởng của nó đến độ bền của bê tông như độ thấm, co ngót, cacbonat hóa, xâm nhập ion.

4. KẾT LUẬN

Với những nghiên cứu bước đầu về sử dụng tro xỉ nhiệt điện Hải Dương thay thế cát tự nhiên trong việc chế tạo bê tông, một số kết luận có thể được rút ra như sau:

- Khi các thành phần khác của bê tông được giữ nguyên, việc thay thế một phần hoặc hoàn toàn cát tự nhiên bằng tro xỉ ảnh hưởng rõ rệt đến tính công tác của bê tông, thông qua kết quả thí nghiệm độ sụt của bê tông giảm đáng kể.
- Cường độ nén của bê tông ở các ngày tuổi 3, 7, 14, 28 có sử dụng tro xỉ thay thế cát tự nhiên đều vượt trội khi không sử dụng, mặc dù tỷ lệ nước trên xi măng vẫn được giữ nguyên.
- Việc sử dụng tro xỉ thay cát tự nhiên làm suy giảm độ sụt của hỗn hợp bê tông, nhưng nâng cao về cường độ nén của bê tông, qua đó có thể đề xuất gia tăng hàm lượng nước sử dụng cho chế tạo bê tông hay gia tăng tỷ lệ nước trên xi măng, để đạt được độ sụt và cường độ nén tương đương so với khi sử dụng cát tự nhiên. Tuy nhiên, cũng cần lưu ý đến việc ảnh hưởng của nó đến độ bền của bê tông như độ thấm, co ngót, cacbonat hóa, xâm nhập ion.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Bộ Xây Dựng. 2025. Giá vật liệu xây dựng liên tục tăng. <https://kinhthedoithi.vn/gia-vat-lieu-xay-dung-lien-tuc-tang.726454.html>.
- [2] Hội Vật Liệu Xây Dựng. 2025. Công bố giá vật liệu xây dựng trên cả nước. <https://vatlieuxaydung.org.vn/cong-bo-gia-vlxd-cac-tinh-thanh-219>.
- [3] Cổng thông tin Chính Phủ. 2025. Giải pháp nào khi giá vật liệu xây dựng tăng cao. <https://baochinhphu.vn/giai-phap-nao-khi-gia-vat-lieu-xay-dung-tang-cao-102250701160112202.htm>.
- [4] Đinh Quốc Dân, Đoàn Thế Tường, & Đỗ Ngọc Sơn. (2019). Sử dụng tro xỉ nhiệt điện làm vật liệu san lấp. Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây Dựng số 1, Trang 35-43.
- [5] Vũ Ngọc Trụ, Tăng Văn Lâm, Hoàng Anh Cường, & Lại Ngọc Hùng. (2024). Nghiên cứu sử dụng tro bay và xỉ đáy lò của nhà máy điện rác Ngõi Sao Xanh để chế tạo bê tông cường độ cao trong điều kiện phòng thí nghiệm. Tạp Chí Vật liệu Và Xây dựng - Bộ Xây dựng, 14(03), Trang 113 – 119. <https://doi.org/10.54772/jomc.03.2024.675>.
- [6] Hamada, H., Alyaa Alattar, A., Tayeh, B., Yahaya, F., Adesina, A. 2022. Sustainable application of coal bottom ash as fine aggregates in concrete: A comprehensive review. *Case Studies in Construction Materials*, 16, e01109.
- [7] Singh, N., Mithulraj, M., Arya, S. 2018. Influence of coal bottom ash as fine aggregates replacement on various properties of concretes: A review. *Resources, Conservation and Recycling*, 138, 257-271.
- [8] Andrade, L.B., Rocha, J.C., Cheriaf, M. 2009. Influence of coal bottom ash as fine aggregate on fresh properties of concrete. *Construction and Building Materials*, 23(2), 609-614.
- [9] Singh, M., Siddique, R. 2014. Strength properties and micro-structural properties of concrete containing coal bottom ash as partial replacement of fine aggregate. *Construction and Building Materials*, 50, 246-256.
- [10] Chindasiriphan, P., Meenyut, B., Orasutthikul, S., Jongvivatsakul, P., Tangchirapat, W. 2023. Influences of high-volume coal bottom ash as cement and fine aggregate replacements on strength and heat evolution of eco-friendly high-strength concrete. *Journal of Building Engineering*, 65, 105791.
- [11] Nguyễn Việt Đức. (2024). Nghiên cứu sử dụng tro xỉ đáy lò của nhà máy nhiệt điện Hải Dương thay thế hoàn toàn cát tự nhiên để chế tạo vữa xây dựng. Tuyển tập Hội nghị Khoa học thường niên Trường Đại học Thủy lợi, Trang 142-144.
- [12] Bộ Xây Dựng. 2006. TCVN 7570:2006 về cốt liệu cho bê tông và vữa.
- [13] Singh, M.; Siddique, R. 2015. Properties of concrete containing high volumes of coal bottom ash as fine aggregate. *Journal of Cleaner Production*, 91, 269–278.
- [14] Smarzewski, P. 2025. Microstructure and Mechanical Properties of Sustainable Concrete Incorporating Used Foundry Sand and Coal Bottom Ash. *Sustainability*, 17(13), 5983; <https://doi.org/10.3390/su17135983>.

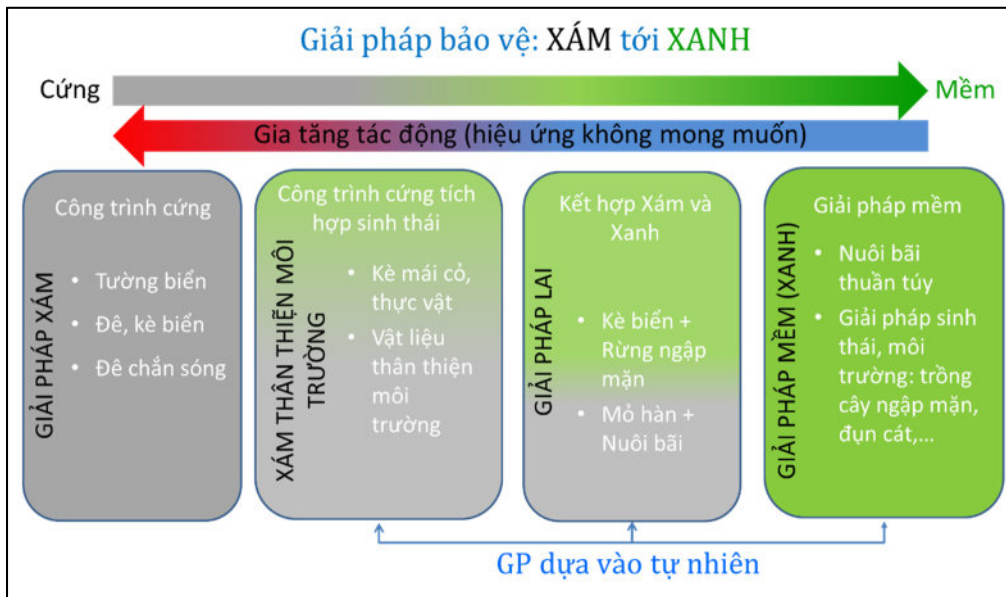
MÔ HÌNH BIẾN ĐỔI ĐƯỜNG BỜ SHORELINE-S VÀ ỨNG DỤNG TRONG ĐÁNH GIÁ HIỆU QUẢ CỦA CÁC GIẢI PHÁP BẢO VỆ, CHỐNG XÓI LỞ DỰA VÀO TỰ NHIÊN - ÁP DỤNG CHO BỜ BIỂN THÀNH PHỐ ĐÀ NẴNG

Thiều Quang Tuấn

Trường Đại học Thủy lợi, email: Tuan.t.q@tlu.edu.vn

1. MỞ ĐẦU

Các giải pháp bảo vệ bờ dựa vào tự nhiên (sau đây gọi tắt là NbS) được hiểu theo nghĩa rộng là các giải pháp dựa vào hay lợi dụng các quá trình tự nhiên để bảo vệ đoạn bờ biển. Trong bối cảnh bài báo này chúng ta chỉ giới hạn ở các giải pháp bảo vệ bờ, chống xói lở cho bờ biển cát. Trong khi các giải pháp thuần xanh (mềm) hay xám (cứng) có tính cực đoan về một phía, NbS là giải pháp có thể kết hợp và cân bằng giữa giữa xanh và xám để đem lại hiệu quả kinh tế - kỹ thuật phù hợp đồng thời giảm thiểu được các tác động bất lợi (xem Hình 1).



Hình 1. Giải pháp bảo vệ bờ, chống xói lở được phân loại từ « Xám » tới « Xanh » và Giải pháp dựa vào tự nhiên (NbS)

Việc đề xuất NbS cho đoạn bờ biển xem xét thường phải trải qua một chu trình lặp: (1) Đề xuất NbS > (2) Đánh giá hiệu quả > (3) Điều chỉnh NbS. Trước tiên, để đề xuất NbS cần phải hiểu rõ các quá trình tự nhiên chi phối (thường là các quá trình thủy động lực và bùn cát) cũng như là các đặc điểm và quy luật diễn biến hình thái của đoạn bờ biển xem xét. NbS chỉ thực sự phát huy hiệu quả khi mang tính tổng thể ở một quy mô không gian đủ lớn của dải bờ biển và thời gian duy trì tác động đủ dài (nhiều năm). Tiếp theo là mô phỏng đánh giá hiệu quả của NbS và có những điều chỉnh phù hợp để đưa ra phương án chọn. Điều này dẫn tới một vấn đề thực tiễn quan trọng đó là việc lựa chọn một công cụ mô hình số phù hợp để có thể đánh giá được hiệu quả làm việc của NbS. Trong đánh giá hiệu quả về chống xói lở, mô hình số biến đổi đường bờ thường được sử dụng vì tính thực tiễn và hiệu quả trong dự báo diễn biến hình thái đường bờ dài hạn.

Trong bài báo này mô hình biến đổi đường bờ mã nguồn mở Shoreline-S (Roelvink et al., 2020) được giới thiệu cho ứng dụng trong đánh giá hiệu quả chống xói lở của các giải pháp bảo vệ bờ tự nhiên. Ví dụ minh họa áp dụng cho đoạn bờ biển phía đông của Thành phố Đà Nẵng.

2. MÔ HÌNH SHORLINE-S

2.1. Vấn đề mô phỏng đường bờ với bờ biển có cấu hình phức tạp

Biến đổi hình thái đường bờ dọc theo các bãi biển ở quy mô thời gian năm thường bị chi phối bởi chênh lệch (gradient) của lưu lượng vận chuyển bùn cát ven bờ do sóng gây ra. Mô hình sơ khai đầu tiên cho dự đoán sự biến đổi đường bờ do gián đoạn dòng vận chuyển ven bờ đã được đề xuất bởi Pelnard-Considère (1956), người đã đưa ra một phương trình dạng khuếch tán dựa trên giả thiết về góc sóng tới nhỏ và hình dạng mặt cắt ngang bờ biển không đổi.

Sau này, giới hạn về góc sóng nhỏ sau đó đã được nới lỏng phần nào thông qua các mô hình số một chiều (1D) như: GENESIS (Hanson, 1989), LITPACK (Kristensen et al., 2016) và UNIBEST (Tonnon et al., 2018). Các mô hình này, sau đây được gọi là các mô hình 1D thông thường, sử dụng các cách tiếp cận tiên tiến dựa vào các quá trình vật lý để ước tính lưu lượng vận chuyển bùn cát ven bờ là một hàm của sóng các tham số tới, thông số trầm tích và hình dạng mặt cắt ngang bãi biển (như các công thức Bijker, 1967; Kamphuis, 1991; van Rijn, 2014). Tuy nhiên, đặc điểm chính của đường cong vận chuyển bùn cát theo góc sóng tới vẫn là một đường hình sin, đạt cực đại ở khoảng 45° . Khi góc sóng tới tương đối vượt quá hạn này, vận chuyển bùn cát ven bờ giảm và hình thái bờ biển được mô phỏng trở nên không ổn định (còn gọi là cơ chế mất ổn định với góc sóng lớn HAWI)

Trong khi các mô hình thông thường chưa có lời giải thực thụ cho sự mất ổn định này, Coastal Evolution Model (CEM) của Ashton et al. (2001) đã sử dụng phương pháp sai phân số ngược dòng (upwind) để giải quyết vấn đề. Mô hình cho thấy là có thể giải thích được nhiều dạng phát triển hình thái tự nhiên của đường bờ biển. Sau này, cơ chế mất ổn định với góc sóng nhỏ (LAWI) bởi Idier et al. (2011) cùng với HAWI cũng đã được phân tích và cho thấy vai trò quan trọng của sóng khúc xạ ở bãi trước đối với sự uốn cong của đường bờ biển tự nhiên, điều này nhìn chung giúp ổn định đường bờ hơn so với cách tiếp cận ban đầu của Ashton et al. (2001).

Các mô hình 1D thông thường hiện chỉ mô tả được một đoạn bờ biển đơn lẻ (có thể chỉ hơi cong). Khi một đường bờ bao gồm các đoạn với tính chất khác biệt thì chúng cần được mô hình hóa bởi các mô hình riêng biệt. Tuy nhiên, trong thực tiễn tồn tại nhiều tình huống bờ biển với cấu hình phức tạp như đảo, cồn cát, hay doi cát nằm ở xa bờ (tự nhiên hoặc nhân tạo) có thể đóng vai trò bảo vệ che chắn nhưng chúng đồng thời cũng là một bộ phận không thể tách rời của đoạn bờ biển. Trong quá trình phát triển hình thái, các doi cát ven bờ có thể nhập vào đất liền tạo thành các vùng đầm phá và cùng với đó chúng có thể bị chia cắt thành nhiều đoạn khác nhau, hoặc đôi khi các đảo cát có di chuyển dần rồi nối vào bờ.

Mặc dù một số mô hình 1D thông thường đã có thể mô phỏng được sự biến đổi chậm từ đường bờ biển thẳng sang dạng vịnh cong parabol (Hanson, 1989), nhưng khái niệm về lưới tính toán trong các mô hình hiện hữu thường chỉ cho phép đường bờ biến đổi thành cong nhẹ với góc nhỏ hơn 90° . Vì lý do này mà phần lớn các mô hình thường chỉ mô phỏng được giai đoạn cuối của quá trình biến đổi hình thái đường bờ.

Như đã đề cập ở trên giải pháp bảo vệ bờ dựa vào tự nhiên cho đoạn bờ biển thường mang tính tổng thể với quy mô không gian lớn, thời gian duy trì tác động dài, và liên quan tới các quá trình tự nhiên chi phối trên toàn dải bờ biển. Cấu hình đường bờ (bao gồm thành phần tự nhiên và nhân tạo) và quá trình diễn biến hình thái đường bờ do vậy cũng thường phức tạp hơn so với các giải pháp công trình thuần túy và (hoặc) áp dụng ở phạm vi cục bộ.

Trong khi các mô hình 1D thông thường gặp khó khăn thì các mô hình hình thái hai chiều (2D) có thể được áp dụng để mô phỏng quá trình biến đổi hình thái phức tạp như ở trường hợp “Động cơ cát” (Sand Engine) ở Hà Lan (Luijendijk et al., 2017). Tuy nhiên, nhìn chung các mô hình 2D lại có hiệu năng tính toán rất thấp, chưa cân bằng được giữa mức độ tin cậy và yêu cầu đánh giá nhanh biến đổi hình thái trong dài hạn (phức tạp và phù hợp hơn cho các bài toán nghiên cứu).

Vì những lý do trên, rất cần phải có công cụ tính toán mới có khả năng mô phỏng đầy đủ quá trình biến đổi hình thái của một dải bờ biển với cấu hình phức tạp một cách trọn vẹn với hiệu năng tính toán hợp lý. Đây cũng chính là mục tiêu chính của bài báo này khi giới thiệu việc áp dụng mô hình Shoreline-S trong tính toán thiết kế các giải pháp bảo vệ bờ dựa vào tự nhiên.

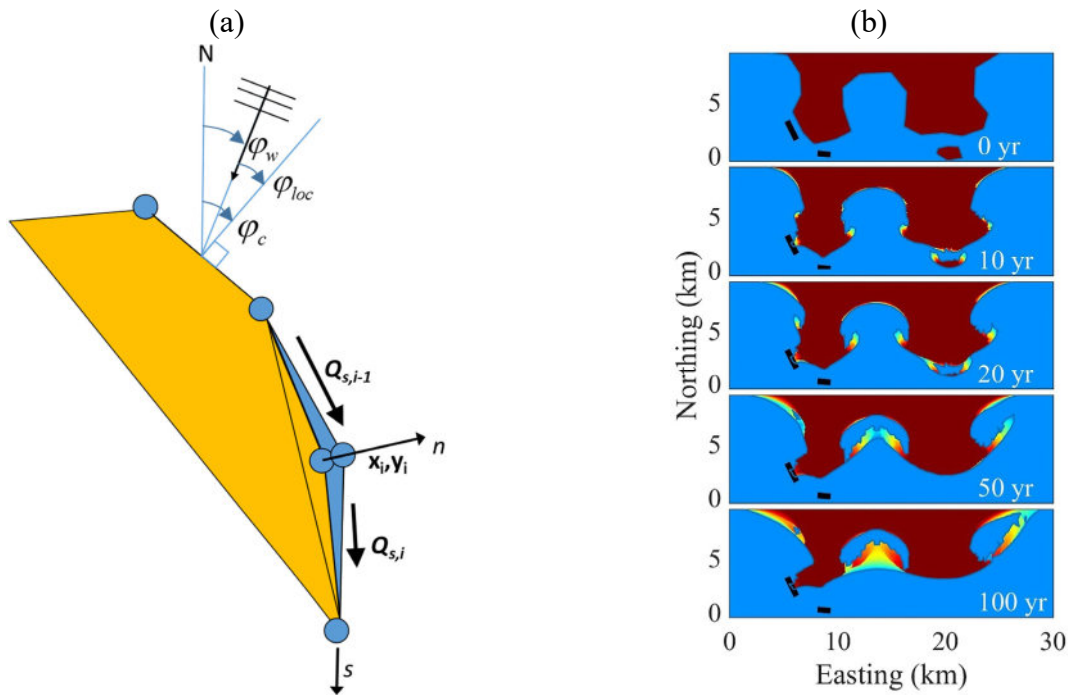
2.2 Shoreline-S

Tương tự như các mô hình 1D thông thường khác, biến đổi đường bờ theo thời gian trong Shoreline-S về cơ bản cũng dựa trên phương trình bảo toàn khối lượng:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = -\frac{1}{D_c} \frac{\partial Q_s}{\partial s} - \frac{RSLR}{\tan \beta} + \frac{1}{D_c} \sum q_i \quad (1)$$

trong đó, n và s lần lượt là các tọa độ dọc và ngang bờ, D_c là chiều cao hoạt động của mặt cắt bãi biển tính tới độ sâu đóng (m), Q_s là lưu lượng vận chuyển bùn cát dọc bờ tính toán ($\text{m}^3/\text{năm}$) dựa theo các công thức vận chuyển bùn cát (ShorelineS cho phép người dùng lựa chọn các dạng công thức CERC và Kamphuis), $\tan \beta$ là độ dốc trung bình của mặt cắt ngang bãi biển tính tới độ sâu đóng, $RSLR$ là tốc độ nước biển dâng tương đối ($\text{m}/\text{năm}$), và q_i ($\text{m}^3/\text{m}/\text{năm}$) là đại lượng nguồn vào/ra (source/sink) do vận chuyển ngang bờ, rửa trôi, nuôi bãi, khai thác cát và trao đổi với cửa sông/vịnh.

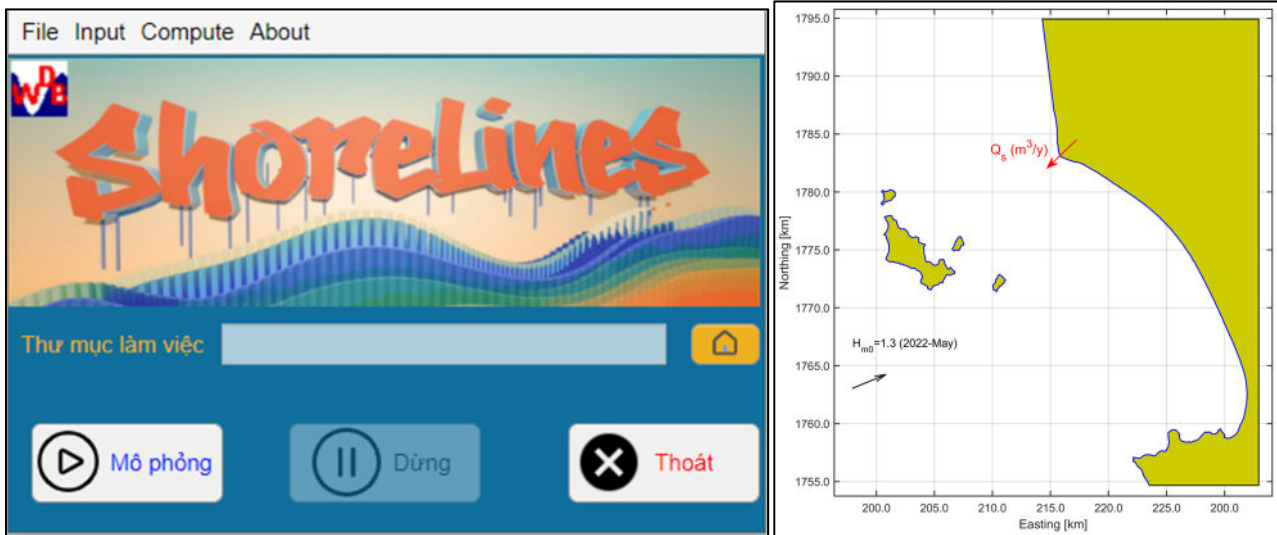
Trong Shoreline-S, vị trí đường bờ được xác định tương ứng với mực nước biển trung bình khi đó PT. (1) được chứng minh là bảo toàn khối lượng ngay cả cho đoạn bờ biển cong. Đặc biệt là Shoreline-S có thể tự động tạo lưới linh hoạt theo cấu hình đường bờ tại mỗi bước thời gian, là điều kiện tiên quyết để mô tả các dạng bờ biển biến đổi phức tạp theo thời gian như hình thành và phát triển các doi cát, đầm phá, bờ lồi (salient) và bán đảo (tombolo). Mô hình cũng cho phép đường bờ phát triển theo hướng bất kỳ, cấu hình đường bờ có thể phức hợp bao gồm nhiều đoạn (song song) và có thể tự chia tách hoặc nhập lại (xem Hình 1).



Hình 1. Shoreline-S : (a) Các nút lưới biến đổi linh hoạt theo bước thời gian tính toán
(b) Khả năng mô phỏng các sự hình thành và phát triển các đặc điểm hình thái phức tạp theo thời gian (Roelvink et al., 2020)

Shoreline-S đã được kiểm định và hiệu chỉnh với các lời giải lý thuyết từ bài toán lý tưởng cũng như là các số liệu đo đạc hiện trường về tác động của công trình (mở hàn, dề chắn sóng,...), bao gồm cả dự án nuôi bãi quy mô lớn Sand Engine (Luijendijk et al., 2017).

Shoreline-S là mô hình mã nguồn mở trên nền tảng ngôn ngữ lập trình Matlab. Để tiện cho việc sử dụng trong công tác tư vấn thiết kế, chúng tôi đã xây dựng giao diện người dùng và tích hợp cùng với bộ công cụ WADIBE (Hình 2). Các dữ liệu đầu vào bao gồm đường bờ (có thể từ kết quả phân tích ảnh viễn thám), các công trình (dề, kè, mở hàn, dề chắn sóng, chắn cát,...), chế độ sóng khí hậu ngoài khơi (phân bố chiều cao sóng theo hướng và tần suất xuất hiện trung bình nhiều năm), tính chất bùn cát,... Kết quả đầu ra là đường bờ biến đổi theo thời gian.



Hình 2. Giao diện người dùng và minh họa miền tính toán của WADIBE-SHORELINE-S

3. TRƯỜNG HỢP ÁP DỤNG: BỜ BIỂN ĐÀ NẴNG

3.1. Giải pháp bảo vệ bờ đề xuất

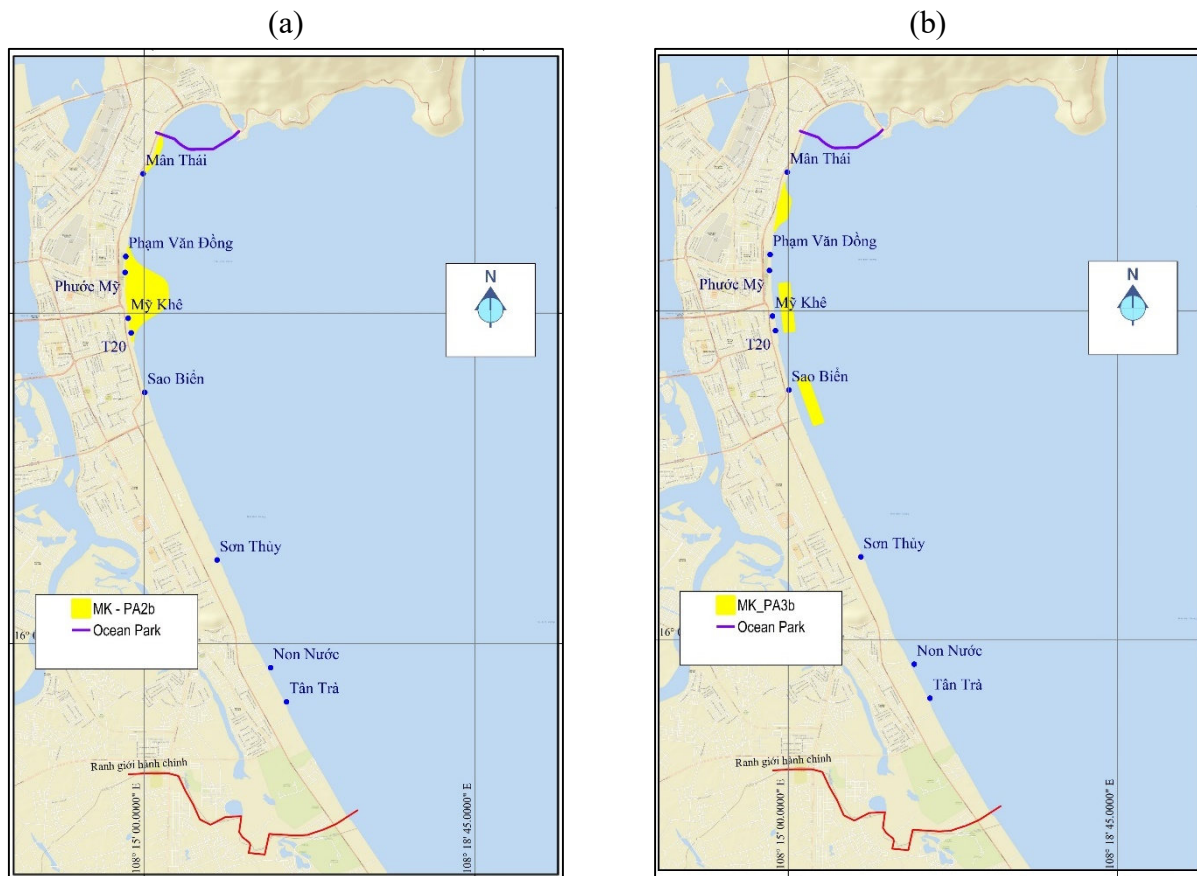
Dải bờ biển phía đông của Thành phố Đà Nẵng, nơi sở hữu những bãi tắm nổi tiếng thế giới, đang phải hứng chịu những tác động của xói lở gia tăng trong thời gian gần đây. Trong khuôn khổ đề tài “Nghiên cứu xác định nguyên nhân gây xói lở bờ biển và đề xuất các giải pháp bảo vệ bờ biển thành phố Đà Nẵng” do Trường Đại học Thủy lợi chủ trì, các phương án bảo vệ tổng thể khác nhau đã được đề xuất. Ở đây, dùng cho mục đích minh họa việc áp dụng mô hình Shoreline-S, hai phương án bảo vệ dựa vào tự nhiên được đưa ra xem xét hiệu quả như thể hiện trên Hình 3, đó là PA2b - Nuôi bãi tập trung quy mô lớn (thể tích cát nuôi $V = 7,3$ triệu m^3) và PA3b – Nuôi bãi với cồn tách bờ ($V = 3,7$ triệu m^3). Nguyên lý dựa vào tự nhiên cơ bản của hai phương án này là lợi dụng dòng chảy ven bờ tự nhiên chiếm ưu thế ở đoạn bờ biển để đưa dần bùn cát xuống phía nam, mở rộng và nuôi dưỡng cho toàn bộ dải bờ biển trong một thời gian dài.

Có thể thấy rằng với cấu hình của bờ biển phức tạp như của hai NbS ở trên, mô hình biến đổi đường bờ thông thường sẽ gặp khó và có thể không miêu tả đầy đủ được quá trình diễn biến hình thái của dải bờ biển, tức là không thể đánh giá hết được hiệu quả của các giải pháp.

3.2. Kết quả mô phỏng với Shoreline-S

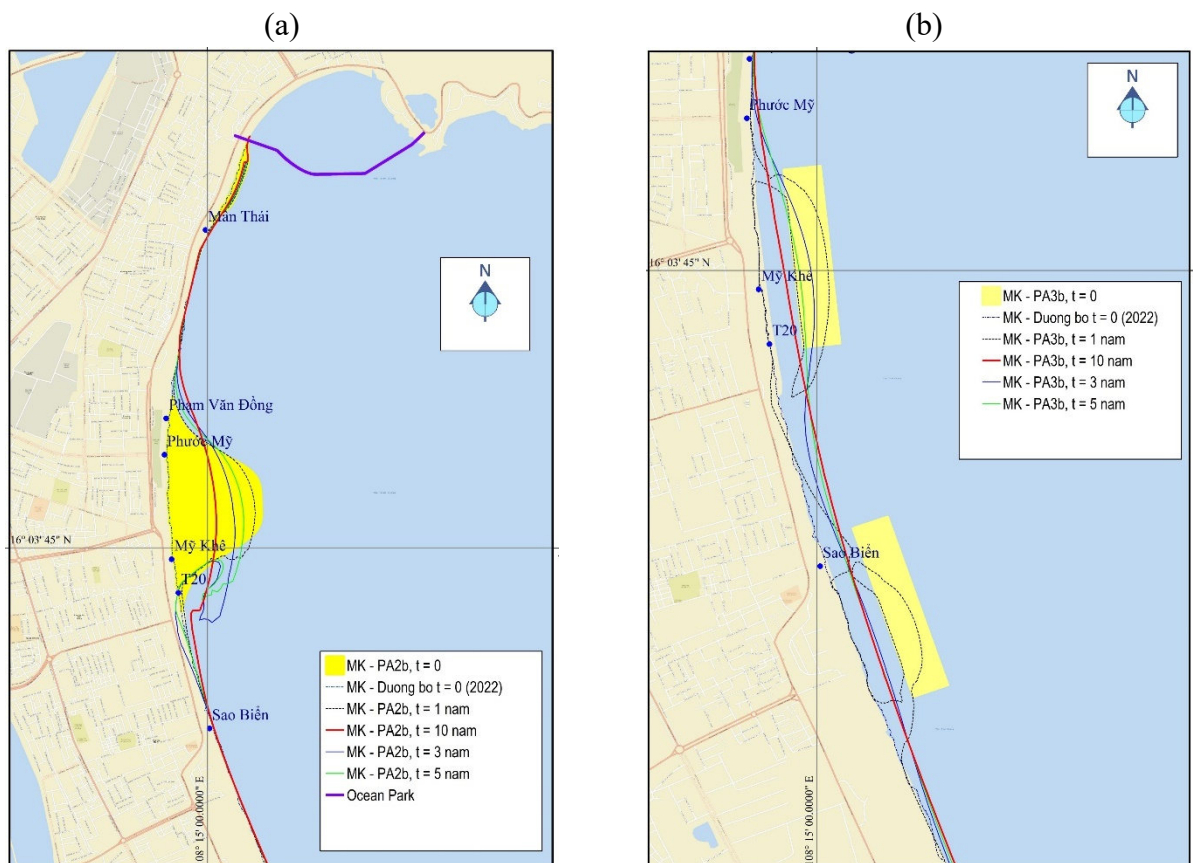
Sử dụng mô hình Shoreline-S với số liệu sóng khí hậu nhiều năm ở khu vực gần bờ phía ngoài dải bờ biển. Các biên đường bờ tính toán của mô hình bắt đầu từ bán đảo Sơn Trà ở phía bắc và kéo dài xuống phía nam qua Cửa Đại (xem minh họa trên Hình 2). Mô hình đã được kiểm định và hiệu chỉnh với số liệu diễn biến hình thái đường bờ giải đoán từ dữ liệu ảnh vệ tinh (xem Linh và Tuấn, 2023).

Kết quả mô phỏng biến đổi hình thái đường bờ theo thời gian tới 10 năm sau khi áp dụng các giải pháp được lần lượt thể hiện trên Hình 4. Có thể thấy rằng, đường bờ ở cả hai phương án đều phát triển theo thời gian rất phức tạp và hình thành nên các đặc điểm hình thái bờ biển đặc biệt (hồ, đầm phá, doi cát,...). Cả hai phương án đều đem lại hiệu quả chống xói lở và tạo bãi khá tốt. Ở phương án MK-PA2b, bãi biển được bồi thêm và duy trì 400 m so với đường bờ hiện trạng sau 10 năm nuôi bãi, phạm vi bãi bồi mở rộng xung quanh bãi tắm Mỹ Khê lên tới 3,5 km. Đặc biệt ưu điểm nổi bật của MK-PA2b là kiến tạo được điểm nhấn du lịch là khu vực bãi tắm rộng có hình thái đẹp với dải cát hình cánh cung tạo hình khu vực hồ ở phía nam của bãi tắm Mỹ Khê (Hình 4a). Phương án MK-PA3b cũng có ưu điểm nổi bật là kiến tạo được môi trường sinh thái ven biển phát triển thông qua việc hình thành một hệ đầm phá nhỏ ven bờ, là điểm nhấn về cảnh quan cho các hoạt động du lịch tắm biển (Hình 4b). Ở những năm đầu, các cồn xa bờ còn phát huy tác dụng che chắn sóng tốt cho các bãi tắm phía trong bờ. Tuy nhiên do quá trình diễn biến hình thái diễn ra khá chậm nên mất nhiều thời gian để đường bờ đi vào ổn định và cũng vì thế mà có thể phát sinh ra các điểm xói lở cục bộ trong thời gian ngắn.



Hình 3. Giải pháp bảo vệ bờ dựa vào tự nhiên đề xuất (ĐN-BCTK, 2025)

(a) MK-PA2b $V = 7.300.000 \text{ m}^3$ (b) MK-PA3b $V = 3.700.000 \text{ m}^3$



Hình 4. Giải pháp bảo vệ bờ dựa vào tự nhiên đề xuất:

(a) MK-PA2b (b) MK-PA3b

4. KẾT LUẬN

Bài báo đã giới thiệu việc sử dụng mô hình biến đổi đường bờ Shoreline-S trong đánh giá hiệu quả của các giải pháp bảo vệ bờ dựa vào tự nhiên. Trong khi các mô hình biến đổi đường bờ truyền thống gặp khó trong việc mô phỏng các đường bờ có cấu hình phức tạp (có độ cong lớn, nhiều đoạn tồn tại song song, biến đổi hình thái nhập tách,...) thì Shoreline-S đã chứng tỏ được các ưu thế vượt trội, phù hợp cho ứng dụng trong thực tiễn của công tác tư vấn thiết kế giải pháp với hiệu năng tính toán cao. Mô hình Shoreline-S đã được áp dụng thành công trong mô phỏng biến đổi đường bờ trong dài hạn và qua đó giúp đánh giá được hiệu quả của việc áp dụng hai giải pháp bảo vệ bờ dựa vào tự nhiên được đề xuất cho dải bờ biển phía đông của thành phố Đà Nẵng.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Bijker, E. W., 1967. Some considerations about scales for coastal models with movable bed. Publication No. 50. Delft: Delft Hydraulics Laboratory.
- [2] ĐN-BCTK, 2025. Nghiên cứu xác định nguyên nhân gây xói lở bờ biển và đề xuất các giải pháp bảo vệ bờ biển thành phố Đà Nẵng. Báo cáo tổng kết đề tài, Trường Đại học Thủy lợi.
- [3] Hanson, H., 1989. Genesis: a generalized shoreline change numerical model. *J. Coast. Res.* 5, 1-27.
- [4] Kamphuis, J. W., 1991. Alongshore sediment transport rate. *J. Waterway PortCoast. Ocean Eng.* 117, 624-640.
- [5] Kristensen, S. E., Drønen, N., Deigaard, R., and Fredsoe, J., 2016. Impact of groyne fields on the littoral drift: a hybrid morphological modelling study. *Coast. Eng.* 111, 13-22.
- [6] Đặng Thị Linh và Thiệu Quang Tuấn, 2013. Ảnh hưởng của sự biến đổi điều kiện biên thủy lực và bùn cát tới diễn biến xói lở đường bờ biển phía đông thành phố Đà Nẵng. Hội nghị Khoa học thường niên Đại học Thủy lợi năm 2023, NXB Xây Dựng, 2023, pp. 239-241.
- [7] Luijendijk, A. P., Ranasinghe, R., de Schipper, M. A., Huisman, B. A., Swinkels, C. M., Walstra, D. J. R., et al. (2017). The initial morphological response of the Sand Engine: a process-based modelling study. *Coast. Eng.* 119, 1-14.
- [8] Idier, D., Falqués, A., Ruessink, B. G., and Garnier, R., 2011. Shoreline instability under low-angle wave incidence. *J. Geophys. Res. Earth Surf.* 116:F04031.
- [9] Pelnard-Considère, R., 1956. Essai de theorie de l'evolution des formes de rivage en plages de sable et de galets. *Les Energies de La Mer* 1, 13-15.
- [10] Roelvink, D., Huisman, B., Elghandour, A., Ghonim, M. and Reynolds, J., 2020. Efficient Modeling of Complex Sandy Coastal Evolution at Monthly to Century Time Scales. *Front. Mar. Sci.* 7:535.
- [11] Tonnon, P. K., Huisman, B. J. A., Stam, G. N., and van Rijn, L. C., 2018. Numerical modelling of erosion rates, life span and maintenance volumes of mega nourishments. *Coast. Eng.* 131, 51-69.
- [12] van Rijn, L. C., 2014. A simple general expression for longshore transport of sand, gravel and shingle. *Coast. Eng.* 90, 23-39.

NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA CÁC YẾU TỐ RỦI RO ĐẾN HIỆU QUẢ DỰ ÁN XÂY DỰNG TẠI VIỆT NAM

Diệp Trương Minh Triệu, Vũ Viết Hải, Lê Trung Thành, Phan Khanh Khánh

Trường Đại học Thủy lợi, email: trieutdm@tlus.edu.vn

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Ngành xây dựng từ lâu đã giữ vai trò then chốt trong tiến trình công nghiệp hóa, hiện đại hóa và phát triển kinh tế – xã hội. Trên thế giới, xây dựng là lĩnh vực nền tảng, gắn với phát triển hạ tầng, đô thị và nâng cao chất lượng sống. Tại Việt Nam, vai trò này càng trở nên đặc biệt quan trọng trong bối cảnh đô thị hóa nhanh, đầu tư công quy mô lớn, và nhu cầu phát triển hạ tầng kỹ thuật – xã hội ngày càng cao. Không chỉ dừng lại ở việc kiến tạo công trình, ngành xây dựng còn góp phần tạo việc làm, thu hút đầu tư, thúc đẩy tăng trưởng và gìn giữ di sản văn hóa.

Tuy nhiên, do tính chất đa ngành, độ phức tạp cao và sự tham gia của nhiều bên liên quan, các dự án xây dựng tại Việt Nam thường xuyên đối mặt với các rủi ro đáng kể trong suốt vòng đời triển khai. Những rủi ro này có thể bắt nguồn từ bất ổn chính sách, chậm giải phóng mặt bằng, sai sót thiết kế, thiếu năng lực thi công – giám sát hoặc tranh chấp pháp lý với cộng đồng [1].

Trong bối cảnh đó, việc nhận diện và đánh giá chính xác các yếu tố rủi ro ảnh hưởng đến hiệu quả thực hiện dự án (project performance) trở thành yêu cầu thiết yếu của quản trị dự án hiện đại. Các rủi ro chủ yếu thường tập trung vào bốn nhóm: chủ đầu tư, nhà tư vấn – cung cấp, nhà thầu thi công và môi trường kinh tế – xã hội. Tuy nhiên, phần lớn các yếu tố này được đánh giá dưới dạng ngôn ngữ định tính (linguistic variables), khiến việc lượng hóa và so sánh gặp nhiều hạn chế.

Nghiên cứu áp này dụng phương pháp đánh giá tổng hợp mờ (Fuzzy Synthetic Evaluation – FSE), dựa trên lý thuyết tập mờ (Fuzzy Set Theory – FST), nhằm lượng hóa mức độ ảnh hưởng của rủi ro trong điều kiện thông tin không chắc chắn [2], [3]. Trên cơ sở khảo sát ý kiến của các chuyên gia trong lĩnh vực xây dựng tại Việt Nam, nghiên cứu đã xác định được 17 yếu tố rủi ro then chốt và phân tích mức độ tác động của chúng đến hiệu quả dự án. Kết quả nghiên cứu không chỉ dừng lại ở việc xác định các nhóm rủi ro chi phối hiệu quả dự án thông qua mô hình FSE, mà còn đóng góp các đề xuất hỗ trợ nâng cao năng lực quản trị rủi ro (risk governance) cho doanh nghiệp trong bối cảnh kinh tế - xã hội có nhiều biến động như hiện nay.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Quy trình thực hiện nghiên cứu

Bước 1: Nhận dạng rủi ro

Trong quản trị rủi ro dự án xây dựng, nhận dạng rủi ro (risk identification) là bước nền tảng, quyết định chất lượng của toàn bộ quá trình phân tích và kiểm soát rủi ro [4], [5], [6]. Sự thiếu sót trong khâu nhận dạng có thể dẫn đến bỏ qua các nguy cơ trọng yếu, làm giảm hiệu quả ứng dụng các công cụ đánh giá và ảnh hưởng tiêu cực đến hiệu suất thực hiện dự án.

Để đảm bảo tính đầy đủ và thực tiễn, nghiên cứu áp dụng hai phương pháp bổ trợ: (i) Phân tích kinh nghiệm thực tiễn (past project analysis) – thông qua rà soát các tình huống rủi ro đã xảy ra trong các dự án xây dựng tại Việt Nam; (ii) Tổng quan tài liệu (systematic literature review) – nhằm kế thừa các kết quả học thuật từ các công trình nghiên cứu trong và ngoài nước có liên quan.

Sự kết hợp này cho phép xây dựng một danh mục yếu tố rủi ro vừa đảm bảo tính học thuật, vừa phản ánh đặc thù môi trường triển khai dự án trong nước. Danh mục ban đầu được tổng hợp từ hai nguồn này tiếp tục được hiệu chỉnh thông qua thảo luận chuyên gia (expert validation) để đảm bảo tính phù hợp và khả năng đo lường trong bối cảnh nghiên cứu.

Bảng 1. Nhận diện các yếu tố rủi ro ảnh hưởng tới hiệu quả của dự án xây dựng

Nhóm	Mã hóa	Yếu tố rủi ro	Nghiên cứu tham khảo									
			[1]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	[13]	[14]	[15]
Các yếu tố rủi ro liên quan đến chủ đầu tư	YT1-1	Thiếu năng lực tài chính để đầu tư cho dự án	x	x	x	x	x	x	x			x
	YT1-2	Thiếu sự quyết tâm của lãnh đạo, người thực hiện dự án	x		x		x		x	x		x
	YT1-3	Chiến lược sản xuất kinh doanh không phù hợp, không lường được thay đổi của thị trường	x				x			x		
	YT1-4	Sự biến động nhân sự và chính sách tuyển dụng lao động không phù hợp	x		x		x		x		x	
	YT1-5	Ban QLDA thiếu kinh nghiệm, khả năng hạn chế	x				x	x		x	x	x
	YT1-6	Địa điểm dự án xây dựng không phù hợp	x			x						x
	YT1-7	Vướng mắc trong khâu đền bù, giải tỏa	x	x	x		x					x
	YT1-8	Điều chỉnh thiết kế (qui mô, công năng, công nghệ ...)	x	x	x		x		x	x		x
Các yếu tố rủi ro liên quan đến nhà tư vấn, nhà cung cấp	YT2-1	Tư vấn thiết kế: Thiếu sót trong thiết kế, lập dự toán không chính xác	x	x	x	x	x		x	x	x	x
	YT2-2	Tư vấn giám sát: Sự thiếu năng lực, thiếu trách nhiệm của cán bộ giám sát	x				x	x		x	x	x
Các yếu tố rủi ro liên quan đến nhà thầu thi công	YT3-1	Nhà thầu thi công thiếu năng lực (tài chính, nhân sự, máy móc, trang thiết bị ...)	x	x	x	x	x	x		x	x	x
	YT3-2	Cách thức quản lý công trường không hợp lý	x				x	x	x	x		x
	YT3-3	Chậm trễ so với tiến độ thi công đề ra	x	x		x	x	x	x	x		x
Các yếu tố rủi ro liên quan đến môi trường kinh tế - xã hội - tự nhiên	YT4-1	Thay đổi chính sách của nhà nước	x	x	x	x	x	x		x		x
	YT4-2	Khủng hoảng kinh tế, thị trường bất động sản đi xuống	x				x	x		x	x	x
	YT4-3	Lạm phát, thay đổi lãi suất vay	x	x	x	x				x	x	x
	YT4-4	Biến động giá, khan hiếm vật tư	x		x	x	x	x	x	x	x	x

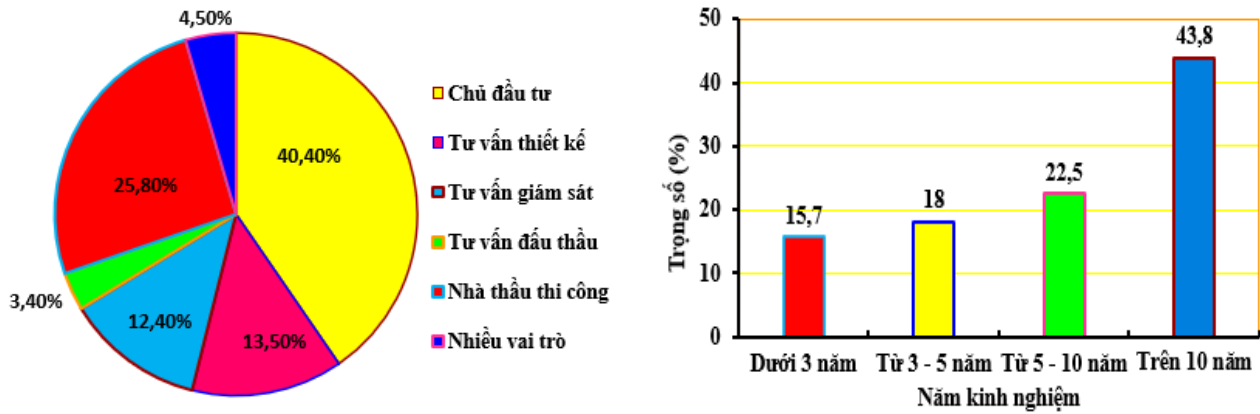
Bước 2: Khảo sát chuyên gia

Các yếu tố rủi ro được đánh giá thông qua khảo sát chuyên gia, dựa trên tiêu chí mức độ tác động đến hiệu quả dự án theo thang đo Likert 5 bậc như trong bảng 2 với giá trị từ 1 (ảnh hưởng rất ít) đến 5 (ảnh hưởng rất nhiều). Độ tin cậy thang đo của 4 nhóm yếu tố được kiểm định bằng Cronbach's Alpha: YT1 = 0,85; YT2 = 0,87; YT3 = 0,90; YT4 = 0,88 - tất cả đều $\geq 0,70$, cho thấy thang đo đáng tin cậy. Kết quả được xử lý bằng phương pháp FSE ở bước tiếp theo để lượng hóa mức ảnh hưởng tổng hợp.

Bảng 2. Thang điểm đánh giá mức độ tác động

Điểm số	1	2	3	4	5
Mức độ tác động	Ảnh hưởng rất ít	Ảnh hưởng ít	Ảnh hưởng	Ảnh hưởng nhiều	Ảnh hưởng rất nhiều

Tổng cộng 89 phiếu khảo sát hợp lệ được sử dụng cho phân tích. Trong đó vai trò và số năm kinh nghiệm của người được khảo sát phân bố như trong hình 1. Phân bố này cho thấy mẫu khảo sát có độ bao phủ tốt về cả vai trò chức năng và chiều sâu kinh nghiệm chuyên môn, tạo điều kiện thuận lợi cho việc đánh giá khách quan mức độ ảnh hưởng của các yếu tố rủi ro trong dự án xây dựng.



Hình 1. Vai trò và số năm kinh nghiệm của người được khảo sát

Bước 3: Xử lý kết quả khảo sát

Dựa trên kết quả khảo sát, giá trị trung bình của từng yếu tố rủi ro trong mỗi nhóm ($W_i = \{w_1, w_2, \dots, w_m\}$) được tính bằng cách tổng hợp các điểm đánh giá mức độ tác động do chuyên gia cung cấp. Các giá trị trung bình này sẽ là số liệu đầu vào để xây dựng trọng số tương ứng trong mô hình FSE.

Bảng 3. Tổng hợp kết quả phân tích giá trị trung bình của mỗi yếu tố/ mỗi nhóm

Mã hóa	Giá trị trung bình	Trọng số yếu tố	Trung bình nhóm	Trọng số nhóm
			27,54	0,46
YT1-1	3,76	0,14		
YT1-2	3,53	0,13		
YT1-3	3,01	0,11		
YT1-4	3,01	0,11		
YT1-5	3,76	0,14		
YT1-6	3,22	0,12		
YT1-7	3,89	0,14		
YT1-8	3,35	0,12		
			7,72	0,13
YT2-1	3,92	0,51		
YT2-2	3,80	0,49		
			11,28	0,19
YT3-1	4,16	0,37		
YT3-2	3,51	0,31		
YT3-3	3,62	0,32		
			13,46	0,22
YT4-1	3,47	0,26		
YT4-2	3,36	0,25		
YT4-3	3,25	0,24		
YT4-4	3,38	0,25		

Trong mô hình FSE, hệ thống đánh giá gồm hai cấp độ hàm thành viên: cấp 1 (đối với từng nhóm rủi ro tổng hợp) và cấp 2 (đối với từng yếu tố rủi ro cụ thể).

Hàm thành viên cấp 2 được thiết lập cho 17 yếu tố rủi ro thành phần, phản ánh mức độ tác động đến hiệu quả dự án dưới dạng một vector xác suất mờ, tương ứng với 5 mức độ đánh giá từ “rất ít” đến “rất nhiều”. Dữ liệu được xây dựng dựa trên phản hồi của 89 chuyên gia có kinh nghiệm thực tiễn trong lĩnh vực xây dựng. Sau khi xác định hàm thành viên cấp 2, các kết quả này sẽ được sử dụng làm đầu vào để tổng hợp thành hàm thành viên cấp 1 tương ứng với 04 nhóm rủi ro chính.

Bảng 4. Hàm thành viên cấp 2

Mã hóa	Hàm thành viên (Cấp 2)				
	1	2	3	4	5
YT1-1	9 (0,10)	7 (0,08)	17 (0,19)	19 (0,21)	37 (0,42)
YT1-2	7 (0,08)	8 (0,09)	25 (0,28)	29 (0,33)	20 (0,22)
YT1-3	10 (0,11)	15 (0,17)	38 (0,43)	16 (0,18)	10 (0,11)
YT1-4	7 (0,08)	15 (0,17)	44 (0,49)	16 (0,18)	7 (0,08)
YT1-5	6 (0,07)	3 (0,03)	23 (0,26)	31 (0,35)	26 (0,29)
YT1-6	10 (0,11)	5 (0,06)	38 (0,43)	27 (0,30)	9 (0,10)
YT1-7	6 (0,07)	3 (0,03)	20 (0,22)	26 (0,29)	34 (0,38)
YT1-8	2 (0,02)	14 (0,16)	33 (0,37)	31 (0,35)	9 (0,10)
YT2-1	2 (0,02)	2 (0,02)	24 (0,27)	34 (0,38)	27 (0,30)
YT2-2	2 (0,02)	1 (0,01)	30 (0,34)	36 (0,40)	20 (0,22)
YT3-1	1 (0,01)	3 (0,03)	16 (0,18)	30 (0,34)	39 (0,44)
YT3-2	0 (0,00)	7 (0,08)	42 (0,47)	28 (0,31)	12 (0,13)
YT3-3	1 (0,01)	8 (0,09)	31 (0,35)	33 (0,37)	16 (0,18)
YT4-1	2 (0,02)	6 (0,07)	43 (0,48)	24 (0,27)	14 (0,16)
YT4-2	4 (0,04)	11 (0,12)	35 (0,39)	27 (0,30)	12 (0,13)
YT4-3	5 (0,06)	9 (0,10)	44 (0,49)	21 (0,24)	10 (0,11)
YT4-4	1 (0,01)	10 (0,11)	42 (0,47)	26 (0,29)	10 (0,11)

Ví dụ, đối với yếu tố rủi ro YT1-1 – “Thiếu năng lực tài chính để đầu tư cho dự án”, kết quả khảo sát cho thấy:

- 1 - Ảnh hưởng rất ít là 9 người (10%);
- 2 - Ảnh hưởng ít là 7 người (8%);
- 3 - Ảnh hưởng là 17 người (19%);
- 4 - Ảnh hưởng nhiều là 19 người (21%);
- 5 - Ảnh hưởng rất nhiều là 37 người (42%).

Bảng 5. Hàm thành viên cấp 1

Mã hóa	Hàm thành viên của mỗi nhóm				
YT1	0,08	0,09	0,32	0,28	0,22
YT2	0,02	0,02	0,30	0,39	0,26
YT3	0,01	0,07	0,32	0,34	0,26
YT4	0,03	0,10	0,46	0,28	0,13

Bước 4. Đánh giá rủi ro của các nhóm yếu tố

Dựa trên dữ liệu từ Bảng 6 về hệ số thực hiện của các nhóm rủi ro, có thể nhận thấy rằng cả bốn nhóm rủi ro được đưa vào khảo sát đều có giá trị trung bình đánh giá lớn hơn 3,00. Điều này phản ánh mức độ ảnh hưởng đáng kể của các nhóm rủi ro này đến hiệu quả thực hiện dự án xây dựng công trình. Cụ thể, nhóm rủi ro có hệ số thực hiện cao nhất (xếp hạng 1) là “Nhóm YT2 – Các yếu tố rủi ro liên quan đến nhà tư vấn và nhà cung cấp”, với giá trị trung bình đạt 3,86. Tiếp theo là “Nhóm YT3 – Các yếu tố rủi ro liên quan đến nhà thầu thi công”, xếp thứ hai với hệ số 3,78. Những kết quả này cho thấy vai trò then chốt của các bên tham gia dự án trong việc kiểm soát và hạn chế rủi ro ảnh hưởng đến tiến độ và chất lượng công trình.

Bảng 6. Giá trị hệ số thực hiện của các nhóm

Mã hóa	Nhóm CSR	Hệ số	Xếp hạng
YT1	Các yếu tố rủi ro liên quan đến chủ đầu tư	3,47	3
YT2	Các yếu tố rủi ro liên quan đến nhà tư vấn, nhà cung cấp	3,86	1
YT3	Các yếu tố rủi ro liên quan đến nhà thầu thi công	3,78	2
YT4	Các yếu tố rủi ro liên quan đến môi trường kinh tế - xã hội – tự nhiên	3,37	4

3. THẢO LUẬN KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU

Dựa trên kết quả xếp hạng mức độ ảnh hưởng (Bảng 6), có thể nhận thấy rằng các yếu tố rủi ro từ phía tư vấn thiết kế, tư vấn giám sát và nhà thầu thi công chiếm tỷ trọng ảnh hưởng đáng kể đến hiệu quả thực hiện dự án xây dựng. Đây đều là những chủ thể có liên quan trực tiếp đến chuỗi hoạt động kỹ thuật – thi công – kiểm soát tại công trường. Cụ thể, năm nhóm yếu tố rủi ro nổi bật được ghi nhận bao gồm:

- 1 - Tư vấn thiết kế: Thiếu sót trong thiết kế, lập dự toán không chính xác;
- 2 - Tư vấn giám sát: Sự thiếu năng lực, thiếu trách nhiệm của cán bộ giám sát;
- 3 - Nhà thầu thi công thiếu năng lực (tài chính, nhân sự, máy móc, trang thiết bị ...);
- 4 - Cách thức quản lý công trường không hợp lý, không phù hợp với thực tiễn;
- 5 - Chậm trễ so với tiến độ thi công đề ra.

Từ việc đánh giá các yếu tố rủi ro như trên, để cải thiện hiệu suất và giảm thiểu rủi ro trong quản lý dự án có thể xác định ba hướng can thiệp chiến lược tại cấp độ dự án và tổ chức:

(1) Tăng cường quản trị rủi ro kỹ thuật đầu nguồn (Upstream Technical Risk Governance)

Phần lớn rủi ro nghiêm trọng trong khảo sát xuất phát từ các sai sót ở giai đoạn thiết kế – lập dự toán, cho thấy lỗ hổng trong kiểm soát kỹ thuật đầu vào. Do đó, chủ đầu tư cần thiết lập quy trình kiểm định hồ sơ thiết kế nhiều vòng, có sự tham gia của đơn vị độc lập, đi kèm hệ thống thẩm tra kỹ thuật có sử dụng các công cụ kiểm soát tự động (BIM, digital twin...). Cách tiếp cận này phù hợp với nguyên tắc "risk prevention over correction" trong mô hình quản lý rủi ro PMBOK.

(2) Chuyển từ giám sát tuân thủ sang giám sát hiệu suất (From Compliance to Performance-Based Supervision)

Kết quả khảo sát cho thấy giám sát thi công là điểm nghẽn phổ biến trong thực tiễn dự án tại Việt Nam. Các rủi ro liên quan đến sự thiếu trách nhiệm và yếu năng lực giám sát đòi hỏi chuyển đổi mô hình giám sát từ thụ động sang chủ động, dựa trên chỉ số hiệu suất công trường (On-site KPIs, productivity metrics) thay vì chỉ tuân thủ quy trình hành chính. Đồng thời, cần xây dựng mô hình giám sát rủi ro lồng ghép trong hệ thống quản lý tiến độ và chất lượng theo thời gian thực.

(3) Áp dụng hệ thống quản trị rủi ro thích ứng và liên tục (Adaptive & Iterative Risk Management)

Trong bối cảnh dự án ngày càng đối mặt với các yếu tố không chắc chắn (giá vật liệu, quy hoạch, biến đổi khí hậu...), một hệ thống quản trị rủi ro hiệu quả không chỉ dừng ở nhận diện ban đầu mà cần vận hành như một tiến trình liên tục. Việc thiết lập khung đánh giá rủi ro định kỳ, cập nhật kịch

bản và thực hiện kiểm định lại các giả định ban đầu (assumption validation) cần được tích hợp trong toàn bộ vòng đời dự án. Mô hình quản lý rủi ro theo thời gian (Rolling Risk Review) hoặc các nền tảng công nghệ số có thể được triển khai để hỗ trợ chức năng này.

4. KẾT LUẬN

Trong bối cảnh ngành xây dựng Việt Nam đang đối mặt với áp lực ngày càng gia tăng về tiến độ, chất lượng và tính bền vững, việc thiết lập hệ thống đánh giá rủi ro mang tính định lượng và thích ứng trở thành một yêu cầu tất yếu. Nghiên cứu này đã tiếp cận vấn đề dưới góc nhìn tổng hợp, khi xây dựng một khung phân loại rủi ro (risk taxonomy) gồm 04 nhóm với 17 yếu tố, trải dọc theo chu kỳ vòng đời dự án (project lifecycle). Dựa trên mô hình đánh giá tổng hợp mờ (Fuzzy Synthetic Evaluation – FSE), nghiên cứu đã lượng hóa thành công mức độ tác động của từng yếu tố rủi ro trong điều kiện thông tin không đầy đủ – một thực tế phổ biến tại các thị trường xây dựng đang phát triển.

Kết quả chỉ ra rằng, các rủi ro liên quan đến năng lực kỹ thuật của tư vấn và nhà thầu có hệ số tác động lớn nhất, phản ánh rõ điểm nghẽn phổ biến trong quá trình triển khai dự án hiện nay. Trên cơ sở đó, nghiên cứu nhấn mạnh sự cần thiết của một hệ thống quản trị rủi ro đa tầng, kết hợp giữa kiểm soát kỹ thuật đầu vào, giám sát hiệu suất và cơ chế phản ứng linh hoạt theo thời gian thực. Cách tiếp cận này không chỉ giúp giảm thiểu tổn thất trong ngắn hạn mà còn củng cố năng lực thích ứng dài hạn cho các chủ thể trong toàn bộ chuỗi giá trị xây dựng.

Về mặt học thuật, nghiên cứu góp phần làm rõ khả năng tích hợp logic mờ vào mô hình ra quyết định đa tiêu chí trong môi trường dự án nhiều bất định. Về thực tiễn, khung đánh giá đề xuất có thể hỗ trợ các chủ đầu tư, nhà thầu và cơ quan quản lý xác lập chính sách rủi ro chủ động (proactive risk governance), qua đó nâng cao năng lực phản ứng của toàn hệ sinh thái xây dựng. Trong tương lai, mô hình có thể được mở rộng để đánh giá rủi ro theo từng phân đoạn công trình, hoặc tích hợp với các biến ESG nhằm hướng đến mục tiêu phát triển bền vững của ngành xây dựng Việt Nam.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] T. T. Anh and T. V. M. Cường, "Các yếu tố rủi ro chủ yếu ảnh hưởng đến hiệu quả dự án xây dựng công trình dân dụng," *Tạp chí khoa học Đại học Mở thành phố Hồ Chí Minh - Kinh tế và Quản trị kinh doanh*, vol. 6, p. 32–41, 2011.
- [2] L. X. Vinh, *Giáo trình Logic mờ & ứng dụng*, NXB Xây dựng, 2019.
- [3] N. N. Phong, *Lý thuyết mờ và ứng dụng*, NXB Khoa học và Kỹ thuật, 2005.
- [4] P.X.W. Zou, G. Zhang, and J. Wang, "Understanding the key risks in construction projects in China," *Int. J. Proj. Manag.*, vol. 25, no. 6, pp. 601–614, 2007.
- [5] Project Management Institute (PMI), *A Guide to the Project Management Body of Knowledge (PMBOK® Guide)*, 7th ed., Newtown Square, PA: PMI, 2021.
- [6] J.H.M. Tah and V. Carr, "Knowledge-based approach to construction project risk management," *J. Comput. Civ. Eng.*, vol. 15, no. 3, pp. 170–177, 2001.
- [7] H. Zhi, "Risk management for overseas construction projects," *Int. J. Proj. Manag.*, vol. 13, no. 4, pp. 231–237, 1995.
- [8] T. S. T. Q. Phú, "Xác định các yếu tố rủi ro trong thực hiện dự án đầu tư xây dựng nông thôn mới tại TP. Hồ Chí Minh," *Tạp chí Giao thông*, 2016.
- [9] N. V. Ninh và N. T. Thành, "Quản lý rủi ro trong các dự án công trình xây dựng," *Tạp chí Xây dựng và Đô thị*, số 89, 2023.
- [10] N. T. Thúy, "Quản lý rủi ro cho các dự án đầu tư phát triển đô thị tại Hà Nội," 2020.
- [11] Thuốc Tầm, "Các rủi ro trong thi công xây dựng và biện pháp khắc phục," 10/11/2020.
- [12] S. M. El-Sayegh, "Risk assessment and allocation in the UAE construction industry," *International journal of project management*, vol. 26, p. 431–438, 2008.
- [13] Trương Văn Hiệu, *Nhận dạng các yếu tố rủi ro trong việc thực hiện các dự án xây dựng nông thôn mới huyện Krông Pắc, tỉnh Đắk Lắk* (2016).
- [14] X. Zhao, B.-G. Hwang and Y. Gao, "A fuzzy synthetic evaluation approach for risk assessment: a case of Singapore's green projects," *Journal of Cleaner Production*, vol. 115, p. 203–213, 2016.
- [15] Đ. T. Hải and N. H. Huế, *Quản lý rủi ro trong xây dựng*, NXB Xây dựng, 2016.

HIỆN TƯỢNG TRƯỞNG NỞ BÊ TÔNG DO PHẢN ỨNG KIỀM-SILIC VÀ CÁC GIẢI PHÁP PHÒNG NGỪA, KHẮC PHỤC

Nguyễn Thị Huệ, Vũ Hải Hà

Trường Đại học Thủy lợi, email: nguyenthihue@tlu.edu.vn

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Trong quá trình phát triển xây dựng và đô thị hóa mạnh mẽ, bê tông cốt thép vẫn là vật liệu chủ yếu được sử dụng trong hầu hết các công trình xây dựng nhờ giá thành hợp lý, khả năng chịu lực tốt, dễ thi công, dễ tạo hình. Tuy nhiên, các kết cấu bê tông cốt thép luôn phải đối mặt với nhiều vấn đề về độ bền và sự ổn định trong suốt quá trình sử dụng. Một trong các vấn đề là hiện tượng trương nở bê tông do phản ứng kiềm-silic (Alkali-Silica Reaction - ASR). Tại nhiều quốc gia trên thế giới, ASR đã dẫn đến những hư hỏng nghiêm trọng cho nhiều công trình hạ tầng quan trọng như đập, cầu đường và sân bay, đặc biệt là những công trình có tuổi thọ dài và những công trình chịu tác động của môi trường khí hậu khắc nghiệt. Hậu quả của ASR không chỉ ảnh hưởng đến an toàn, ổn định công trình mà còn làm gia tăng chi phí bảo trì, sửa chữa.

Tại Việt Nam, mặc dù đã ghi nhận một số dấu hiệu tiềm ẩn liên quan đến ASR, vấn đề này vẫn chưa được nghiên cứu, đánh giá đầy đủ, các dữ liệu còn rời rạc, chưa hình thành cơ sở dữ liệu chuyên ngành hay hướng dẫn kỹ thuật thống nhất. Vì vậy, việc nghiên cứu nhận diện sớm hiện tượng ASR, phân tích các giải pháp phòng ngừa và khắc phục trên cơ sở kinh nghiệm quốc tế, đồng thời đánh giá tính khả thi trong điều kiện vật liệu, kỹ thuật và quản lý tại Việt Nam là hết sức cần thiết để bảo vệ tuổi thọ, đảm bảo an toàn, hiệu quả trong khai thác công trình.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Nghiên cứu đã sử dụng phương pháp nghiên cứu lý thuyết kết hợp với phương pháp nghiên cứu phân tích thực tiễn. Cụ thể, nhóm tác giả đã tiến hành:

Thu thập, chọn lọc và hệ thống hóa các tài liệu khoa học, tiêu chuẩn kỹ thuật, báo cáo nghiên cứu và công bố quốc tế liên quan đến phản ứng kiềm-silic trong kết cấu bê tông.

Phân tích và tổng hợp thông tin từ tài liệu để làm rõ cơ chế của phản ứng ASR, các biểu hiện hư hỏng và tác động đến độ bền của công trình bê tông.

Đối chiếu, so sánh các giải pháp phòng ngừa và khắc phục được áp dụng ở các quốc gia khác nhau, đánh giá mức độ hiệu quả và điều kiện áp dụng. Trên cơ sở đó, xem xét tính khả thi và đề xuất hướng tiếp cận phù hợp với điều kiện vật liệu, kỹ thuật và môi trường xây dựng Việt Nam.

3. HIỆN TƯỢNG TRƯỞNG NỞ BÊ TÔNG DO PHẢN ỨNG KIỀM-SILIC

3.1. Nguyên nhân và cơ chế hình thành ASR trong kết cấu bê tông

Phản ứng kiềm-silic (ASR) là phản ứng giữa các khoáng vật silica phản ứng trong cốt liệu và ion kiềm trong dung dịch lỗ rỗng của bê tông. Sản phẩm của phản ứng là gel kiềm-silica có khả năng hút nước từ ngoài môi trường. Khi gel hấp thụ nước, thể tích tăng lên và làm xuất hiện nội ứng suất trong bê tông, dẫn đến nứt, suy giảm cường độ, biến dạng và phá hoại kết cấu theo thời gian [1].

Phản ứng ASR có thể biểu diễn khái quát như sau:

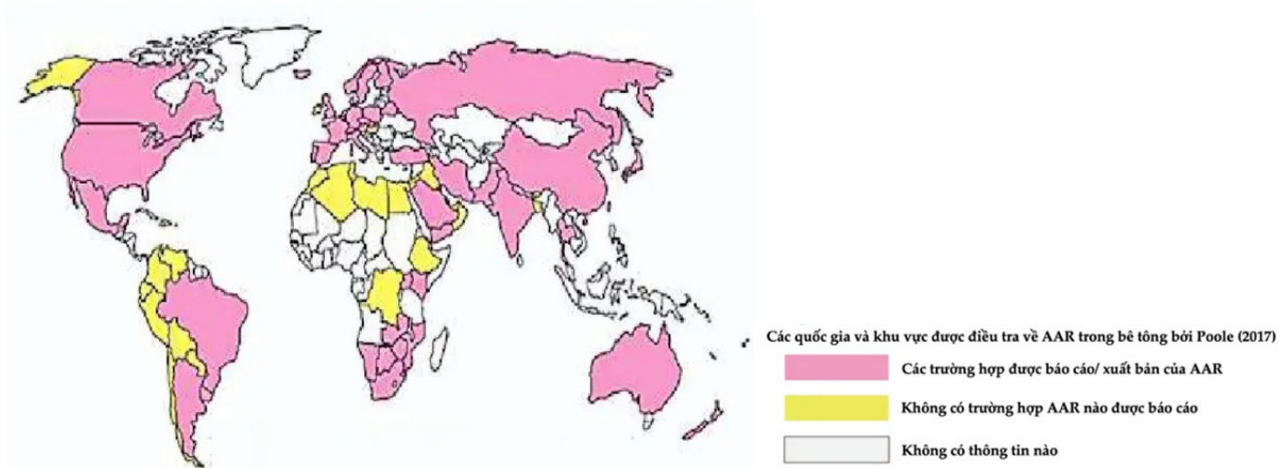


Để phản ứng ASR xảy ra và phát triển, cần đồng thời hội tụ đủ ba yếu tố chính. Đầu tiên, cốt liệu có chứa thành phần silica có khả năng phản ứng. Hàm lượng và dạng tồn tại của silica trong cốt liệu sẽ đóng vai trò quyết định đến mức độ nguy cơ ASR. Điều kiện thứ hai là nồng độ kiềm đủ cao trong dung dịch lỗ rỗng của bê tông. Na^+ và K^+ được giải phóng vào dung dịch lỗ rỗng của bê tông

trong quá trình thủy hóa của xi măng Portland. Ngoài ra, kiềm có thể đến từ phụ gia khoáng, nước trộn bê tông hoặc các nguồn khác. Khi lượng kiềm quy đổi $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ vượt một ngưỡng (thường lấy khoảng 0,6% theo ASTM C150), nguy cơ xảy ra ASR sẽ tăng đáng kể. Và ASR chỉ xảy ra khi bê tông duy trì độ ẩm cao liên tục trong thời gian dài. Nghiên cứu cho thấy phản ứng phát triển mạnh khi độ ẩm tương đối trong kết cấu vượt quá 80-85%. Trong khi đó, ở môi trường khô ($\text{RH} < 60\%$), phản ứng gần như không xảy ra [2, 3, 4].

3.2. Tác động của ASR đến kết cấu bê tông

Hiện nay, sự xuất hiện của ASR trong kết cấu bê tông đã được ghi nhận ở nhiều quốc gia trên thế giới (Hình 1). Đây là một trong những nguyên nhân chính gây ra sự suy giảm độ bền và hư hỏng của nhiều loại hình công trình bê tông, đặc biệt là ở những nơi sử dụng cốt liệu có tính phản ứng cao và thường xuyên tiếp xúc với môi trường ẩm.



Hình 1. Báo cáo về ASR trên toàn thế giới [5]

Dạng hư hỏng phổ biến và dễ nhận biết nhất của ASR là các vết nứt. Các vết nứt bản đồ xuất hiện dưới dạng ngẫu nhiên hoặc giao nhau vuông góc tạo thành mạng lưới trên bề mặt kết cấu bê tông như ở Hình 2. Các vết nứt này xuất hiện do ứng suất bên trong sinh ra từ sự trương nở của gel ASR khi hút ẩm, và có xu hướng phát triển theo nhiều hướng khác nhau. Ngoài ra, có thể gặp vết nứt dọc theo hướng chịu lực, song song với cốt thép ở dầm, cột [2, 3, 6].



Hình 2. Hiện tượng nứt liên quan đến ASR trên các công trình cầu bê tông tại vùng Hokuriku, Nhật Bản [7]

Không chỉ gây nứt, ASR còn dẫn đến giãn nở cục bộ và biến dạng hình học. Các hiện tượng này có thể được nhận thấy tại các vị trí thường xuyên tiếp xúc với ẩm như chân cột, bản mặt cầu hoặc bề mặt đập bằng mắt thường hoặc thông qua quan trắc chuyên dịch. Các biến dạng này có nguy cơ gây mất ổn định cục bộ hoặc sai lệch vị trí cấu kiện, gây mất an toàn kết cấu trong quá trình vận hành, khai thác sử dụng [6, 8].

Trong bê tông cốt thép, các vết nứt do ASR còn tạo điều kiện cho sự thâm nhập của nước và thúc đẩy quá trình ăn mòn cốt thép, làm giảm tuổi thọ của kết cấu [9]. Đồng thời, các lớp bê tông bảo vệ bề mặt bị bong tróc, phòng rộp hoặc sứt mẻ mép cấu kiện do sự phát triển của vết nứt ASR theo

thời gian kết hợp với tác động của môi trường như ánh nắng, chu kỳ khô ướt hoặc đóng- tan băng [10]. Sự xuất hiện và phát triển của ASR trong kết cấu bê tông và bê tông cốt thép gây ra các tác động tiêu cực bao gồm: hình thành và mở rộng vết nứt, giảm độ bền cơ học, suy giảm khả năng chịu tải của kết cấu, thúc đẩy ăn mòn cốt thép, tăng chi phí bảo trì, sửa chữa. Những tác động này nếu không được nhận diện và kiểm soát kịp thời sẽ đe dọa nghiêm trọng đến độ ổn định, tuổi thọ và an toàn công trình.

4. CÁC GIẢI PHÁP PHÒNG NGỪA, KHẮC PHỤC HƯ HỎNG DO PHẢN ỨNG KIỀM - SILIC TRONG KẾT CẤU BÊ TÔNG

4.1. Nguyên lý xử lý chung

Có ba điều kiện cần và đủ để xảy ra và duy trì phản ứng kiềm-silic trong bê tông, đó là: có đủ hàm lượng kiềm, có đủ hàm lượng cốt liệu phản ứng và có nguồn nước hoặc nguồn ẩm. Vì vậy, để xử lý hiện tượng trương nở bê tông do ASR trong kết cấu bê tông, các giải pháp cần phải được triển khai dựa trên nguyên lý ngăn ngừa hoặc hạn chế sự phát sinh và phát triển của phản ứng ASR bằng cách loại bỏ hoặc giảm thiểu một trong ba yếu tố trên [4, 6, 11].

4.2. Giải pháp phòng ngừa đối với công trình xây dựng mới

Trong công trình xây dựng mới, việc phòng tránh ASR thường được thực hiện qua giải pháp kiểm soát cốt liệu, kiểm soát hàm lượng kiềm có trong dung dịch lỗ rỗng của bê tông, kiểm soát độ ẩm và môi trường khai thác [12].

4.2.1. Giải pháp kiểm soát cốt liệu

Việc sử dụng cốt liệu không chứa hoặc chứa rất ít khoáng silica có khả năng phản ứng là một trong những giải pháp hiệu quả nhất để phòng ngừa hiện tượng ASR trong bê tông. Các biện pháp cụ thể bao gồm: thí nghiệm đánh giá khả năng phản ứng của cốt liệu đầu vào, thay thế cốt liệu phản ứng bằng cốt liệu trơ, hoặc sử dụng cốt liệu đã xử lý bề mặt nhằm giảm khả năng phản ứng.

Hiện nay, thí nghiệm đánh giá khả năng phản ứng của cốt liệu đầu vào trên thế giới được thực hiện dựa trên các tiêu chuẩn quốc tế như ASTM C1260 hoặc ASTM C1293. Tại Việt Nam, tiêu chuẩn TCVN 7572-14: 2006 cung cấp việc kiểm tra theo phương pháp hoá học và thử nghiệm thanh vữa. Theo đó, cốt liệu được coi là không phản ứng nếu biến dạng (ϵ) ở tuổi 6 tháng nhỏ hơn 0,1% [13, 14, 15]. Ưu điểm của giải pháp này là loại bỏ thành phần phản ứng ra khỏi bê tông nên có thể phòng ngừa hoàn toàn nguy cơ xảy ra ASR, không cần thiết phải sử dụng các biện pháp phòng ngừa khác. Cách thức kiểm tra, kiểm soát dễ dàng áp dụng, mang lại hiệu quả kinh tế cao nếu có cốt liệu đạt chuẩn ở địa phương xây dựng. Trong điều kiện Việt Nam, việc sàng lọc, thí nghiệm, đánh giá theo TCVN 7572-14:2006 hoàn toàn khả thi, nhưng cần đầu tư chi phí khảo sát và phòng thí nghiệm chuyên sâu. Trường hợp phải vận chuyển nguồn cốt liệu phù hợp từ xa, chi phí xây dựng có thể tăng lên, làm giảm hiệu quả kinh tế của dự án. Do đó, giải pháp này có tính khả thi ở những dự án trọng điểm nhưng khó khăn trong triển khai rộng.

4.2.2. Giải pháp kiểm soát hàm lượng kiềm trong dung dịch lỗ rỗng của bê tông

Giảm hàm lượng kiềm trong dung dịch lỗ rỗng của bê tông là một trong những giải pháp quan trọng nhằm ngăn chặn phản ứng kiềm-silic, do hàm lượng kiềm cao là điều kiện cần để phản ứng xảy ra và phát triển. Giải pháp này được thực hiện thông qua hai hướng: kiểm soát hàm lượng kiềm trong xi măng hoặc giảm tổng lượng kiềm trong dung dịch lỗ rỗng của bê tông từ xi măng, phụ gia, nước... Cụ thể, xi măng sử dụng trong bê tông cần có hàm lượng kiềm tương đương natri oxit dưới 0,6% theo ASTM C150 [16]. Đối với các kết cấu sử dụng các cốt liệu có khả năng phản ứng, hàm lượng kiềm trong xi măng càng thấp càng tốt, mức đề xuất từ các nghiên cứu đi trước là không vượt quá 0,4%. Ở Việt Nam, xi măng PC30, PC40 vẫn là các loại xi măng phổ biến, được sử dụng rộng rãi như chất kết dính chính với hàm lượng kiềm không thấp. Tuy nhiên, việc sử dụng xi măng pozzolan hoặc xi măng hỗn hợp có chứa các phụ gia khoáng như tro bay, xỉ lò cao có thể hấp thụ kiềm, giảm lượng kiềm tự do trong dung dịch lỗ rỗng của bê tông và làm giảm tính thấm. Giải pháp này khả thi nhờ nguồn cung tro bay, xỉ phong phú từ các nhà máy nhiệt điện và luyện kim tại Việt Nam.

Biện pháp này giúp tăng cường độ, độ bền, ức chế phản ứng kiềm-silic, giảm được chi phí. Tuy nhiên nhược điểm là co ngót do sử dụng nhiều nước, tăng độ rỗng, các phản ứng hóa học khó kiểm soát và cần quản lý chặt chẽ chất lượng nguồn cung [8].

4.2.3. Giải pháp kiểm soát độ ẩm và điều kiện môi trường khai thác

Nước và độ ẩm là điều kiện bắt buộc để phản ứng ASR xảy ra, hạn chế việc xâm nhập của nước vào kết cấu là giải pháp hiệu quả, đặc biệt là công trình đặt ở môi trường ẩm ướt. Các biện pháp kiểm soát độ ẩm bao gồm thiết kế chống thấm, bảo vệ bê tông khỏi nước ngầm hoặc nước mưa, điều kiện thoát ẩm tốt. Trong thực tế, phương pháp sử dụng phổ biến là lớp phủ chống thấm từ giai đoạn thi công hoàn thiện bề mặt. Sơn chống thấm gốc khoáng hoặc gốc polymer có khả năng bịt kín mao dẫn, khe nứt nhỏ, ngăn chặn sự thâm nhập của hơi nước và nước vào kết cấu. Biện pháp này dễ thi công, chi phí hợp lý. Tuy nhiên, hiệu quả của biện pháp phụ thuộc lớn vào thời điểm và chất lượng thi công lớp chống thấm, không thể áp dụng ở những khu vực thường xuyên phải chịu những tác động mài mòn mạnh.

4.3. Giải pháp khắc phục đối với công trình hiện hữu

Đối với những kết cấu đã và đang chịu ảnh hưởng của phản ứng ASR, mục tiêu cần làm là hạn chế sự tiến triển của phản ứng, ổn định nội tại kết cấu, và duy trì khả năng làm việc của kết cấu, tuổi thọ công trình. Các giải pháp thể sử dụng như: giảm hoặc loại bỏ độ ẩm thâm nhập, giảm kiềm tự do nội tại, ổn định kết cấu, kiểm soát nứt và biến dạng, theo dõi và đánh giá thường xuyên. Việc lựa chọn giải pháp sẽ tùy thuộc vào mức độ hư hỏng và điều kiện cụ thể của công trình [11].

4.3.1. Giải pháp ngăn chặn phản ứng tiếp diễn

Phản ứng ASR chỉ diễn ra khi có đủ độ ẩm và đủ hàm lượng kiềm tự do trong bê tông. Do đó, để ngăn phản ứng tiếp diễn, biện pháp hiệu quả sẽ tập trung loại bỏ hoặc kiểm soát hai yếu tố này.

(a) Giảm độ ẩm nội tại và ngăn nước thâm nhập

Các nghiên cứu đi trước đã chỉ ra rằng ASR chỉ diễn ra khi có độ ẩm $> 80\%$, do đó việc giảm độ ẩm nội tại hoặc ngăn nước xâm nhập là cách hữu hiệu để làm chậm hoặc dừng phản ứng. Các biện pháp phù hợp cho giải pháp này là chống thấm bề mặt kết cấu bằng sơn hoặc lớp phủ chuyên dụng, trám kín vết nứt bằng keo epoxy, cải thiện hệ thống thoát nước để tránh đọng nước... [6, 11]. Ở Việt Nam, biện pháp phủ chống thấm và cải thiện thoát nước có thể áp dụng cho công trình dân dụng và hạ tầng nhỏ. Tuy nhiên, đối với công trình thủy điện, cầu giao thông lớn, hiệu quả sẽ hạn chế vì diện tích rộng và khó kiểm soát toàn bộ nguồn thấm. Trong bối cảnh đó, một lựa chọn tiên tiến hơn là silane (silicon hydrua), hợp chất có khả năng phản ứng với các khoáng chất trong bê tông tạo ra một lớp chống thấm nước nhưng vẫn cho phép kết cấu trao đổi hơi ẩm với môi trường, không gây tích tụ nước trong kết cấu. Ưu điểm của giải pháp là thẩm thấu sâu, bảo vệ lâu dài, không ảnh hưởng đến kết cấu công trình. Tuy nhiên, silane là một dung dịch dễ cháy, silane có độc tính cho đường hô hấp và da [6,17]. Vì vậy, giải pháp này có tính khả thi, nhưng cần cân nhắc về chi phí và yêu cầu chặt chẽ trong an toàn lao động trong quá trình thi công.

(b) Xử lý hóa học để giảm kiềm tự do

Để giảm lượng kiềm tự do trong kết cấu bê tông bị ảnh hưởng bởi ASR, dung dịch lithium nitrate (LiNO_3) được phun hoặc rải trên bề mặt, đưa vào trong bê tông thông qua thẩm chân không hoặc điện hóa để ức chế sự hình thành gel ASR. Biện pháp này đã được nghiên cứu ở các nước như Canada, Mỹ và cho thấy mức giảm tốc độ giãn nở đến 50% sau 2 năm xử lý. Tuy nhiên giải pháp này cần phải đánh giá kỹ về mức độ phản ứng ASR để áp dụng giải pháp được hiệu quả [6, 11, 18]. Với điều kiện kỹ thuật và nguồn lực hiện nay tại nước ta, giải pháp này sẽ cần nghiên cứu thí điểm ở phòng thí nghiệm trước khi triển khai thực tế vì có chi phí cao và thiếu kinh nghiệm thi công.

4.3.2. Giải pháp phục hồi hình học, duy trì khả năng làm việc và ổn định của kết cấu

Khi ASR gây ra nứt, biến dạng và làm suy giảm khả năng chịu lực, cần áp dụng các biện pháp gia cường kết hợp với kỹ thuật chỉnh sửa hình học để duy trì ổn định kết cấu. Các giải pháp đã được sử dụng bao gồm: bọc thép bên ngoài, gia cường bằng vật liệu polymer (Fiber Reinforced Polymer-FRP),

mài chỉnh bề mặt, cắt tạo khe giãn nở nhân tạo [6, 11]. Trong điều kiện Việt Nam, các giải pháp gia cường và phục hồi hình học có tính khả thi ở mức độ khác nhau. Việc mài chỉnh bề mặt, cắt tạo khe giãn nở nhân tạo nhằm giải phóng ứng suất trương nở và giảm nguy cơ nứt lan rộng có ưu điểm là công nghệ đơn giản, dễ triển khai với thiết bị trong nước, chi phí hợp lý. Trong khi đó, các giải pháp bọc thép bên ngoài hoặc gia cường bằng FRP tuy hiệu quả trong kiểm soát biến dạng và giúp khôi phục một phần khả năng chịu lực nhưng lại đòi hỏi chi phí cao, yêu cầu kỹ thuật thi công nghiêm ngặt.



Hình 3. Sửa chữa trụ cầu ở Bangor, Maine, Mỹ bị hư hỏng do ASR sử dụng lithium nitrat và bọc cột bằng CFRP [19]

4.3.3. Giải pháp quan trắc, đánh giá tình trạng kết cấu

Đối với công trình hiện hữu, việc quan trắc và đánh giá thường xuyên là cần thiết để nắm bắt kịp thời hiện trạng, mức độ phát triển và ảnh hưởng của ASR đến an toàn và khả năng chịu lực của kết cấu công trình. Các biện pháp quan trắc có thể áp dụng bao gồm lắp đặt cảm biến đo biến dạng, độ ẩm, và nhiệt độ; định kỳ khảo sát vết nứt (đo chiều rộng, chiều dài, chiều sâu, tốc độ phát triển theo thời gian); khoan mẫu và phân tích lõi khoan để đánh giá mức độ phản ứng, mức độ ảnh hưởng đến kết cấu công trình [20]. Đây là giải pháp phù hợp với điều kiện Việt Nam, bởi công nghệ đo đạc và thiết bị quan trắc đã được ứng dụng trong nhiều công trình trọng điểm như thủy điện Hòa Bình, thủy điện Sơn La, thủy điện Lai Châu, cầu Bãi Cháy, cầu Cần Thơ, cầu Rồng... Tuy nhiên, việc triển khai hệ thống quan trắc dài hạn và tự động đòi hỏi vốn đầu tư ban đầu lớn và đội ngũ chuyên môn cao.

4.3.4. Giải pháp thay thế cục bộ khi cần thiết

Một số cấu kiện đã hư hỏng quá mức, mất khả năng chịu lực hoặc quá trình ASR tiếp tục, trương nở không kiểm soát thì cần tháo dỡ phần kết cấu hư hỏng, xử lý và bảo vệ cốt thép. Bê tông mới được sử dụng nên có những vật liệu bền với ASR [8]. Giải pháp này mang tính thực tế, đảm bảo an toàn vận hành, nhưng chỉ là biện pháp cuối cùng do cần tính toán chi phí, kỹ thuật và gián đoạn vận hành công trình.

5. KẾT LUẬN

Nguyên nhân của hiện tượng ASR là do sự tương tác của silica có khả năng phản ứng trong cốt liệu với ion kiềm trong dung dịch lỗ rỗng của bê tông trong điều kiện môi trường ẩm thuận lợi. Đây là một cơ chế hư hỏng nội sinh, phát triển chậm nhưng để lại hậu quả nghiêm trọng đối với độ bền và tuổi thọ công trình bê tông.

Đối với công trình mới, các giải pháp phòng ngừa là lựa chọn và kiểm soát chất lượng cốt liệu, kiểm soát hàm lượng kiềm trong dung dịch lỗ rỗng của bê tông và kiểm soát độ ẩm. Trong bối cảnh Việt Nam, giải pháp sử dụng phụ gia khoáng (tro bay, xỉ lò cao) trong kiểm soát kiềm, giải pháp kiểm soát nguồn cốt liệu là những giải pháp khả thi và nên ưu tiên. Giải pháp kiểm soát ẩm, chống thấm môi trường có thể áp dụng hỗ trợ, nhưng cần cân nhắc chi phí và điều kiện kỹ thuật.

Đối với các công trình hiện hữu, đặc biệt là các công trình quy mô lớn như đập thủy điện, cầu, đường sân bay, ASR có thể gây ảnh hưởng nghiêm trọng đến an toàn và ổn định vận hành. Các biện pháp can thiệp nên tập trung vào: quan trắc nứt và biến dạng theo thời gian, kiểm soát ẩm, sửa chữa cục bộ, gia cường kết cấu và khi cần thiết có thể thay thế bộ phận. Những giải pháp tiên tiến như sử dụng LiNO_3 hoặc phủ silane nên được thử nghiệm thí điểm và đánh giá hiệu quả kinh tế-kỹ thuật trước khi áp dụng rộng rãi trong điều kiện hiện nay của Việt Nam.

Các hướng nghiên cứu tiếp theo sẽ tập trung vào phương pháp đánh giá nhanh khả năng phản ứng của cốt liệu phù hợp với điều kiện Việt Nam, vật liệu thay thế cốt liệu phản ứng hiệu quả và bền vững, hoặc tích hợp công nghệ số trong hệ thống quan trắc để giám sát diễn biến của ASR theo thời gian.

6. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Rita Bacelar Figueira, R. S. (2019). Alkali-silica reaction in concrete: Mechanisms, mitigation and test methods. *Construction and Building Materials*, 222, 903-931.
- [2] ACI. 221 (2021) State-of-the-Art Report on Alkali-Aggregate Reactivity, ACI 221.1R-98.
- [3] Ebenezer O. Fanijo, J. T. (2021). Alkali-silica reaction (ASR) in concrete structures: Mechanisms, effects and evaluation test methods adopted in the United States. *Case Studies in Construction Materials*, vol 15.
- [4] FHWA-RD-03-047. (2003). Chapter 2 Alkali-Silica Reaction. Federal Highway Administration Research and Technology.
- [5] (Ed) Poole, I. S. (2017). *Alkali-Aggregate Reaction in Concrete: A World Review*. London: CRC Press.
- [6] Amir Behravan, G. A. (2025). Repair and treatment of Alkali-Silica reaction - affected Transportation Infrastructures: Review and Interview. *Infrastructures*, 10(4).
- [7] Makoto Tsuda, S. U. (2016). Investigation, Diagnosis, Strengthening, and Replacement Techniques for Concrete Bridges Affected by ASR. *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, Vol. 38, No. 2, 38(2).
- [8] Edward G. Moffatt, M. D. (July 3rd – 7th, 2016). Remediation strategies intended for the reconstruction of the ASR-induced Mactaquac dam. 15th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction. Sao Paulo – Brazil.
- [9] Muhammad Junaid Munir, S. M.-F. (2018). A Literature Review on Alkali Silica Reactivity of Concrete – Consequences and Challenges. *International Journal of strategic engineering*, 1(2), 20.
- [10] Sanin Dzidic, I. B. (2023). Spalling of concrete caused by ASR – a review. *IOP Conference Series Materials Science and Engineering*.
- [11] B. Fournier, M. B. (2005). Mitigation of the Effect of Alkali-Silica Reaction in Concrete Structures: A Review. *IBRACON Materials Journal*, 1, 35-42.
- [12] Michael D.A. Thomas, K. J. (n.d.). Methods for Preventing ASR in New Construction: Results of Field Exposure Sites. FHWA-HIF-14-004.
- [13] ASTM C1260-23, Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method).
- [14] ASTM C1293-20a, Standard Test Method for Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction.
- [15] TCVN 7572-14:2006, Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 7572-14:2006 về Cốt liệu cho bê tông và vữa - Phương pháp thử - Phần 14: Xác định khả năng phản ứng kiềm – silic.
- [16] ASTM C150/C150M-24, Standard Specification for Portland Cement.
- [17] Richard Deschenes Jr., M. W. (July 3rd – 7th, 2016). Mitigation of alkali-silica reaction in concrete pavements by silane treatment. 15th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction. Sao Paulo – Brazil.
- [18] Zhengou Shi, B. L. (2021). Role of Aluminum and Lithium in Mitigating Alkali-Silica Reaction– A Review. *Frontiers in Material; Sec. Structural Materials*, Vol 8.
- [19] Michael D.A. Thomas, K. J. (2012). Study of remedial actions on highway structures affected by ASR. *International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete (14th - ICAAR)*. Texas.
- [20] Patrice Rivard, G. B.-P. (2010). Monitoring of an hydraulic structure affected by ASR: A case study. *Cement and Concrete Research*, 40(4), 676-680.

TÍNH TOÁN GIA CƯỜNG CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM BÉ ĐƯỢC MỞ RỘNG TIẾT DIỆN VÙNG NÉN

Đoàn Xuân Quý

Trường Đại học Thủy lợi, email: quydx@thu.edu.vn

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Trong quá trình sử dụng, kết cấu công trình thường cần được tăng cường, đặc biệt khi nâng tầng làm gia tăng tải trọng lên các cột chịu lực. Ngoài ra, những hư hỏng cũng làm các cấu kiện chịu lực bị giảm khả năng so với thiết kế ban đầu và cần sửa chữa, gia cường lại. Lúc này nhu cầu gia cường khả năng chịu lực được đặt ra trước khi nghĩ tới việc xây mới, giúp các chủ đầu tư nhanh chóng giải quyết yêu cầu công năng mà không bị phát sinh quá nhiều chi phí xây dựng.

Một trong những giải pháp tăng cường khả năng chịu lực của cấu kiện trong hệ thống kết cấu là mở rộng tiết diện, được thực hiện bằng những quy trình định sẵn và dễ thực hiện, như là cho cấu kiện cột – được thực hiện trước tiên khi nghĩ tới việc gia tăng tải trọng đứng cho nhà. Cách thức này nhằm tăng tiết diện của mặt cắt và bổ sung cốt thép, từ đó tăng khả năng chịu lực và tăng độ cứng cho cột. Tùy thuộc vào ứng xử của tiết diện cột trước những tác dụng của cặp nội lực (M, N) mà tính chất tác dụng có thể là lệch tâm bé và lệch tâm lớn [1], [2], [3]. Nhằm tăng cường khả năng chịu lực cho tiết diện, tiến hành mở rộng vùng kéo (cho lệch tâm lớn) hoặc mở rộng vùng nén (cho lệch tâm bé) được thực hiện với các hướng dẫn cần thiết.

Khi tính toán gia cường cho tiết diện lệch tâm bé (chọn chiều dày phần mở rộng, và diện tích cốt thép chịu nén bổ sung) thường phải giải một bài toán tổng hợp từ lựa chọn chiều dày tới dự kiến cốt thép rồi cuối cùng là kiểm tra chịu lực – đây là một bài toán tính lặp. Thông thường, việc xác định diện tích cốt thép thông qua hệ số gần đúng giúp giảm sự phức tạp cho tính toán [3], [4]. Tuy nhiên, với một hệ số cố định như vậy là chưa hợp lý khi có nhiều yếu tố ảnh hưởng đến giá trị diện tích cốt thép gia cường. Việc kiểm tra lại khả năng chịu lực có thể không thỏa mãn và việc lựa chọn diện tích cốt thép cần thực hiện lại từ đầu.

Bài báo sẽ tiến hành tính toán kiểm tra với nhiều trường hợp điển hình của cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm bé cần gia cường nhằm đề xuất một cách xác định hệ số hiệu chỉnh α_m phục vụ việc tính toán trực tiếp cốt thép bổ sung theo phương pháp gần đúng một cách chính xác hơn mà không phải qua các quá trình lặp. Kết quả nghiên cứu có thể sẽ được áp dụng trong tính toán thiết kế và gia cường cột bê tông cốt thép được hiệu quả và nhanh chóng.

2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN

2.1. Lý thuyết tính toán

Theo TCVN 5574: 2018 [1], cột chịu nén lệch tâm bé khi chiều cao vùng nén tính được lớn hơn chiều cao vùng nén giới hạn, có nghĩa là phần bê tông chịu nén chiếm phần lớn diện tích tiết diện của cấu kiện. Lúc này giải pháp đưa ra là mở rộng tiết diện bê tông về phía phần chịu nén để gia cường khả năng chịu lực của cột (Hình 1).

Thông thường, khi tính toán khả năng chịu lực của tiết diện cột, bỏ qua khả năng chịu kéo của bê tông; ứng suất nén của bê tông lấy bằng R_b , phân bố đều trên một phần hoặc toàn bộ tiết diện; ứng suất nén trong cốt thép cũ lấy bằng R_{sc} ; ứng suất nén trong cốt thép mới bổ sung lấy bằng $R_{s,r}$. Ứng suất nén trong cốt thép cũ được xác định theo vị trí cốt thép: nếu khoảng cách từ trọng tâm cốt thép đến biên chịu kéo của tiết diện sau gia cường nhỏ hơn $0,5(h + \Delta h - x)$ hoặc $\Delta h \leq 0,5(h_0 + \Delta h - x)$

thì lấy bằng R_{sc} ; trường hợp còn lại lấy bằng $0,8R_{sc}$, trong đó x là chiều cao vùng nén [4]. Lưu ý rằng cường độ của cốt thép cũ đang lấy nguyên giá trị, trong trường hợp nhà lâu ngày cải tạo thì lấy theo cường độ thí nghiệm, trường hợp không có số liệu có thể lấy 80% cường độ ban đầu [3].

Các công thức tính toán cột trong trường hợp này được xác định như sau:

Phương trình cân bằng hình chiếu nội lực và ngoại lực lên trục cột được xác định như sau:

$$N - R_b bx - R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s - R_{s,r} A_{s,r} = 0 \quad (1)$$

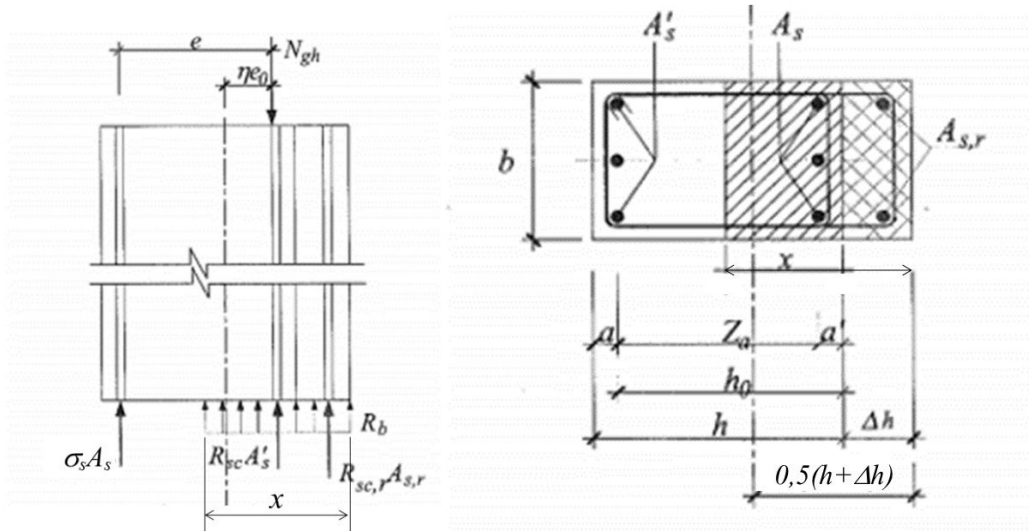
Phương trình cân bằng mô men được tính với trọng tâm cốt thép vùng kéo:

$$Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a') - R_{s,r} A_{s,r} (\Delta h + h_0) - R_b bx (\Delta h + h_0 - 0,5x) = 0 \quad (2)$$

Phương trình (2) có thể được viết lại theo dạng sau:

$$Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a') - R_{s,r} A_{s,r} (\Delta h + h_0) - \alpha_m R_b b (\Delta h + h_0)^2 = 0 \quad (3)$$

Trong đó, hệ số α_m được lấy gần đúng bằng 0,4 [3].



Hình 1. Sơ đồ tính toán gia cường cột chịu nén lệch tâm bé [3]

Từ đó, dựa trên hai phương trình (1) và (3) có thể tính được chiều cao vùng nén x , từ đó tính được diện tích cốt thép $A_{s,r}$ theo công thức [4]:

$$A_{s,r} = \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a') - \alpha_m R_b b (\Delta h + h_0)^2}{R_{s,r} (\Delta h + h_0)} \quad (4)$$

Giá trị này được tính trên cơ sở hệ số gần đúng, nếu xác định được giá trị α_m chính xác hơn, kết quả $A_{s,r}$ sẽ phù hợp hơn (bằng cách xử dụng công thức (1) và (2)). Việc kiểm tra diện tích cốt thép gia cường được tiến hành bằng cách:

Thay $A_{s,r}$ tính được từ (4) vào (1) để xác định x , từ đó đưa vào kiểm tra theo công thức (5) [4]:

$$Ne \leq R_{sc} A'_s (h_0 - a') + R_{s,r} A_{s,r} (\Delta h + h_0) + R_b bx (\Delta h + h_0 - 0,5x) \quad (5)$$

Trên thực tế việc giải x từ công thức (1) không đơn giản do vướng điều kiện làm việc lệch tâm bé và điều kiện cường độ của cốt thép chịu kéo phụ thuộc vào giá trị chiều cao vùng nén x so với chiều cao làm việc h_0 của tiết diện. Tuy nhiên, có công thức xác định chung cho x đã kể đến việc xác định ứng suất trong cốt thép chịu kéo [5], [6]:

$$x = \frac{N + R_s A_s \frac{1+\xi_R}{1-\xi_R} - R_{sc} A'_s}{R_b b + \frac{2R_s A_s}{h_0(1-\xi_R)}} \quad (6)$$

Đối với tiết diện được gia cường, chiều cao vùng nén trong trường hợp lệch tâm bé được xác định theo công thức (6) có điều chỉnh như sau:

$$x = \frac{N + R_s A_s \frac{1+\xi_R}{1-\xi_R} - R_{sc} A'_s - R_{s,r} A_{s,r}}{R_b b + \frac{2R_s A_s}{(h_0 + \Delta h)(1-\xi_R)}} \quad (7)$$

Trong các công thức (4) và (5), độ lệch tâm e từ điểm đặt của lực dọc tới trọng tâm cốt thép chịu kéo được xác định theo công thức [4]:

$$e = \eta e_0 + \frac{h + \Delta h}{2} - a \quad (8)$$

Với a là khoảng cách từ mép ngoài tiết diện đến trọng tâm cốt thép chịu kéo. Đối với trường hợp kiểm tra khả năng chịu lực với tiết diện ban đầu thì trong công thức (8) không kể đến chiều dày bê tông gia cường. ηe_0 là hệ số uốn dọc nhân với độ lệch tâm ban đầu (là giá trị lớn nhất của tỉ số $e_0 = M/N$ với độ lệch tâm ngẫu nhiên do chế tạo cột).

Như vậy việc kiểm tra xem hệ số α_m bằng bao nhiêu thực chất là việc giải bài toán lặp để tìm ra giá trị $A_{s,r}$ thỏa mãn (5) với x được xác định từ (7). Sau đó dựa vào công thức (4) để xác định giá trị α_m chính xác. Trong các công thức, chiều dày lớp bê tông gia cường Δh được cho trước, trong điều kiện tính toán tối ưu, giá trị này cũng là một thành phần cần xác định. Nhưng trong nghiên cứu này, chiều dày lớp bê tông gia cường được quy định trước để giảm các thông số xác định.

2.2. Quy trình tính toán

Để thực hiện việc tính toán gia cường cho cột chịu nén lệch tâm bé cần thực hiện qua các bước sau đây:

Bước 1. Chuẩn bị số liệu

Bước 2. Kiểm tra khả năng chịu lực của tiết diện hiện tại (trong đó có giả thiết cột chịu nén lệch tâm bé).

Bước 3. Sau khi kiểm tra cột không đủ khả năng chịu lực cần gia cường bổ sung tiết diện vùng chịu nén với chiều dày Δh .

Bước 4. Tính $A_{s,r}$ theo công thức (4) với hệ số cho trước α_m (giả định).

Bước 5. Tính lại x theo công thức (7), kiểm tra khả năng chịu lực theo công thức (5) với lưu ý rằng 2 vế xấp xỉ nhau là giá trị chính xác.

Bước 6. Nếu công thức (5) không thỏa mãn (vế trái của công thức lớn hơn hoặc vế phải lớn hơn nhiều) thì quay lại Bước 4 để tính $A_{s,r}$ (giả thiết lại α_m). Tiếp tục với Bước 5 và kiểm tra khả năng chịu lực cho đến khi thỏa mãn. Lúc này điều kiện là giá trị N_e phải không lớn hơn giá trị bên vế phải (VP) của công thức (5) hay $N_e/(VP) \leq 1$.

Có nhiều dữ liệu ảnh hưởng đến kết quả xác định hệ số α_m , đồng nghĩa với diện tích cốt thép gia cường, có thể kể ra như: kích thước tiết diện bxxh, diện tích cốt thép hiện có của cột ($A_s = A'_s$), cặp nội lực (M, N) tác dụng lên cột, chiều cao gia cường Δh . Để có thể làm nổi bật một yếu tố ảnh hưởng tới việc xác định diện tích cốt thép gia cường, việc đơn giản hóa tham số được thực hiện như sau:

- Cố định bề rộng cột, thay đổi chiều cao tiết diện cột theo tỉ số h/b .
- Lấy một trường hợp nội lực và diện tích cốt thép hiện trạng của cột, các trường hợp khác lấy đổi với tỉ lệ tăng hoặc giảm của chiều cao tiết diện cột.
- Chiều cao gia cường Δh lấy bằng 1/4 chiều cao cột ban đầu.

3. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

3.1. Kết quả nghiên cứu

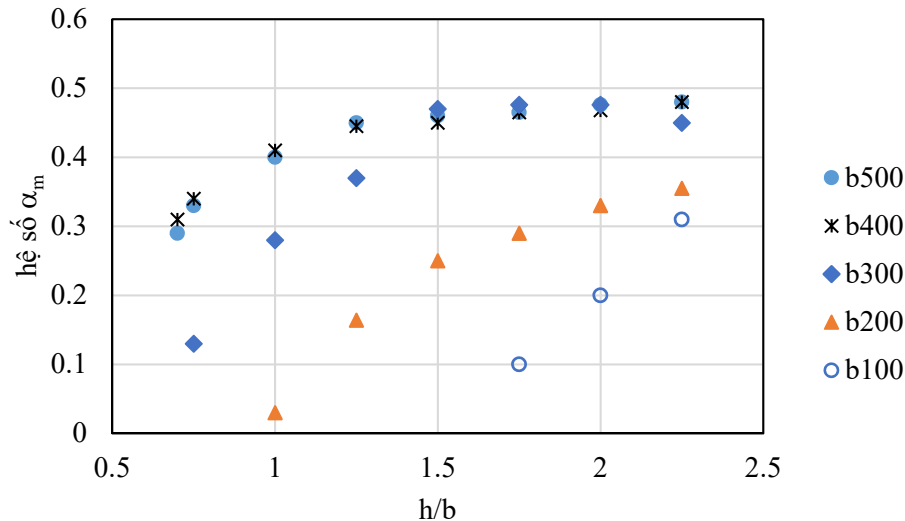
Để đánh giá ảnh hưởng của kích thước hình học đến hệ số hiệu chỉnh α_m , nghiên cứu tiến hành tính toán cho các trường hợp cột chịu nén lệch tâm bé với bề rộng tiết diện thay đổi từ 100 mm đến 500 mm. Chiều cao tiết diện được xác định theo tỷ lệ h/b trong khoảng từ 0,7 đến 2,25, nhằm đảm bảo cột làm việc trong phạm vi lệch tâm bé và thu được giá trị cốt thép bổ sung dương. Chiều cao cột trong mỗi trường hợp được lựa chọn sao cho độ mảnh nhỏ, không gây gia tăng mô men uốn do uốn dọc. Tải trọng tác dụng (N, M) được điều chỉnh tương ứng với sự thay đổi kích thước tiết diện để duy trì điều kiện làm việc tương đương giữa các trường hợp.

Lớp bê tông gia cường được bố trí về phía vùng chịu nén, với chiều dày Δh lấy bằng 1/5 chiều cao tiết diện ban đầu. Trong toàn bộ quá trình tính toán, cấp độ bền của bê tông cũ và bê tông bổ sung đều lấy là B15, trong khi cốt thép sử dụng có giới hạn chảy tương đương loại CB-300V. Kết quả tính toán hệ số α_m và diện tích cốt thép bổ sung tương ứng được trình bày trong Bảng 1.

Bảng 1. Xác định hệ số α_m trong công thức tính cốt thép gia cường

$\begin{matrix} h/b \\ b \text{ (mm)} \end{matrix}$	0.7	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2	2.25
500	0.29	0.33	0.4	0.45	0.46	0.465	0.476	0.48
400	0.31	0.34	0.41	0.445	0.45	0.465	0.468	0.48
300		0.13	0.28	0.37	0.47	0.476	0.476	0.45
200			0.03	0.164	0.25	0.29	0.33	0.355
100						0.1	0.2	0.31

Hình 2 trình bày biểu đồ quan hệ giữa các tỉ lệ h/b và giá trị của α_m theo mỗi giá trị bề rộng b theo kết quả tổng hợp ở trên Bảng 1.



Hình 2. Biểu đồ hệ số α_m theo tỉ lệ h/b ứng với các bề rộng cột

Kết quả xác định trên Hình 2 thể hiện sự thay đổi về hệ số tính toán đối với từng trường hợp bề rộng cột tương ứng với các tỉ lệ h/b . Có thể thấy hệ số α_m thay đổi có cùng quy luật tăng đối với bề rộng tiết diện. Khi bề rộng tiết diện lớn thì sự chênh lệch về giá trị của hệ số ít hơn so với bề rộng tiết diện bé. Kết quả phân tích cũng cho thấy hệ số α_m có xu hướng tăng theo tỷ số hình học h/b , đặc biệt trong khoảng từ 0,7 đến 1,5. Khi h/b vượt quá 1,5, giá trị α_m có xu hướng tiệm cận, cho thấy hiệu quả giảm diện tích cốt thép bổ sung đạt mức bão hòa. Đồng thời, α_m tăng theo bề rộng cấu kiện (b), với các mẫu b400 và b500 đạt giá trị cao và ổn định nhất ($\approx 0,47-0,48$), giúp giảm đáng kể lượng cốt thép cần thiết. Ngược lại, các cấu kiện có b nhỏ như b100 và b200 cho giá trị α_m thấp, kém hiệu quả trong việc giảm cốt thép. Do đó, để tối ưu hóa thiết kế về mặt vật liệu, cấu kiện nên được lựa chọn với tỷ số $h/b \geq 1,5$ và bề rộng tối thiểu từ 300 mm trở lên nhằm tận dụng hệ số α_m cao.

Khi bề rộng tiết diện đủ lớn (từ 400mm trở lên theo kết quả tính toán trong nghiên cứu), hệ số (α_m) ổn định, thay đổi trong khoảng từ 0,3 đến 0,48, có thể được tính toán theo công thức:

$$\alpha_m = -0,285 \left(\frac{h}{b}\right)^2 + 0,6538 \left(\frac{h}{b}\right) - 0,0458 \quad (9)$$

Đối với các tiết diện có bề rộng nhỏ hơn 400mm thì có thể thực hiện nội suy theo Hình 2 để tính toán hệ số (α_m).

3.2. Áp dụng tính toán

Áp dụng quy trình tính toán kiểm tra và cách thức xác định hệ số α_m theo kết quả ở trên cho 05 trường hợp cột BTCT điển hình dưới đây để đánh giá khả năng tính toán gia cường cột theo quy trình đã đề xuất.

Năm trường hợp cột trong khung nhà với kích thước và nội lực khác nhau được tính toán nhằm kiểm tra khả năng chịu lực và xác định giải pháp gia cường. Các thông số vật liệu gồm bê tông B15 ($R_b = 8,5$ MPa) và cốt thép CB-300V ($R_s = 260$ MPa). Đầu tiên, thực hiện tính toán chi tiết cho Trường hợp 1: kiểm tra và tiến hành gia cường cho cột trong khung nhà có tiết diện $b \times h = 650 \times 700$ mm, chiều cao 4m (chiều cao tính toán, $L_0 = 2,8$ m), chịu cặp nội lực $M = 650$ kNm, $N = 4100$ KN, cốt thép 2 phía đặt $3\phi 22$ ($A_s = A'_s = 1140$ mm²).

Trước hết thực hiện Bước 1 chuẩn bị số liệu với $e_0 = \max(M/N; \max(L/600, h/400)) = 159$ mm, độ lệch tâm tải trọng $e = e_0 + h/2 - a = 469$ mm (với $a = 40$ mm); chiều cao vùng nén giới hạn $x_0 = \xi_{Rb} h_0 = 384,8$ mm.

Bước 2, tính x từ công thức (6) được $x = 631$ mm $> x_0$. Xác định được $Ne = 1,9 \times 10^9 > R_{sc} A'_s (h_0 - a') + R_b b x (h_0 - 0,5x) = 1,4 \times 10^9$ Nmm nên cột không đủ khả năng chịu lực.

Bước 3, mở rộng tiết diện vùng nén với $\Delta h = h/4 = 175$ mm.

Ở bước 4, tiếp tục tính toán theo (8) tính lại $e = 556$ mm, từ (9) xác định được $\alpha_m = 0,416$, áp dụng vào (4) tính được $A_{s,r} = 2259$ mm².

Cuối cùng ở bước 5, theo (7) tính lại được $x = 598$ mm. Kiểm tra theo (5) ta có $Ne = 2,28 \times 10^9 < (VP) = 2,39 \times 10^9$ Nmm. Khả năng chịu lực của tiết diện gia cường đạt yêu cầu.

Tương tự, thực hiện tính toán cho các trường hợp còn lại, kết quả được tóm tắt trong Bảng 2.

Bảng 2. Kết quả kiểm tra khả năng chịu lực và gia cường cho cột bê tông cốt thép

TH	Kích thước cột (b x h, mm)	Nội lực tác dụng (M, N) – đơn vị kN.m	Cốt thép dọc (A_s, A'_s)	Độ lệch tâm e (mm)	x tính (mm)	Trạng thái ban đầu	Giải pháp gia cường (Δh , mm)	Thép yêu cầu $A_{s,r}$ (mm ²)	Trạng thái sau gia cường
1	650 x 700	650; 4100	2x3 ϕ 22	469	631	Không đạt	175	2259	Đạt
2	600 x 700	650; 4152	2x3 ϕ 20	567	690	Không đạt	175	2768	Đạt
3	500 x 650	500; 3460	2x3 ϕ 20	430	660	Không đạt	162,5	2394	Đạt
4	250 x 600	206; 1422	2x3 ϕ 20	430	387	Không đạt	150	2277	Đạt
5	220 x 300	187; 1333	2x2 ϕ 22	266	325	Không đạt	82,5	2747	Đạt

Trong các trường hợp tính toán không trình bày việc kiểm tra độ mảnh bởi vì chiều cao tính toán của cột chia cho chiều cao tiết diện cột bé hơn 8 nên không xét đến uốn dọc.

Kết quả cho thấy tất cả các cột khảo sát không đạt khả năng chịu lực ở trạng thái ban đầu (giá trị x tính đều vượt quá x_0 , và Ne lớn hơn khả năng chịu lực). Sau khi gia cường tiết diện vùng nén với $\Delta h = h/4$, khả năng chịu lực của các cột đều được cải thiện và đạt yêu cầu thiết kế.

Đáng chú ý, ở các cột có kích thước nhỏ (TH4 và TH5), mặc dù nội lực tác dụng thấp hơn, nhưng do tiết diện hạn chế nên yêu cầu thép gia cường lại tương đối lớn. Điều này phản ánh tầm quan trọng của việc xem xét tỷ lệ giữa kích thước tiết diện và mức độ nội lực trong thiết kế gia cường.

Các kết quả tính toán chính được tập hợp ở lại ở Bảng 3 dưới đây để xem xét mức độ chính xác của hệ số tính toán.

Bảng 3. Kết quả tính toán các trường hợp gia cường cột

STT	b (mm)	h (mm)	h/b	$e_o(M/N)$ (mm)	Δh (mm)	e (mm)	α_m	$A_{s,r}$ (mm ²)	x (mm)	$Ne/(VP)$
1	650	700	1.08	159	175	556	0.416	2259	598	0,95
2	600	700	1.17	157	175	554	0.433	2768	643	0,98
3	500	650	1.30	145	162.5	511	0.452	2394	608	1,00
4	250	600	2.40	145	150	355	0.369	2277	288	0,99
5	220	330	1.50	141	82,5	307	0.294	2747	239	0,99

Kết quả trên Bảng 3 cho thấy việc xác định diện tích cốt thép gia cường yêu cầu $A_{s,r}$ được xác định thông qua hệ số α_m , trong đó giá trị α_m dao động từ 0,294 đến 0,452. Các giá trị tỷ số $Ne/(VP)$ đều nhỏ hơn hoặc xấp xỉ 1, chứng tỏ sau khi gia cường, khả năng chịu lực của các cột đều đạt yêu cầu.

Trung bình hệ số an toàn đạt 0,984 với độ lệch chuẩn 0,0185, phản ánh mức độ ổn định và tin cậy của giải pháp gia cường. Đặc biệt, cột có tiết diện nhỏ (TH5) mặc dù chịu nội lực thấp hơn nhưng lại yêu cầu diện tích thép gia cường lớn, cho thấy sự phụ thuộc mạnh của nhu cầu gia cường vào tỷ lệ hình học tiết diện và mức độ lệch tâm tải trọng.

4. KẾT LUẬN

Nghiên cứu này tập trung trình bày lý thuyết tính toán gia cường cột chịu nén lệch tâm bé bằng cách mở rộng tiết diện bê tông chịu nén trên cơ sở tính toán theo hệ số gần đúng và kiểm tra lại bằng công thức chuẩn. Nghiên cứu đã đạt được một số kết quả sau:

Xây dựng được quy trình tính toán kiểm tra gia cường cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm bé bằng cách mở rộng tiết diện vùng chịu nén.

Thông qua việc khảo sát các trường hợp tính toán, hệ số α_m biến thiên trong khoảng rộng đến giá trị cao nhất khoảng 0,48, không phải cố định một hệ số. Từ đó đề xuất hệ số α_m hiệu chỉnh thông qua công thức tính toán gần đúng phụ thuộc vào tỉ số hình học tiết diện và cách tra cứu để xác định được hệ số tính toán diện tích cốt thép gia cường giúp giảm sai số còn < 2%.

Trong khuôn khổ nghiên cứu với một số lượng hữu hạn trường hợp khảo sát của bài báo, kết quả ở trên định hướng quy trình đề nghiên cứu trên một số lượng lớn hơn để kiểm nghiệm và điều chỉnh việc xác định giá trị hệ số (α_m) với nhiều yếu tố ảnh hưởng.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] “Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574: 2018: Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép”.
- [2] Bùi Quốc Bảo, *Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép theo TCVN 5574:2018*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2023.
- [3] Lê Văn Kiêm, *Hur hỏng Sửa chữa - Gia cường Kết cấu bê tông cốt thép*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2019.
- [4] Nguyễn Trung Hiếu, *Hur hỏng Sửa chữa Gia cường Kết cấu Công trình - Phần Kết cấu Bê tông Cốt thép và Kết cấu Gạch Đá*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2022.
- [5] Phan Quang Minh, Ngô Thế Phong, Nguyễn Trường Thắng, Võ Mạnh Tùng, *Kết cấu bê tông cốt thép - Phần cấu kiện cơ bản - TCVN 5574:2018*. Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật, Hà Nội, 2021.
- [6] Phạm Thanh Tùng, Trần Việt Tâm, *Tính toán cột bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn TCVN 5574-2018, EC2-2004 và ACI 318-2019*. Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật, Hà Nội, 2022.

NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG KẾT CẤU DÀM U BÊ TÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC NHỊP LIÊN TỤC TRONG KẾT CẤU CẦU VƯỢT ĐÔ THỊ

Đặng Việt Đức

Trường Đại học Thủy lợi, email: dangvietduc@tlu.edu.vn

1. GIỚI THIỆU CHUNG

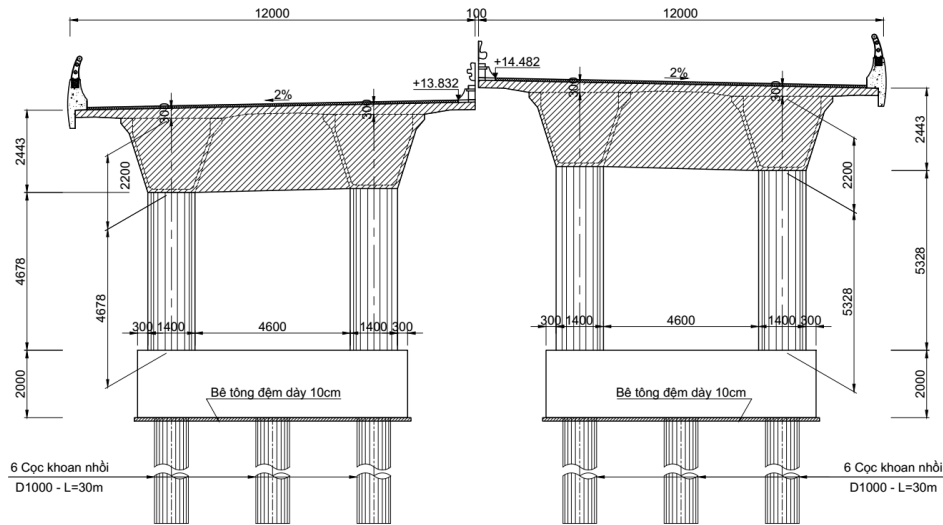
Trong thời gian gần đây các công trình cầu vượt đã thể hiện vai trò quan trọng trong chống ùn tắc tại những nút giao thông có mật độ đi lại cao như nút Ngã Tư Sở, nút Vọng, nút Mai Dịch, nút Cầu Giấy, Láng - Nguyễn Chí Thanh, Láng – Láng Hạ, Nút Hàng Xanh, Cầu vượt ngã 6 Gò Vấp... Tuy nhiên trong quá trình thi công, ảnh hưởng của công nghệ và biện pháp xây dựng đến môi trường, đến người tham gia giao thông, đến tiến độ thi công là những vấn đề nhức nhối, vẫn chưa khắc phục được. Các công trình cầu vượt dạng dầm bản có lỗ rỗng như ở nút Vọng, Mai Dịch, Cầu Giấy đều được thi công bằng biện pháp đổ bê tông tại chỗ trên hệ đà giáo cố định. Trong quá trình thi công hệ đà giáo chống đỡ ván khuôn sẽ cản trở giao thông trong khu vực nhịp thi công. Công đoạn cầu và dỡ các khối nặng phục vụ tải – khử lún cho hệ đà giáo gây ra mức độ ô nhiễm bụi và tiếng ồn nghiêm trọng. Bên cạnh đó đặc điểm của dạng kết cấu bản rỗng là có chiều cao kiến trúc thấp, tạo đường nét thanh mảnh trong kiến trúc đô thị, giảm mức cản tầm nhìn. Tuy nhiên chỉ nên áp dụng dạng kết cấu này với khẩu độ nhịp < 35m do tốn kém vật liệu khi so sánh với các dạng dầm khác có cùng khẩu độ, phải bố trí nhiều trụ, gây khó khăn khi thiết kế giao thông phía dưới cầu vượt. Tương lai tới đây hàng loạt dự án cầu vượt, đường vành đai trên cao, nút giao cắt lập thể sẽ tiếp tục được khởi công, như tuyến đường vành đai 4 thành phố Hà Nội, vành đai 3 thành phố Hồ Chí Minh, các tuyến đường đi qua các khu vực đất yếu, rừng ngập mặn vùng đồng bằng sông Cửu Long, các khu vực yêu cầu bảo tồn thiên nhiên và sinh thái. Các giải pháp kết cấu và công nghệ thi công cầu vượt – nút giao cắt khác mức phù hợp được đề xuất trong thời điểm hiện nay là hết sức cần thiết.

Dạng kết cấu nhịp cầu tạo từ các phiên dầm đúc sẵn cho phép công trình thi công với tiến độ rất nhanh, khoảng 1 tuần cho 1 nhịp cầu với loại dầm mặt cắt I dài 33m[1] hoặc super T 40m [2,3], đều có giá thành rẻ nhất trong các dạng kết cấu nhịp cầu bê tông. Yếu tố then chốt để áp dụng dạng nhịp dầm này là tiến độ thi công nhanh, phù hợp để áp dụng trong điều kiện phương tiện đi lại đông đúc, yêu cầu không được làm gián đoạn giao thông khi thi công kết cấu nhịp dầm. Tuy nhiên nhược điểm của chúng là hạn chế về mỹ quan công trình, chiều cao dầm còn khá lớn nếu so với dạng dầm bản có lỗ rỗng, gây choán tầm nhìn đô thị. Nếu là dạng kết cấu giản đơn nhiều nhịp sẽ phải sử dụng nhiều khe co giãn và gối cầu, đòi hỏi nhiều hơn công tác kiểm tra, duy tu – bảo dưỡng trong suốt vòng đời khai thác của kết cấu công trình, gia tăng chi phí cho dự án xây dựng và khó khăn trong khai thác giao thông tại thời điểm duy tu sửa chữa. Bên cạnh đó với chiều dài dầm tối đa 40m cho dạng dầm Super T và 42m cho dạng dầm I, chỉ có thể đáp ứng khả năng vượt nhịp yêu cầu cho sông cấp 4, để có thể áp dụng cho các cấp sông cao hơn là không phù hợp và bất khả thi.

Đề tận dụng lợi thế thi công lắp ráp nhanh của dạng kết cấu nhịp dầm I hoặc Super T bê tông cốt thép dự ứng lực (BTCT DUL), đồng thời khắc phục nhược điểm của dạng kết cấu này là tính thẩm mỹ kém, chiều dài nhịp hạn chế, xu hướng giảm bớt số lượng dầm chủ trong nhịp, thiết kế dầm chủ có mặt cắt dạng máng hoặc chữ U [4,5], chia dầm theo dạng phân đoạn để chế tạo, thi công lắp ghép, và liên tục nhịp đang được nghiên cứu và áp dụng phổ biến ở các quốc gia phát triển. Với đặc điểm mặt cắt mặt cắt lòng máng hoặc chữ U vốn có tính ổn định ngang rất tốt như đề cập, số lượng dầm trong một nhịp có chiều rộng tiêu chuẩn sẽ giảm đi và chiều dài nhịp dầm có thể được tăng thêm đáng kể, ngược lại so với nhược điểm lớn của dạng kết cấu nhịp phiên dầm mặt cắt I BTCT DUL thi công bán lắp ghép có tính thẩm mỹ kém, nhiều dầm chủ, chiều dài dầm hạn chế.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

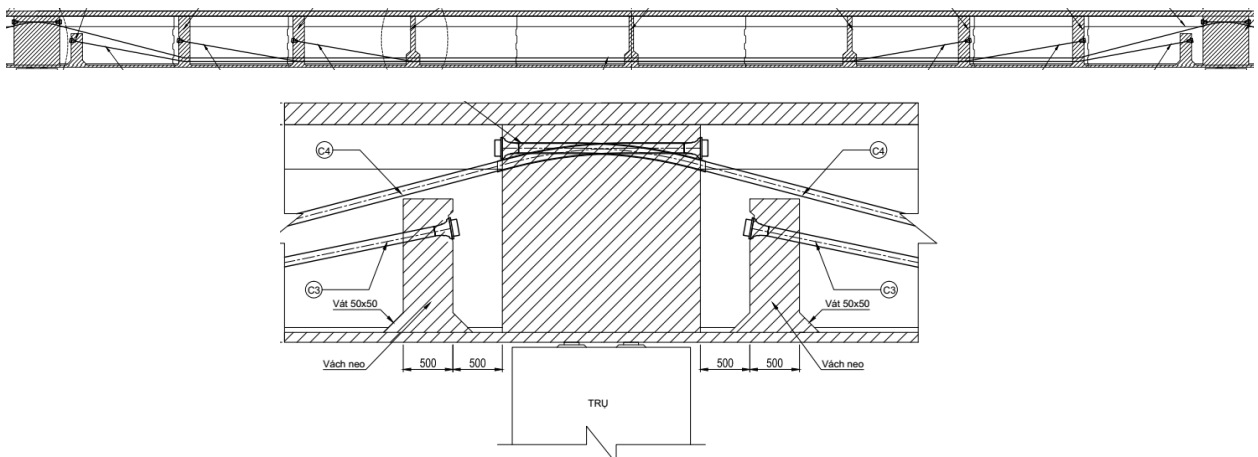
2.1. Đề xuất giải pháp thiết kế và thi công kết cấu nhịp



Hình 1. Mặt cắt cầu

Qua phân tích nguyên lý cấu tạo và thực tiễn ứng dụng của loại dầm cầu Super T và dầm mặt cắt U BTCT ĐUL Yen [6] tổng kết lại rằng các phiến dầm dạng mặt cắt U có thẩm mỹ đẹp và tạo nên sức kháng uốn, khả năng làm việc rất tốt trong cả giai đoạn thi công - lao lắp dầm và trong giai đoạn khai thác. Việc giảm bớt số lượng dầm chủ trong một nhịp cũng tạo nên lợi thế thẩm mỹ đáng kể cho kết cấu công trình, giảm bớt được các công đoạn thi công đổ bê tông cũng như lao lắp các phiến dầm. Đề xuất - ứng dụng của Yen [6] chia dầm thành nhiều phân đốt chế tạo và vận chuyển đến công trường riêng rẽ cũng đã khắc phục nhược điểm phải đúc và vận chuyển khối lớn, bê đúc phục vụ chế tạo dầm ĐUL căng trước với quy mô lớn và đòi hỏi tính kiên cố cao, gây tăng chi phí thi công.

Tổng hợp những ưu điểm đã trình bày, nghiên cứu đề xuất dạng dầm có mặt cắt U với cấu tạo tương tự như dầm mặt cắt U đề xuất bởi Yen và cũng với chiều dài dầm 50m, được chia đốt để chế tạo riêng rẽ trong nhà xưởng. Tuy nhiên các nhà thầu trong nước chưa có khả năng chế tạo và thi công được các cấu kiện bê tông với cấp chịu nén đến 180 Mpa, cấp vật liệu chưa phù hợp với điều kiện nghiên cứu và ứng dụng trong nước. Qua tìm hiểu các báo cáo khoa học về ứng dụng vật liệu bê tông cường độ cao (CĐC) được chế tạo kết cấu trong nước [7], vật liệu cho dầm được đề xuất là loại bê tông cốt sợi có cấp chịu nén 100 Mpa. Với sự khác biệt về cấp vật liệu bê tông thì thiết kế cấu tạo mặt cắt và bố trí ĐUL trong đối tượng dầm nghiên cứu sẽ có sự khác biệt so với đề xuất của Yen.

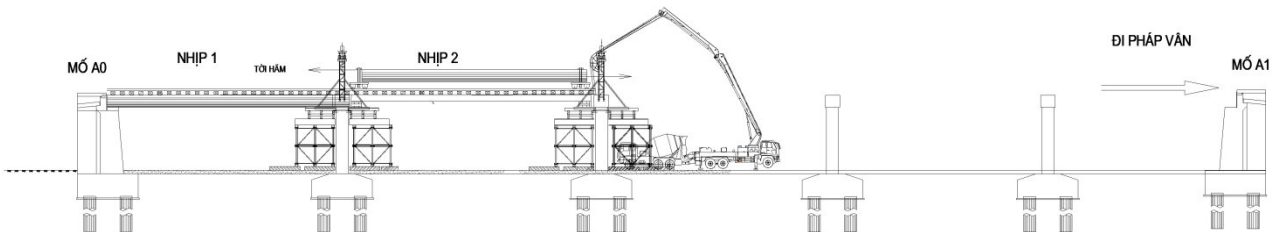


Hình 2 Sơ họa thiết kế nhịp dầm

Phiên dầm sẽ được phân chia 7 phân đốt với 3 phân đốt có chiều dài 10m và 4 phân đốt có chiều dài 5m (hình 2), khác với cách phân chia phân đốt trong đề xuất chế thử của Yen với 5 phân đốt có chiều dài 10m bằng nhau. Vị trí tiếp giáp giữa các phân đốt sẽ được cấu tạo 3 cặp khóa chống cắt ở vị trí thành phiên dầm hộp với tác dụng tăng cường sức kháng cắt thiết kế của phiên dầm trong quá trình khai thác lâu dài.

Hệ thống cáp DUL cũng được phân chia thành 2 giai đoạn căng kéo chính, giai đoạn 1 có vai trò liên kết toàn khối các phân đốt trong phiên dầm tạo khả năng kháng uốn an toàn với tải trọng bản thân và tải trọng bê tông tươi đổ bản mặt cầu. Sơ đồ bố trí cáp được thể hiện ở hình 2, có thể nhận thấy sự khác biệt về bố trí cáp của đề xuất trong nghiên cứu này so với thiết kế của Yen. Trong đề xuất này hệ thống cáp DUL được chia nhỏ hơn về quy mô với 6 bó so với 3 bó trong dầm chế thử của Yen. 6 bó này được phân chia căng kéo để phù hợp hơn so với biểu đồ bao mô men thiết của dầm thay vì 3 bó đi xuyên suốt tất cả các phân đốt phiên dầm của Yen. Việc phân bố chiều dài các phân đốt và sơ đồ bố trí bó cáp DUL đi qua các phân đốt như trong nghiên cứu đề xuất sẽ tạo nên sức kháng uốn của phiên dầm hài hòa với phân phối đường bao mô men uốn trong khai thác.

Cáp DUL bố trí cho giai đoạn 2 của kết cấu dầm đề xuất cũng có tác dụng cung cấp bổ sung DUL khi bê tông bản mặt cầu (BMC) đã hình thành đủ cường độ thiết kế tạo nên một dạng mặt cắt liên hợp làm việc trong giai đoạn khai thác. Ứng suất nén của cáp DUL sẽ cung cấp lên toàn bộ mặt cắt làm việc trong giai đoạn khai thác này, bao gồm cả phần mặt cắt BMC, bổ sung phần lực nén bị hao hụt do ảnh hưởng của tải trọng bê tông tươi BMC đồng thời tăng cường hiệu ứng liên tục nhịp, nén ép dầm cầu vào phân đốt trên đỉnh trụ.



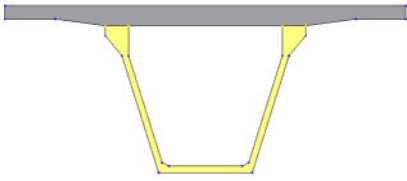
Hình 3. Trình tự thi công dầm bằng giá long môn

Các phân đốt dầm sẽ được đúc tại các nhà xưởng đặt ở vị trí thuận tiện cho công tác chế tạo hàng loạt với chất lượng cao sau đó được vận chuyển đến bãi lắp dựng đặt ở ngay sát công trường, được lắp ghép toàn khối thành những phiên dầm hoàn chỉnh. Phương án thi công kết cấu nhịp được thể hiện như trên hình 3. Khi hoàn thiện thi công hệ thống móng mố trụ, sát các vị trí trụ cầu sẽ lắp dựng các hệ thống trụ tạm được sử dụng để kê đỡ các phiên dầm trước khi thi công khối trên trụ. Phiên dầm hoàn thiện sẽ được lao lắp bằng hệ thống giá long môn, tuy nhiên do phiên dầm có dạng hộp hở nên trước khi thi công BMC bê tông đổ sau, đặc biệt là trong khi lao lắp nên cấu tạo hệ thống giằng ngang và xiên để “đóng kín” tạm thời mặt cắt phiên dầm, tăng độ ổn định xoắn vặn trong quá trình lao lắp dầm. Sau công đoạn đổ bê tông phân đốt trên trụ và BMC có thể tiến hành căng kéo hệ thống DUL ngoài (N) giai đoạn 2 ngay tại thời điểm khi vật liệu bê tông đổ tại chỗ phát triển đủ cường độ hoặc sau khi đã hoàn thiện các bộ phận tiện ích trên mặt cầu phục vụ khai thác.

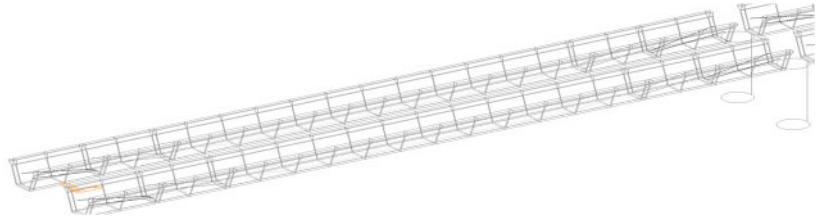
2.2. Mô hình khảo sát và phân tích kết cấu

Để khảo sát ứng xử kết cấu và phục vụ công tác thiết kế, hệ nhịp dầm BTCT DUL với mặt cắt U, được liên tục hóa trong giai đoạn khai thác được mô tả theo mô hình kết cấu định nghĩa bởi phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH). Hệ dầm dọc chủ, dầm ngang, trụ cầu, khối đỡ trên trụ được mô tả thành các phần tử khung – dầm định nghĩa bởi phần mềm Midas/Civil [8]. Hệ thống DUL ngoài, được căng kéo giai đoạn ban đầu để liên kết toàn khối các phân đốt và sau đó là liên tục hóa các nhịp sẽ được mô tả bằng loại cable element của phần mềm. Đặc điểm phiên dầm chủ và bản bê tông mặt cầu có cấp cường độ chịu nén tương ứng C100 và C40 được phần mềm mô tả chính xác bằng dạng mặt liên hợp (hình 4). Các bước liên hợp được cụ thể hóa theo ý đồ của người sử dụng trong một bước thi công bất kỳ.

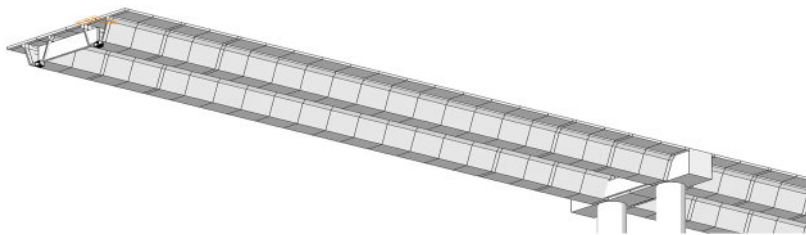
Đặc trưng hình học của phần tử thanh được xác định dựa trên thông số hình học mặt cắt của dầm, trong đó xét đến cả sự thay đổi độ cứng tại các vị trí vách neo đầu nhịp, vị trí trên trụ, sự có mặt của các ụ neo chuyển hướng hoặc vách neo chuyển hướng (hình 5 và 6). Nút của phần tử thanh trùng với đường trung hoà của của dầm cầu.



Hình 4. Mặt cắt phần tử dầm U liên hợp



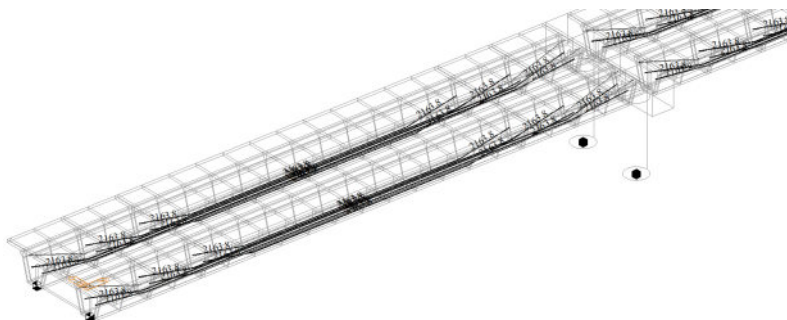
Hình 5. Mô hình kết cấu giai đoạn liên kết các phân đốt



Hình 6. Mô hình phân tích giai đoạn đổ bê tông mặt cầu

Bằng chức năng Construction Stages của phần mềm, tác động của các loại tĩnh tải trong dầm sẽ là sự tích lũy nội lực của dầm cầu qua các bước thi công. Trong mỗi giai đoạn thi công các nhóm kết cấu (nút và phần tử), nhóm mặt cắt, nhóm tải trọng và nhóm điều kiện biên sẽ được kích hoạt (active) hoặc gỡ bỏ (deactive). Mô hình phân tích kết cấu hệ nhịp dầm mặt cắt U BTCT DUL cải tiến, lên tục hóa trong giai đoạn khai thác được khảo sát qua các giai đoạn thi công bao gồm cầu lắp dầm; thi công trụ; Căng kéo DUL; liên kết các phân đốt giai đoạn 1 (hình 7); Đổ bê tông khối trên trụ và bản mặt cầu; Căng kéo DUL ngoài; Rõ đà giáo tạm.

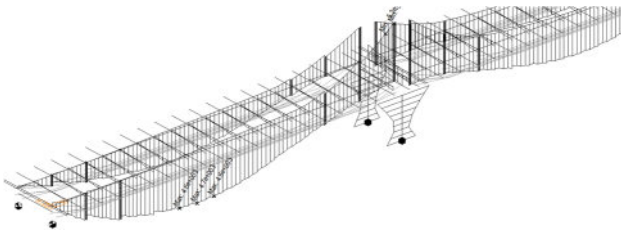
Trong phần mềm MIDAS/CIVIL phần tử cable phi tuyến, là một dạng phần tử Truss đặc biệt, được sử dụng để mô tả cho bó cáp DUL ngoài, về bố trí phần tử cũng tương tự như áp dụng phần tử dàn tuy nhiên phần mềm đã có chức năng tạo lực căng trong cáp, giá trị lực căng nhập vào tương đương với lực căng ban đầu. Có một số điểm cần lưu ý khi nhập lực căng ban đầu cần quan tâm đến các giá trị mất mát ứng lực do tự trùng, tụt neo, ma sát để đưa ra được lực căng ban đầu cho mô hình được hợp lý, đảm bảo độ chính xác cho công trình đang được thiết kế.



Hình 7. Hệ thống DUL N được mô tả trong mô hình kết cấu

3. KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU

Trong quy trình thiết kế hiện hành [9], đánh giá sự làm việc của dầm cầu thông qua khả năng xuất hiện vết nứt ở khu vực chịu kéo là một trong những nội dung chi phối nhất đối với sự làm việc của dạng nhịp dầm BTCT DUL. Do vậy nghiên cứu sẽ tập trung khảo sát giá trị phân bố ứng suất của dầm ở thớ trên và dưới của dầm qua các giai đoạn thi công để xem xét khả năng làm việc của dầm theo tiêu chí kiểm soát vết nứt. Phân bố ứng suất thớ trên và dưới trong dầm được xác định từ kết quả phân tích nội lực của mô hình và đặc trưng hình học của mặt cắt liên hợp tương ứng (hình 4, 8 và 9).

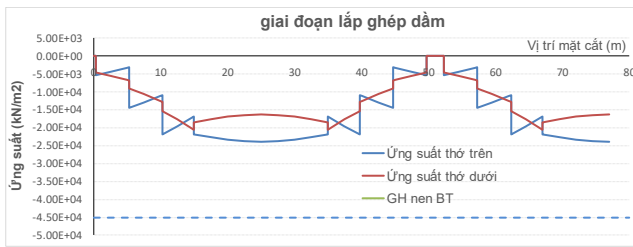


Hình 8. Đường bao mô men trên hệ kết cấu nhịp do hoạt tải HL93

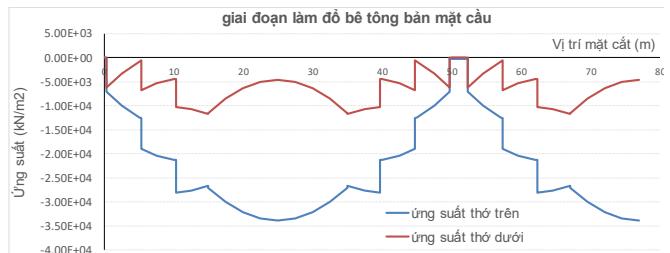


Hình 9. Phân bố mô men từ hệ thống DUL N

Sự tích lũy ứng suất nén giai đoạn lắp ghép và căng kéo DUL cho phiến dầm được thể hiện trong hình 10 với sự mô tả phân bố ứng suất thớ trên và dưới giai đoạn làm việc tương ứng. Mức tích lũy lực nén này chủ yếu để tạo nên sức kháng làm việc cho kết cấu dưới tác dụng của các loại tĩnh tải: tĩnh tải bản thân dầm và tải trọng bê tông tươi BMC. Trong giai đoạn này mức tích lũy lực nén là khoảng 20000 kN/m^2 (20 Mpa) xấp xỉ 40% khả năng làm việc cho phép của bê tông C100 giai đoạn căng kéo liên kết phân đốt dầm. Phân bố ứng suất ở thớ trên và dưới dầm giai đoạn đổ bê tông bản mặt cầu thể hiện trong hình 11. Có thể nhận thấy nội lực gây ra bởi tĩnh tải bê tông tươi đổ bản mặt cầu làm giảm mức tích lũy nén trước của dầm ở thớ dưới mặt cắt giữa nhịp từ mức gần -20 (Mpa) xuống còn xấp xỉ -5000 kN/m^2 (-5 Mpa). Mức suy giảm ứng suất nén tích lũy trong dầm là 15Mpa, đây là một trong những vấn đề cần chú ý của giải pháp thi công phân kết cấu bản mặt cầu đổ bê tông tại chỗ: tĩnh tải bê tông tươi BMC đã làm suy giảm đáng kể sức kháng làm việc của nhịp dầm.



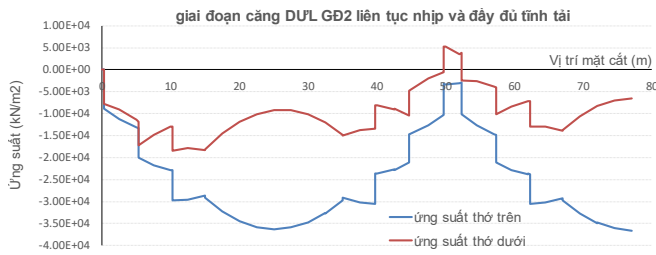
Hình 10. Phân bố ứng suất thớ trên và dưới của dầm trong giai đoạn lắp ghép các phân đốt



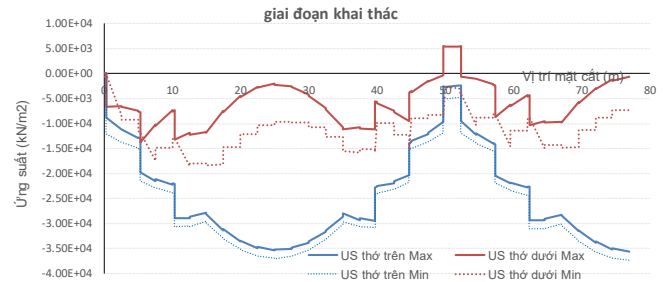
Hình 11. Phân bố ứng suất thớ trên & dưới phiến dầm khi đổ bê tông bản MC

Kết quả phân bố ứng suất thớ trên và dưới của dầm sau khi căng kéo DUL N giai đoạn 2 được thể hiện trên hình 12. So sánh kết quả 2 giai đoạn đổ bê tông BMC và giai đoạn căng kéo cáp DUL – N đợt sau cùng sau khi bê tông BMC hình thành cường độ thiết kế có thể thấy ứng suất nén thớ dưới được tăng thêm xấp xỉ 5 Mpa: từ giá trị -5000 kN/m^2 thành gần -10000 kN/m^2 giai đoạn sau căng kéo DUL–N. Xét về mặt giá trị là không quá lớn tuy nhiên đây là mức tích lũy ứng suất nén với kết cấu nhịp đã có mặt cắt làm việc tương đương gia tăng đáng kể với sự có mặt của phần BMC - mặt cắt làm việc chuyển từ dạng U hở sang dạng liên hợp với phần dầm U và phần BMC. Ngoài ra kết cấu cầu nhịp từ dạng nhịp giản đơn đã chuyển sang hình thức làm việc liên tục và phải chịu thêm tác động động của phần tĩnh tải 2 cho giai đoạn hoàn thiện mặt cầu. Mức tích lũy này được thiết kế để phục vụ phần nội lực sinh ra do các tải trọng phát sinh trong giai đoạn khai thác, đáng kể nhất là hoạt tải HL93 và các loại tải trọng thứ cấp khác như lún trụ hoạt nhiệt độ, bao gồm nhiệt biến đổi đều và gradient nhiệt.

Phân bố ứng suất thớ trên và dưới giai đoạn khai thác được thể hiện ở hình 13. Có thể nhận thấy toàn bộ thớ dưới dầm vẫn đảm bảo chịu nén với tổ hợp tải trọng có hoạt tải được xếp tải để mô men dương xuất hiện lớn nhất trong dầm. Khu vực có phân bố mô men âm cũng chưa tạo nên ứng suất kéo ở thớ trên của dầm. Phân bố ứng suất nén lớn nhất trong dầm xấp xỉ -36 Mpa so với khả năng chịu nén cho phép (thiết kế) của vật liệu bê tông dầm C100 xấp xỉ -60 (Mpa). Tất cả các yếu tố vừa trình bày thể hiện thiết kế mặt cắt, chiều dài nhịp, thiết kế và bố trí cung cáp ứng suất trước, trình tự thi công, dạng liên kết trụ - dầm, cấp vật liệu thiết kế là phù hợp, dầm chủ gần như làm việc hoàn toàn chịu nén, cho phép đảm bảo an toàn xét theo tiêu chí kiểm soát sự xuất hiện vết nứt với độ dự trữ an toàn cao dù kết cấu có độ vượt nhịp lớn (50m).



Hình 12. Phân bố ứng suất thớ trên và dưới sau căng kéo DUL GD2 khi đã liên tục nhiệt và đầy đủ tĩnh tải.



Hình 13. Phân bố ứng suất thớ trên và dưới giai đoạn khai thác

4. KẾT LUẬN

Giải pháp kết cấu với tỉ lệ chiều cao dầm chia chiều dài nhịp nhỏ (xấp xỉ 1/28), một nhịp dầm với chiều rộng cầu tiêu chuẩn chỉ gồm 2 phiến dầm hộp, không có sự phân biệt giữa dầm và xà mũ (cùng chiều cao cùng cao độ) và trụ thân 2 cột tạo nên kiến trúc thanh mảnh, phù hợp với cảnh quan đô thị, có kiến trúc đẹp hơn đáng kể so với kết cấu dầm I33, I42 hoặc super T được kê lên xà mũ với trụ thân hẹp thông thường.

Công tác đúc các phiến dầm không chiếm chiếm dụng mặt bằng thi công vì đặt ở nhà xưởng nằm cách biệt với vị trí công trường. Tuy nhiên việc thi công các phân đốt dầm với cấp bê tông lớn, chiều dày thành dầm mỏng, có xét đến yếu tố vòng ngược và kín khít trong quá trình đúc dầm là thách thức đối với các nhà thầu trong nước.

Kết quả phân bố ứng suất thớ trên và dưới dầm U trong nội dung kiểm toán theo trạng thái giới hạn sử dụng cho thấy thiết kế cấu tạo dầm, bố trí làm việc liên tục nhịp và vật liệu bê tông cấp cao tiếp nhận mức lớn lực nén trước từ hệ thống DUL với 2 giai đoạn căng kéo đã đáp ứng tốt phân bố mô men uốn lớn gây ra do tải trọng thiết kế và khẩu độ nhịp lớn 50m.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Nguyễn Việt Trung, Hoàng Hà, Nguyễn Ngọc Long. 2007. Cầu bê tông cốt thép Thiết kế theo tiêu chuẩn 22TCN 272 – 05, Nhà Xuất Bản Giao thông Vận tải.
- [2] Nguyễn Việt Trung và Nguyễn Trọng Nghĩa. 2010. Thiết kế kết cấu nhịp dầm Super-T theo tiêu chuẩn 22TCN-272-05. Nhà xuất bản Xây dựng.
- [3] Nguyễn Việt Trung. 2004. Công nghệ hiện đại trong xây dựng cầu BTCT. Nhà xuất bản Xây dựng - Hà Nội.
- [4] Bê tông 6. 2016. Dầm BTCT DUL Tiết diện chữ U.
- [5] Bê tông 6. 2018. Đề xuất ứng dụng dầm U BTCT DUL căng sau thay thế dầm Super T.
- [6] Yen Lei Voo¹, Patrick C. Augustin², Thomas A. J. Thamboe. 2012. Design and Construction of a 50m single span UHP ductile concrete composite road bridge. International Journal of Sustainable Construction Engineering & Technology.
- [7] Ngô Trí Thường. 2022. Nghiên cứu khả năng kháng uốn của bê tông siêu cường độ gia cố cốt sợi dưới tác dụng của tải trọng động. Tạp chí Khoa học và Công nghệ Việt Nam (Serie B).
- [8] MIDAS IT Co. Analysis Reference - Analysis for Civil Structures – Midas/Civil User Guide. MIDASoft, Inc.
- [9] TCVN 11823: 2017. Thiết kế cầu đường bộ.

ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ SỐ TRONG QUẢN LÝ NHU CẦU GIAO THÔNG ĐÔ THỊ: TIỀM NĂNG VÀ ĐỊNH HƯỚNG CHO HÀ NỘI

Trịnh Đình Toán

Trường Đại học Thủy lợi, email: trinhdinhtoan@tlu.edu.vn

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Quá trình đô thị hoá nhanh chóng trong hai thập kỷ qua đã và đang đặt ra những thách thức lớn đối với các thành phố lớn của Việt Nam, đặc biệt là thủ đô Hà Nội. Dân số gia tăng, không gian đô thị hạn chế, trong khi nhu cầu đi lại ngày càng tăng đã dẫn đến tình trạng ùn tắc giao thông nghiêm trọng, ô nhiễm không khí, chất lượng sống suy giảm, ảnh hưởng tiêu cực đến sự vận hành của thành phố.

Thực hiện Nghị quyết số 15-NQ/TW ngày 05/5/2022 [1] của Bộ Chính trị về phương hướng, nhiệm vụ phát triển Thủ đô Hà Nội đến năm 2030, tầm nhìn đến năm 2045, Thành ủy Hà Nội đã ban hành Nghị quyết số 18-NQ/TU [2] ngày 30/12/2022 về “Chuyển đổi số, xây dựng thành phố Hà Nội thông minh đến năm 2025, định hướng đến năm 2030” với mục tiêu *đến năm 2030 Hà Nội sẽ cơ bản trở thành thành phố thông minh, hiện đại*. Kinh nghiệm thế giới cho thấy giao thông thông minh (ITS) là một hợp phần cốt lõi của chiến lược phát triển đô thị thông minh. Hệ thống ITS trong giai đoạn hiện nay đang có bước phát triển theo định hướng chuyển trọng tâm từ nền tảng hạ tầng và công nghệ và sang nền tảng dữ liệu [3], vì vậy công nghệ số trong quản lý nhu cầu giao thông là một trong những yêu cầu cơ bản của một hệ thống ITS.

Công nghệ số là việc sử dụng các công nghệ kỹ thuật số để thay đổi cách thức hoạt động của một hệ thống, từ truyền thống sang một mô hình hiệu quả, thông minh hơn [1,2]. Trong bối cảnh Cách mạng công nghiệp 4.0 đang diễn ra mạnh mẽ, các giải pháp ứng dụng công nghệ số như Internet vạn vật (IoT), trí tuệ nhân tạo (AI), phân tích dữ liệu lớn (Big Data), giao thông thông minh (ITS), và các nền tảng ứng dụng di động đang trở thành động lực then chốt thúc đẩy sự đổi mới trong nhiều lĩnh vực, trong đó có giao thông đô thị, mở ra những tiềm năng mới để hiện thực hóa các chính sách quản lý nhu cầu giao thông một cách linh hoạt, hiệu quả và bền vững.

Trên thế giới, nhiều đô thị như Singapore, Seoul, và Stockholm đã triển khai thành công các mô hình quản lý nhu cầu giao thông tích hợp công nghệ để kiểm soát lưu lượng giao thông và tối ưu hóa sử dụng hạ tầng [4]. Tại Việt Nam nói chung và Hà Nội nói riêng, các ứng dụng công nghệ số trong quản lý giao thông đang từng bước được triển khai, song vẫn tồn tại nhiều rào cản về dữ liệu, hạ tầng kỹ thuật, nguồn nhân lực và cơ chế phối hợp [3]. Do đó, nghiên cứu các mô hình ứng dụng công nghệ số trong quản lý nhu cầu giao thông và đánh giá khả năng vận dụng vào điều kiện thực tế của Hà Nội là một nhu cầu cấp thiết, góp phần xây dựng một nền giao thông bền vững, thông minh và hiệu quả.

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT VÀ THỰC TIỄN

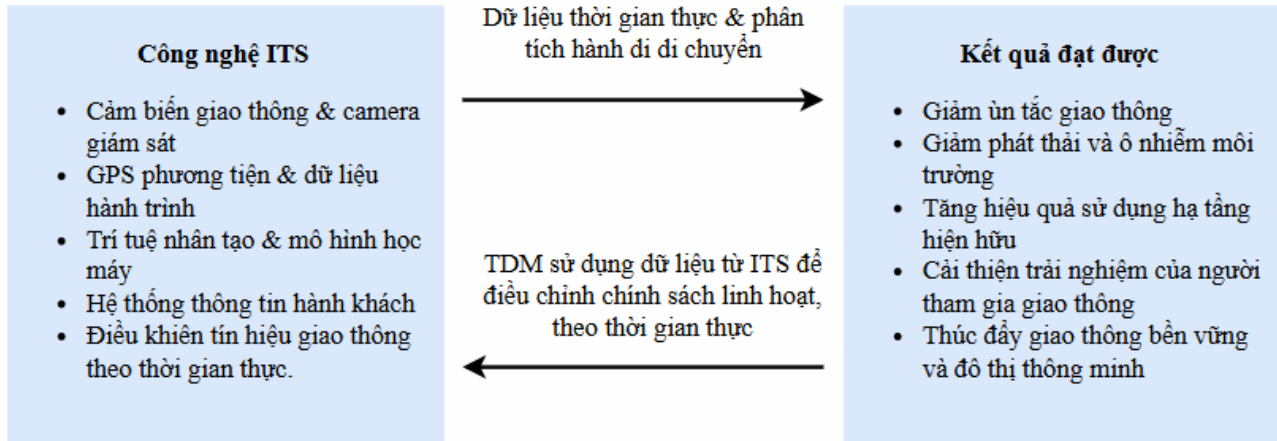
2.1. Tổng quan về quản lý nhu cầu giao thông

Quản lý nhu cầu giao thông (Transportation Demand Management – TDM) là một chiến lược quy hoạch và chính sách nhằm điều chỉnh và ảnh hưởng đến nhu cầu đi lại thay vì chỉ tập trung vào mở rộng hạ tầng giao thông. TDM hướng đến việc tối ưu hoá hiệu quả sử dụng các phương tiện giao thông hiện có, điều phối hành vi người tham gia giao thông, giảm nhu cầu di chuyển không cần thiết và khuyến khích sử dụng các phương tiện thân thiện với môi trường [4,5].

Theo Toán [4], các biện pháp TDM có thể phân thành 2 nhóm chính: (i) nhóm các biện pháp khích lệ (kéo) như tăng cường, mở rộng và cải thiện các lựa chọn đi lại theo hướng phát triển bền vững, ưu tiên giao thông công cộng và giao thông phi cơ giới; (ii) nhóm các biện pháp không khích

lệ (đẩy) sử dụng các biện pháp khác nhau nhằm giảm thiểu đi lại như thu phí đường, phí ùn tắc, phí đỗ xe, v.v. TDM không chỉ là một công cụ kỹ thuật mà còn là chiến lược chính sách và hành vi, cần được hỗ trợ bởi hệ thống pháp lý, thể chế và các chiến dịch truyền thông cộng đồng.

Hình 1 minh họa mối quan hệ hai chiều giữa ITS và TDM. Các công nghệ ITS như cảm biến, dữ liệu GPS và trí tuệ nhân tạo đóng vai trò là nền tảng dữ liệu và công cụ giám sát. Thông tin thu thập được từ ITS giúp các cơ quan chức năng xây dựng và điều chỉnh các chính sách TDM như: phân làn linh hoạt, định giá tắc nghẽn, ưu tiên phương tiện công cộng.



Hình 1. Mối quan hệ hai chiều giữa ITS và TDM

Nguồn: tổng hợp từ [6–8]

Ngược lại, các chính sách TDM sẽ tác động đến hành vi di chuyển của người dân, tạo ra thay đổi trong lưu lượng giao thông – dữ liệu mới này tiếp tục được ITS thu nhận, xử lý và phản hồi. Mối quan hệ này tạo thành một vòng lặp cải tiến liên tục, giúp giao thông đô thị vận hành hiệu quả hơn, hướng tới mục tiêu giao thông bền vững và thông minh.

TDM trong bối cảnh công nghệ số: Sự phát triển nhanh chóng của công nghệ số và các hệ thống ITS đã mở rộng phạm vi và nâng cao hiệu quả của các biện pháp TDM. Công nghệ hiện đại cho phép thu thập, phân tích và phản hồi theo thời gian thực (real-time) về hành vi giao thông, nhờ đó tạo ra các biện pháp linh hoạt và thích ứng hơn. Một số lĩnh vực công nghệ nổi bật [6-8] có thể áp dụng trong TDM hiện đại (Hình 2) bao gồm: Dữ liệu lớn, trí tuệ nhân tạo, ứng dụng di động, và Internet vạn vật.



Hình 2. Một số công nghệ chủ đạo áp dụng cho TDM

Nguồn: tổng hợp từ [6–8]

- Dữ liệu lớn (Big Data): Thu thập dữ liệu từ cảm biến, camera, thiết bị di động, GPS để mô hình hóa hành vi di chuyển.
- Trí tuệ nhân tạo (AI): Học máy có thể được sử dụng để dự đoán dòng xe, phát hiện điểm ùn tắc, đề xuất giải pháp điều tiết.
- Ứng dụng di động (Mobile App): Các nền tảng như Grab, Google Maps, MoMo giao thông... hỗ trợ người dùng chọn tuyến, phương tiện tối ưu.
- Mạng lưới cảm biến & IoT: Cung cấp dữ liệu thời gian thực về lưu lượng, tình trạng đường, mức độ ô nhiễm.

Những công nghệ này cho phép triển khai TDM “mềm” – tức là không cưỡng chế mà dựa trên thông tin minh bạch và lựa chọn thông minh của người dân. Chúng tạo ra một môi trường tương tác linh hoạt giữa người đi lại, nhà quản lý giao thông và hệ thống hạ tầng số.

Thực tiễn triển khai TDM trên thế giới: Các đô thị lớn trên thế giới [4,5] đã có nhiều kinh nghiệm triển khai TDM kết hợp công nghệ số:

- Singapore: Áp dụng hệ thống thu phí điện tử (ERP) từ năm 1998, hiện đang chuyển sang thế hệ ERP 2.0 tích hợp dữ liệu hành trình xe theo thời gian thực.
- London: Áp dụng phí tắc nghẽn khu vực trung tâm từ năm 2003, kết hợp dữ liệu camera và ứng dụng định tuyến.
- Seoul: Khuyến khích chuyển đổi hành vi bằng ứng dụng “Seoul Smart Mobility”, tích hợp thông tin từ tàu điện, xe buýt đến xe đạp công cộng.
- Stockholm: Sử dụng hệ thống theo dõi biển số xe để thu phí giao thông và đánh giá hiệu quả qua phân tích hành vi.

Các nghiên cứu như của Litman (2021) [9] và Shaheen & Cohen (2019) [10] chỉ ra rằng hiệu quả của TDM phụ thuộc lớn vào mức độ tích hợp giữa công nghệ, chính sách và sự chấp nhận của cộng đồng.

2.2. Thực trạng và thách thức của giao thông đô thị Hà Nội

Thực trạng giao thông đô thị Hà Nội: Hà Nội hiện là đô thị đặc biệt với hơn 8,5 triệu dân (2024), trong đó tỷ lệ tăng trưởng phương tiện cá nhân luôn ở mức cao. Thành phố hiện có trên 7,6 triệu phương tiện cơ giới, trong đó khoảng 6,1 triệu xe máy và gần 800.000 ô tô [3]. Dù có nhiều nỗ lực mở rộng hạ tầng như các tuyến đường vành đai, cầu vượt, đường sắt đô thị,... nhưng tình trạng ùn tắc giao thông vẫn diễn ra nghiêm trọng, đặc biệt tại các trục đường chính vào giờ cao điểm.

Hệ thống giao thông công cộng, dù có cải thiện đáng kể với các tuyến BRT và metro Cát Linh – Hà Đông, vẫn chưa đáp ứng được nhu cầu di chuyển lớn. Mô hình phát triển đô thị phân tán, thiếu quy hoạch liên kết giữa các khu dân cư mới với hạ tầng công cộng hiện hữu cũng làm gia tăng sự lệ thuộc vào phương tiện cá nhân.

Tình hình ứng dụng công nghệ số trong quản lý giao thông: Trên thực tế, Hà Nội là một trong những thành phố lớn triển khai những bước đi ban đầu liên quan đến hệ thống ITS từ những năm 2000, như dự án xây dựng Trung tâm điều khiển giao thông thành phố với hệ thống điều khiển đèn tín hiệu và lắp đặt camera quan sát tại một số nút [3]. Trong những năm gần đây, Hà Nội đã có nhiều nỗ lực ứng dụng công nghệ vào quản lý và điều hành giao thông, bước đầu hình thành hệ thống ITS như hệ thống camera giám sát giao thông tại các nút giao lớn, ứng dụng VETC và ePass trong thu phí không dừng, ứng dụng “Hanoi Smart Traffic” [3]. Tuy nhiên, các giải pháp hiện nay vẫn mang tính rời rạc, chưa có hệ thống dữ liệu tích hợp và đồng bộ giữa các cơ quan chức năng và nền tảng số tư nhân.

Triển khai Nghị quyết số 15-NQ/TW [1] ngày 05/5/2022 của Bộ Chính trị về phương hướng, nhiệm vụ phát triển Thủ đô Hà Nội, Thành ủy Hà Nội đã thông qua Nghị quyết số 18-NQ/TU ngày 30/12/2022 [2] và Ủy ban nhân dân thành phố Hà Nội đã ra Quyết định số 6369/QĐ-UBND [3] ngày 11/12/2024 để thực hiện mục tiêu chuyển đổi số và xây dựng thành phố thông minh. Gần đây, Bộ Chính trị mới ban hành Nghị Quyết số 57-NQ/TW ngày 22 tháng 12 năm 2024 về đột phá phát

triển khoa học, công nghệ, đổi mới sáng tạo và chuyển đổi số quốc gia [11]. Như vậy có thể thấy việc triển khai ứng dụng công nghệ số trong các lĩnh vực của đời sống xã hội đã trở thành một chủ trương chiến lược và cấp bách của đất nước nói chung, của Hà Nội nói riêng.

Thách thức khi triển khai TDM dựa trên nền tảng công nghệ số tại Hà Nội: Dù có tiềm năng lớn, việc triển khai TDM kết hợp công nghệ số tại Hà Nội vẫn còn đối mặt với nhiều rào cản:

- Hạ tầng kỹ thuật còn hạn chế: Nhiều khu vực nội thành cũ, các tuyến đường nhỏ chưa đủ điều kiện triển khai các thiết bị cảm biến, hạ tầng ITS.
- Thiếu nền tảng dữ liệu thống nhất: Dữ liệu thu thập từ nhiều nguồn (camera, GPS, điện thoại) nhưng không được tích hợp để xử lý phân tích ở cấp đô thị.
- Khung pháp lý chưa hoàn thiện: Chưa có hành lang pháp lý rõ ràng cho việc chia sẻ dữ liệu giữa tư nhân và nhà nước, quyền riêng tư người dùng, hoặc cơ chế hỗ trợ các mô hình dịch vụ mới như Mobility-as-a-Service (MaaS).
- Thiếu cơ chế phối hợp liên ngành: Việc triển khai TDM đòi hỏi sự phối hợp giữa các ngành liên quan như GTVT, Quy hoạch – Kiến trúc, Công an, doanh nghiệp viễn thông và công nghệ – điều mà hiện nay vẫn thiếu sự gắn kết hiệu quả.
- Tâm lý phụ thuộc xe cá nhân của người dân: Thói quen sử dụng xe máy, ô tô cá nhân ăn sâu trong văn hoá đô thị, chưa có chính sách khuyến khích hiệu quả chuyển đổi hành vi.

Trong bối cảnh đó, Hà Nội cần một chiến lược tổng thể để thúc đẩy ứng dụng công nghệ số vào TDM, từ việc thu thập, tích hợp dữ liệu, đến triển khai các dịch vụ linh hoạt và xây dựng mô hình dự báo hành vi đi lại, bao gồm cả việc thí điểm các mô hình TDM dựa trên công nghệ số.

2.3. Tiềm năng ứng dụng công nghệ số trong TDM tại Hà Nội

Trong bối cảnh Hà Nội đối mặt với áp lực gia tăng dân số, phương tiện cá nhân và tình trạng ùn tắc giao thông nghiêm trọng, việc ứng dụng công nghệ số vào TDM đang mở ra nhiều triển vọng đổi mới. Các nền tảng số như dữ liệu lớn, trí tuệ nhân tạo, cảm biến giao thông và ứng dụng di động đang giúp các cơ quan quản lý thu thập và phân tích hành vi di chuyển của người dân theo thời gian thực, từ đó đưa ra các chính sách điều tiết linh hoạt và hiệu quả hơn.

Việc tích hợp các giải pháp công nghệ số vào TDM đang mở ra những tiềm năng to lớn cho Hà Nội nhằm tối ưu hóa hệ thống giao thông hiện hữu, nâng cao hiệu quả khai thác hạ tầng và từng bước chuyển đổi hành vi của người tham gia giao thông theo hướng bền vững. Cụ thể đối với Hà Nội, việc áp dụng TDM trong bối cảnh công nghệ số có thể triển khai theo bốn hướng trọng tâm: (i) triển khai hệ thống thu phí điện tử và chính sách định giá tắc nghẽn linh hoạt tại các trục đường trung tâm; (ii) ứng dụng dữ liệu lớn và trí tuệ nhân tạo để tối ưu hóa lộ trình và tần suất xe buýt, metro; (iii) phát triển nền tảng Mobility-as-a-Service (MaaS) tích hợp nhiều loại hình vận tải nhằm khuyến khích người dân giảm phụ thuộc vào phương tiện cá nhân; và (iv) thí điểm hệ thống cảnh báo sớm ùn tắc, điều khiển đèn tín hiệu giao thông theo thời gian thực. Những giải pháp này không chỉ mang tính khả thi về công nghệ mà còn phù hợp với định hướng phát triển đô thị thông minh của Hà Nội.

3. ĐỊNH HƯỚNG CÔNG NGHỆ VÀ KIẾN NGHỊ CHÍNH SÁCH

Trong bối cảnh đô thị hoá nhanh và áp lực giao thông ngày càng gia tăng tại Hà Nội, việc triển khai TDM cần được nâng tầm với sự hỗ trợ mạnh mẽ từ các giải pháp công nghệ số. Dựa trên các phân tích về thực trạng giao thông, tiềm năng công nghệ số, cũng như kinh nghiệm quốc tế, có thể thấy rằng quản lý TDM đô thị tích hợp công nghệ số là hướng đi khả thi, bền vững và phù hợp với điều kiện phát triển hiện tại của Hà Nội. Tuy nhiên, để hiện thực hóa chủ trương này, thành phố cần xây dựng lộ trình triển khai theo từng giai đoạn với các định hướng phù hợp về công nghệ và chính sách để triển khai TDM trên diện rộng trong trung và dài hạn.

Bảng 1 tổng hợp hai trụ cột chính: (i) Định hướng công nghệ – bao gồm các công nghệ số then chốt có khả năng hỗ trợ triển khai TDM một cách linh hoạt và hiệu quả; (ii) Kiến nghị chính sách – tập trung vào thể chế, tài chính, truyền thông và hợp tác công tư nhằm tạo nền tảng cho ứng dụng

công nghệ bền vững. Các định hướng này được xây dựng dựa trên chủ trương phát triển đô thị theo hướng hiện đại và bền vững, có thể áp dụng cho các thành phố lớn của Việt Nam như Hà Nội và Thành phố Hồ Chí Minh.

Bảng 1. Tóm tắt định hướng công nghệ và kiến nghị chính sách phát triển TDM

Nguồn: Tổng hợp từ các nguồn tài liệu [2,3,6,7,8,11]

Phân loại	Nội dung cụ thể	Ví dụ / Ghi chú
I. Định hướng công nghệ		
1. Hạ tầng dữ liệu mở	Phát triển cơ sở dữ liệu giao thông, cập nhật theo thời gian thực; tích hợp từ nhiều nguồn (IoT, GPS, camera...)	Bản đồ giao thông số, dữ liệu API mở cho các nhà phát triển
2. Ứng dụng trí tuệ nhân tạo (AI)	Dự báo luồng giao thông theo thời gian thực, tối ưu hóa lộ trình phương tiện giao thông, phân tích hành vi di chuyển,...	AI dự báo tải trọng tuyến, dự báo ùn tắc
3. Phát triển nền tảng tích hợp	Triển khai hệ thống Mobility-as-a-Service (MaaS), vé điện tử dùng chung, công giao thông số thống nhất	App tích hợp xe buýt, metro, xe đạp công cộng, taxi ... nhằm tối ưu dịch vụ theo nhu cầu cá nhân và hệ sinh thái giao thông thân thiện với môi trường
4. Mô phỏng – phân tích chiến lược	Sử dụng mô hình giao thông số để đánh giá hiệu quả chính sách TDM trước khi triển khai thực tế	Microsimulation, Big Data Dashboard
II. Kiến nghị chính sách		
1. Thể chế & quy hoạch	Xây dựng hành lang pháp lý cho ITS – TDM, cập nhật quy hoạch phù hợp với định hướng số hóa	Luật GTVT sửa đổi, quy hoạch đô thị thông minh Hà Nội
2. Chính sách tài chính	Hỗ trợ khởi nghiệp công nghệ giao thông, ưu đãi cho đầu tư PPP vào hệ thống ITS – TDM	Ưu đãi thuế, quỹ đổi mới sáng tạo trong giao thông
3. Truyền thông & hành vi	Tăng cường truyền thông thay đổi hành vi, đưa TDM vào giáo dục đô thị, khuyến khích dịch vụ thay thế xe cá nhân	Chiến dịch truyền thông công nghệ – xanh – tiện lợi
4. Hợp tác công – tư (PPP)	Khuyến khích doanh nghiệp cung cấp dịch vụ, đồng phát triển nền tảng dữ liệu và ứng dụng cho TDM	Hợp tác startup – thành phố phát triển bản đồ số, nền tảng vé

Việc triển khai đồng bộ các định hướng này sẽ giúp Hà Nội từng bước hình thành hệ sinh thái quản lý giao thông thông minh, lấy dữ liệu làm trung tâm, công nghệ làm công cụ và người dân làm trọng tâm của quá trình thay đổi. Hà Nội có thể kỳ vọng đạt được những kết quả cụ thể như giảm mức độ ùn tắc tại các tuyến trọng điểm vào giờ cao điểm, tăng tỷ lệ sử dụng vận tải công cộng, và góp phần cắt giảm phát thải CO₂ từ hoạt động giao thông. Với lộ trình phù hợp, chính sách nhất quán và sự tham gia đa chiều của các bên liên quan, Hà Nội hoàn toàn có khả năng chuyển mình từ một đô thị “quản lý giao thông truyền thống” sang một đô thị “quản lý nhu cầu thông minh”, hướng tới giao thông bền vững, xanh và số hóa trong tương lai gần.

5. KẾT LUẬN

Trong bối cảnh Hà Nội đang đối mặt với áp lực gia tăng phương tiện cá nhân, tình trạng ùn tắc kéo dài và những giới hạn của hạ tầng giao thông truyền thống, việc tiếp cận theo hướng quản lý nhu cầu giao thông đô thị (TDM) kết hợp với công nghệ số là xu thế tất yếu và cấp thiết. Khác với cách làm cũ dựa vào mở rộng đường sá nhằm cân đối cung-cầu, TDM đặt trọng tâm vào việc thay đổi hành vi người tham gia giao thông, chủ động điều tiết nhu cầu đi lại trong không gian – thời gian, và tối ưu hóa khai thác hệ thống hiện có.

Hà Nội hiện đang có những điều kiện thuận lợi để chuyển đổi sang TDM thông minh nhờ vào sự phát triển của hệ sinh thái công nghệ, các sáng kiến ITS bước đầu, cũng như nguồn lực nhân lực kỹ thuật đang ngày càng tăng. Tuy nhiên, để triển khai hiệu quả cần một chiến lược tổng thể: xây dựng nền tảng dữ liệu mở, ứng dụng trí tuệ nhân tạo và mô hình học máy trong quản lý và tổ chức giao thông, hoàn thiện khung pháp lý và đặc biệt là thay đổi hành vi xã hội thông qua giáo dục và truyền thông số. Có thể triển khai thí điểm tại một số quận trọng điểm để học hỏi, đúc kết kinh nghiệm trước khi áp dụng đại trà.

Bài viết kỳ vọng sẽ góp phần mở ra những thảo luận học thuật và chính sách mới về mô hình giao thông bền vững tại Việt Nam, đồng thời đặt nền móng cho các nghiên cứu thực nghiệm và thí điểm mô hình TDM tại quy mô đô thị trong tương lai gần.

6. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Nghị quyết số 15-NQ/TW ngày 05/5/2022 của Bộ Chính trị về phương hướng, nhiệm vụ phát triển Thủ đô Hà Nội đến năm 2030, tầm nhìn đến năm 2045.
- [2] Nghị quyết số 18-NQ/TU ngày 30/12/2022 của Thành ủy Hà Nội về “Chuyển đổi số, xây dựng thành phố Hà Nội thông minh đến năm 2025, định hướng đến năm 2030.
- [3] Quyết định số 6369/QĐ-UBND ngày 11 tháng 12 năm 2024 của UBND thành phố Hà Nội về việc phê duyệt đề án “giao thông thông minh trên địa bàn thành phố.
- [4] Trịnh Đình Toán (2018). Quản lý nhu cầu giao thông - hướng giải pháp chủ đạo trong quản lý ùn tắc giao thông. *Tuyển tập hội nghị Khoa học Thường Niên năm 2018/ ISBN-978-604-82-2548-3*, trang 109-111.
- [5] Trinh Dinh Toan, Soi Hoi Lam, Meng Meng, Yiik Diew Wong. Travel demand management policies: A case study of Singapore and transferability potentials for Hanoi. *Case Studies on Transport Policy* 11 (2023) 100934, (ESCI). Elsevier Ltd. DOI: 10.1016/j.cstp.2022.100934.
- [6] Ahmed, W. (2025). Optimizing sustainable urban mobility through digital integration. *Sustainable Futures* (10), 100879. <https://doi.org/10.1016/j.sftr.2025.100879>.
- [7] Fiore, S. et al. (2019). An Integrated Big and Fast Data Analytics Platform for Smart Urban Transportation Management. *IEEE Access* (7). <http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>.
- [8] Phương Đ. T. (2019). Tổng quan cuộc cách mạng công nghiệp 4.0 và những tác động đến ngành giao thông vận tải. *Tạp chí Khoa học Giao thông vận tải*, Tập 70, Số 2 (08/2019), 143-152. <https://doi.org/10.25073/tcsj.70.2.37>.
- [9] Litman, T. (2021). Introduction to Multi-Modal Transportation Planning. Victoria Transport Policy Institute. https://www.vtpi.org/multimodal_planning.pdf.
- [10] Shaheen, S., & Cohen, A. (2019). Shared Mobility and the Transformation of Public Transit. University of California Institute of Transportation Studies. <https://escholarship.org/uc/item/4m58p6wk>.
- [11] Nghị Quyết số 57-NQ/TW ngày 22 tháng 12 năm 2024 về đột phá phát triển khoa học, công nghệ, đổi mới sáng tạo và chuyển đổi số quốc gia.
- [12] VN Economy. Những rào cản cần vượt qua để Hà Nội trở thành trung tâm dữ liệu khu vực. <https://vneconomy.vn/techconnect/nhung-rao-can-can-vuot-qua-de-ha-noi-tro-thanh-trung-tam-du-lieu-khu-vuc.htm> (15/8/2024).

ĐÁNH GIÁ HIỆU QUẢ KINH TẾ - XÃ HỘI TRONG ĐẦU TƯ CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG: KHUNG LÝ THUYẾT, THỰC TIỄN VÀ ĐỀ XUẤT CHÍNH SÁCH

Trịnh Đình Toán

Trường Đại học Thủy lợi, email: trindhinhthoan@tlu.edu.vn

1. GIỚI THIỆU

Đầu tư xây dựng công trình giao thông (ĐTXDCTGT) là một trong những lĩnh vực chiếm tỷ trọng lớn nhất trong tổng vốn đầu tư công tại Việt Nam trong hai thập kỷ gần đây. Tuy nhiên, thực tiễn cho thấy nhiều dự án dù được thực hiện với quy mô lớn và tiến độ nhanh vẫn chưa đạt được hiệu quả kinh tế - xã hội (KT-XH) như kỳ vọng. Trong bối cảnh nguồn lực công ngày càng hạn chế, việc lượng hóa hiệu quả KT-XH thông qua các chỉ tiêu như giá trị hiện tại ròng kinh tế (ENPV) và tỷ suất hoàn vốn kinh tế (EIRR) đang trở thành yêu cầu bắt buộc đối với các dự án đầu tư hạ tầng quan trọng nhằm đảm bảo việc ra quyết định đầu tư hiệu quả.

Tại Việt Nam, các văn bản pháp lý như Luật Đầu tư công số 58/2024/QH15 [1], Luật Xây dựng số 50/2014/QH13 (Luật số 62/2020/QH14, sửa đổi) [2], Nghị định số 40/2020/NĐ-CP [3], và Nghị định số 175/2024/NĐ-CP [4] đã quy định yêu cầu đánh giá hiệu quả đầu tư, trong đó bao gồm hiệu quả KT-XH. Phân tích hiệu quả KT-XH là công cụ duy nhất phản ánh phúc lợi xã hội ròng của đầu tư công, vượt lên trên các tiêu chí tài chính – kỹ thuật vốn bị chi phối bởi mục tiêu chính trị [5].

Trong những năm gần đây đã xuất hiện ngày càng nhiều nghiên cứu về phân tích tài chính, kỹ thuật và pháp lý trong đánh giá đầu tư dự án hạ tầng giao thông. Một số nghiên cứu quốc tế [6-8] đã vận dụng phương pháp phân tích chi phí – lợi ích (CBA), ENPV và EIRR với cách tiếp cận mới trong thẩm định dự án giao thông tại châu Âu, trong khi các nghiên cứu [9-11] cung cấp thêm cơ sở tham chiếu quan trọng để so sánh và đối chiếu với thực tiễn đánh giá hiệu quả KT-XH trong các dự án giao thông tại Việt Nam. Tuy nhiên, số lượng các nghiên cứu chuyên sâu vào hiệu quả KT-XH trong điều kiện Việt Nam vẫn còn hạn chế [5,12]. Đặc biệt, có rất ít công trình nghiên cứu thực chứng so sánh giữa quy định pháp lý và thực tiễn triển khai, với góc nhìn phản biện nhằm rút ra các đề xuất cải thiện chính sách đầu tư công.

Do đó, bài báo này nhằm:

- Hệ thống hóa khung lý thuyết đánh giá hiệu quả KT-XH trong ĐTXDCTGT.
- Phân tích thực tiễn áp dụng đánh giá hiệu quả KT-XH tại Việt Nam, minh họa ví dụ từ dự án thực tế.
- Nhận diện các hạn chế về kỹ thuật và thể chế trong thực tiễn đánh giá hiệu quả KT-XH, trên cơ sở đó đề xuất định hướng cải cách nhằm nâng cao chất lượng ra quyết định đầu tư.

Bài báo sử dụng cách tiếp cận kết hợp định tính – định lượng, bao gồm: (i) phân tích định tính, tổng hợp và hệ thống hóa các văn bản pháp lý và tài liệu chính sách; (ii) minh họa định lượng qua tính toán ENPV/EIRR dựa trên dữ liệu hai dự án điển hình về đường bộ. Dữ liệu được trích xuất từ tài liệu các dự án trong đó tác giả là một thành viên của tổ chuyên gia.

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT VÀ PHƯƠNG PHÁP LUẬN

2.1. Khái niệm và phân loại hiệu quả đầu tư

Trong phân tích đầu tư công, hiệu quả đầu tư được xem xét trên nhiều phương diện: tài chính, kinh tế – xã hội, và môi trường. Bảng 1 tóm tắt những khác biệt căn bản giữa phân tích tài chính và phân tích KT-XH. Trong khi phân tích tài chính phản ánh năng lực tạo lợi nhuận cho nhà đầu tư,

phân tích KT-XH xem xét hiệu quả toàn diện từ góc nhìn xã hội. Trong đầu tư công, phân tích KT-XH thường là công cụ chính để ra quyết định đầu tư, trong khi phân tích tài chính phản ánh góc nhìn của nhà đầu tư trong các dự án PPP hoặc BOT có thu phí.

Bảng 1. So sánh giữa phân tích tài chính và phân tích KT-XH

Tiêu chí	Phân tích tài chính	Phân tích KT-XH
Chủ thể xem xét	Nhà đầu tư	Toàn xã hội (chính quyền)
Dòng chi phí tính vào	Dòng tiền thực tế	Chi phí cơ hội kinh tế
Lợi ích tính vào	Doanh thu tài chính	Lợi ích xã hội: thời gian, VOC, môi trường..
Suất chiết khấu sử dụng	Suất chiết khấu thương mại	Suất chiết khấu xã hội
Kết luận đầu tư	Có thể trái ngược với phân tích KT-XH	Quyết định ưu tiên đầu tư công cộng

Nguồn: [13-15]; VOC: Vehicle Operating Cost (chi phí vận hành phương tiện)

Các cấu phần của lợi ích – chi phí kinh tế: Về lợi ích, các cấu phần chính thường bao gồm: (i) giá trị thời gian tiết kiệm trong lưu thông hành khách và hàng hóa; (ii) giảm chi phí vận hành phương tiện; (iii) giảm tai nạn giao thông; (iv) giảm phát thải môi trường; và (v) tăng cường khả năng tiếp cận và kết nối vùng. Về chi phí, ngoài chi phí đầu tư và vận hành, cần tính đến (vi) chi phí cơ hội sử dụng đất, (vii) chi phí tài nguyên, và (viii) chi phí xã hội không nhìn thấy như phân tán dân cư hoặc thay đổi sinh kế. Điểm mấu chốt là tất cả các cấu phần này phải được quy đổi về giá kinh tế bằng cách loại bỏ các biến dạng thị trường như thuế, trợ cấp, và tính toán theo phương pháp "giá sẵn lòng chi trả" (WTP) hoặc "chi phí tránh được", tùy từng trường hợp cụ thể.

2.2. Các chỉ tiêu đánh giá

Trong phân tích hiệu quả kinh tế – xã hội, hai chỉ tiêu căn bản được sử dụng phổ biến nhất là ENPV (Economic Net Present Value) và EIRR (Economic Internal Rate of Return).

- ENPV phản ánh chênh lệch giữa tổng lợi ích và tổng chi phí kinh tế, quy đổi về hiện tại theo một tỷ lệ chiết khấu xã hội. Giá trị ENPV > 0 cho thấy dự án mang lại lợi ích ròng cho toàn xã hội và được coi là “đáng làm” về mặt kinh tế.
- EIRR là tỷ lệ chiết khấu tại đó tổng lợi ích hiện tại bằng tổng chi phí hiện tại (tức ENPV = 0). Nó đo lường mức sinh lợi xã hội nội tại của dự án. Nếu EIRR > r_e (trong đó r_e là suất chiết khấu kinh tế), thì dự án được coi là có hiệu quả KT-XH.

Các chỉ tiêu này không phụ thuộc vào dòng tiền tài chính thực tế hay cơ cấu tài trợ, mà phản ánh tác động thuần túy đến phúc lợi kinh tế tổng thể.

Với khả năng phản ánh toàn diện chi phí và lợi ích kinh tế xã hội, các chỉ tiêu ENPV và EIRR được xem là công cụ cốt lõi và khách quan nhất để đánh giá mức độ hiệu quả và chính đáng của đầu tư công, đặc biệt trong lĩnh vực hạ tầng giao thông – nơi mà tác động lan tỏa và ngoại tác là rất lớn.

Công thức cơ bản để tính ENPV:

$$ENPV = \sum_{t=0}^n \frac{(B_t - C_t)}{(1 + r_e)^t} = 0 \quad (1)$$

- Trong đó B_t : Tổng lợi ích tại năm t ; C_t : Tổng chi phí tại năm t ; t : Thứ tự năm trong vòng đời dự án (0, 1, 2, ..., n); n : Thời gian phân tích kinh tế của dự án, khoảng 20-30 năm;

EIRR là nghiệm, thu được từ việc giải phương trình ENPV = 0:

$$\sum_{t=0}^n \frac{(B_t - C_t)}{(1 + EIRR)^t} = 0 \quad (2)$$

Theo khuyến nghị của Ngân hàng thế giới [5], mức suất chiết khấu xã hội nên từ 6–10%, trong khi Việt Nam sử dụng ngưỡng phổ biến là 10% đối với hạ tầng giao thông.

3. PHÂN TÍCH THỰC TIỄN TẠI VIỆT NAM

3.1. Khung pháp lý và quy trình áp dụng phân tích hiệu quả kinh tế – xã hội

Khung pháp lý hiện hành cho việc đánh giá hiệu quả KT-XH của dự án đầu tư công trình giao thông tại Việt Nam được quy định trong các văn bản chính sau:

- Luật Đầu tư công số 58/2024/QH15 [1] (Điều 47) yêu cầu đánh giá hiệu quả KT-XH và các tác động khác như một căn cứ để quyết định đầu tư chương trình, dự án.
- Luật Xây dựng số 50/2014/QH13 [2] (Điều 54) quy định báo cáo nghiên cứu khả thi (NCKT) phải bao gồm nội dung đánh giá hiệu quả đầu tư, bao gồm hiệu quả KT-XH.

Về mặt quy trình, việc phân tích hiệu quả KT-XH các dự án trọng điểm và dự án nhóm A thường được thực hiện theo hai giai đoạn:

- Giai đoạn nghiên cứu tiền khả thi (NCTKT): phân tích sơ bộ, chủ yếu định tính, nhằm định hình quyết định chủ trương đầu tư (CTĐT).
- Giai đoạn nghiên cứu khả thi (NCKT): thực hiện phân tích chi phí – lợi ích đầy đủ, xác định các chỉ số định lượng như ENPV (EIRR) để làm căn cứ trình phê duyệt dự án đầu tư.

Việc thẩm định báo cáo NCKT và đánh giá hiệu quả KT-XH do các cơ quan cấp bộ, sở hoặc đơn vị tư vấn thực hiện, tùy theo quy mô và phân cấp dự án. Ở các dự án lớn, hội đồng thẩm định nhà nước có thể được thành lập [12].

3.2. Thực trạng phân tích hiệu quả KT-XH các dự án giao thông

Mặc dù phân tích hiệu quả KT-XH (KT-XH) đã được quy định trong các văn bản pháp lý như đề cập ở trên, thực tiễn triển khai tại Việt Nam còn nhiều bất cập. Qua tổng hợp các nghiên cứu trước đây [5,12] và khảo sát báo cáo thẩm định của một số dự án, có thể nhận diện một số đặc điểm phổ biến như sau:

a) Tồn tại về kỹ thuật

- Thiếu hướng dẫn chính thức về phương pháp phân tích KT-XH: Không có tài liệu quốc gia quy định cụ thể cách thực hiện phân tích kinh tế - xã hội, hay kỹ thuật chiết khấu [5].
- Không có hướng dẫn cụ thể về việc lựa chọn các tham số phân tích KT-XH như tỷ lệ chiết khấu xã hội, giá trị thời gian (VOT), chi phí vận hành (VOC), hay chi phí ngoại tác (CO₂, tai nạn, đất đai...), khiến mỗi dự án sử dụng một giả định khác nhau, không có kiểm chứng.
- Phân tích rủi ro và độ nhạy bị xem nhẹ: thực tiễn đánh giá các dự án [16,17] đều không có phân tích độ nhạy, khiến các chỉ số như EIRR, ENPV trở nên đơn trị, thiếu độ tin cậy.
- Thiếu xem xét định lượng các tác động ngoại: các báo cáo thẩm định dự án về cơ bản vẫn đánh giá hiệu quả KT-XH bằng các lợi ích vận hành thuần túy như thời gian, tiết kiệm nhiên liệu mà không tính đến các tác động ngoại, chưa phản ánh đúng bản chất vi mô của phân tích kinh tế [5,12,14].

b) Tồn tại về thể chế

- Vị thế yếu của quyết định đầu tư (QĐĐT) so với CTĐT dẫn đến việc phân tích hiệu quả KT-XH thành một thủ tục hợp thức hóa hơn là công cụ đánh giá khoa học và khách quan [5,6].
- Quá trình thẩm định hiện nay chủ yếu còn nặng về tính thủ tục, chưa đi sâu về nội dung tính toán và logic dòng tiền. Chưa có cơ chế phản biện độc lập nhằm thẩm tra tính chính xác của hiệu quả kinh tế các dự án (ENPV/EIRR) trong các báo cáo thẩm định.
- Năng lực kỹ thuật không đồng đều: Không phải đơn vị nào trong hệ thống quản lý đầu tư công cũng có kiến thức đầy đủ về lý thuyết phân tích kinh tế. Sự khác biệt giữa phân tích tài chính và KT-XH đôi khi bị nhầm lẫn trong thực thi [5,12,13].

Nhằm minh họa rõ hơn thực trạng nêu trên, phần sau sẽ phân tích hai trường hợp cụ thể là các Dự án M và N là các dự án quan trọng cấp quốc gia, được thực hiện trong những năm gần đây. Các số liệu cơ bản phân tích hiệu quả kinh tế - xã hội của hai dự án được tổng hợp trong Bảng 2.

Bảng 2 cho thấy cả hai dự án M và N đều có ENPV dương, EIRR vượt ngưỡng suất chiết khấu xã hội 10%, và BCR lớn hơn 1, qua đó khẳng định tính khả thi về hiệu quả kinh tế – xã hội. Tuy

nhiên, sự khác biệt về giá trị ENPV và BCR phản ánh mức độ nhạy cảm khác nhau của từng dự án đối với biến động chi phí và lưu lượng. Điều này cho thấy ngoài kết quả định lượng, việc phân tích độ nhạy và rủi ro cần được coi trọng trong thẩm định nhằm nâng cao độ tin cậy.

Bảng 2. Các chỉ tiêu hiệu quả kinh tế - xã hội cơ bản của hai dự án

Tiêu chí	Đơn vị	Dự án M	Dự án N
Nhóm dự án		Dự án quan trọng cấp Quốc gia	Dự án quan trọng cấp Quốc gia
Cấp công trình		Công trình giao thông đường bộ cấp I	Công trình giao thông đường bộ cấp I
Chiều dài	Km	54	62,5
Tổng mức đầu tư	Tỷ đồng	9.730	14.850
Thời gian phân tích	Năm	20	20
Suất chiết khấu xã hội	%	10	10
ENPV	Tỷ đồng	4.615	1.420
EIRR	%	15,7	13,5
BCR		1,4	1,16

(Nguồn: [16,17]).

Mặc dù các chỉ tiêu định lượng cho thấy dự án đều đạt hiệu quả kinh tế, song quá trình rà soát báo cáo thẩm định cho thấy vẫn còn nhiều hạn chế về kỹ thuật và thể chế trong phân tích hiệu quả KT-XH. Bảng 3 trình bày so sánh giữa yêu cầu pháp lý trong phân tích hiệu quả KT-XH theo các quy định pháp lý hiện hành và thực tiễn triển khai tại hai dự án nói trên, từ đó chỉ ra những tồn tại phổ biến, là cơ sở để đề xuất hướng cải thiện.

Bảng 3. So sánh giữa quy định pháp lý và thực tiễn áp dụng

Tiêu chí	Quy định pháp lý	Dự án M	Dự án N
1. Bắt buộc phân tích hiệu quả KT-XH	Luật Đầu tư công (Điều 47), Luật Xây dựng (Điều 54)	Có thực hiện, nằm trong phần cuối báo cáo NCKT	Có thực hiện, bố cục tương tự
2. Chỉ tiêu bắt buộc (ENPV, EIRR, BCR)	Không quy định cụ thể về ngưỡng hoặc công thức bắt buộc	Có tính ENPV, EIRR, không có BCR	Có tính ENPV, EIRR, không có BCR
3. Lợi ích tác động ngoại (giảm tai nạn, môi trường...)	Không có hướng dẫn chi tiết, phụ thuộc tư vấn	Không định lượng, chỉ nêu sơ lược định tính	Không định lượng, chỉ nêu sơ lược định tính
4. Phân tích rủi ro	Luật có quy định. WB và ADB khuyến cáo sử dụng phân tích độ nhạy trong đánh giá rủi ro	Không có bảng phân tích độ nhạy	Không có bảng phân tích độ nhạy
5. Nguồn số liệu	Không quy định chi tiết, không có bộ tham số chuẩn	Không giải trình nguồn tham chiếu VOT/VOC	Không giải trình nguồn tham chiếu VOT/VOC
6. Tổ chức phản biện độc lập	Không quy định bắt buộc. Có khuyến cáo của WB	Không có	Không có

4. THẢO LUẬN VÀ ĐỀ XUẤT

4.1. Vấn đề đặt ra từ thực tiễn

Tổng hợp kết quả từ phân tích thực tiễn và định lượng (mục 3) cho thấy rằng mặc dù nhiều dự án giao thông tại Việt Nam đã lồng ghép các chỉ tiêu như ENPV và EIRR trong báo cáo nghiên cứu khả thi, vai trò của phân tích hiệu quả KT-XH trong chu trình ra quyết định vẫn còn mang tính hình thức, thiếu cơ sở kỹ thuật và định lượng, việc lập kế hoạch đầu tư chủ yếu dựa trên tính khả thi tài chính hoặc động cơ chính trị, thiếu phân tích chi phí – lợi ích xã hội có hệ thống, không có cơ chế sàng lọc dự án một cách chặt chẽ dựa trên tiêu chí hiệu quả KT-XH hoặc phát triển bền vững, thiếu nguồn lực và thời gian để thực hiện phân tích KT-XH đúng chuẩn, thường bị cắt giảm hoặc làm

“cho có” [5,12,14]. Những hạn chế nêu trên không chỉ là *vấn đề kỹ thuật*, mà còn phản ánh *bất cập thể chế* trong hệ thống thẩm định, hướng dẫn và phản biện độc lập. Để khôi phục vai trò thiết yếu của phân tích hiệu quả KT-XH trong quản lý ĐTXDCTGT cần có các cải cách đồng bộ.

4.2. Định hướng cải cách kỹ thuật

Bảng 4 tổng hợp các định hướng cải cách kỹ thuật nhằm nâng cao chất lượng và tính chuẩn mực của phân tích hiệu quả KT-XH trong đầu tư công trình giao thông. Các giải pháp được đề xuất theo 4 nhóm chính: (i) chuẩn hóa công cụ và chỉ tiêu phân tích; (ii) xây dựng bộ tham số tham chiếu cấp quốc gia; và (iii) nâng cấp quy trình đánh giá độ nhạy và phân tích rủi ro, và (iv) hiện thực hoá việc đánh giá tác động ngoại theo định lượng. Những cải cách này có thể được nội luật hóa trong các văn bản hướng dẫn kỹ thuật đi kèm Luật Đầu tư công và Luật Xây dựng, nhằm đảm bảo tính khách quan, khả kiểm chứng và tương thích với thông lệ quốc tế.

Bảng 4. Đề xuất cải cách về kỹ thuật

Vấn đề kỹ thuật	Khuyến nghị cải cách cụ thể
Thiếu hướng dẫn chi tiết	Ban hành “Thông tư kỹ thuật về đánh giá ENPV” theo lĩnh vực giao thông
Thiếu dữ liệu trong phân tích KT-XH	Xây dựng thư viện số hóa về các thông số chuẩn
Biến số đầu vào thiếu nhất quán	Bộ GTVT nên quy định bộ thông số chuẩn: VOC, VOT, chiết khấu, giá CO ₂ ...
Không đánh giá rủi ro	Bắt buộc chạy phân tích độ nhạy và phân tích kịch bản cho ENPV
Thiếu phân tích các tác động ngoại	Ban hành hướng dẫn chi tiết để đánh giá tác động ngoại định lượng và thống nhất
Năng lực chuyên môn yếu	Tổ chức các khoá đào tạo. Thiết kế phần mềm chuẩn hỗ trợ tính ENPV/EIRR tích hợp sẵn các bảng giá định

4.3. Định hướng cải cách thể chế

Việc nâng cao vai trò của phân tích hiệu quả KT-XH trong đầu tư công đòi hỏi những cải cách thể chế mạnh mẽ hơn. Mục này đề xuất ba trụ cột chính: (i) xác lập rõ vai trò pháp lý và vị trí của phân tích KT-XH trong chuỗi ra quyết định đầu tư; (ii) xây dựng thiết chế thẩm định và phản biện độc lập; (iii) thực hiện cơ chế đánh giá hậu đầu tư bắt buộc, và (iv) thúc đẩy năng lực thể chế qua đào tạo và hướng dẫn chính thức (Bảng 5). Các định hướng này phù hợp với thông lệ quốc tế và khuyến nghị trong các đánh giá thể chế của Ngân hàng Thế giới và các tổ chức phát triển như Ngân hàng Phát triển Châu Á (ADB).

Bảng 5. Đề xuất cải cách về thể chế

Hiện trạng thể chế	Đề xuất cải cách thể chế
QĐĐT ở vị thế thấp so với CTĐT	Thay đổi trình tự: bắt buộc có ENPV dương, EIRR > 10% trước khi trình Quốc hội.
Thẩm định hiệu quả KT-XH không phát huy được vai trò sàng lọc dự án	Tích hợp kết quả đánh giá KT-XH vào hệ thống chấm điểm ưu tiên đầu tư công.
Thiếu phản biện kỹ thuật độc lập	Thành lập hội đồng phản biện ENPV quốc gia hoặc cấp vùng.
Không có đánh giá hậu đầu tư	Bắt buộc đánh giá lại ENPV sau 3–5 năm vận hành
Năng lực thể chế còn yếu	Nâng cao năng lực thể chế qua đào tạo và ban hành các hướng dẫn cụ thể về phân tích hiệu quả KT-XH.

5. KẾT LUẬN

Phân tích hiệu quả KT-XH trong ĐTXDCTGT là một công cụ có giá trị thiết yếu trong hỗ trợ ra quyết định đầu tư công. Tuy nhiên quá trình vận dụng tại Việt Nam hiện còn nhiều bất cập. Các chỉ tiêu như ENPV, EIRR, BCR vẫn chủ yếu được sử dụng với mục đích hợp thức hóa kỹ thuật thay vì thực sự đóng vai trò sàng lọc và định hướng đầu tư hiệu quả. Từ việc đối chiếu với yêu cầu pháp lý hiện hành, bài báo đã chỉ ra các tồn tại trong phân tích hiệu quả KT-XH trong ĐTXDCTGT, được minh họa qua hai dự án thực tế. Trên cơ sở phân tích nguyên nhân các tồn tại, bài báo nghiên cứu đề xuất các giải pháp về kỹ thuật và thể chế nhằm nâng cao chất lượng và tăng cường tính minh bạch trong quyết định đầu tư, hướng tới phát triển bền vững.

Bài báo còn một số hạn chế. Thứ nhất, phân tích định lượng mới dừng lại ở hai dự án điển hình, chưa đủ để khái quát cho toàn bộ các dự án giao thông. Thứ hai, số liệu sử dụng chủ yếu dựa vào báo cáo nghiên cứu khả thi, chưa có điều kiện đối chiếu với dữ liệu thực tế được kiểm chứng sau đầu tư. Thứ ba, một số lợi ích ngoại tác quan trọng như giảm phát thải khí CO₂, cải thiện an toàn giao thông và phân tích độ nhạy chưa được đề cập tương xứng. Trong nghiên cứu tiếp theo, tác giả đề xuất mở rộng phạm vi khảo sát, tiến hành đánh giá hậu đầu tư, cũng như ứng dụng các phương pháp định lượng nâng cao để lượng hóa toàn diện hơn tác động KT-XH của đầu tư hạ tầng giao thông.

6. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Luật Đầu tư công số 58/2024/QH15.
- [2] Luật Xây dựng số 50/2014/QH13 & Luật số 62/2020/QH14 (sửa đổi).
- [3] Nghị định số 40/2020/NĐ-CP quy định chi tiết một số điều của luật đầu tư công (39/2019/QH14).
- [4] Nghị định số 175/2024/NĐ-CP quy định chi tiết một số điều và biện pháp thi hành Luật Xây dựng về quản lý hoạt động xây dựng.
- [5] The World Bank. 2018. Public investment management in Viet Nam: Assessment and reform priorities for overcoming the bottlenecks.
- [6] Toczyńska, B. (2022). Financial and economic analysis of infrastructure transport projects with EU funds. *Journal of Finance and Financial Law*, 4(36), 35–47. <https://bibliotekanauki.pl/articles/27313629.pdf>.
- [7] Carlucci, F. (2024). Financing Transport Projects. International Institute for Sustainable Development (IISD). <https://www.iisd.org/system/files/2024-03/financing-transport-projects.pdf>.
- [8] European Investment Bank (2023). The economic appraisal of investment projects at the EIB. Luxembourg: EIB. <https://books.google.com/books?hl=en&lr=&id=WCe9EAAAQBAJ&oi=fnd&pg=PT5>.
- [9] Khong, T. D., Tong, Y. D., & Bui, L. T. H. (2023). Cost-Benefit Analysis and Model Preference of Public Transportation in Can Tho City, Vietnam. *Sustainability*, 15(9), 7247. <https://www.mdpi.com/2071-1050/15/9/7247>.
- [10] Dung, N. T. T., Yen, V. K., Luan, V. M., & Toan, N. Q. (2022). Socioeconomic analysis of investment projects to build urban drainage works with ODA of the World Bank in Vietnam. *International Journal of Economics and Finance Studies*, 14(1), 133–148. <https://sobiad.org/menuiscript/index.php/ijefs/article/view/1231>.
- [11] Toán. 2024. Vị thế của quyết định đầu tư xây dựng và vai trò của thẩm định dự án. *Tuyển tập hội nghị khoa học thường niên năm 2024*, ISBN: 978-604-82-8175.
- [12] T. Đ. Toán. 2025. Thẩm định dự án với vai trò nâng cao vị thế của quyết định đầu tư xây dựng. *Tạp chí Xây dựng* 05-205. Tr. 106-109.
- [13] OECD, 2025. OECD economic surveys: Viet Nam 2025, OECD publishing, Paris, <https://doi.org/10.1787/fb37254b-en>.
- [14] Nanyonjo, A. and Miklyaev, M., 2025. Transportation sector investment appraisal manual: An application case to Mozambique. pp.103. https://cri-world.com/publications/qed_dp_4635.pdf.
- [15] Carlucci, E., 2024. Financing transport projects. IISD, Canada. <https://www.iisd.org/system/files/2024-03/financing-transport-projects.pdf>.
- [16] 240/CQLXD-QLXD1. 2022. Báo cáo thẩm định BCNCKT dự án thành phần đoạn Hàm Nghi-Vũng Áng thuộc dự án đường bộ cao tốc Bắc-Nam phía Đông giai đoạn 2021-2025.
- [17] 236/CQLXD-QLXD3. 2022. Báo cáo thẩm định BCNCKT dự án thành phần đoạn Quy Nhơn - Chí Thạnh thuộc dự án đường bộ cao tốc Bắc - Nam phía Đông giai đoạn 2021 – 2025.

SOLUTIONS OF EROSION PREVENTION FOR THE MOUNTAINOUS AREAS OF VIETNAM

HIRAHARA Naoyuki¹, Nguyễn Hữu Phương¹, Lê Bá Vinh^{2,3*}, Tô Lê Hương^{2,3}

¹OKASAN LIVIC VIETNAM CO., LTD

² University of Technology, email: lebavinh@hcmut.edu.vn

³Vietnam National University Ho Chi Minh City

1. INTRODUCTION

Accelerated soil erosion is a common and environmentally damaging side effect of industrialization in mountainous areas. Researchers have extensively studied soil erosion for sustainable agriculture. Soil loss reduces crop yield, alters on-site and off-site hydrology, and causes potentially harmful off-site deposits [6]. The biggest disadvantages of farming on steep slopes are the mechanical, chemical, and biological alterations brought on by soil erosion [1]. Many landscapes have undergone substantial erosion in the past [2], and there are examples of mountain regions with long histories of soil loss all over the world [5]. To preserve farming potential and water resources, coordinated measures to prevent soil erosion are required.

One of the best ways to stop erosion from wind and rain is to maintain a dense vegetation cover on the ground [7]. But once erosion occurs, it becomes difficult for vegetation to take root, and the erosion continues. The two most crucial elements of soil conservation, when not feasible, are limiting chances for soil loss from the field and optimizing rainwater infiltration. Maintaining soil infiltration and water-holding capacities is a key objective of mountain soil conservation since low soil moisture is thought to be the primary factor limiting crop yield [4].

Despite the fact that soil conservation techniques are well-established and typically low-tech, they are rarely used everywhere because soil loss is a long-term issue that is frequently eclipsed by immediate issues like market pricing, fertilizer costs, and transportation expenses [9]. Politics, economics, and history all have an impact on land management policies and programs.

Erosion in mountainous, riverine, and coastal areas caused by rainfall and water flow has been a major problem, leading to both safety and economic impacts in Vietnam (Figure 1). When erosion is left unchecked, it can worsen and eventually lead to landslides and other disasters. In recent years, climate change has exacerbated the situation, and we are seeing an increasing trend in rainfall, which requires greater attention. Furthermore, the slopes in Vietnam are often unprotected, making them highly vulnerable to erosion and landslides. Slopes are inherently unstable and require reasonable stabilization measures.



Figure 1. Erosion damage worsening in Kon Tum, Vietnam [8]

2. SOLUTIONS OF EROSION PREVENTION FOR THE MOUNTAIN AREA

2.1. Causes of erosion

Since it is known that erosion is affected by the flow rate and speed of water currents, it is believed that in order to reduce or prevent erosion, it would be necessary to control the flow rate and speed of water. According to the Public Works Research Institute of Japan [9], it has been found that there is a certain relationship between the tensile breaking stress of soil and the critical velocity for erosion. Faster velocity results in stronger erosion. The direct cause of erosion is water flow. The volume and speed of surface runoff determine the degree of erosion. It is difficult to control the amount of rainfall, so controlling the flow rate is unrealistic. However, it may be possible to control the velocity. In other words, controlling velocity can help to prevent or delay erosion, which in turn helps to reduce landslide risks caused by erosion. It is important to note that landslides caused by groundwater are outside the scope of this paper.

2.2. Mechanism of erosion prevention

The mechanism of erosion prevention using the vegetation and the erosion prevention mat is similar, as shown in Figure 2. The erosion prevention mat consists of a two-layer structure as shown in Figure 3, with 10mm thick non-woven fabric layer called "WEB" and a reinforcing net. For the case (a) the grass and WEB act as a cushion to protect the slope from the impact of raindrops. For the case (b) the rainwater flows between the grass and through the WEB, slowing down the flow speed and thus preventing erosion. For the case (c), the grass and roots, together with the WEB and anchor pins, prevent the surface soil particles from detaching. Three effects work together to prevent erosion.

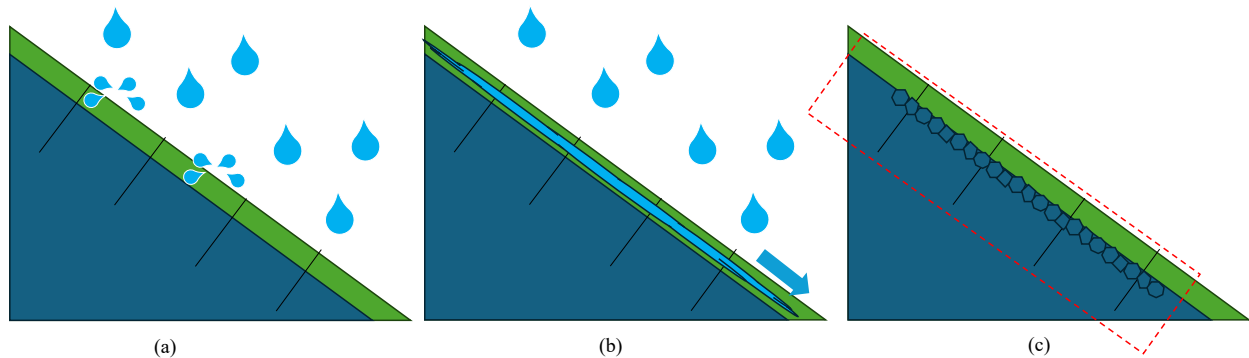


Figure 2. Mechanism of erosion prevention [8]

2.3. Erosion prevention by vegetation

Traditionally, vegetation was used to prevent some degree of erosion. However, with the increased land development and the effects of climate change, the erosion has outpaced the protective capacity of vegetation. As a result, after the erosion happened, it is very difficult for vegetation to take root, and the erosion continues to worsen. In Japan, concrete revetments etc.... are typically used for slope protection, but this solution is expensive and there are currently many areas where measures are not feasible in Vietnam.

2.4. Solution of erosion prevention by "TAKINO Filter" mat combined with drainage pipes

As an anti-erosion measure in Vietnam, the erosion prevention mat is proposed as a cost-effective solution. "TAKINO Filter" mat is a highly effective product with a proven track record in erosion prevention throughout Japan. It consists of a two-layer structure as shown in Figure 3, with 10mm thick non-woven fabric layer called "WEB" and a reinforcing net. The mat has a porosity of 98% and is very lightweight, as only 45g/m². "TAKINO filter" is divided into two types as Table 1 shows, MF type and SP type, depending on whether they contain seeds or not. The MF type contains nutrients and plant seeds, so it is expected to provide the same level of vegetation as a vegetation mat. The SP type does not contain seeds, so it relies on seeds flying in naturally to take root, or spray a vegetation base onto the slope and then install "TAKINO filter" on the vegetation base. If waiting until the flying seeds to take root, vegetation will be delayed, but as will be

described later, the multi-functional filter itself has an erosion prevention effect, so an environment that is easier for vegetation to grow than natural ground can be created. When importing multi-functional filters from Japan to Vietnam, it is thought that the SP type will basically be selected due to plant quarantine issues. The durability of the product is expected to be about 5 years, and once vegetation is established, the TAKINO filter will no longer be necessary. A new environmentally friendly product that is biodegradable and returns to nature in about five years has been developed and is being used in Japan.

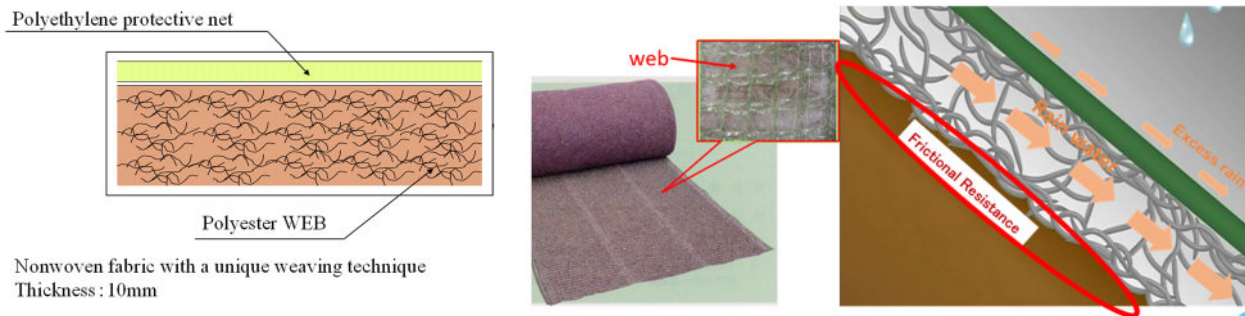


Figure 3. Erosion prevention mat "TAKINO Filter" [8]

The drainage pipe for the slope is a type of steel pipe, with drainage holes arranged along the pipe body, and the pipe head is processed to help it be inserted directly into the ground without drilling holes (see Figure 4). This is a solution that is constructed and installed in locations with high groundwater levels, thereby supporting and increasing the underground drainage capacity of the ground.

At the same location of the Takino mat project mentioned above, Okasan Livic Vietnam also conducted an application of the drainage pipe for the slope protection. The tested drainage pipe is manufactured in Vietnam with the aim of testing the feasibility of this drainage technique. Although rocks and gravel affected construction, the project was completed as planned and evaluated its effectiveness. Installing drainage pipes on slopes with high groundwater levels will help to lower the water level in the soil, thereby contributing to increasing the stability of the slope and limiting landslides.

Table 1. Standard of TAKINO Filter [8]

Type	Width (m)	Length (m)	Weight (g/m ²)	Note
SP	1	50	45	No seeds
MF	1	50	45	Contain seeds and nutrients

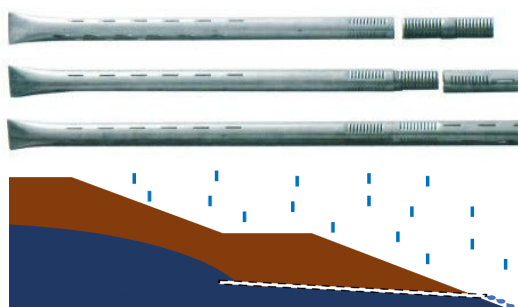


Figure 4. Drainage pipes used for the slope drainage [8]

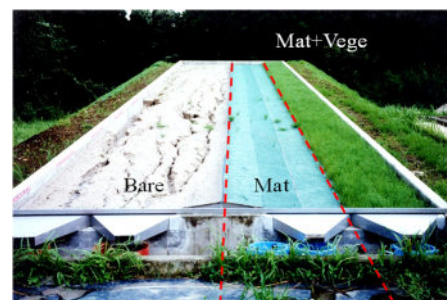


Figure 5. Erosion experiments on artificial embankment [3]

2.5. Test Results of the Erosion Prevention Mat

As shown in Figure 5, there are three artificial slopes: one bare slope, one slope with only the mat, and the other slope with the mat plus vegetation. These slopes were exposed to natural rainfall for three months, with a total rainfall of 2011mm. The soil eroded during the period was collected in a receiver placed at the bottom of the slope, and the weight of the eroded soil was measured.

The results are shown in Table 2, the bare slope had 2.3 tons of erosion. The slope with only the mat had only about 30kg of erosion, which is about 1/100th of the erosion on the bare slope. The slope with the mat and vegetation showed almost no erosion, with only 100g of erosion. This clearly demonstrated that the erosion prevention mat works effectively immediately after installation without vegetation establishment. As shown in Table 3, the results present velocity measurements on the surface of bare soil and inside the WEB of the mat. On the bare soil, the velocity increased from 8cm/s to 15cm/s over time, and this likely contributed to increased erosion. On the other hand, the velocity inside the mat remained steady at 4cm/s, which contributed to preventing erosion.

Table 2. Weight of eroded soil [3]

Bare	Mat	Mat + Vegetation
2,337 kg	29,9 kg	0,108 kg

Table 3. Flow velocity measurement results [3]

Time (minutes)	Flow Velocity (cm/s)	
	Bare	Mat
05	8,64	4,28
45	11,46	4,03
105	13,64	3,96
125	15,00	4,48

2.6. Difference Between Vegetation Mat and Erosion Prevention Mat

While vegetation mats and erosion prevention mats look similar, there is a clear difference. Vegetation mats are designed to promote the growth of plants. Therefore, once vegetation has grown, they provide significant erosion control. However, before the vegetation grows, the erosion control effect is weak. On the other hand, the erosion prevention mat can prevent erosion immediately upon installation, without waiting for vegetation to grow.

In an environment where climate change has been significant in recent years, the challenge lies in protecting slopes until vegetation becomes established.

3. TRIAL CASE OF EROSION PREVENTION FOR THE MOUNTAIN AREA IN VIETNAM

In order to investigate the effectiveness of the erosion prevention solution by “TAKINO Filter” mat combined with drainage pipes, a trial application of this solution was carried out in Vietnam. The location was at DT674 km12+300 in Sa Thay Ward, Kon Tum Province (see Figure 6). The area covered was approximately 500m². On-site, as shown in Figure 7, signs of erosion and landslides on the left side of the slope were first observed. After reshaping the right side of the slope, the erosion prevention mat was installed. The installation took three days to complete. The installation of erosion prevention mats is very simple. As shown in Figure 8, the workers, secured with harnesses and ropes, roll out the mats from the top of the slope to the bottom, securing them with anchor pins. Moreover, the drainage pipes were installed to enhance the drainage ability (see Figure 9, Figure 10, and Figure 11). As shown in Figure 12, the whole installation process was completed in August 2022. After 1 year and 3 months, the effectiveness of the mat was evaluated by Okasan Livic Vietnam, and Kon Tum Transport Department. As shown in Figure 13, the evaluation involved removing part of the mat to expose the soil surface. It can be found that the area without the mat experienced up to 16cm of erosion, while the areas with the mat showed no erosion. Moreover, plant growth beneath the Takino mat surface was examined as shown in Figure 14. Based on these results, the Kon Tum Transport Department issued a letter confirming the erosion prevention effectiveness of the TAKINO Filter. After the evaluation, no issues have been reported to date.

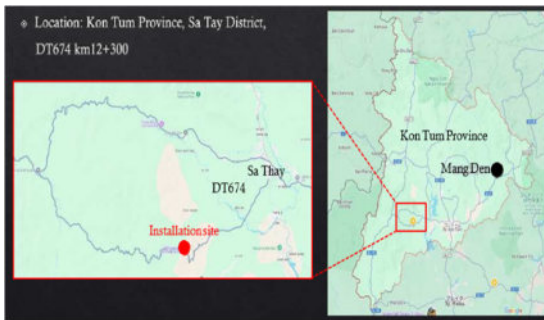


Figure 6. Location of trial case of TAKINO Filter mat [3]

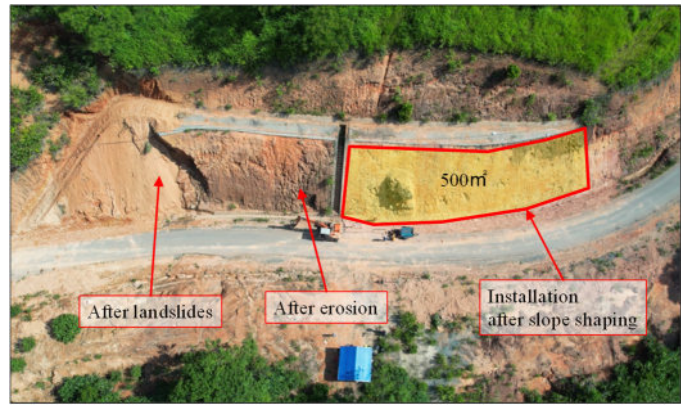


Figure 7. Trial Installation Case Study in Vietnam [3]



Figure 8. Installation of the Takino mat [3]



Figure 9. Installation of the drainage pipes [3]



Figure 10. Installation of the drainage pipes [3]



Figure 11. Installation of the drainage pipes [3]



Figure 12. Complete installation in August 2022 [3]

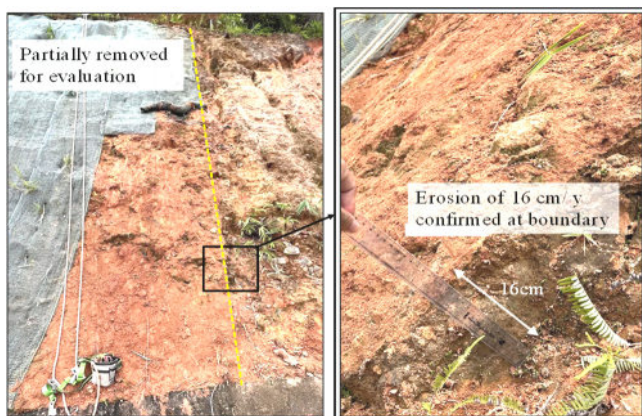


Figure 13. Evaluation of the erosion with and without Takino mat [3]



Figure 14. Check of plant growth under Takino mat surface [3]

4. CONCLUSION AND REMARKS

One of the causes of erosion damage in Vietnam is the lack of slope protection. Traditionally, vegetation has been used for erosion control; however, due to climate change, there are more cases where vegetation does not grow well. By applying a Japanese technology, the erosion prevention mat "TAKINO Filter" is a viable alternative solution. There is a difference between the vegetation mat and the erosion prevention mat. The erosion prevention mat can prevent erosion immediately after the installation whereas concrete barriers require a longer construction period. Also, its cost is much cheaper than other methods. A trial application of the erosion prevention mat in Kontum presented in this paper showed the applicability of this solution in Vietnam. However, more trial installations should be conducted in Vietnam to evaluate the effectiveness of Takino mat for the river and sea conditions.

Acknowledgement: We acknowledge Ho Chi Minh City University of Technology (HCMUT), VNU-HCM for supporting this study.

5. REFERENCES

- [1] Cook M. 1988. Soil conservation on steep lands in the tropics. In: Moldenhauer WC, Hudson NW, editors. Conservation Farming on Steep Lands. Ankeny, IA: Soil and Water Conservation Society and World Association of Soil and Water Conservation, pp 18–22.
- [2] Gómez N. 1988. Erosión y Conservación de Suelos en Ecuador. Quito: Surco, Editores Agropecuarios.
- [3] Hirahara Naoyuki. 2023. Report on demonstration experiment of "Erosion on prevention mat" in Kontum Province, Okasan Livic Viet Nam.
- [4] Hudson NW. 1981. Non technical constraints on soil conservation. In: Tingsanchali T and Eggers H, editors. South-East Asian Regional Symposium on Problems of Soil Erosion and Sedimentation. Bangkok: Asian Institute of Technology, pp 15–26.
- [5] McNeill JR. 1992. The Mountains of the Mediterranean World: An Environmental History. Cambridge: Cambridge University Press.
- [6] Pimentel D, Harvey C, Resosudarmo P, et al. 1995. Environmental and economic costs of soil erosion and conservation benefits. Science 267, pp 1117-1123.
- [7] Sanders DW. 1988. Soil and water conservation on steep lands: A summary of workshop discussions. In: Moldenhauer WC, Hudson NW, editors. Conservation Farming on Steep Lands. Ankeny, IA: Soil and Water Conservation Society and World Association of Soil and Water Conservation, pp 275–282.
- [8] Takino Filter Inc. 2024. Introduction of Takino Filter mat, Takino Inc, Feb. 7th, 2024.
- [9] The relationship between the critical erosion flow velocity and the soil's tensile failure stress. 1997. Civil Engineering Research Institute Report, No. 3489.

PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH CỦA NỀN ĐƯỜNG QUỐC LỘ 91B TRÊN NỀN ĐẤT YẾU ĐƯỢC XỬ LÝ BẰNG BẮC THẨM

Lê Bá Vinh^{1,2,*}, Nguyễn Văn Thành^{1,2}, Tô Lê Hương^{1,2}

¹*Trường Đại học Bách Khoa Tp.HCM, email: lebachinh@hcmut.edu.vn*

²*Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh*

1. GIỚI THIỆU

Khi thi công, xây dựng công trình đắp trên vùng đất yếu việc kiểm soát độ lún, độ ổn định của nền đất yếu là điều hết sức cần thiết, nó ảnh hưởng trực tiếp đến tốc độ thi công công trình, chất lượng công trình sau khi đưa vào sử dụng. Hiện nay thông thường trong tính toán thiết kế nền đắp người ta thường căn cứ vào số liệu địa chất và sử dụng phương pháp giải tích, hoặc sử dụng phương pháp mô phỏng thông qua chương trình phân tích theo phương pháp phần tử hữu hạn để dự báo, phân tích mức độ ổn định cho nền đắp từ đó đưa ra phương án thi công cho công trình [1], [2]. Trong bài báo sẽ phân tích, đánh giá ổn định của công trình đường quốc lộ 91B, tính theo phương pháp phần tử hữu hạn, và phương pháp phân tích ngược chuyển vị của nền đắp dựa vào các số liệu quan trắc hiện trường: Matsuo – Kawamura, và Tominaga – Hashimoto để nhằm tìm ra phương pháp đánh giá ổn định hiệu quả, phù hợp với điều kiện địa chất khu vực thành phố Cần Thơ, vùng đất yếu nằm trong khu vực đồng bằng sông Cửu Long.

2. CÁC PHƯƠNG PHÁP ĐÁNH GIÁ ỔN ĐỊNH CỦA NỀN ĐƯỜNG TRÊN NỀN ĐẤT YẾU ĐƯỢC XỬ LÝ BẰNG BẮC THẨM

Trong bài báo này sẽ phân tích, đánh giá ổn định của công trình đường trên nền đất yếu được xử lý bằng bắc thẩm, tính theo phương pháp phần tử hữu hạn, vốn khá phổ biến hiện nay do khả năng phân tích hiệu quả và nhanh chóng, từ đó so sánh với kết quả đánh giá tại hiện trường bằng phương pháp phân tích ngược chuyển vị của nền đắp dựa vào các số liệu quan trắc hiện trường.

2.1. Phương pháp phần tử hữu hạn

Với công trình đường trên nền đất yếu được xử lý bằng bắc thẩm, hiện nay có hai phương pháp mô phỏng bắc thẩm thông dụng:

2.1.1. Mô phỏng theo khối tương đương

Các bắc thẩm được cắm vào trong đất làm tăng nhanh quá trình cố kết thoát nước trong nền đất nên có thể xem vùng có bắc thẩm là vùng tương đương. Vùng tương đương này là vùng đất có các chỉ tiêu cơ lý như bình thường nhưng có hệ số thấm đứng tương đương k_{ve} rất lớn so với hệ số thấm đứng của đất bình thường. Theo tác giả J. Chai và các đồng sự [3]:

$$k_{ve} = (1 + \frac{2,26.l^2}{F.d_e^2} \cdot \frac{k_h}{k_v})k_v \quad (1)$$

với: k_h là hệ số thấm ngang của đất, k_v là hệ số thấm đứng của đất, l là chiều dài đường thoát nước, d_e là bán kính vùng ảnh hưởng bắc thẩm, $F \sim F_n$, trong đó:

$$F_n = \frac{n^2}{n^2 - 1} (\ln(n) - \frac{3}{4} + \frac{1}{4n^2}) \quad \text{và} \quad n = d_e / d_w$$

2.1.2. Mô phỏng bằng phần tử drain

Đối với các chương trình Plaxis [4] phiên bản từ 8.x trở lên, phần tử drain (drain element) được đưa vào chương trình nhằm định nghĩa các vị trí mà áp lực nước lỗ rỗng thặng dư bằng không.

Vì vậy nó có thể được sử dụng nhằm mô phỏng cho bậc thấm, bậc thấm có thể coi như một đường thấm lý tưởng (do khả năng thoát nước trong giếng rất lớn nên nước được coi là thoát ngay lập tức).

Vùng ảnh hưởng về thoát nước xung quanh bậc thấm sẽ được quy đổi thành vùng địa chất tương đương có chỉ tiêu cơ lý như đất tự nhiên và có hệ số thấm theo được xác định như công thức (2) và (3) (theo Indraratna và Redana [5]). Công thức nhằm xét đến ảnh hưởng của vùng xáo trộn:

$$k_{he} = \frac{\beta k_h}{\left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_h}{k_s}\right) \ln(s) - 0,75 - \alpha \right]} \quad (2)$$

$$k_{ve} = \frac{\beta k_v}{\left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_v}{k_s}\right) \ln(s) - 0,75 - \alpha \right]} \quad (3)$$

Với $\alpha = \frac{2}{3} \frac{(n-s)^3}{(n-1)n^2}$ và $\beta = \frac{2}{3} \frac{(s-1)}{(n-1)n^2} [3n(n-s-1) + (s^2 + s + 1)]$, trong đó $n = \frac{d_e}{d_w}$ và $s = \frac{d_s}{d_w}$.

Theo Indraratna và các cộng sự [5] thì độ cô kết trung bình U của nền tại mọi thời điểm trong hệ tọa độ đối xứng trục và hệ tọa độ phẳng là như nhau (Hình 1). Vì vậy theo Indraratna và các cộng sự [5], hệ số thấm của nền trong hệ phẳng sẽ được tính theo hệ số thấm trong hệ đối xứng trục theo công thức:

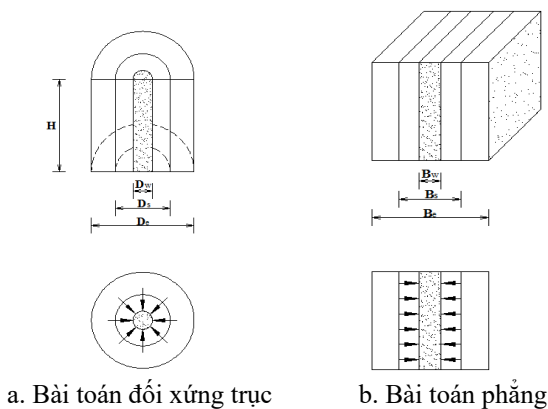
$$\frac{k'_h}{k_{he}} = \frac{\pi}{6 \left[\ln\left(\frac{d_e}{d_s}\right) + \left(\frac{k_{he}}{k_s}\right) \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) - 0,75 \right]} \quad (4)$$

$$\frac{k'_v}{k_{ve}} = \frac{\pi}{6 \left[\ln\left(\frac{d_e}{d_s}\right) + \left(\frac{k_{ve}}{k_s}\right) \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) - 0,75 \right]} \quad (5)$$

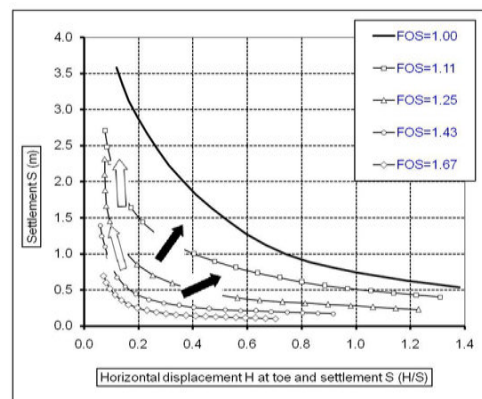
Với k_{he}, k_{ve} là hệ số thấm trong hệ đối xứng trục; k'_h, k'_v là hệ số thấm trong hệ phẳng.

Khi sử dụng phần mềm Plaxis ngoài việc tính toán quá trình cô kết của đất nền thì còn có thể tính toán ổn định nền theo phương pháp làm suy giảm sức kháng cắt của đất nền (Phi-C reduction). Theo đó, các thông số độ bền kháng cắt ϕ và c của đất được cho giảm liên tục cho đến khi xuất hiện sự phá hoại trượt của đất nền. Khi đó hệ số ổn định chống trượt của nền đất là:

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\text{sức kháng cắt ban đầu}}{\text{sức kháng cắt tại thời điểm phá hoại}} \quad (6)$$



Hình 1. Sơ đồ bài toán phẳng tương đương của bậc thấm (Indraratna và Redana) [5]



Hình 2. Biểu đồ đánh giá ổn định nền theo Matsuo-Kawamura [6]

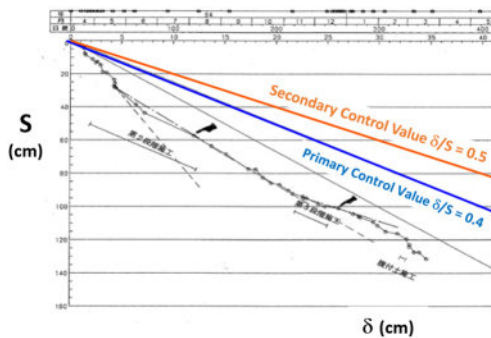
2.2. Phương pháp phân tích ngược đánh giá độ ổn định của nền dựa vào số liệu quan trắc

2.2.1. Phương pháp Matsuo-Kawamura

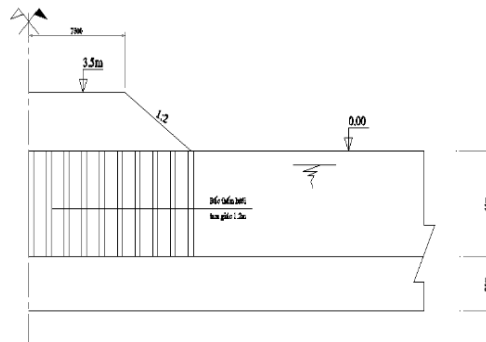
Đã có một nghiên cứu của tác giả Matsuo và các đồng sự [6] về vấn đề ổn định nền đắp trên nền đất yếu. Đây là một công trình nghiên cứu được công bố rộng rãi và đưa vào ứng dụng rộng rãi tại Nhật Bản và nhiều nước khác. Theo tác giả thì: sự phá hoại nền đắp có thể được dự báo trước dựa vào tiến trình chuyển vị của các chuyển vị trong đất. Việc xác định mối quan hệ giữa chuyển vị đứng và chuyển vị ngang trong nền đất trong quá trình đắp tải sẽ cho các đánh giá về ổn định của nền. Khi xuất hiện hiện tượng chuyển vị ngang nhanh hơn so với chuyển vị đứng thì nền bắt đầu có hiện tượng phá hoại. Và mối quan hệ này được thể hiện như biểu đồ trên Hình 2. Với S và H lần lượt là chuyển vị theo phương đứng và phương ngang của nền. Hệ số an toàn về ổn định trượt trong đắp gia tải FOS có các giá trị khác nhau ứng với các đường khác nhau trong đồ thị của phương pháp này.

2.2.2. Phương pháp Tominaga-Hashimoto

Dựa trên các số liệu quan trắc tại các công trình ở Nhật, người ta xây dựng được đồ thị với 2 đường giới hạn như trên Hình 3. Đây là phương pháp thể hiện mối quan hệ giữa chuyển vị đứng và chuyển vị ngang của nền đất. Trong trường hợp nếu tốc độ của chuyển vị ngang lớn hơn của chuyển vị đứng điều đó cho thấy nền có nguy cơ không ổn định và phá hoại trượt. Trường hợp nếu tốc độ chuyển vị đứng xảy ra nhanh hơn chuyển vị ngang thì điều này cho thấy nền lún do có kết.



Hình 3. Biểu đồ đánh giá ổn định nền theo Tominaga-Hashimoto [7]



Hình 4. Mặt cắt ngang đại diện công trình quốc lộ 91B

Trên đồ thị Hình 3 có thể thấy:

- Đường có nguy cơ trượt: $\delta/S = 0,4$
- Đường sẽ bị trượt: $\delta/S = 0,5$

Với δ là chuyển vị ngang của nền, S là chuyển vị đứng của nền.

3. PHÂN TÍCH, ĐÁNH GIÁ ỔN ĐỊNH CỦA NỀN ĐẤT YẾU DƯỚI NỀN ĐƯỜNG QUỐC LỘ 91B

3.1. Mô tả dự án

Công trình đường quốc lộ 91B từ điểm đầu tuyến giao với đường 30/4, ở trung tâm thành phố Cần Thơ, đến điểm cuối tuyến giao với quốc lộ 91 có tổng chiều dài 15,793 km. Công trình đắp có bề rộng mặt đường 15m, bề rộng nền đường 35m trên nền đất yếu có chiều dày lớp đất yếu là 14m, được xử lý bậc thấm với chiều dài $L = 14\text{m}$, tiết diện $100\text{mm} \times 4\text{mm}$, khoảng cách bậc thấm là 1,2m được thể hiện trên hình 4.

3.2. Đặc điểm địa chất

Từ mặt nền hiện hữu đến độ sâu khảo sát, địa tầng gồm 2 lớp được tóm tắt trong bảng 1.

3.3. Mô hình phân tích

Công trình được mô phỏng với phần mềm Plaxis 2D trong hệ toạ độ phẳng (plane strain) với phần tử 15 nút (15-node element) như Hình 5. Do tính đối xứng của mô hình nên chỉ tiến hành mô phỏng cho 1/2 mô hình với chiều sâu là 30m. Ngoài ra mô hình được xét thêm 75m chiều rộng tính

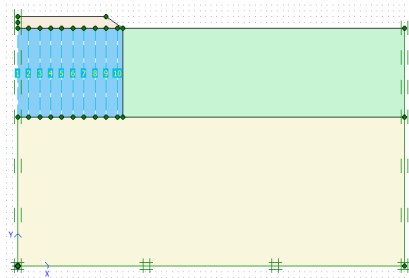
từ mép ngoài của mái dốc nhằm đảm bảo điều kiện biên của nền. Có 10 trường hợp tính toán với các chiều cao đắp khác nhau (bảng 2) để phân tích. Nền đất yếu được xử lý bằng bác thấm được mô phỏng bằng phần tử drain.

Bảng 1. Chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất

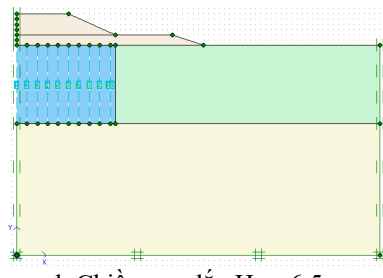
Các chỉ tiêu	Ký hiệu	Đơn vị	Lớp 1 Bùn sét xám xanh	Lớp 2 Sét xám xanh, nâu vàng
Bề dày		m	14	20
Dung trọng tự nhiên	γ	kN/m ³	14,7	19
Dung trọng bão hoà	γ_{bh}	kN/m ³	14,7	19
Hệ số thấm đứng	k_y	m/day	$3,18 \cdot 10^{-7}$	$3,162 \cdot 10^{-5}$
Hệ số thấm ngang	k_x	m/day	$6,36 \cdot 10^{-7}$	$8,853 \cdot 10^{-5}$
Modun biến dạng	E_{ref}	kN/m ²	812	2500
Hệ số poisson	ν		0,3	0,3
Lực dính	c_{ref}	kN/m ²	6,6	30,8
Góc ma sát trong	ϕ	(°)	3°53'	13°52'

Bảng 2. Các trường hợp tính toán với chiều cao đắp khác nhau.

Chiều cao đắp	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	H9	H10
Đơn vị (m)	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5



a. Chiều cao đắp H = 2m



b. Chiều cao đắp H = 6,5m

Hình 5. Mô hình phân tích công trình đường quốc lộ 91B

3.4. Kết quả tính toán

3.4.1. Phương pháp phần tử hữu hạn

Kết quả tính toán ổn định trượt tổng thể của nền với hệ số ổn định M_{sf} cụ thể ứng với các chiều cao đắp tải H khác nhau được trình bày ở bảng 3. Theo đó, khi gia tăng chiều cao đắp tải H đến 6m thì nền bị mất ổn định (ứng với các kết quả $M_{sf} < 1$).

Bảng 3. Kết quả tính toán hệ số ổn định nền cho các chiều cao đắp khác nhau

H(m)	2m	2,5m	3m	3,5m	4m	4,5m	5m	5,5m	6m	6,5m
M_{sf}	1,725	1,428	1,267	1,131	1,041	1,123	1,048	1,031	<1	<1

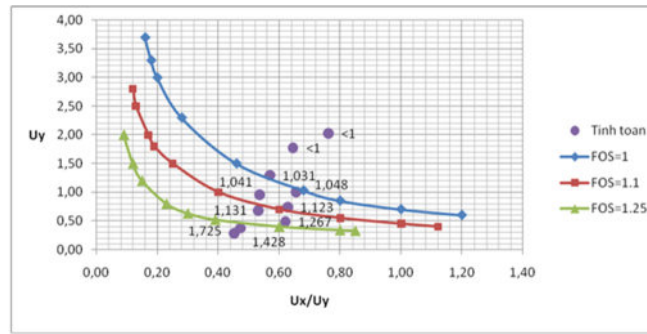
3.4.2. Phương pháp phân tích ngược dựa vào số liệu quan trắc

3.4.2.1 Phân tích theo phương pháp Matsuo-Kawamura

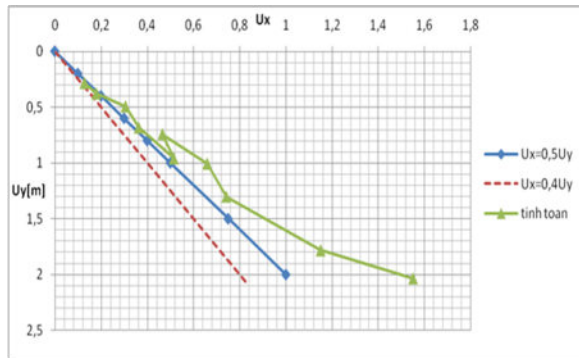
Dựa trên các số liệu chuyển vị đứng (U_x) và chuyển vị ngang (U_y) quan trắc tại công trình đường quốc lộ 91B (bảng 4), tiến hành phân tích ngược theo phương pháp Matsuo - Kawamura được các điểm biểu thị chuyển vị nền như Hình 6.

Bảng 4. Kết quả chuyển vị nền quan trắc tại công trình đường quốc lộ 91B

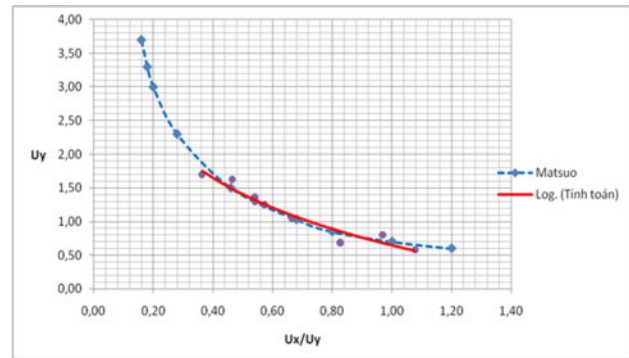
H(m)	2m	2,5m	3m	3,5m	4m	4,5m	5m	5,5m	6m	6,5m
U_x (m)	0,127	0,178	0,305	0,362	0,514	0,465	0,659	0,741	1,150	1,550
U_y (m)	0,281	0,376	0,491	0,681	0,958	0,743	1,004	1,300	1,780	2,330
U_x/U_y	0,452	0,473	0,621	0,532	0,537	0,628	0,656	0,570	0,646	0,762



Hình 6. Phân tích ngược chuyển vị nền quan trắc tại quốc lộ 91B theo Matsuo – Kawamura.



Hình 7. Phân tích ngược chuyển vị nền quan trắc tại quốc lộ 91B theo Tominaga – Hashimoto



Hình 8. Đường “ổn định” FOS=1 theo tính toán và theo Matsuo

3.4.2.2 Phân tích theo phương pháp Tominaga-Hashimoto

Cũng dựa trên các số liệu chuyển vị đứng (U_x) và chuyển vị ngang (U_y) quan trắc tại công trình đường quốc lộ 91B (bảng 4), tiến hành phân tích ngược theo phương pháp Tominaga-Hashimoto được các điểm biểu thị chuyển vị nền như Hình 7.

Nhận xét:

Với các trường hợp $M_{sf} < 1$ tức là khi nền bị mất ổn định thì các điểm tính toán đều nằm phía ngoài, bên trên đường FOS=1.0 của Matsuo điều này cho thấy kết quả tính toán khi nền bị trượt là phù hợp với biểu đồ của Matsuo. Với các trường hợp khi hệ số ổn định nằm trong khoảng 1,0 đến 1,1 nhận thấy có một vài điểm nằm tiệm cận ngoài đường FOS=1 của Matsuo điều này cho thấy kết quả tính toán có một khoảng sai lệch so với biểu đồ Matsuo. Tuy nhiên khoảng sai lệch không lớn có thể chấp nhận được. Với các điểm có hệ số ổn định > 1.25 có một điểm nằm ngoài đường FOS=1.25 của Matsuo, tuy nhiên điểm sai lệch này rất nhỏ, có thể chấp nhận được điều này cho thấy kết quả tính toán được khá chính xác và phù hợp với của Matsuo.

Theo hình 7 tại những điểm có $M_{sf} < 1$ thì vượt xa đường giới hạn $U_x = 0,5U_y$. Điều đó cho thấy kết quả tính toán phù hợp với biểu đồ Tominaga-Hashimoto. Nhìn trên biểu đồ ta nhận thấy các điểm $M_{sf} > 1$ nằm trên đường $U_x = 0,5U_y$ điều đó cho thấy kết quả tính toán tương đối phù hợp với biểu đồ Tominaga-Hashimoto. Tuy nhiên vẫn còn một vài điểm có một sự sai lệch nhỏ của kết quả tính toán so với đường chuẩn $U_x = 0,5U_y$ của Tominaga-Hashimoto.

3.4.3. Xác định giới hạn ổn định nền đắp theo phương pháp Matsuo với điều kiện địa chất đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL)

Tiếp theo sau phương pháp Matsuo-Kawamura, tiến hành xây dựng một đường đánh giá ổn định dựa vào điều kiện địa chất của công trình quốc lộ 91B và một số công trình khác ở khu vực ĐBSCL. Để làm được điều này, tiến hành tính toán lại hệ số ổn định cho tất cả các trường hợp đã tính toán như bảng 5, nếu thấy trường hợp nào hệ số ổn định M_{sf} gần bằng 1 thì sẽ tiến hành bước tiếp theo là thay đổi chiều cao đắp gia tải và tính lại hệ số ổn định. Nếu hệ số ổn định M_{sf} gần bằng 1 (cho phép sai lệch 0,05) thì sẽ tính toán lại giá trị chuyển vị đứng U_y và giá trị chuyển vị ngang U_x lớn nhất của nền ngay sau khi đắp tải. Từ các giá trị này vẽ một đường giống như phương pháp Matsuo như hình 8. Nhận thấy trên biểu đồ đường FOS=1 do tính toán dựa vào các số liệu địa chất

đường Quốc Lộ 91B gần đúng với biểu đồ nguyên thủy do Matsuo-Kawamura xây dựng. Như vậy dựa vào điều kiện địa chất của ĐBSCL và phương pháp phần tử hữu hạn cũng có thể xây dựng được đường giới hạn ổn định cho nền đắp theo phương pháp của Matsuo.

Bảng 5. Kết quả tính toán ổn định với các trường hợp và chuyển vị nền tương ứng

M_{sf}	1,029	1,009	1,017	1,026	1,038	1,031	1,019	1,007	0,988
U_x	0,631	0,778	0,615	0,704	0,568	0,697	0,715	0,734	0,755
U_y	0,585	0,804	1,695	1,301	0,688	1,048	1,250	1,361	1,626
U_x/U_y	1,077	0,968	0,363	0,541	0,826	0,655	0,572	0,540	0,464

4. KẾT LUẬN

Từ các kết quả phân tích ổn định công trình đường trên nền đất yếu được xử lý bằng bác thăm cho phép rút ra một số kết luận như sau:

- Trong quá trình thi công đắp tải có thể dựa vào số liệu quan trắc chuyển vị ngang và chuyển vị đứng của nền đất để kiểm soát ổn định của nền theo phương pháp Matsuo - Kawamura và phương pháp Tominaga-Hashimoto. Trong hai phương pháp này, thì phương pháp Matsuo - Kawamura có cải tiến hơn phương pháp Tominaga - Hashimoto, giúp đánh giá tình trạng ổn định của nền một cách trực quan hơn. Đặc biệt, phương pháp Matsuo - Kawamura đã chỉ ra được đường giới hạn có hệ số an toàn $FOS = 1$, từ đây giúp kiểm soát trạng thái ổn định của nền một cách chặt chẽ.

- Qua đây, cũng nhận thấy rằng bước đầu có thể áp dụng phương pháp Matsuo – Kawamura, và phương pháp Tominaga - Hashimoto cho các công trình có điều kiện địa chất tương tự ở đồng bằng sông Cửu Long. Cũng cần có nhiều nghiên cứu thêm nữa cho nhiều công trình khác nhau để có thể đánh giá kiểm chứng lại khả năng áp dụng của hai phương pháp trên trong điều kiện địa chất ở vùng đồng bằng sông Cửu Long.

- Có thể áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn để phân tích và tính toán ổn định cho công trình đắp trên nền đất yếu xử lý bằng bác thăm ở vùng đồng bằng sông Cửu Long, những kết quả bước đầu của phương pháp phần tử hữu hạn là tương đồng với kết quả của phương pháp phân tích ngược theo Matsuo – Kawamura (thể hiện ở hình 6, 7 và 8).

Lời cảm ơn: Chúng tôi xin cảm ơn Trường Đại học Bách khoa, ĐHQG-HCM đã hỗ trợ cho nghiên cứu này.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] L. B. Vinh and G. Imai, New design method of short vertical drains to improve a soft clayey ground in the Mekong Delta, Proc. of the international symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice, IS-Yokohama 2000, Japan, Vol. 1, pp. 543-548, 2000.
- [2] S. Leroueil, Embankments on Soft Clays, in CIGMAT, Houston, Texas, 2006.
- [3] J. Chu, D. Bergado, E. Shin and J. Chai, Embankments on soft ground and ground improvement, in GEOSYNTHETICS ASIA, Bangkok, Thailand, 2012.
- [4] PLAXIS 2D - Plaxis, Plaxis, [Online]. Available: <https://www.plaxis.com/product/plaxis-2d/>, 2017.
- [5] B. Indraratna, C. Bamunawita, I. W. Redana, G. McIntosh., Modelling of prefabricated vertical drains in soft clay and evaluation of their effectiveness in practice. Proc. Of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement, Vol. 7, Issue 3, pp. 127-137, 2003.
- [6] Matsuo, M., and Kawamura, K., Diagram for construction of embankment on soft ground, Soils and Foundations, 17 (3), pp. 37-52, 1977.
- [7] H. Todo, T. Sagae, M. Yamaguchi and Y. Chandra, Comparison of Stability Control Methods for Embankments on Soft Ground in Southeast Asia, in Twelfth Southeast Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur, Malaysia, 1996.
- [8] Nguyễn Văn Thành, Nghiên cứu đánh giá ổn định và biến dạng của đường đắp trên nền đất yếu có xử lý giếng cát, bác thăm ở ĐBSCL, Luận văn Thạc sĩ, Đại học Bách khoa Tp.Hồ Chí Minh, 2013.
- [9] Tiêu chuẩn Việt Nam, 22TCN 262-2000, Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu - tiêu chuẩn thiết kế, 2000.

THIẾT KẾ KHU THÍ NGHIỆM ĐỘNG NGHIÊN CỨU RỪNG NGẬP MẶN LAI HÒA - VĨNH CHÂU, CẦN THƠ

Lê Hải Trung¹, Trương Hồng Sơn¹, Đào Hoàng Tùng², Phan Khánh Linh¹

¹*Trường Đại học Thủy lợi, email: trung.l.h@tlu.edu.vn*

²*Trường Đại học Tài nguyên và Môi trường Hà Nội*

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Trong những thập kỷ gần đây, tình trạng xói lở bờ biển ở khu vực Đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL) đang diễn biến ngày càng nghiêm trọng, có những nơi lên tới 30 - 40 m mỗi năm. Hiện tượng xói lở các vùng ven biển thường được ghi nhận cùng với sự suy thoái của hệ sinh thái rừng ngập mặn. Các quá trình tự nhiên như mực nước biển dâng, thay đổi lưu lượng, sóng, dòng chảy và nguồn cung bùn cát kết hợp với những tác động từ con người như khai thác cát, nước ngầm, mở rộng đô thị có khả năng làm gia tăng các quá trình xói lở này. Một trong những giả thiết khoa học liên quan đến quá trình tương tác giữa các yếu tố này là hiện tượng "co hẹp hệ sinh thái rừng ngập mặn" (mangrove squeeze), được ghi nhận tại nhiều khu vực dọc bờ đông ĐBSCL [1], [2]. Ngoài ra, những ảnh hưởng trực tiếp từ các dạng công trình bảo vệ "cứng", bao gồm các hệ thống đê, đập phá sóng hoặc đê rồng [3], và tường mềm (như ở Cà Mau) [4]–[7] cũng được nhìn nhận như nguyên nhân gián tiếp gây thu hẹp bờ biển và hệ sinh thái rừng ngập mặn.

Khi mực nước biển trung bình nhiều năm tăng lên, đường bờ và hệ sinh thái đất ngập nước thường có khả năng thoái lui về phía đất liền. Tuy nhiên, việc xây dựng các công trình và ao nuôi thủy hải sản sát với rừng ngập mặn đã vô tình chung giới hạn không gian dịch chuyển của hệ thống tự nhiên. Việc thiếu hụt không gian, đặc biệt trong bối cảnh sụt lún đất ngày càng gia tăng, khiến rừng ngập mặn ngày càng bị co hẹp về bề rộng, và không còn khả năng giữ được trầm tích cần thiết để thích ứng duy trì và phát triển. Kết quả là, các dải rừng ngập mặn ven biển này bị suy thoái và xói lở ở khu vực bờ biển tương ứng ngày một mạnh hơn [8], [9].

Một trong những rào cản lớn nhất khi nghiên cứu quá trình xói lở và suy thoái rừng ngập mặn ở ĐBSCL là việc thiếu dữ liệu giám sát, quan trắc thực tế trong thời gian đủ dài. Nhìn chung, các quá trình dao động mực nước sóng, gió, dòng chảy, và trầm tích ở các vị trí phía trong rừng, trong các khu vực bãi triều ngập nước ngay trước rừng và ở các khu vực thềm phía xa bờ chưa được giám sát và quan trắc. Các chiến dịch đo đạc trước đây, thường được phân bố rải rác, thiếu thống nhất và nằm ở các vị trí nằm ngoài các khu vực cốt lõi này.

Bên cạnh đó, các vấn đề liên quan đến sự suy thoái của các dải rừng ngập mặn và xói lở bờ biển vốn không chỉ giới hạn trong các nguyên nhân tự nhiên, mà còn bởi các tác động của con người như khai thác nước ngầm, nuôi trồng thủy hải sản, hay khai thác cát. Thực tiễn đặt ra những yêu cầu về xây dựng các cơ chế quản lý tích hợp, dựa trên bằng chứng khoa học, có sự tham gia của cộng đồng địa phương và tính đến các tác động dài hạn của biến đổi khí hậu nhằm đảm bảo tính bền vững cho các hệ sinh thái rừng ngập mặn và vùng ven biển ĐBSCL.

Như một nỗ lực giải quyết phần nào những thách thức nêu trên, dự án Mangroves Living Lab được hình thành nhằm (1) tăng cường hiểu biết và tri thức khoa học thông qua các chiến dịch đo đạc thực địa, giám sát dài hạn và triển khai đa dạng các thí nghiệm nghiên cứu; và (2) thúc đẩy đối thoại liên ngành và đồng kiến tạo giải pháp giữa các bên liên quan. Một trong những hoạt động quan trọng của dự án là thu thập bổ sung thêm bộ dữ liệu cần thiết về các quá trình thủy động lực, hình thái và vận chuyển trầm tích, qua đó giúp nâng cao hiểu biết về vai trò của rừng ngập mặn ở ĐBSCL.

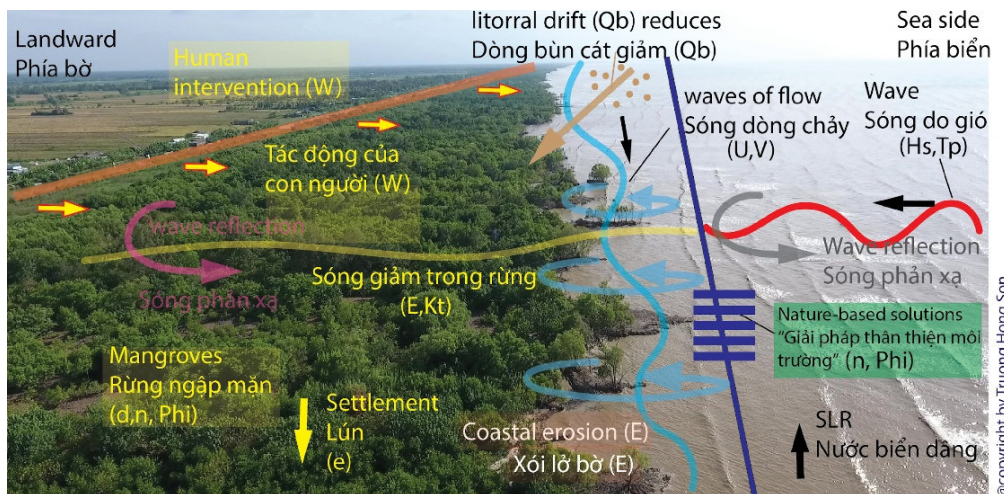
Trong khuôn khổ chức năng thứ nhất, bài báo này sẽ trình bày cơ sở khoa học, thiết kế và định hướng triển khai một khu thí nghiệm động tại rừng ngập mặn xã Lai Hòa và phường Vĩnh Châu,

Cần Thơ. Bài báo cũng giới thiệu một số hoạt động đo đạc thực tiễn liên quan trực tiếp đến các mục tiêu đo đạc và tìm hiểu về các quá trình thủy động lực học hình thái vùng bờ - rừng ven biển đông vùng ĐBSCL.

2. KHÁI NIỆM VÀ CÁCH TIẾP CẬN

Khu “thí nghiệm động rừng ngập mặn” (Mangroves Living Lab) đóng vai trò như một nền tảng giúp kết nối các bên liên quan như cộng đồng người dân, chính quyền và các nhà khoa học quan tâm. Cơ sở là cùng tiến hành các hoạt động đo đạc, phân tích và thử nghiệm để giải quyết các thách thức mang tính liên ngành từ thủy động lực học, hình thái, tới sinh thái môi trường và kinh tế - xã hội. Thuật ngữ “động” có thể được hiểu là i/ các yếu tố hoàn toàn tự nhiên ở trạng thái động khi tiến hành quan trắc, đo đạc; ii/ không gian thí nghiệm có thể được thiết lập và tiến hành nghiên cứu ở các vị trí khác nhau, linh động.

Cách tiếp cận tổng quát là xây dựng một nền tảng và một bộ kiến thức tổng hợp liên quan, cùng với các bài học kinh nghiệm dựa trên các đợt khảo sát, đo đạc thực địa trong các khu vực rừng ngập mặn ở ĐBSCL, đồng bằng sông Hồng. Trên cơ sở này, nguyên nhân xói lở và suy thoái sẽ được giải thích, làm rõ trên cơ sở khoa học. Đây là các luận cứ quan trọng để tiến hành đề xuất và thử nghiệm các giải pháp công trình – phi công trình, xanh – xám tích hợp trong các chiến lược quy hoạch và quản lý đới bờ của vùng một cách thống nhất hơn.



Hình 1. Khu vực rừng ngập mặn ven biển chịu tác động của rất nhiều yếu tố phức tạp gồm thủy động lực học – bùn cát cùng các hoạt động dân sinh

Hình 1 minh họa khái quát các quá trình vật lý có khả năng chi phối các xu hướng động lực học và hình thái của hệ thống bờ biển - rừng ngập mặn nói chung và ở ĐBSCL nói riêng. Các quá trình có thể kể đến bao gồm quá trình dao động mực nước triều, quá trình sóng tới tiếp cận bờ và rừng, sóng phản xạ với công trình, rừng, sóng vỡ và giải phóng năng lượng ở ven rừng, các quá trình dòng chảy do triều, do sóng và do dòng hải dương, cùng với các dòng vận chuyển bùn cát ven bờ. Cần lưu ý rằng tất cả các quá trình này không chỉ có diễn biến thay đổi về mặt không gian (từ xa bờ, tới khu vực gần bờ và trước rừng, tới trong rừng) mà còn thay đổi có chu kỳ theo thời gian (theo mùa, theo năm). Trong ba năm triển khai dự án, chúng tôi xác định hai câu hỏi nghiên cứu chính gồm:

Câu hỏi 1 – Những điều kiện thuận lợi nào hỗ trợ cho sự phát triển của cây ngập mặn, xem xét về khoảng cách, mặt cắt địa hình, đặc điểm bùn cát trong phạm vi giữa mực nước biển trung bình (MSL) và mực nước cao nhất thời kỳ triều cường (HHWS)?

Câu hỏi 2 – Sự biến đổi về các lực thủy động, chủ yếu gồm mực nước, sóng, và dòng chảy, ảnh hưởng như thế nào tới xu hướng lắng đọng bùn cát và sự tái sinh cây ngập mặn?

Nhiều nghiên cứu trước đây thường xem xét sóng, dòng chảy và các cấu trúc giảm sóng một cách riêng rẽ; và đặc biệt quan tâm tới quá trình suy giảm sóng qua rừng ngập mặn. Tuy nhiên, cách tiếp cận này chưa thể phản ánh đầy đủ cách các quá trình đó tương tác và kết hợp với nhau trong thực tế, vốn là yếu tố quyết định đến sự tồn tại, phát triển hoặc suy thoái của hệ sinh thái rừng ngập mặn.

3. THIẾT KẾ KHU THÍ NGHIỆM ĐỘNG RỪNG NGẬP MẶN VĨNH CHÂU

Nhiều đợt điều tra thực địa đã được thực hiện nhằm thu thập bổ sung minh chứng cho những hiểu biết, cập nhật hiện trạng hệ sinh thái rừng ngập mặn ven biển ở cả hai vùng đồng bằng sông Hồng và sông Mekong. Đánh giá đa tiêu chí được áp dụng nhằm lựa chọn vị trí triển khai khu thí nghiệm động về vấn đề nghiên cứu, khả năng tiếp cận, hậu cần, mức độ khả thi và khó khăn triển khai lắp đặt thiết bị khảo sát.

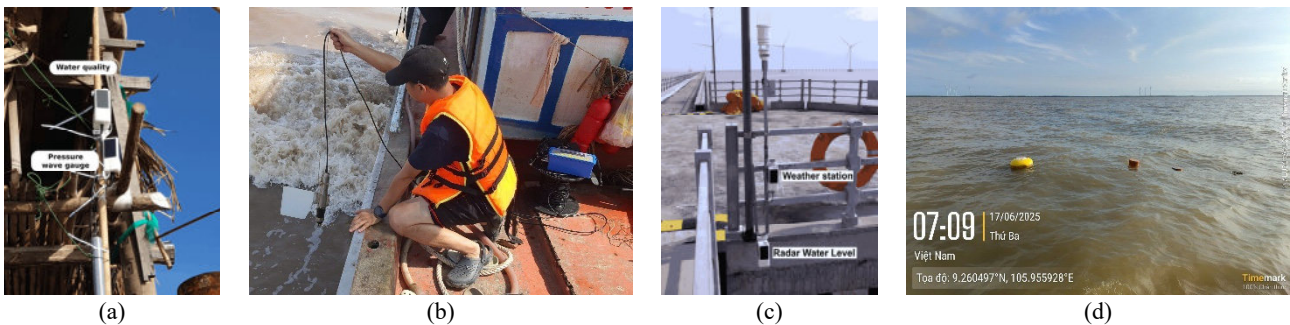
3.1. Quá trình chuẩn bị

Tháng 12/2023, một chuyến thực địa đầu tiên đã được thực hiện nhằm khảo sát, đánh giá tổng quan khu vực ven biển của năm tỉnh Tiền Giang, Bến Tre, Trà Vinh, Sóc Trăng và Bạc Liêu. Trong năm 2024, nhiều đợt thực địa khác nhau đã được tiến hành vào tháng III, IV và IX ở Bạc Liêu, Sóc Trăng, Trà Vinh, Bến Tre và tháng II, IV ở Hải Phòng, tháng VII ở Ninh Bình.



Hình 2. Hiện trạng rừng ngập mặn ven biển và các giải pháp bảo vệ, hỗ trợ RNM ven biển ĐBSCL

Bên cạnh đó, một số đợt khảo sát thử nghiệm đã được tổ chức với thời gian đo tối thiểu bảy (07) ngày đêm. Mỗi đợt có thể bao gồm các yếu tố đo đạc khác nhau; không đồng nhất do những vấn đề về hậu cần, phương tiện di chuyển, đặc điểm khu vực, tuy vậy, các yếu tố về thủy hải văn, gồm sóng, dòng chảy và mực nước sẽ luôn được ưu tiên.



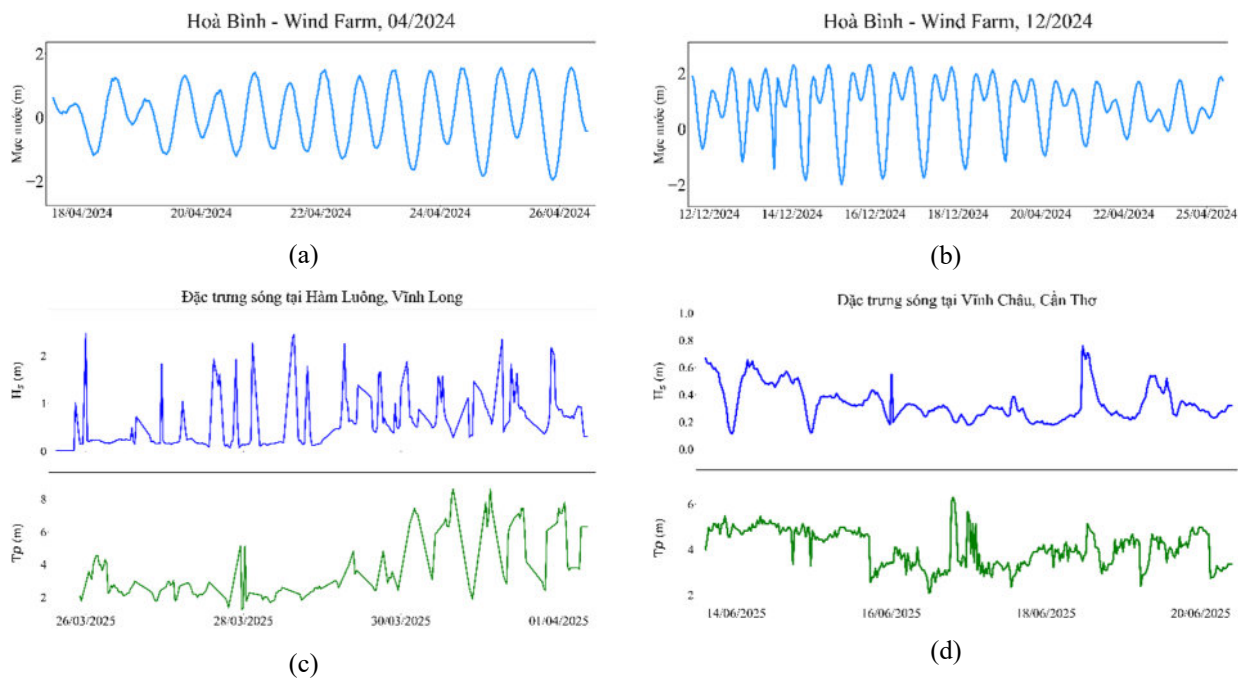
Hình 3. Hình ảnh thực tế thiết bị và vị trí lắp đặt.

(a) Đo sóng, độ sâu và độ mặn tại Hiệp Thành, Cà Mau (Nhà Mát, Bạc Liêu cũ);
(b) Đo dòng chảy (AEM213) tại Vĩnh Châu, Cần Thơ

Đối với mực nước (Hình 3c), cao độ đặt thiết bị cần được xác định bằng các kỹ thuật trắc địa thông thường, để từ đó tính chuyển đổi từ giá trị khoảng cách giữa đầu đo (radar) và mặt nước biển thành giá trị cao độ mực nước ven bờ. Ở vị trí cách xa bờ (vài km, Hình 3d) khi chiều sâu nước tối thiểu 5 – 6 m, thiết bị đo sóng dạng phao là phù hợp do sự đơn giản trong thao tác. Ở khu vực gần bờ như quanh công trình cứng giảm sóng (tường cọc bê tông ly tâm thả đá học; đê trụ rồng; tường bê tông dạng chữ A, chớp cắt) hay phía trước hoặc bên trong rừng ngập mặn, các thiết bị đo sóng dạng áp lực (Pressure-based Wave Gauge) sẽ được cân nhắc sử dụng. Tuy vậy, việc thiết lập hệ thống khung giá lắp đặt thiết bị đo sóng áp lực vẫn là một bài toán khó cần được tiếp tục giải, cải tiến và hoàn thiện. Trên các bãi triều bùn/cát có thời gian lộ theo chu kỳ thủy triều, các chòi cao của ngư dân có thể được huy động để lắp thiết bị đo sóng dạng áp lực hay thiết bị Diver đo chiều sâu nước (Hình 3a). Bên cạnh đó, thiết bị đo dòng chảy như AEM213 (Hình 3b) cũng có thể được bố trí tại chòi khi chiều sâu nước tối thiểu đạt 0,5 m. Lưu ý rằng sensor chỉ đo được lưu hướng và lưu tốc dòng chảy tại một độ sâu nước nhất định nên cần điều chỉnh vị trí đo tương ứng với sự thay đổi lên xuống của mực nước biển.

Cầu dẫn ra turbine điện gió có được lợi dụng để tiếp cận các vị trí gần bờ, lấy mẫu nước và phân tích bùn cát lơ lửng. Ở những vị trí khác, nhóm nghiên cứu sử dụng thuyền nhỏ để di chuyển và lấy mẫu nước theo tuyến vuông góc với đường bờ. Tại những vị trí thuận lợi, nước không quá sâu thì mẫu bùn cát đáy cũng được thu thập để phân tích thành phần hạt, chỉ tiêu môi trường.

Đối với hầu hết các thiết bị đo đạc, số liệu sẽ được thu thập với tần suất lấy mẫu phổ biến là 30 phút/số liệu. Đối với thiết bị đo sóng, các thông số gồm chiều cao sóng có nghĩa, chu kỳ sóng, hướng sóng và các thông số liên quan khác. Đối với thiết bị đo dòng chảy, vận tốc và hướng dòng sẽ được thu thập. Một số kết quả quan trắc mực nước tại Hoà Bình, Cà Mau (Hình 4a và 4b), và thông số sóng tại Hàm Luông, Vĩnh Long (Hình 4c) và tại Vĩnh Châu, Cần Thơ (Hình 4d) là những dữ liệu có tính chất quan trọng trong dự án và trong các nghiên cứu trong tương lai. Các vị trí lắp đặt thiết bị được miêu tả chi tiết, cụ thể trong báo cáo năm của dự án [10].



Hình 4. Một số kết quả quan trắc mực nước tại Hoà Bình, Cà Mau (Bạc Liêu cũ) trong tháng 04/2024 (a) và tháng 12/2024 (b). Tại (c) và (d), biểu đồ đặc trưng chiều cao sóng và chu kỳ sóng tại Hàm Luông, Vĩnh Long (Bến Tre cũ) và Vĩnh Châu, Cần Thơ (Sóc Trăng cũ)

3.2. Thiết kế khu thí nghiệm động Lai Hòa - Vĩnh Châu

Chính những tương tác phức tạp giữa các quá trình thủy động lực học - bùn cát và rừng ngập mặn ven biển yêu cầu cách tiếp cận nghiên cứu từng bước, với tỷ lệ đủ lớn về không gian hàng trăm km và thời gian hàng chục năm. Đồng thời, các quan trắc đo đạc cũng cần đảm bảo đủ mức độ chi

tiết và cụ thể như chu kỳ thủy triều, kích thước và mật độ thân cây, rễ cây ngập mặn, đặc điểm bùn cát. Chính vì vậy, khu vực nghiên cứu cần được lựa chọn để mang tính điển hình, đại diện và có những đặc trưng riêng.

Nhiều địa điểm đã được khảo sát đánh giá trong các đợt thực địa như Du lịch điện gió Hòa Bình (nay thuộc huyện Hòa Bình – Cà Mau), khu du lịch Nhà Mát, cánh đồng điện gió Bạc Liêu (nay là phường Hiệp Thành - Cà Mau); các xã Lai Hòa, Vĩnh Hải; Vĩnh Phước, phường Vĩnh Châu (Cần Thơ); Tân Điền (Đồng Tháp). Bảng 3 tổng hợp trạng thái của một số các vị trí: cây ngập mặn có phát triển, hồi phục hay không; và các giải pháp cứng có được áp dụng hay không. Đoạn bờ xã Lai Hòa đáp ứng tiêu chí cây ngập mặn đang hồi phục. Một đoạn không có công trình cứng phía ngoài; đồng thời, một đoạn có tường dạng cọc bê tông ly tâm, ở giữa thửa đá hộc. Như vậy, ta có thể so sánh giữa các bãi cây ngập mặn có công trình và không có công trình cứng phía ngoài trong cùng một khu vực với điều kiện biên về thủy động lực học tương đồng.



Hình 5. Đoạn bờ biển phường Vĩnh Châu và xã Lai Hòa (Cần Thơ), vị trí khảo sát dự kiến ven biển và trên bãi bồi

Bảng 1. So sánh đặc điểm một số vị trí (đã khảo sát) về trạng thái rừng ngập mặn

Phân loại theo trạng thái cây ngập mặn		Cây ngập mặn đang mở rộng, hồi phục	
		Có	Không
Giải pháp bảo vệ: đê trụ rồng, tường cọc Bê tông ly tâm thửa đá	Có	Cần Thơ: Lai Hòa	Cà Mau: Hiệp Thành Cần Thơ: Lai Hòa Đồng Tháp: Tân Điền
	Không	Cần Thơ: Lai Hòa	Cần Thơ: Lai Hòa

Như trên đã đề cập, năm 2024 dành cho các đợt khảo sát tổng quan, thử nghiệm tính khả thi của việc quan trắc, đo đạc tối đa những yếu tố thủy động lực học – bùn cát ở khu vực RNM ven biển. Năm 2025, nhóm nghiên cứu dự kiến thiết kế một số đợt khảo sát với đầy đủ các yếu tố, tham số chính có liên quan trực tiếp, ảnh hưởng tới trạng thái cây ngập mặn. Mục đích là nhằm giải quyết một phần của Câu hỏi 2. Hình 5 mô tả các điểm đo dự kiến trong năm 2025 tại bờ biển Lai Hoà và Vĩnh Châu, trong đó các điểm đo số 1 và 2 là hai điểm đo đại diện cho hai điều kiện phát triển của cây ngập mặn điển hình tại khu vực này. Đồng thời, điểm đo nước sâu gồm sóng, dòng chảy cũng sẽ được tiến hành nhằm thu thập dữ liệu biên cho các mô hình toán (Bảng 4). Mỗi đợt khảo sát dự kiến kéo dài 7 hoặc 14 ngày, một năm tiến hành tối thiểu 2 đợt vào mùa khô và mùa mưa; ưu tiên thời kỳ thủy triều cao nhất (tháng 12/2025) và thời kỳ thấp nhất (tháng 6/ 2025).

Bảng 2. Tổng hợp yếu tố - thiết bị dự kiến khảo sát ven biển Lai Hoà và Vĩnh Châu, Cần Thơ

TT	Yếu tố	Thiết bị/Phương pháp	Vị trí	Tần suất đo
1	Sóng			
1.1	Sóng ven bờ	Sóng áp lực	Trạm đo 011, 012, 021, 022	30 phút/lần
1.2	Sau công trình	Sóng áp lực	Trạm đo 011, 012, 021, 022	30 phút/lần
1.3	Nước sâu	Phao sóng	Nước sâu	30 phút/lần

Bảng 4 (tiếp theo)

TT	Yếu tố	Thiết bị/Phương pháp	Vị trí	Tần suất đo
2	Dòng chảy	Dòng chảy AEM213	Nước sâu	30 phút/lần
3	Mực nước	Radar mực nước	Trạm đo 011, 012, 021, 022	30 phút/lần
4	Bùn cát lơ lửng	Thủ công	Trạm đo 022	06 giờ/mẫu
5	Bùn cát đáy	Thủ công	Trạm đo 011, 012, 021, 022	01 năm/lần
6	Hiện trạng RNM	Ô tiêu chuẩn 10x10 m	Trạm đo 011, 012, 021, 022	01 năm/lần

4. KẾT LUẬN

Bài báo đã giới thiệu và đề xuất khái niệm khu thí nghiệm động rừng ngập mặn. Đây là một không gian vật lý được sử dụng phục vụ nghiên cứu nhằm giải quyết những thách thức phức tạp liên quan tới thủy động lực hình thái, sinh thái, xã hội – kinh tế, ngập lụt ven biển và xói lở, suy thoái rừng ngập mặn. Ven bờ biển Lai Hòa - Vĩnh Châu (Cần Thơ), cây ngập mặn đang có xu thế hồi phục tương đối tốt trên bãi bùn phía sau tường dạng cọc bê tông ly tâm thả đá. Khu vực này tương đối phù hợp để triển khai khu thí nghiệm động trong năm 2025 và 2026. Do vậy, nhiều thiết bị được thiết kế bố trí nhằm đo đạc định kỳ một cách tổng hợp các yếu tố thủy động lực học bao gồm mực nước, sóng, dòng chảy và bùn cát theo mùa; sự tái sinh cây ngập mặn.

Từng bước, nhóm nghiên cứu hướng tới việc làm sáng tỏ các cơ chế mà qua đó sự tiêu giảm năng lượng sóng, lắng đọng trầm tích, lắng đọng bùn cát, biến đổi địa hình ven biển chi phối quá trình hồi phục, phát triển cây ngập mặn trên bãi bồi. Những hiểu biết này là cơ sở khoa học để thiết kế và triển khai các giải pháp thích ứng dựa vào hệ sinh thái (nature-based solutions) trong bối cảnh thời tiết ngày càng cực đoan, sụt lún, xói lở bờ biển – cửa sông càng gia tăng ở Đồng bằng sông Cửu Long.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] L. K. Phan, J. S. M. van Thiel de Vries, and M. J. F. Stive (2014). Coastal Mangrove Squeeze in the Mekong Delta, J Coast Res.
- [2] S. H. Truong, Q. Ye, and M. J. F. Stive (2017). Estuarine Mangrove Squeeze in the Mekong Delta, Vietnam, J Coast Res, vol. 33, no. 4.
- [3] T. Schoonees et al. (2019). Hard structures for coastal protection, towards greener designs, Estuaries and Coasts, vol. 42, no. 7, pp. 1709–1729.
- [4] T. Dao, M. J. F. Stive, B. Hofland, and T. Mai (2018). Wave Damping due to Wooden Fences along Mangrove Coasts, J Coast Res, vol. 34, no. 6, pp. 1317–1327.
- [5] C. Mai, T. T. A. Ngo, C. T. Mai, and H. T. Dao (2021). Bamboo Fences as a Nature-Based Measure for Coastal Wetland Protection in Vietnam, Front Mar Sci, vol. 8, p. 1430.
- [6] T. Đ. Hoàng, L. V. Văn, L. N. Thị, and H. V. Thu (2022). 09. Phục hồi rừng ngập mặn bằng tường mềm dọc bờ biển ĐBSCL: cơ chế vật lý và thẩm định mô hình SWASH, Science Journal of Natural Resources and Environment, no. 40, pp. 84–96.
- [7] H. T. Dao, B. Hofland, M. J. F. Stive, T. Mai, and A. Ngo (2022). Design Considerations for Brushwood Fences Concerning Bathymetry and Fence Locations, in Proc. of the 2nd Vietnam Symposium on Advances in Offshore Eng.: Sustainable Energy and Marine Planning, pp. 238–245.
- [8] E. Gilman, J. Ellison, and R. Coleman (2007). Assessment of mangrove response to projected relative sea-level rise and recent historical reconstruction of shoreline position, Environ Monit Assess, vol. 124, pp. 105–130.
- [9] R. A. Feagin, M. L. Martinez, G. Mendoza-Gonzalez, and R. Costanza (2010). Salt marsh zonal migration and ecosystem service change in response to global sea level rise: a case study from an urban region, Ecology and Society, vol. 15, no. 4.
- [10] Dự án Mangroves Living Lab, Báo cáo 2024 – 2025. Viện Kỹ thuật Công trình – Trường Đại học Thủy lợi.

ẢNH HƯỞNG CỦA CÁC PHƯƠNG PHÁP XỬ LÝ BỀ MẶT ĐẾN SỨC KHÁNG KÉO RỜI SỢI TỔNG HỢP TÁI CHẾ TRONG BÊ TÔNG HẠT MỊN

Trương Văn Đoàn^{1,*}, Đặng Văn Phi², Lê Trung Thành¹

¹Trường Đại học Thủy lợi, *email: doantv@tlu.edu.vn

²Trường Đại học Mỏ-Địa Chất

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Vật liệu bê tông hạt mịn (BTHM) gia cường sợi tổng hợp đang nhận được nhiều sự quan tâm của các nhà khoa học. Để chế tạo loại bê tông này, các loại sợi có nguồn gốc từ cacbon, thủy tinh, polyethylene (PE), poly-p-Phenylene-2,6-Benzobisoxazole (PBO), nylon, Polyvinyl Alcohol (PVA), polypropylene (PP) được sử dụng làm chất gia cường dưới dạng lưới sợi hoặc sợi phân tán trong BTHM sử dụng cốt liệu hạt mịn có đường kính lớn nhất khoảng 1 mm [1,2].

Để nâng cao tính chất cơ học của vật liệu bê tông composites, các nhà nghiên cứu thường tập trung vào việc cải thiện tính chất cơ học của vật liệu gia cường, loại bê tông hạt mịn (BTHM), cũng như là cải thiện cường độ dính của vật liệu gia cường và BTHM. Nghiên cứu trước đây [3] cho thấy, các loại vật liệu hạt phụ gia khoáng với kích thước hạt nhỏ như silica fume, silica powder, tro bay làm tăng độ đặc chắc của bê tông, tăng khả năng dính kết với chất gia cường. Mặt khác, vật liệu composites sử dụng chất gia cường có tính chất vật lý càng cao, tính chất cơ học của vật liệu càng tốt [1]. Trong các loại vật liệu sợi tổng hợp, các loại vật liệu có cường độ và mô đun đàn hồi càng cao như cacbon, thủy tinh, hoặc bazan ... có hiệu quả gia cường càng tốt, thì chi phí sản xuất càng tốn kém [1]. Hiện nay, tái chế các vật liệu thải làm chất gia cường trong xây dựng thu hút sự quan tâm của các nhà khoa học bởi vì tái chế vật liệu thải không những tiết kiệm kinh tế mà còn có tác dụng làm sạch môi trường, đóng góp vào sự phát triển bền vững hệ sinh thái [2]. Qua quá trình sử dụng, chất lượng các loại vật liệu thải bị suy yếu theo thời gian, do vậy việc xử lý bề mặt nâng cao hiệu quả gia cường của chúng là cần thiết để cải thiện tính chất cơ học của sợi [2].

Để xử lý bề mặt sợi, nhiều nghiên cứu đã sử dụng vật liệu gốc hữu cơ và vô cơ. Các vật liệu gốc hữu cơ như keo epoxy, carboxylated styrene butadiene rubber (XSBR) [4,5]. Theo như [4,5], các loại keo có khả năng xuyên sâu vào các sợi nano của bó sợi tổng hợp, và gắn kết các sợi nano lại với nhau tạo thành sợi có độ cứng tổng thể lớn. Tuy nhiên, các loại vật liệu gốc hữu cơ này có đặc điểm kỵ nước, nếu không có các điểm neo thích hợp thì khả năng dính kết của bê tông và sợi bị ảnh hưởng. Roey Nadiv và cộng sự [6] sử dụng microsilica làm vật liệu bao phủ bề mặt sợi. Thông qua phản ứng pozzoland, tạo ra các tinh thể C-S-H trên bề mặt sợi, làm tăng khả năng dính kết sợi và BTHM. Cruz và cộng sự [7] đã xử lý bề mặt sợi thủy tinh bằng silica, và kết luận rằng lớp silica fume giúp tạo ra một bề mặt gồ ghề, cải thiện sự liên kết cơ học giữa sợi và BTHM, do đó cản trở khả năng chịu kéo của bê tông gia cường sợi. Liang Wen và cộng sự [8] cũng kết luận khả năng gia cường của lưới sợi thủy tinh tăng đáng kể khi được xử lý bề mặt bằng các hợp chất vô cơ $15\text{CaO}.15\text{BaO}.20\text{SiO}_2.50\text{TiO}_2$ và $\text{SiO}_2.\text{ZrO}_2$ dạng gel. Tuy nhiên xử lý bề mặt sợi bằng các hợp chất vô cơ này là rất khó và tốn kém nhiều chi phí.

Hiện nay một số nghiên cứu trong nước đã được thực hiện để nâng cao khả năng liên kết bề mặt sợi trong BTHM. Đặng và cộng sự [9] cho thấy nanosilica làm tăng sự đặc chắc tại vùng chuyển tiếp xung quanh bề mặt sợi thép và bê tông cường độ siêu cao (ultral-high performance concrete) (UHPC), và 1% là hàm lượng nanosilica tối ưu. Nguyễn [10] nghiên cứu sử dụng phụ gia khoáng mịn silicafume, xi lò cao chế tạo bê tông chất lượng siêu cao. Với thành phần silicafume 25%, sợi thép 1,5%, bê tông cường độ cao có thể đạt 100 MPa, thỏa mãn các chỉ tiêu kỹ thuật cho xây dựng công trình giao thông. Trần và cộng sự [11] kết luận rằng, bổ sung nano SiO_2 vào hỗn hợp UHPC

đem lại hiệu quả tốt cho cường độ của bê tông. Mặc dù các công bố trong nước đã cho thấy kết quả tốt về cải thiện tính chất cơ học của vật liệu composites, các nghiên cứu chỉ tập trung vào cải thiện độ đặc chắc khu vực tiếp xúc giữa vật liệu gia cường và BTHM. Hiện nay, nghiên cứu cải thiện tính chất cơ học của vật liệu sợi bằng cách xử lý bề mặt, nhằm nâng cao hiệu quả gia cường trong BTHM đang còn hiếm.

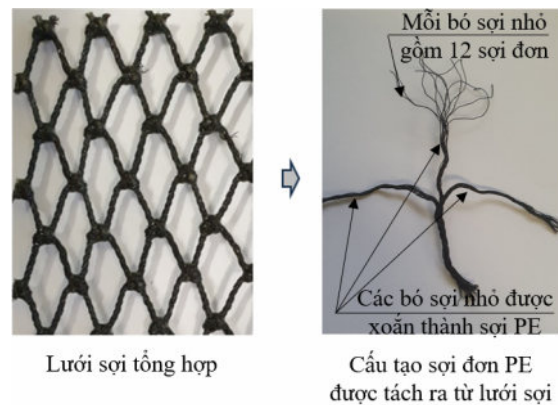
Nghiên cứu này đánh giá ảnh hưởng của các phương pháp xử lý bề mặt sợi tổng hợp đến sức kháng kéo rời sợi. Quan hệ sức kháng kéo rời và độ trượt của sợi sau xử lý bề mặt được nghiên cứu. Sức kháng kéo rời của các sợi xử lý bề mặt các phương pháp khác nhau được so sánh để lựa chọn giải pháp xử lý bề mặt sợi thích hợp.

2. CHƯƠNG TRÌNH THÍ NGHIỆM

Chương trình thí nghiệm được thực hiện để nghiên cứu sức kháng kéo rời của sợi Polyethylene (PE) ra khỏi BTHM. Ảnh hưởng của các phương pháp xử lý bề mặt sợi bao gồm xử lý bề mặt bằng keo epoxy (E), xử lý bề mặt bằng silicafume (S), và không xử lý bề mặt, đến sức kháng kéo rời sợi được đánh giá. Ba tổ hợp mẫu được chuẩn bị, bao gồm tổ hợp PE sử dụng sợi chưa được xử lý bề mặt, tổ hợp PE_E sử dụng sợi được xử lý bề mặt bằng keo epoxy, và tổ hợp PE_S sử dụng sợi được xử lý bề mặt bằng silicafume. Các mẫu sau khi chế tạo sẽ được thực hiện thí nghiệm bằng phương pháp kéo sợi để xác định lực bám dính giữa sợi và BTHM.

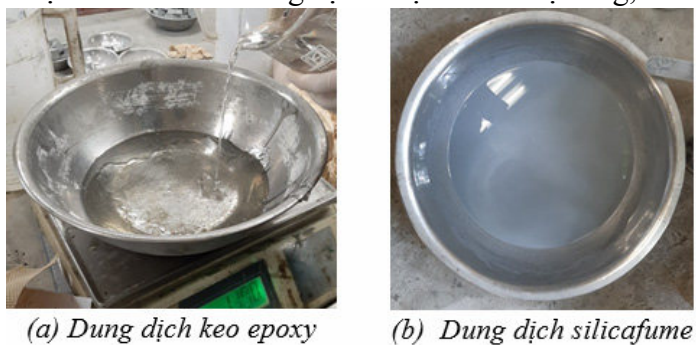
2.1. Vật liệu và chuẩn bị mẫu thí nghiệm

Hình 1 miêu tả sợi tổng hợp Polyethylen (PE) được sử dụng để làm chất gia cường trong BTHM. Các bó sợi đơn được tách ra từ lưới đánh cá tái chế bằng cách mở các nút thắt của lưới. Sau khi tách ra khỏi lưới đánh cá, mỗi dây sợi được xử lý bề mặt trước khi cắt thành từng sợi với chiều dài 30 mm. Nhìn vào hình 1 có thể thấy các bó sợi PE được chế tạo bằng cách xoắn 3 bó sợi nhỏ lại với nhau trong đó mỗi bó sợi nhỏ gồm 12 sợi đơn [12,13]. Cường độ kéo của sợi là 172 MPa trong khi tỷ trọng của sợi là 870 kg/m³ [12,13].



Hình 1. Cấu tạo sợi và lưới sợi

Trước khi xử lý bề mặt sợi, dung dịch keo epoxy và silicafume được chuẩn bị trước, như thể hiện ở hình 2. Theo hướng dẫn của nhà sản xuất, keo epoxy và phụ gia hóa cứng được trộn đều theo tỷ lệ khối lượng keo epoxy/phụ gia hóa cứng là 10/3 để tạo ra dung dịch keo epoxy. Nước và silicafume được trộn đều với tỷ lệ theo khối lượng silicafume/nước là 1/2, để tạo ra dung dịch silicafume. Với tỷ lệ trộn như trên, tính công tác của silicafume được đảm bảo để tăng khả năng xuyên sâu của các hạt silicafume vào kẽ hở giữa các sợi đơn của bó sợi. Sau khi các dung dịch được chuẩn bị xong, đem nhúng các dây sợi trong các dung dịch và trộn đều trong 5 phút. Tiếp theo, lấy các dây sợi ra khỏi dung dịch, sau đó cố định, kéo căng dây sợi trên khung thép, và để khô tự nhiên hoàn toàn trong phòng thí nghiệm ở nhiệt độ $20 \pm 2^\circ\text{C}$. Cuối cùng các dây sợi được cắt thành các sợi đơn có chiều dài 30 mm. Đường kính trung bình, quan sát dưới kính hiển vi, của sợi PE, PE_E, và PE_S tương ứng là 1.5, 1.58, và 1.77 mm.



Hình 2. Dung dịch keo epoxy và silicafume

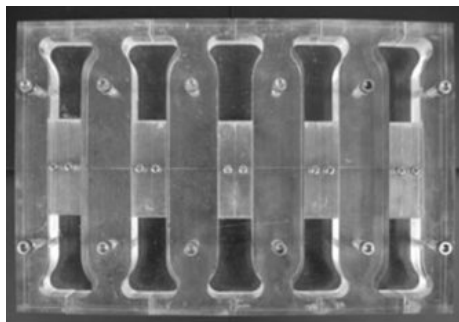
BTHM được chế tạo sử dụng vật liệu thành phần gồm xi măng, cát, nước, phụ gia hóa dẻo với tỷ lệ theo khối lượng như thể hiện ở bảng 1. Nghiên cứu này sử dụng cát có đường kính hạt trung bình là 0.5 mm (dao động từ 0.3 đến 0.7 mm) và xi măng loại 1 với độ mịn 3630 cm²/g, thường được sử

dụng để chế tạo bê tông cường độ cao gia cường sợi tổng hợp trong các nghiên cứu trước đây [2,12,13]. Cường độ nén của BTHM là 71 MPa, được xác định thông qua thí nghiệm nén với mẫu lập phương kích thước $50 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$, theo tiêu chuẩn ASTM C109/ C109M-2 [14].

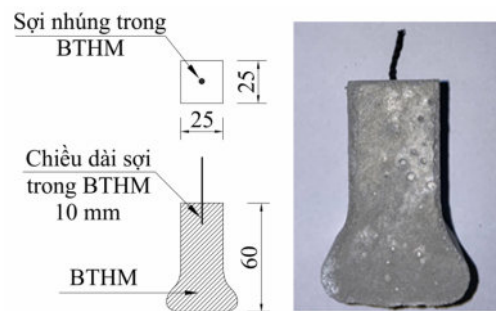
Bảng 1. Tỷ lệ thành phần vật liệu chế tạo BTHM theo khối lượng

Xi măng	cát	Nước	Phụ gia hóa dẻo
1	1.5	0.45	0.0009

Hình 3 miêu tả khuôn đúc và mẫu thí nghiệm. Các mẫu bê tông hình chuông được chế tạo, có mặt cắt với kích thước $25 \times 25 \text{ mm}^2$, chiều cao phần bê tông 60 mm. Sợi được nhúng vào bê tông tại vị trí trung tâm của mặt cắt mẫu. Chiều dài sợi nhúng trong bê tông là 10 mm. Trước khi trộn BTHM để đúc, khuôn đúc và sợi được chuẩn bị. Đầu tiên các bó sợi được kẹp chặt bởi 2 mảnh chêm giữa khuôn. Sau khi các mảnh chêm đặt vào giữa khuôn, khuôn đúc được xiết chặt để cố định chêm và bó sợi.



(a) Khuôn đúc mẫu



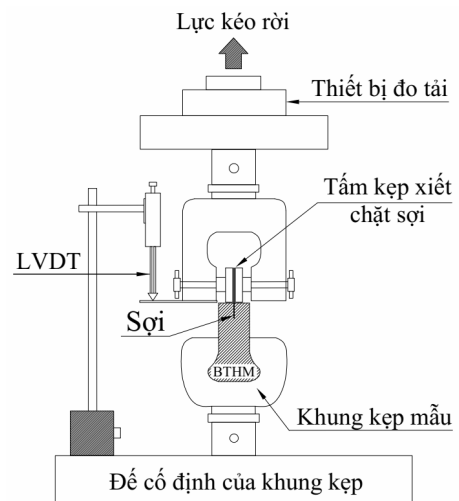
(b) Mẫu thí nghiệm

Hình 3. Khuôn đúc và mẫu thí nghiệm

BTHM được trộn sử dụng thùng trộn 20 lít. Trước tiên, xi măng, cát được trộn khô trong vòng 10 phút [2,12,13]. Sau đó, nước và phụ gia hóa dẻo được chia làm 3 lần đổ và trộn đồng thời vào hỗn hợp [2,12,13]. Hỗn hợp vừa tươi được tiếp tục trộn trong vòng 5-10 phút trước khi kiểm tra tính công tác theo tiêu chuẩn ASTM C 1437-20 [15]. Sau khi hỗn hợp đảm bảo tính công tác, BTHM được đổ đầy vào khuôn. Trong quá trình đúc mẫu, khuôn chứa mẫu được rung nhẹ để BTHM có thể di chuyển và ôm trọn sợi, đồng thời BTHM được làm phẳng bề mặt. Sau khi đúc, mẫu được đặt trong phòng thí nghiệm ở nhiệt độ $20 \pm 2^\circ\text{C}$ trong 24 giờ trước khi tháo mẫu và bảo dưỡng trong nước ở nhiệt độ 20°C trong 28 ngày [2,12,13]. Mỗi tổ hợp bao gồm 5 mẫu được chuẩn bị cho thí nghiệm. Hình 3b miêu tả mẫu trước khi thí nghiệm.

2.2. Thí nghiệm

Hình 4 miêu tả thí nghiệm kéo rời sợi, sử dụng máy kéo rời có công suất 5 kN. Quá trình thí nghiệm được thực hiện theo các nghiên cứu trước đây [9,16] về cường độ liên kết bề mặt sợi và BTHM. Trước khi thực hiện thí nghiệm kéo rời, sợi được kẹp giữa hai tấm kẹp và xiết chặt thủ công. Trước khi xiết chặt hai tấm kẹp, mẫu được đẩy nhẹ lên phía trên, đảm bảo bề mặt bê tông tiếp xúc với hai tấm kẹp. Thiết bị đo chuyển vị (linear variable differential transformer) (LVDT) được gắn lên khung, và tựa lên thanh thép cân bằng với mặt bằng của phần BTHM để đo chuyển vị trượt của sợi. Tải trọng với tốc độ gia tải 1 mm/phút được thiết lập để kéo sợi. Trong suốt quá trình kéo rời sợi, lực kéo được đo bởi thiết bị đo tải (load cell), trong khi đó chuyển vị trượt của sợi ra khỏi mẫu được đo bằng LVDT.

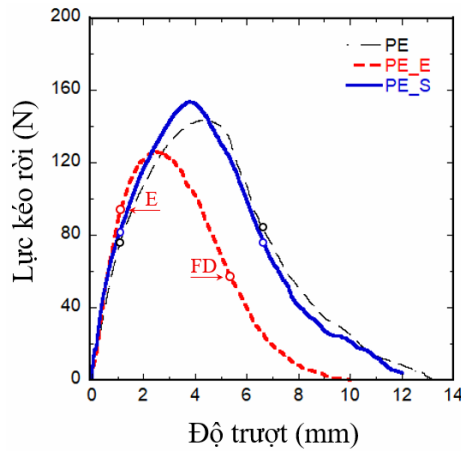


Hình 4. Thí nghiệm kéo rời sợi

3. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM VÀ THẢO LUẬN

3.1. Quan hệ sức kháng kéo rời - độ trượt của sợi

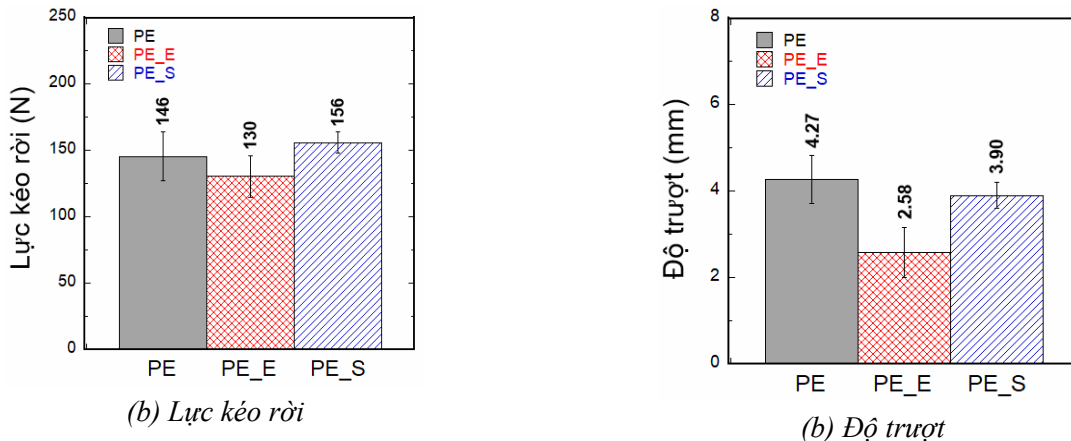
Hình 5 miêu tả quan hệ sức kháng kéo rời và độ trượt của sợi. Mỗi đường cong trung bình ở hình 5 là trung bình kết quả tương đồng của ít nhất 3 mẫu trở lên. Quan hệ sức kháng kéo rời và độ trượt của sợi bao gồm 3 giai đoạn, được phân biệt bởi các điểm E (elastic) và FD (full debonding). Giai đoạn thứ nhất là giai đoạn đàn hồi tuyến tính (linear elastic), từ gốc tọa độ đến điểm E. Trong giai đoạn này, BTHM hoàn toàn bám chặt vào bó sợi. Giai đoạn thứ hai là giai đoạn tách sợi (debonding), được thể hiện ở phần phi tuyến tính trên đường cong quan hệ lực và biến dạng trượt. Trong giai đoạn này, bề mặt sợi bị tách dần ra khỏi BTHM cho đến khi bề mặt sợi bị tách rời hoàn toàn khỏi BTHM tại điểm FD. Giai đoạn thứ ba là giai đoạn kéo trượt (pullout) sợi ra khỏi bề mặt của BTHM, sau khi kết thúc quá trình tách rời. Ma sát giữa bề mặt sợi và BTHM giảm dần, do đó lực kéo rời giảm cho đến khi sợi hoàn toàn bị kéo trượt ra ngoài. Kết quả này là tương đồng với các nghiên cứu trước đó [17–19].



Hình 5. Quan hệ sức kháng kéo rời, độ trượt của các loại sợi

3.2. Ảnh hưởng của các phương pháp xử lý bề mặt đến sức kháng kéo rời sợi

Hình 6 so sánh sức kháng kéo rời trung bình của các sợi xử lý bề mặt và sợi chưa xử lý bề mặt. Nhìn vào hình 6 có thể thấy, các phương pháp xử lý bề mặt có ảnh hưởng đến độ dính kết giữa các loại sợi và BTHM. Phương pháp xử lý bề mặt sử dụng silicafume làm tăng 7% lực kéo rời của sợi từ 146 N của PE đến 156 N của PE_S. Lớp silicafume phủ trên bề mặt của sợi là loại phụ gia khoáng siêu mịn, khi trộn vào BTHM thì xảy ra phản ứng hóa học hoạt tính với khoáng vật của đá xi măng, tạo ra các tinh thể rắn chắc, làm tăng độ đặc chắc khu vực chuyển tiếp giữa thành sợi và BTHM, góp phần bám chặt thành sợi [7]. Do đó làm tăng sức kháng kéo rời của sợi PE_S so với PE. Từ kết quả này có thể rút ra rằng, có thể sử dụng biện pháp xử lý bề mặt bằng silicafume để làm tăng cường độ dính giữa sợi tổng hợp và BTHM.



Hình 6. So sánh sức kháng kéo rời của các sợi xử lý bề mặt và sợi chưa xử lý bề mặt

Ngược lại phương pháp xử lý bề mặt sử dụng keo epoxy làm giảm sức kháng kéo rời của sợi. Nhìn vào hình 6a có thể thấy, lực kéo rời của sợi giảm 10%, từ 146 N của sợi PE xuống còn 130 N của sợi PE_E. Do không cùng thông số kỹ thuật với BTHM, tính kỵ nước và bề mặt trơn nhẵn của keo epoxy làm giảm lực dính bám của sợi với BTHM, do đó giảm sức kháng kéo rời của sợi đơn [7,20].

Mặc dù ảnh hưởng của 2 phương pháp xử lý bề mặt đến sức kháng kéo rời của sợi là trái ngược nhau, cả 2 phương pháp đều làm tăng độ cứng (stiffness) của sợi. Độ dốc của giai đoạn đàn hồi tuyến tính là đại lượng đặc trưng cho độ cứng của vật liệu. Nhìn vào hình 5 có thể thấy rằng, giai đoạn đàn hồi tuyến tính của đường cong lực kéo rời và độ trượt của sợi được xử lý bề mặt là dốc hơn so với sợi bình thường. Trong đó độ dốc của PE_E là lớn hơn nhiều so với PE_S và PE. Bên cạnh đó các phương pháp xử lý bề mặt sợi cũng làm giảm độ trượt của sợi trong BTHM. Nhìn vào hình 6b có thể thấy, độ trượt của sợi giảm từ 4.27 mm của PE xuống 2.58 mm của PE_E và xuống 3.9 mm của PE_S.

Như đã thảo luận ở trên, silicafume làm tăng lực bám giữa bề mặt sợi và BTHM. Nhờ vào lực bám này, quá trình tách rời sợi PE_S ra khỏi BTHM chậm hơn so với sợi PE. Do đó giai đoạn đàn hồi của đường cong quan hệ lực kéo rời và độ trượt của PE_S là dốc hơn so với PE. Đối với tổ hợp mẫu PE_E, keo epoxy xâm nhập vào các khe hở giữa các sợi hạt nhân của bó sợi, gắn kết các sợi hạt nhân này lại thành một sợi đồng nhất, có độ cứng lớn hơn nhiều sau khi keo epoxy khô hoàn toàn. Chất gia cường có độ cứng lớn hơn, mô đun đàn hồi lớn hơn, dẫn đến sức kháng kéo ở giai đoạn đàn hồi tuyến tính lớn hơn [1]. Do vậy giai đoạn đàn hồi của đường cong quan hệ lực kéo rời và độ trượt của PE_E là dốc hơn rất nhiều so với PE_S và PE. Nhìn vào đường cong này cũng có thể thấy rằng, sau khi sợi bị kéo ra khỏi mẫu bê tông, độ trượt lớn nhất của PE_E là 10 mm (bằng chiều dài của sợi nhúng trong BTHM), trong khi đó độ trượt lớn nhất của PE_S và PE khoảng 12 và 13 mm, tương ứng. Điều này chứng tỏ rằng PE_E không bị dẫn ra trong quá trình kéo nhờ tính dính kết của keo epoxy, trong khi đó sợi PE_S và PE đều bị giãn dài so với lúc chưa kéo. Kết quả này cho thấy, đối với các loại sợi có độ cứng thấp, có thể cải thiện bằng cách sử dụng keo epoxy để xử lý bề mặt.

4. KẾT LUẬN

Bài báo này nghiên cứu sức kháng kéo rời của sợi tổng hợp tái chế PE trong ra khỏi BTHM. Ảnh hưởng của các phương pháp xử lý bề mặt đến sức kháng kéo rời sợi cũng được thực hiện. Một số kết luận sau có thể được rút ra từ kết quả thí nghiệm:

- Đường cong sức kháng kéo rời và độ trượt của sợi tổng hợp trong BTHM bao gồm 3 giai đoạn: giai đoạn đàn hồi tuyến tính, giai đoạn tách rời, và giai đoạn kéo trượt.
- Phương pháp xử lý bề mặt bằng silicafume làm tăng 7% sức kháng kéo rời của sợi tổng hợp ra khỏi BTHM.
- Phương pháp xử lý bề mặt bằng keo epoxy cải thiện độ cứng của sợi mặc dù làm giảm 10% lực dính giữa sợi tổng hợp và BTHM.

Mặc dù ảnh hưởng đến các phương pháp xử lý bề mặt của sợi đến sức kháng kéo rời của sợi đơn được làm rõ. Tuy nhiên ảnh hưởng của các phương pháp này đến các đặc trưng cơ lý của lưới sợi kết từ các sợi đơn, và tính chất cơ học của bê tông gia cường lưới sợi còn chưa được làm rõ. Các vấn đề này sẽ được thực hiện trong các nghiên cứu tiếp theo.

5. LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Trường Đại học Thủy lợi và đề tài nghiên cứu khoa học cấp cơ sở năm 2025. Tên đề tài: “Ảnh hưởng của một số phương pháp xử lý bề mặt sợi tổng hợp đến sức kháng cơ học của bê tông hạt mịn gia cường sợi”.

6. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] A. Peled, B. Mobasher, A. Bentur, Textile reinforced concrete, Modern Con, Taylor & Francis Group, LLC, 2017. <https://doi.org/10.1201/9781315119151>.
- [2] V.D. Truong, M.O. Kim, D.J. Kim, Feasibility study on use of waste fishing nets as continuous reinforcements in cement-based matrix, Constr. Build. Mater. 269 (2021) 121314. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121314>.
- [3] M. Butler, V. Mechtcherine, S. Hempel, Durability of textile reinforced concrete made with AR glass fibre: Effect of the matrix composition, Mater. Struct. Constr. 43 (2010) 1351–1368. <https://doi.org/10.1617/s11527-010-9586-8>.
- [4] J. Donnini, V. Corinaldesi, A. Nanni, Mechanical properties of FRCM using carbon fabrics with different coating treatments, Compos. Part B 88 (2016) 220–228. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.11.012>.
- [5] T. Quadflieg, S. Leimbrink, T. Gries, O. Stolyarov, Effect of coating type on the mechanical performance of warp-knitted fabrics and cement-based composites, J. Compos. Mater. 52 (2018) 2563–2576. <https://doi.org/10.1177/0021998317750003>.
- [6] R. Nadiv, A. Peled, V. Mechtcherine, S. Hempel, C. Schroefl, Micro- and nanoparticle mineral coating for enhanced properties of carbon multifilament yarn cement-based composites, Compos. Part B 111 (2017) 179–189. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.12.005>.
- [7] C.M. Cruz, U. Gohil, T. Quadflieg, M. Raupach, T. Gries, Improving the bond behavior of textile reinforcement and mortar through surface modification, in: Proc. 11th Int. Symp. Ferrocem. 3rd ICTRC, 2015: pp. 215–223.
- [8] W. Liang, J. Cheng, Y. Hu, Chemical interactions between cement and E-glass fibers with a CaO-BaO-SiO₂-TiO₂ coating, J. Am. Ceram. Soc. 88 (2005) 3507–3508. <https://doi.org/10.1111/j.1551-2916.2005.00619.x>.
- [9] V.P. Đặng, V.L. Tăng, H.V. Lê, A.T. Đàm, T.T. Hồng, N.T. Vũ, Ảnh hưởng của nanosilica đến cường độ liên kết bề mặt cốt sợi thép trong bê tông cường độ siêu cao, Tạp Chí Vật Liệu và Xây Dựng 14 (2024) 5–11.
- [10] Q.P. Nguyễn, Sử dụng cốt sợi thép và phụ gia khoáng siêu mịn để chế tạo bê tông chất lượng siêu cao, Khoa Học Kỹ Thuật và Thủy Lợi Môi Trường 69 (2020) 29–35.
- [11] B.V. Trần, D.H. Nguyễn, T.H. Lương, H.S. Lê, H.D. Đỗ, Ảnh hưởng của nano silica đến tính chất của bê tông siêu tính năng UHPC, Tạp Chí Xây Dựng (2022) 96–100.
- [12] V.D. Truong, H.W. Noh, J.K. Park, T.H. Han, D.J. Kim, Pullout resistance of waste fishing net embedded in the interface between concrete and fibrous mortar matrix: Test method and experimental investigation, Constr. Build. Mater. 418 (2024) 135397. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.135397>.
- [13] V.D. Truong, S.Y. Lee, J.K. Park, T.H. Han, D.J. Kim, Feasibility of hybrid waste fishing net textile and fiber reinforced cementitious composites in strengthening concrete and retrofitting damaged concrete, J. Build. Eng. 74 (2023) 106926. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2023.106926>.
- [14] ASTM C109/ C109M-20, Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (using 2-in. or [50-mm] cube specimens), 2020.
- [15] ASTM C 1437-20, Standard test method for flow of hydraulic cement mortar, 2020.
- [16] S.H. Kang, J.J. Kim, D.J. Kim, Y.S. Chung, Effect of sand grain size and sand-to-cement ratio on the interfacial bond strength of steel fibers embedded in mortars, Constr. Build. Mater. 47 (2013) 1421–1430. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.064>.
- [17] M. Zhu, J.H. Zhu, T. Ueda, K. Matsumoto, M. Su, Bond behavior of carbon fabric reinforced cementitious matrix (FRCM) composites considering matrix impregnation, Compos. Struct. 262 (2021) 113350. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.113350>.
- [18] J.K. Park, M.O. Kim, D.J. Kim, Pullout behavior of recycled waste fishing net fibers embedded in cement mortar, Materials (Basel). 13 (2020) 4195. <https://doi.org/10.3390/MA13184195>.
- [19] H. Aljewifi, B. Fiorio, J. Gallias, Pull-out behaviour of a glass multi-filaments yarn embedded in a cementitious matrix, (2010). <https://doi.org/10.1201/b10546-10>.
- [20] J. Wagner, M. Curbach, Bond fatigue of TRC with epoxy impregnated carbon textiles, Appl. Sci. 9 (2019) 1–21.

ĐÁNH GIÁ ĐỘNG LỰC XÓI MÒN Ở LƯU VỰC SÔNG ĐÀ, VIỆT NAM

Lê Văn Thịnh¹, Đỗ Xuân Thiện²

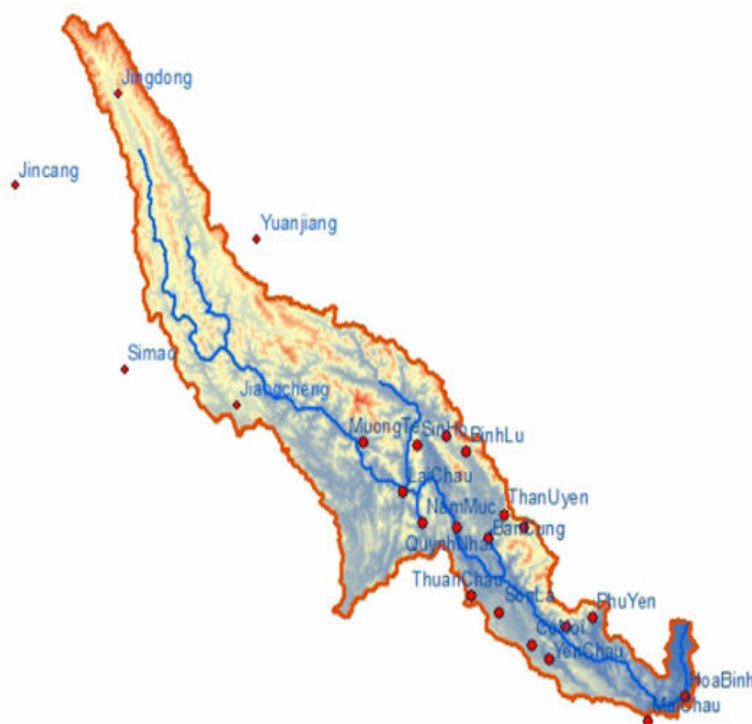
¹Trường Đại học Thủy lợi, email: levanthinh@tlu.edu.vn

²Học viên cao học 32C11

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Xói mòn đất là một trong những quá trình thoái hóa đất nghiêm trọng nhất, ảnh hưởng trực tiếp đến năng suất nông nghiệp, ổn định sinh thái và chất lượng nguồn nước tại nhiều lưu vực trên thế giới. Tại Việt Nam, với đặc điểm địa hình đồi núi dốc và lượng mưa lớn theo mùa, tình trạng xói mòn đất diễn ra mạnh mẽ, đặc biệt ở các khu vực thượng nguồn sông suối [1].

Sông Đà là phụ lưu lớn nhất của hệ thống sông Hồng, chảy qua các tỉnh Sơn La, Lai Châu, Hòa Bình và là nơi đặt nhiều công trình thủy điện quy mô lớn như Sơn La, Lai Châu, Hòa Bình (Hình 1). Việc tích nước và điều tiết dòng chảy từ các hồ chứa thủy điện, cùng với khai thác tài nguyên đất, rừng và phát triển hạ tầng dân sinh đã làm thay đổi mạnh mẽ động lực dòng chảy, chế độ bồi tích và khả năng giữ đất trên bề mặt lưu vực. Hậu quả là nhiều khu vực trong lưu vực sông Đà đang xảy ra hiện tượng xói mòn nghiêm trọng, ảnh hưởng đến ổn định công trình, sản xuất nông nghiệp và đời sống dân cư. Để quản lý và giảm thiểu tác động của xói mòn một cách hiệu quả, cần có cách tiếp cận tổng hợp, định lượng được cường độ xói mòn và xác định rõ các yếu tố tác động chính [2].



Hình 1. Bản đồ lưu vực sông Đà

Sự phát triển của công nghệ viễn thám, hệ thống thông tin địa lý (GIS) và mô hình số độ cao (DEM), kết hợp với các phương pháp phân tích thống kê đa biến như phân tích thành phần chính, đã mở ra hướng tiếp cận mới trong việc đánh giá không gian – thời gian của xói mòn đất ở quy mô lưu vực. Trong bối cảnh đó, nghiên cứu này được thực hiện nhằm đánh giá động lực xói mòn và xác định các yếu tố chính ảnh hưởng đến xói mòn trong lưu vực sông Đà, Việt Nam, thông qua tích hợp dữ liệu địa hình, khí tượng, lớp phủ bề mặt và phân tích không gian với sự hỗ trợ của GIS, DEM và phương pháp phân tích thành phần [3].

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Mô hình tính toán tính toán xói mòn

2.1.1. Mô hình tính toán xói mòn (RUSLE):

Được tác giả Wishmeier và Smith đề xuất năm 1978 và được cải tiến bởi Renard et al (2007) [4] dùng để dự đoán lượng xói mòn trung bình trên lưu vực sông với 6 tham số như sau:

$$A = R \cdot K \cdot LS \cdot C \cdot P \quad (1)$$

trong đó: A - xói mòn đất trung bình của một diện tích trong một khoảng thời gian (tấn/ha/năm); R- chỉ số xói mòn do mưa (MJ/ha)(mm/h), sử dụng công thức của Lospez –Vicente et al. (2011); K- chỉ số xói mòn đất phụ thuộc vào tính chất của đất (tấn/MJ)(h/mm), được tính theo mô hình phân bố theo phương pháp của Rulli et al (2012); L- chỉ số chiều dài sườn dốc (km); S- chỉ số độ dốc của sườn dốc (%), LS sử dụng công thức của Moore &Burch(1986); C- Chỉ số ảnh hưởng bởi thảm phủ, sử dụng phương pháp tối ưu để tìm ra hệ số C cho từng loại thảm phủ; P - chỉ số ảnh hưởng bởi biện pháp canh tác.

2.1.2. Vận chuyển bùn cát trong sông:

Dựa trên nghiên cứu của Yang (1973) xác định ra khả năng vận chuyển bùn cát của sông. Đồng thời dựa trên giả thiết vận chuyển bùn cát theo qui luật hồ chứa tuyến tính Ranzi et al (2012), và đã được ứng dụng thành công vào sông Mekong (Suif et al, 2016):

$$q_{s,i,k} = q_{s,i-1,k} e^{-T/\theta_k} + S_{k,i} (1 - e^{-T/\theta_k}) \text{ (tấn/ngày)} \quad (2)$$

trong đó: $q_{s,i,k}$ (tấn/ngày) - lưu lượng bùn cát lơ lửng tại mỗi trạm đo; T- thời gian đo đạc; θ_k - thời gian vận chuyển của lưu vực, phụ thuộc vào chiều dài lưu vực và lưu tốc dòng chảy; $S_{k,i}$ - xói mòn lưu vực tính cho từng tháng, đã tính dựa vào mô hình RUSLE (Ranzi et al, 2012) [5].

Thể tích đất xói mòn sau khi vận chuyển trong 1 tháng:

$$V_{s,i,k} = q_{s,i-1,k} \theta_k (1 - e^{-T/\theta_k}) + S_{k,i} T + S_{k,i} \theta_k (e^{-T/\theta_k} - 1) \text{ (tấn)} \quad (3)$$

2.1.3. Bồi lắng hồ chứa và trạm đo:

Tính theo phương pháp của Kummur et al (2010) và Vorosmarty et al (2003) [4]:

$$\Delta \tau_{regj} = \sum_{i=1}^n V_i / W_{regj} \quad (4)$$

$\Delta \tau_{regj}$ là thời gian lưu trú địa phương của lưu vực nhánh j; V_i là dung tích vận hành hồ chứa thứ i (m^3); W_{regj} là tổng lượng tại cửa ra của lưu vực thứ j ($m^3/năm$);

$$TE_{regj} = 1 - \frac{0.05\alpha}{\sqrt{\Delta \tau_{regj}}} \quad (5)$$

TE_{regj} là hệ số bồi lắng cho phần hoạt động của lưu vực thứ j; α là hệ số hiệu chỉnh.

Khi tính bồi lắng cho trạm đo theo cách tính của Vorosmarty et al (2003) [6]:

$$TE_{bas} = \frac{\sum_{j=1}^m TE_{reg,j} W_j}{W_m} \quad (6)$$

TE_{regj} là hệ số bồi lắng xấp xỉ của phần điều chỉnh j của lưu vực; TE_{bas} là hệ số bồi lắng tỷ trọng bùn cát của toàn lưu vực; m là số lưu vực nhỏ điều chỉnh.

2.2. Thu thập và phân tích tài liệu

Tài liệu khí tượng, thủy văn gồm 16 trạm mưa, một trạm thủy văn Hòa Bình. Bản đồ DEM được tải về từ Global DEM GTOPO1 độ phân giải 90m, bản đồ sử dụng đất năm 2009 trích xuất từ tài liệu của GeoNetwork. Bản đồ về các loại đất phần phía Việt Nam được trích từ Atlas Vietnam (2010). Các tài liệu các hồ chứa được trích xuất từ tài liệu của Công ty tư vấn điện 1. Tài liệu về bùn cát tại trạm Hòa Bình từ năm 2006 đến năm 2020.

3. KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU

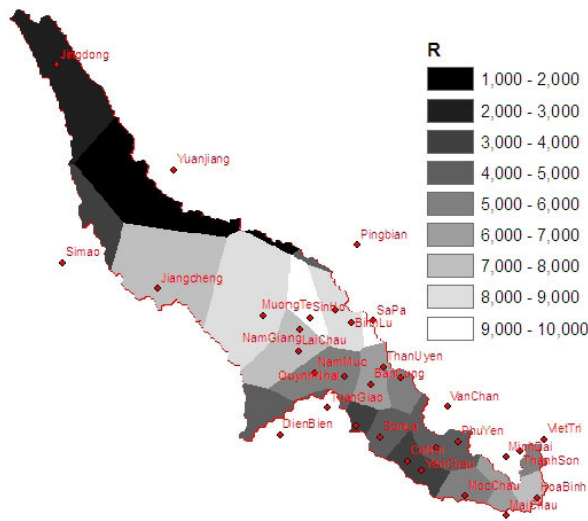
3.1. Kết quả mô phỏng mô hình xói mòn lưu vực sông Đà

3.1.1. Chỉ số xói mòn do mưa (R)

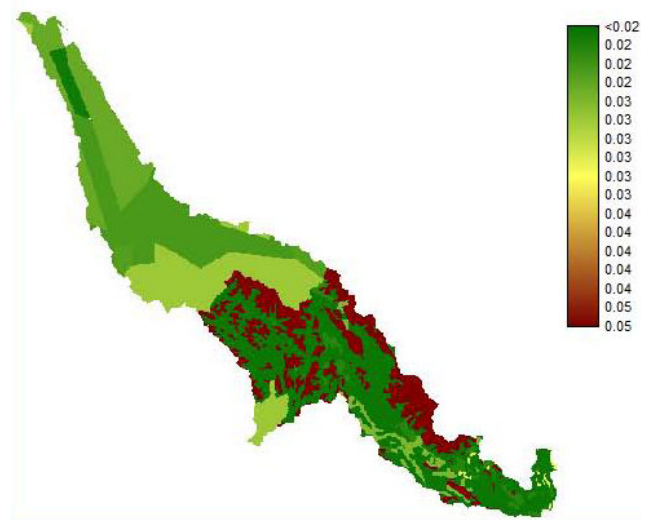
Chỉ số xói mòn (R) do Wischmeier tính toán đường như đáp ứng các yêu cầu này tốt hơn bất kỳ thông số lượng mưa và nhóm thông số nào khác được thử nghiệm với dữ liệu lô đất. Tuy nhiên trong nghiên cứu này sử dụng công thức của Loureiro và Coutinho (2001), Ranzi et al (2012) [5]:

$$R = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \sum_{m=1}^{12} (7,05.rain_{10} - 88,92.days_{10})_{m,i} \quad (7)$$

trong đó: N là số năm có số liệu mưa quan sát; $rain_{10}$ là tổng lượng mưa tháng khi lượng mưa ≥ 10 mm/ngày; $days_{10}$ là số ngày có mưa ≥ 10 mm trong 1 tháng. Dựa trên số liệu mưa của 16 trạm mưa trên lưu vực sông Đà, với số liệu thu thập từ 2006-2020, tính chỉ số R theo công thức (7) kết quả được thể hiện trên Hình 2.



Hình 2. Chỉ số xói mòn do mưa R (MJ/ha).(mm/h)



Hình 3. Chỉ số xói mòn đất K (tấn/MJ).(h/mm)

3.1.2. Chỉ số xói mòn đất (K)

Chỉ số xói mòn đất (K) được tính theo mô hình phân bố tùy thuộc vào loại đất, cấu tượng đất, tính thấm của đất, tỷ lệ thành phần hạt của đất và hàm lượng chất hữu cơ trong đất của từng vùng trong khu vực nghiên cứu (tấn.giờ/MJ/mm). Hệ số K tác giả sử dụng phương pháp của USDA (2008), Rulli et al (2012):

$$K = (k_0 \cdot k_t + k_s + k_p) / 759,4 \quad (8)$$

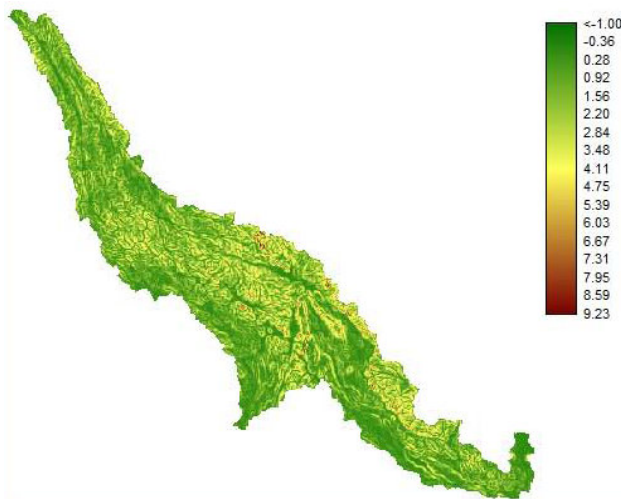
trong đó: k_0 , k_t , k_s và k_p là các hệ số phụ thuộc vào loại đất, cấu trúc đất, tính thấm của đất, tỷ lệ thành phần hạt của đất. Dựa trên số liệu đất trong Atlas Việt Nam (1999), tính toán chỉ số K dựa trên các công thức (8) kết quả được thể hiện trên Hình 3.

3.1.3. Chỉ số chiều dài và độ dốc của sườn dốc (LS)

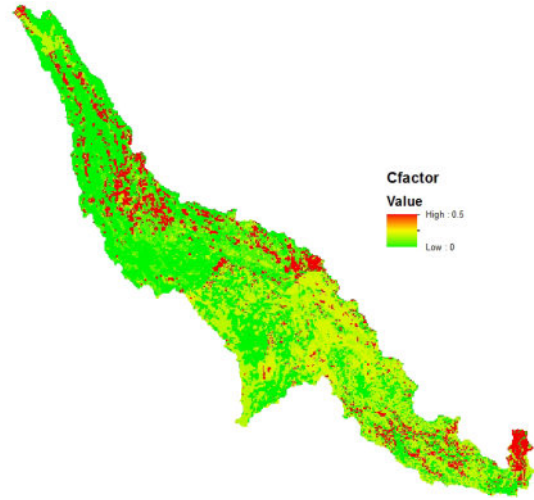
LS là hệ số độ dốc và độ dài dốc không đơn vị, chủ yếu dựa trên độ dốc của ô và diện tích đóng góp, hệ số LS được tính toán bằng cách sử dụng dữ liệu từ mô hình DEM lưu vực. Trong nghiên cứu này tác giả sử dụng công thức của Moore & Burch (1986), đã được ứng dụng thành công vào lưu vực của Italia bởi Pilotti & Bacchi (1997):

$$LS = \left(\frac{A_s}{22.1} \right)^{m'} \cdot \left(\frac{\sin \beta}{0.0896} \right)^{n'} \quad (9)$$

trong đó: A_s là diện tích của khung nghiên cứu; m' , n' là hệ số; β là góc của sườn dốc, được tính toán từ mô hình số độ cao. Dựa trên bản đồ DEM và công thức (9) kết quả tính toán được thể hiện trên Hình 4.



Hình 4. Chỉ số chiều dài và độ dốc sườn dốc LS (-)



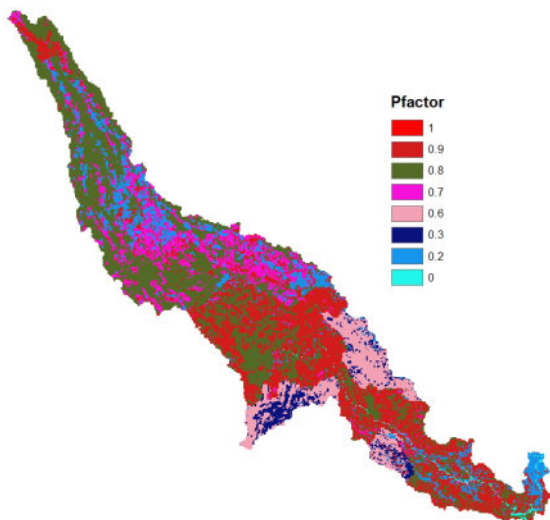
Hình 5. Chỉ số ảnh hưởng bởi thảm phủ C (-)

3.1.4. Chỉ số ảnh hưởng bởi thảm phủ (C)

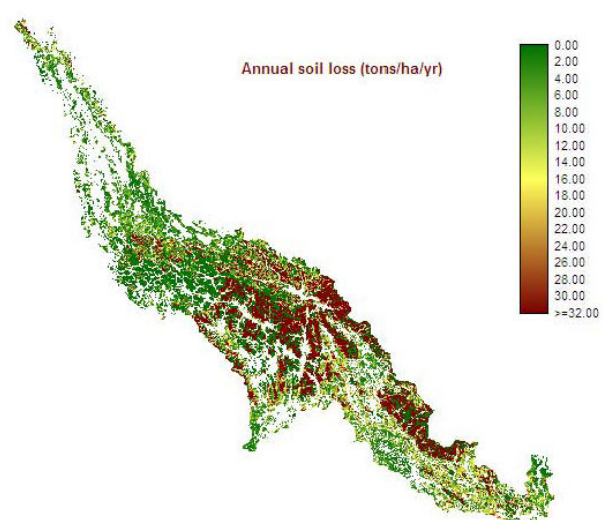
Chỉ số C dựa trên phân loại sử dụng đất cho Châu Âu của chương trình CORINE bởi Cebecauer et al (2004). Tham khảo các tác giả như Phan et al (2011), Ranzi et al (2012) đã lựa chọn hệ số cây trồng cho vùng Thái Nguyên, sông Lô - Gâm. Ngoài ra tham khảo một số nghiên cứu của Trung Quốc (Zhang K et al, 2006) cho các lưu vực tương tự và gần với Việt Nam. Dựa trên bản đồ sử dụng đất năm 2009, kết quả tính toán được thể hiện trên Hình 5.

3.1.5. Chỉ số ảnh hưởng bởi biện pháp canh tác (P)

Chỉ số ảnh hưởng bởi thực hành kiểm soát xói mòn được định nghĩa là tỷ lệ đất bị mất trong điều kiện bề mặt nhất định so với đất bị mất khi cày lên dốc và xuống dốc. Tác giả dựa trên nghiên cứu của Panagos et al (2015) cho toàn Châu Âu, tổ chức bảo vệ môi trường và đất Hoa Kỳ (Renard et al, 1997), Cao (1992) cho Việt Nam. Dựa trên số liệu thực tế canh tác các loại cây trồng và địa hình trong vùng nghiên cứu, kết quả tính toán P được thể hiện trên Hình 6.



Hình 6. Chỉ số ảnh hưởng bởi biện pháp canh tác P (-)



Hình 7. Mất đất trung bình (tấn/ha/năm) lưu vực sông Đà

3.2. Kết quả mô phỏng lượng xói mòn trung bình và vận chuyển bùn cát toàn lưu vực

Mô phỏng xói mòn trên toàn lưu vực và vận chuyển bùn cát đến hồ chứa thượng nguồn, lượng bùn cát giữ lại ở các hồ được tính theo phương pháp Kummur et al (2010) và Vorosmarty et al (2003) [6] lượng bùn cát lơ lửng còn lại được chuyển xuống lưu vực hồ phía sau. Kết quả tính toán với số liệu quan sát các giai đoạn 2006-2020, hệ số Nash – Sutcliffe Efficiency (NSE) trạm Hòa Bình 0.72, là tương đối tốt đáp ứng về mặt kỹ thuật.

Phân tích thành phần chính giúp xác định các nhân tố chính ảnh hưởng đến xói mòn đất. Các lớp bản đồ độ dốc và chỉ số LS (Length-Slope) được xây dựng trong GIS cho thấy các khu vực có LS cao trùng với các điểm được ghi nhận có xói mòn nghiêm trọng qua khảo sát thực địa. Bản đồ xói mòn tiềm năng (dựa trên mô hình RUSLE) với lớp phủ hiện trạng sử dụng đất cho thấy rằng những vùng bị suy giảm lớp phủ thực vật (rừng chuyển sang đất nông nghiệp hoặc xây dựng) có hệ số xói cao hơn gấp 1,5 đến 2 lần so với các vùng có rừng phòng hộ. Như các kết quả trên cho từng yếu tố và tổng hợp các yếu tố như được thể hiện trong Hình 7.

3.3. Phân tích kết quả tính toán xói mòn lưu vực sông Đà

3.3.1. Chỉ số xói mòn do mưa (R)

Giá trị này phụ thuộc vào lượng mưa và cường độ mưa.

- Vùng có giá trị R cao nhất (9.000 – 10.000 MJ/ha/mm/h): nằm ở khu vực phía Đông Nam của lưu vực (gần Lai Châu, Điện Biên, Sơn La). Cần được ưu tiên trong thiết kế tiêu thoát lũ, đập tràn, tường chắn đất do nguy cơ xói mòn và rửa trôi cao.
- Giá trị R thấp hơn (1.000 – 3.000 MJ/ha/mm/h): phân bố ở vùng thượng lưu phía Tây Bắc (gần biên giới với Trung Quốc, như Jiangdong, Yuanjian). Ít bị ảnh hưởng bởi xói mòn do mưa, nhưng vẫn cần tính đến khả năng mưa cực đoan cục bộ.

3.3.2. Chỉ số xói mòn đất (K)

Hệ số K phụ thuộc vào các loại đất khác nhau phân bố trên toàn bộ lưu vực.

- Vùng có hệ số K thấp ($< 0,02$): Màu xanh lá – chiếm phần lớn khu vực phía Tây Bắc của lưu vực. Đây là các vùng có đất tương đối bền, ít xói mòn tự nhiên.
- Vùng có hệ số K cao (0,04 – 0,05): Màu đỏ – phân bố nhiều ở khu vực trung tâm và Đông Nam lưu vực, nơi có nguy cơ xói mòn đất mạnh.

3.3.3. Chỉ số chiều dài và độ dốc của sườn dốc (LS)

Dựa vào bản đồ mô hình số độ cao (DEM) xác định được độ dốc và chiều dài sườn dốc.

- Vùng LS thấp ($< 1 - 2,84$): chiếm phần lớn ở phía Tây Bắc, địa hình tương đối bằng phẳng hoặc thoải – ít nguy cơ xói mòn.
- Vùng LS trung bình (2,84 – 6,03): phân bố dọc theo các triền đồi dốc – cần lưu ý khi thiết kế kênh dẫn và mái dốc đập.
- Vùng LS cao ($> 6,03 - 9,23$): tập trung ở phía Đông Nam của lưu vực – nơi có địa hình hiểm trở, dốc lớn, nguy cơ xói lở và sạt trượt rất cao.

3.3.4. Chỉ số ảnh hưởng bởi thảm phủ (C)

Từ bản đồ sử dụng đất, với các loại đất canh tác, đất rừng, đất xây dựng, bản đồ thảm phủ C được xây dựng.

- Vùng màu xanh (C thấp ~ 0): chiếm phần lớn diện tích lưu vực, đặc trưng bởi rừng tự nhiên hoặc thảm thực vật dày. Những khu vực này hạn chế xói mòn tốt, vì tán cây và rễ giúp giữ đất.
- Vùng màu vàng đến đỏ (C cao $\sim 0,5$): xuất hiện rải rác, tập trung ở các vùng ven hoặc khu vực bị khai phá. Đây là những khu vực có nguy cơ xói mòn cao hơn, do đất ít được che phủ, có thể là đất canh tác hoặc khu vực đô thị hóa.

3.3.5. Chỉ số ảnh hưởng bởi biện pháp canh tác (P)

Dựa vào các biện pháp bảo vệ đất, cũng như các biện pháp đi kèm với các loại sử dụng đất khác nhau, giá trị P được xác định.

- Vùng có trị số P trong khoảng từ 0,7 đến 1 là những vùng không có biện pháp kiểm soát xói mòn hoặc có biện pháp kiểm soát nhưng chưa hiệu quả. Dẫn đến xói mòn mạnh, đất rửa trôi nhanh và ảnh hưởng nghiêm trọng đến canh tác, năng suất cây trồng cũng như bùn cát lòng hồ.

- Vùng có trị số P nhỏ hơn 0,5 là vùng có biện pháp bảo vệ chống xói mòn khá tốt như trồng cây theo ruộng bậc thang, canh tác theo đường đồng mức, hoặc rừng có độ che phủ lớn. Giảm tối đa dòng chảy mặt và rửa trôi đất, duy trì độ phì nhiêu của đất. Từ đó, giảm đáng kể xói mòn, giữ ổn định cho đất.

4. KẾT LUẬN

Kết quả phân tích cho thấy địa hình lưu vực có sự phân bậc rõ rệt, với độ dốc trung bình cao ở các vùng thượng nguồn. Đây là điều kiện thuận lợi cho dòng chảy mặt phát triển mạnh, tạo ra năng lượng dòng chảy cao – yếu tố cơ bản dẫn đến hiện tượng xói mòn mặt và xói rãnh. Các lớp bản đồ độ dốc và chỉ số LS (Length-Slope) được xây dựng trong GIS cho thấy các khu vực có LS cao trùng với các điểm được ghi nhận có xói mòn nghiêm trọng qua khảo sát thực địa.

Việc tích hợp bản đồ xói mòn tiềm năng (dựa trên mô hình RUSLE) với lớp phủ hiện trạng sử dụng đất cho thấy rằng những vùng bị suy giảm lớp phủ thực vật (rừng chuyển sang đất nông nghiệp hoặc xây dựng) có hệ số xói cao hơn gấp 1,5 đến 2 lần so với các vùng có rừng phòng hộ. Kết quả này có ý nghĩa quan trọng cho việc quản lý tài nguyên nước bền vững, kiểm soát xói mòn và giảm thiểu tác động tiêu cực đến các hệ sinh thái hạ lưu và vùng ven biển.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Viện Khoa học Thủy lợi. (2019). “Báo cáo hiện trạng và giải pháp ứng phó với việc hạ thấp lòng dẫn vùng hạ du sông Hồng.” An ninh nguồn nước.
- [2] QHPCTT&TL. (2021). “Quy hoạch phòng, chống thiên tai và thủy lợi thời kỳ 2021 – 2030, tầm nhìn đến năm 2050.” Viện Quy hoạch Thủy lợi – Bộ Nông nghiệp & PTNT.
- [3] Wei X, et al. (2019). A Modeling Approach to Diagnose the Impacts of Global Changes on Discharge and Suspended Sediment Concentration within the Red River Basin. *Water*. 2019; 11(5):958.
- [4] Wischmeier, W.H., & Smith, D.D, 1978. Predicting Rainfall Erosion Losses: A Guide to Conservation Planning. USDA Agriculture Handbook No. 537.
- [5] Ranzi, et al. (2012). “A RUSLE approach to model suspended sediment load in the Lo river (Vietnam): Effects of reservoirs and land use changes.” *Journal of Hydrology* 422–423 (2012) 17–29.
- [6] Kumm, Matti, et al. (2010). "Basin-wide sediment trapping efficiency of emerging reservoirs along the Mekong." *Geomorphology* 119.3-4 (2010): 181-197.

ĐÁNH GIÁ ẢNH HƯỞNG CỦA ĐỘNG ĐẤT ĐẾN ỔN ĐỊNH CỦA ĐẬP KHẢO MANG THƯỢNG SỬ DỤNG QUAKE/W

Souksanh CHANTHALANGSY

Nghiên cứu sinh, Trường Đại học Thủy lợi, email: souksanh.ctls2022@gmail.com

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Các công trình đập đá đổ lõi sét thường được đánh giá cao về tính linh hoạt hình học và khả năng thích ứng tốt với biến dạng. Tuy nhiên, dưới tác động của tải trọng động đất, loại đập này vẫn tiềm ẩn rủi ro biến dạng lớn hoặc hư hại cục bộ. Thực tế quan trắc các đập cao trên thế giới cho thấy động đất có thể gây lún đỉnh đập từ vài chục đến hàng trăm cm, tương đương khoảng vài phần trăm chiều cao đập [1]. Mặc dù hiếm khi xảy ra phá hủy hoàn toàn, động đất mạnh có thể tạo ra nứt nẻ ở đỉnh và thân đập, đe dọa an toàn đập và gây mất ổn định mái nghiêng. Chẳng hạn, trận động đất Wenchuan 2008 ở Trung Quốc đã gây lún hàng chục cm tại đập Zipingpu (156 m) và làm xuất hiện các vết nứt trên đỉnh đập mặt bê tông [2]. Khu vực Tây Bắc Việt Nam – nơi có hoạt động kiến tạo mạnh – cũng tiềm ẩn nguy cơ động đất ảnh hưởng đến các hồ đập. Do đó, việc đánh giá ổn định công trình khi xảy ra động đất là cấp thiết.

Mục đích của nghiên cứu này là đánh giá mức độ ảnh hưởng của động đất đến sự ổn định an toàn của đập đá đổ lõi sét Khao Mang Thượng (tỉnh Lào Cai, Việt Nam). Đây là đập chính của công trình Thủy điện Khao Mang Thượng, cao 68 m, hoàn thành năm 2015. Nghiên cứu sử dụng mô phỏng số bằng phần mềm GeoStudio (module QUAKE/W) để phân tích ứng xử động của đập dưới tác động của ba băng gia tốc nền đặc trưng cho khu vực Tây Bắc Việt Nam. Bên cạnh đó, ảnh hưởng của độ cản (damping) trong mô hình cũng được xem xét với các giá trị 5%, 10% và 15%. Mục tiêu là xác định sự thay đổi gia tốc, chuyển vị tại các điểm khảo sát trên thân đập theo thời gian, cũng như tổng hợp phổ gia tốc, nhằm cung cấp cơ sở định lượng cho công tác đánh giá an toàn động đất của đập hiện hữu, qua đó so sánh và nhận xét với công thức kinh nghiệm của Ki-Chun Park và cộng sự [1] nhằm ước tính lún đỉnh đập. Sự đối chiếu này giúp làm rõ mức độ phù hợp giữa kết quả mô phỏng và các nghiên cứu trước đây, từ đó bổ sung cơ sở cho việc đánh giá an toàn đập. Nghiên cứu góp phần cung cấp cái nhìn định lượng về an toàn của đập Khao Mang Thượng nói riêng và đập đá đổ lõi sét ở vùng có động đất nói chung tại Việt Nam [3].

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU VÀ MÔ HÌNH

2.1. Phương pháp nghiên cứu và dữ liệu động đất

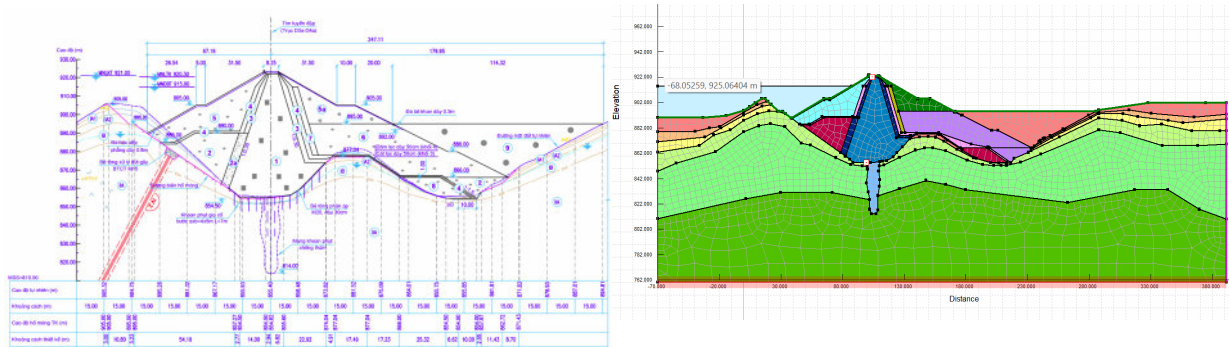
Nghiên cứu sử dụng phương pháp mô phỏng số bằng phần tử hữu hạn trong thời gian động đất, từ đó phân tích phản ứng động của các điểm đặc trưng của đập [4,5,6]. Phần mềm GeoStudio (QUAKE/W) được dùng để giải bài toán lan truyền sóng động đất qua nền và thân đập. QUAKE/W mô phỏng các ứng suất động phát sinh do rung chấn và ảnh hưởng của chúng lên kết cấu đập [7]. Mô hình tính toán bao gồm giai đoạn cân bằng tĩnh (trọng lực và áp lực nước) và giai đoạn phân tích động lực khi áp các băng gia tốc nền vào mô phỏng. Quá trình tích phân thời gian sử dụng phương pháp Newmark trực tiếp với bước thời gian đủ nhỏ (0,001–0,005 s) để đảm bảo độ chính xác. Ma trận cản Rayleigh được hiệu chỉnh tương ứng để đạt các mức độ cản tỷ lệ đàn hồi 5%, 10%, 15% cho dao động cơ bản của hệ (tương ứng 3 trường hợp mô phỏng). Đây là các giá trị cản phổ biến khi phân tích động đất công trình đất đá [4-7].

Dữ liệu động đất: Ba băng gia tốc thời gian được sử dụng làm đầu vào dao động nền, ký hiệu lần lượt là GM1, GM2, GM3 [8]. Đây là các gia tốc nền tổng hợp cho vùng Tây Bắc với các tham số đặc trưng khác nhau, nhằm phản ánh các kịch bản động đất có thể xảy ra. Cả ba băng gia tốc có thời lượng khoảng 20 giây, được rút trích hoặc tổng hợp từ các trận động đất có độ lớn và khoảng cách

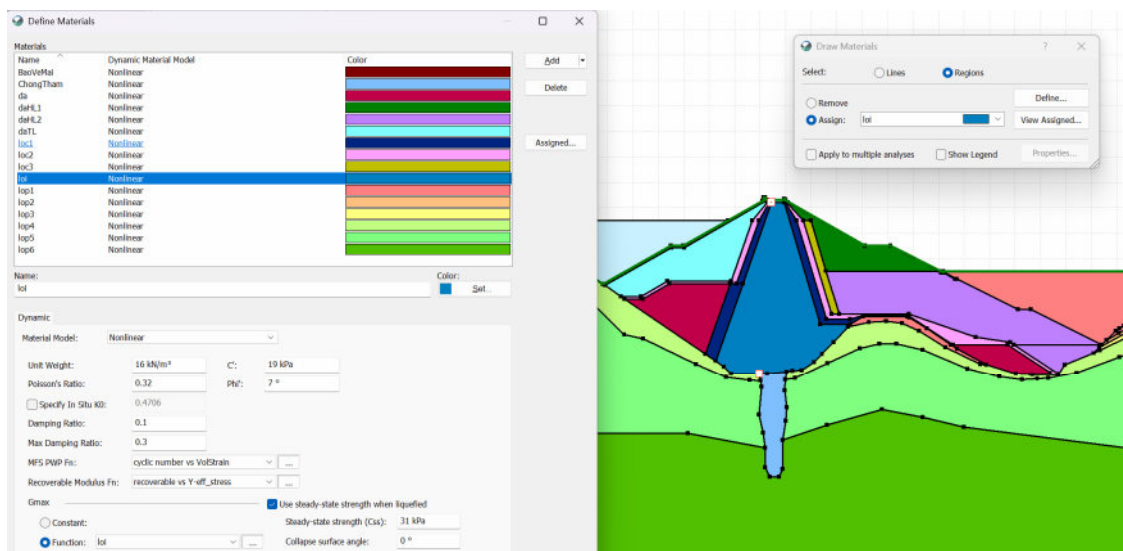
chấn tâm đặc trưng cho khu vực nghiên cứu. Các giá trị PGA (đỉnh gia tốc nền) lần lượt là 0,1747; 0,1779 và 0,1947 m/s² (tương ứng GM1, GM2, GM3), còn M là độ lớn moment, tương ứng là 6,7 hoặc cấp 8 theo phân cấp động đất tại Việt Nam. Theo phân loại gia tốc nền trong tiêu chuẩn động đất Việt Nam, các giá trị PGA này nằm trong khoảng động đất cấp VIII, do đó GM1-3 có thể được xem là các kịch bản động đất cấp VIII tại khu vực nghiên cứu [9]. Đây là các cặp PGA–M nằm trong phạm vi kịch bản động đất thiết kế cho công trình đập lớn. Cả ba băng gia tốc được chuẩn hóa về gia tốc trọng trường (g) và hiệu chỉnh để có khoảng tần số phù hợp trước khi đưa vào mô hình. Gia tốc nền được áp dụng tại đáy mô hình (móng đập) theo phương ngang (phương X) – giả thiết sóng ngang truyền thẳng đứng từ nền đá gốc. Điều kiện biên mô hình được lựa chọn điều kiện biên hấp thụ được áp dụng để hạn chế phản xạ sóng trở lại mô hình [7]. Nhờ đó, mô hình số mô phỏng tương đối sát điều kiện đập trên nền bán không gian chịu tải động đất thực tế.

2.2. Mô hình công trình sử dụng GeoStudio

Mô hình hình học và lưới phần tử của đập Khao Mang Thượng được xây dựng theo mặt cắt ngang điển hình qua đập (Hình 1). Đập cao 68 m, đỉnh đập rộng 6 m, mái thượng lưu dốc 1:2,0 và mái hạ lưu dốc 1:1,7-1:2,0. Phân lõi giữa bằng đất sét chôn thâm, mở rộng từ cao trình chân đập đến đỉnh, được bọc hai bên bởi tầng chuyển tiếp và khối đá đổ (thân đập chính) ở thượng lưu và hạ lưu. Nền đập là đá phong hóa, độ sâu khối đá là ước tính 20 m tính từ chân đập [3]. Hình dưới đây mô tả sơ bộ cấu trúc thân đập và lưới phần tử hữu hạn trong mô hình tính toán.



Hình 1. Mặt cắt qua thân đập Khao Mang Thượng và mô hình tính toán



Hình 2. Một số chỉ tiêu cơ lý và mô hình vật liệu trong mô phỏng

Vật liệu thân đập và nền móng được gán các tham số cơ học tương ứng với điều kiện thiết kế. Lõi sét có trọng lượng thể tích 16 kN/m³, góc ma sát trong hiệu quả 7°, lực dính kết hiệu quả 19 kPa; khối đá đổ có trọng lượng thể tích 22 kN/m³, góc ma sát hiệu quả từ 40°, không có lực dính (các giá trị giả định phù hợp tài liệu thiết kế đập đá đổ [3]). Ngoài ra, các thông số mô hình vật liệu khác được thể hiện trên hình 2. Mô hình ứng suất – biến dạng sử dụng cho đất nền và có dạng phi

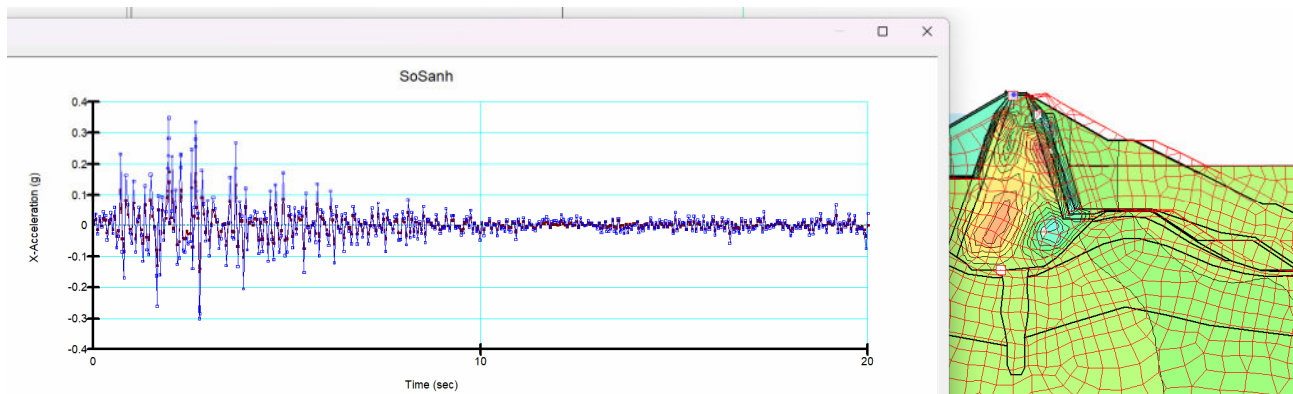
tuyến, với modul cắt của vật liệu được hiệu chỉnh giảm khi biến dạng tăng (dựa trên đường cong giảm modul động và tăng cản nhớt [7]). Độ cản vật liệu như đã đề cập được đưa vào 3 giá trị (trên hình 2 là trường hợp độ cản 10%, giá trị cản lớn nhất là 30%). Mục nước hồ chứa trong tính toán được giả thiết ở mức bình thường, gây áp lực thủy tĩnh phân bố trong lõi sét và trên mái thượng lưu trước khi phân tích động.

Mô hình phần tử hữu hạn gồm 2044 phần tử, kích thước phần tử nhỏ dần tại vùng lõi sét và đỉnh đập nơi biến dạng dự kiến lớn. Trước khi phân tích động, trạng thái ứng suất ban đầu do tự trọng đập đập và áp lực nước được xác định qua module QUAKE/W (Initial static) và SEEP/W (phân tích thấm ổn định). Trên cơ sở đó, trạng thái ứng suất ban đầu (bao gồm sức chịu tải của nền đá) được chuyển sang phân tích QUAKE/W với 3 băng gia tốc và 3 độ cản khác nhau. Biên đáy mô hình đặt trên nền đá tốt được coi là cố định đứng và ngang (trừ chuyển động nền đầu vào theo phương ngang). Các biên bên đủ xa (hơn 3 lần chiều cao đập) được gán điều kiện biên hấp thụ để mô phỏng hiệu ứng nền vô hạn. Nhờ vậy, sóng địa chấn truyền vào mô hình và phản ánh được tương đối chính xác phân bố biến dạng, gia tốc trong đập trong quá trình rung động.

3. KẾT QUẢ VÀ PHÂN TÍCH

3.1. Diễn biến theo thời gian

Kết quả mô phỏng cho phép trích xuất lịch sử gia tốc tại các vị trí khác nhau trên thân đập theo thời gian. Trên Hình 3, gia tốc theo phương X tại đỉnh đập (điểm quan trắc số 1) được so sánh trong trường hợp sử dụng băng gia tốc GM1 và cùng độ cản 10%. Có thể thấy gia tốc tại đỉnh đập có biên độ cực đại lớn hơn rõ rệt so với tại chân đập. Cụ thể, gia tốc đỉnh đập đạt giá trị lớn nhất là $0,3521 \text{ m/s}^2$, lớn hơn khoảng 2,02 lần so với gia tốc nền đầu vào $0,1747 \text{ m/s}^2$ – hình 3. Điều này cho thấy hiện tượng khuếch đại dao động về phía đỉnh đập do hiệu ứng hình học và đất nền mềm hơn so với đá gốc. Ngược lại, tại chân đập (gần nền đá), gia tốc cực đại xấp xỉ bằng PGA đầu vào và dao động tắt dần nhanh hơn. Sau khi sóng động đất chính đi qua (sau 20 s), gia tốc tại mọi vị trí đều giảm về 0 do lực cản và tiêu tán năng lượng trong đập.



Hình 3. So sánh lịch sử gia tốc theo thời gian tại đỉnh đập và nền dưới tác động của băng gia tốc GM1 với độ cản 10%. Đỉnh đập trải qua gia tốc lớn hơn và kéo dài hơn so với chân đập do hiệu ứng khuếch đại sóng địa chấn trong thân đập

Gia tốc đỉnh đập theo thời gian tương ứng với ba băng gia tốc GM1, GM2, GM3 (độ cản cố định 10%). Dễ nhận thấy sự khác biệt về biên độ và tần số dao động của đỉnh đập tương ứng với từng đầu vào động đất. Băng GM3 gây ra gia tốc đỉnh đập lớn nhất, với đỉnh là $0,3889 \text{ m/s}^2$. Trong khi đó, băng GM1 yếu nhất với gia tốc đỉnh $0,3521 \text{ m/s}^2$ và tắt dần nhanh hơn. Như vậy, mức độ rung động tại đỉnh đập tăng khi cường độ động đất đầu vào tăng.

3.2. Đánh giá chuyển vị đứng, ngang theo độ cản

Một kết quả quan trọng của phân tích là chuyển vị dư của đập sau động đất, bao gồm chuyển vị đứng (độ lún đỉnh đập) và chuyển vị ngang (trượt về phía hạ lưu). Bảng 1 tổng hợp giá trị lún đỉnh đập và chuyển vị ngang đỉnh đập thu được từ mô phỏng cho cả ba băng gia tốc, dưới các mức độ cản khác nhau. Có thể thấy, độ lún đỉnh đập tăng đáng kể khi giảm độ cản: với cản 5% mô hình tính

cho lún từ 0,0245 m đến 0,0490 m (tùy băng gia tốc); trong khi cần 15% giảm lún chỉ còn khoảng 0,01–0,025 m. Như vậy, khi giả thiết vật liệu đập ít suy hao năng lượng (cần thấp), biến dạng dẻo tích lũy lớn hơn hẳn so với trường hợp có cần cao hơn – phù hợp với cơ chế vật lý. Xét cùng một mức cần, băng động đất mạnh hơn gây lún nhiều hơn: ví dụ ở cần 10%, băng GM1 gây lún 0,015 m, GM2 0,025 m, GM3 0,034 m. Kết quả này cho thấy độ lớn và năng lượng của động đất ảnh hưởng tỷ lệ thuận đến biến dạng dư của đập.

Để đối chiếu với kết quả mô phỏng, nhóm tác giả đã sử dụng công thức kinh nghiệm của Ki-Chun Park và cộng sự [1] để ước tính lún đỉnh đập. Công thức này được xây dựng dựa trên phân tích hồi quy nhiều biến từ số liệu mô phỏng và quan trắc thực tế, có dạng tổng quát:

$$\text{Ln}(s) = \alpha_1 \text{GM}_1 + \alpha_2 \text{GM}_2 + \alpha_3 \text{GM}_3 + \alpha_4 \text{GM}_4 \quad (1)$$

trong đó s là độ lún đỉnh (m), GM1-GM4 là các thông số động đất. Áp dụng công thức (3.1) với tham số PGA1-PGA3, và độ lớn động đất M , kết quả dự báo độ lún xấp xỉ 0,0172 m cho PGA1; 0,0172 m cho PGA2 và 0,0173 m cho PGA3. Giá trị này được liệt kê trong bảng 1 để so sánh. Dễ thấy, công thức kinh nghiệm dự báo gần như không phân biệt giữa ba kịch bản động đất trên (do các băng có cùng mức $M = 6,7$ và đặc trưng phổ tương đồng). Giá trị 0,017 m thấp hơn khá nhiều so với kết quả mô phỏng khi cần 5%, nhưng lại khá gần so với kết quả mô phỏng cần 10%. Điều này gợi ý rằng công thức (1) tương ứng với mức suy hao năng lượng thực tế của vật liệu đập, vốn có thể tương đương độ cần 10% trong mô hình. Nói cách khác, nếu chọn tham số cần phù hợp, mô hình số có thể cho kết quả lún phù hợp với thực tế hơn. Ngược lại, giả thiết cần quá thấp có thể dẫn đến dự báo biến dạng dư cao hơn so với thực tế.

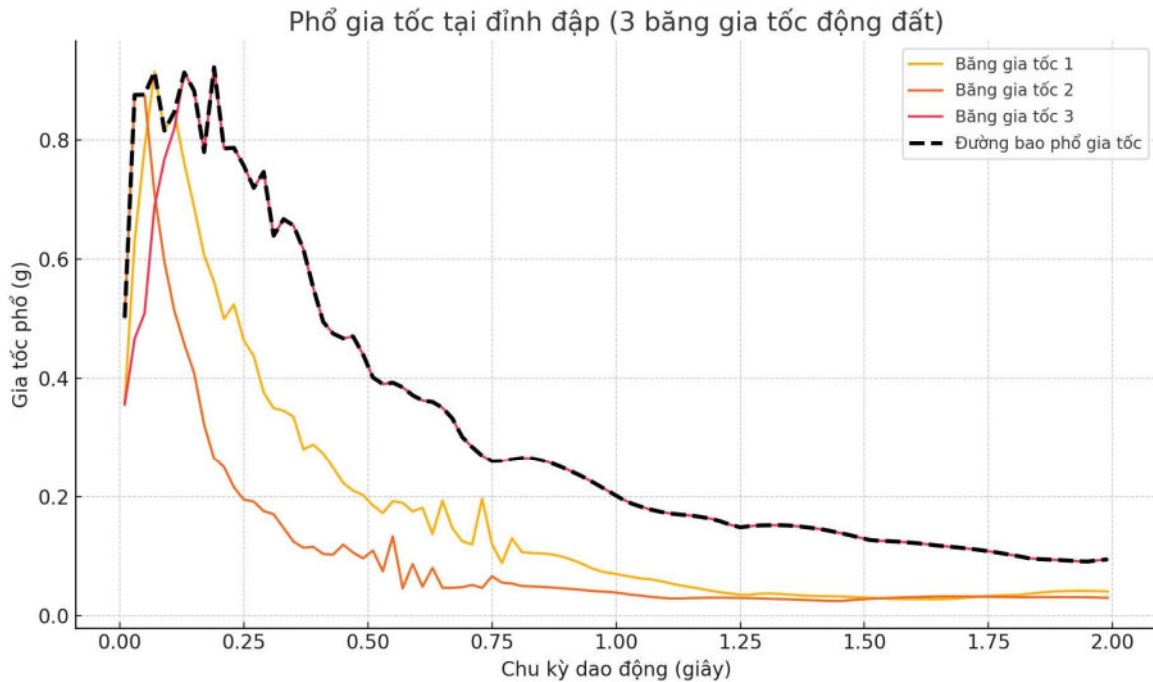
Bảng 1 cũng cho thấy chuyển vị ngang đỉnh đập (về phía hạ lưu) đáng kể hơn nhiều so với lún đứng. Ở trường hợp cần 10%, chuyển vị ngang đạt 0,16–0,17 m (gấp khoảng 5–7 lần độ lún tương ứng). Dù không có công thức kinh nghiệm để so sánh, kết quả này phù hợp với xu hướng quan sát thực tế: các đập đất đá chịu động đất thường biến dạng ngang lớn hơn lún, do thân đập *trượt nghiêng* về phía hạ lưu khi bị rung lắc. Tỷ lệ chuyển vị ngang khoảng 0,25% chiều cao đập (0,17/68 m) nhìn chung vẫn nằm trong phạm vi an toàn (thấp hơn giới hạn biến dạng tới hạn 1–2% chiều cao). Tuy nhiên, sự dịch chuyển ngang này có thể gây nứt cục bộ trên mặt đập, nhất là khi kết hợp với lún không đều. Do vậy, kết quả phân tích giúp cảnh báo cần kiểm tra thiết kế đỉnh đập và các kết cấu liên quan (như mặt đường quản lý trên đỉnh đập) để đảm bảo chịu được biến dạng động đất dự tính.

Bảng 1. Chuyển vị đứng và ngang của đập với các băng gia tốc và độ cần khác nhau

Kết quả	PGA1&M	PGA2&M	PGA3&M
CV đứng tức thời (mô hình toán) độ cần 5% (m)	0,0245	0,0432	0,0490
CV đứng (mô hình toán) độ cần 10% (m)	0,0154	0,0250	0,0338
CV đứng (mô hình toán) độ cần 15% (m)	0,0099	0,0160	0,0253
Độ lún (Công thức của Ki-Chun Park) (m)	0,0172	0,0172	0,0173
CV ngang, độ cần 10% (m)	0,1630	0,1674	0,1723
CV ngang (Công thức của Ki-Chun Park)	Không đánh giá		

3.3. Đánh giá phổ phản ứng theo độ cần

Phổ phản ứng gia tốc tại đỉnh đập được tính toán cho các trường hợp động đất nhằm hiểu rõ hơn đáp ứng tần số của hệ đập. Hình 4 trình bày phổ gia tốc theo phương X (độ cần 5%) tại đỉnh đập ứng với ba băng gia tốc GM1–GM3. Nhìn chung, các phổ có dạng đơn đỉnh rõ rệt, với đỉnh phổ nằm trong khoảng chu kỳ 0,15–1,50 giây. Đây có thể xem là khoảng chu kỳ dao động riêng cơ bản của đập Khao Mang Thượng. Ở quanh chu kỳ này, phổ gia tốc đỉnh đập lớn gấp 2 lần gia tốc nền (ứng với hệ số khuếch đại phổ 2 lần). Kết quả này chỉ ra rằng sự phù hợp tần số giữa động đất và kết cấu đập ảnh hưởng lớn đến mức đáp ứng cực đại – trận động đất có thành phần năng lượng tập trung quanh chu kỳ riêng của đập sẽ gây hiệu ứng cộng hưởng nguy hiểm hơn. Đỉnh phổ nằm dưới chu kỳ $T \approx 1,0$ giây – tương ứng chu kỳ riêng cơ bản của đập. Động đất mạnh hơn gây giá trị phổ cao hơn trên toàn dải tần. Dải tần số thấp ($T > 1,5$ s) cho phổ nhỏ dần do đặc trưng tích năng lượng có hạn của các băng gia tốc đầu vào.



Hình 4. Phổ phản ứng gia tốc 5% cản tại đỉnh đập ứng với 3 băng gia tốc GM1, GM2, GM3

Ngoài ra, nghiên cứu cũng xem xét ảnh hưởng của độ cản tới phổ phản ứng. Tuy nhiên, hình dạng chung của phổ (vị trí đỉnh, bề rộng đỉnh) không thay đổi nhiều theo độ cản, vì chu kỳ riêng của đập chủ yếu phụ thuộc đặc tính khối vật liệu và hình học đập. Thực tế, việc lựa chọn 5% hay 10% độ cản trong tính toán phổ phản ứng cho đập đất đá nên cân nhắc theo kinh nghiệm thực tế. Thông thường, giá trị 5% được dùng cho phổ thiết kế (ít suy giảm), trong khi 10–15% phản ánh điều kiện vật liệu thực hơn. Trong nghiên cứu này, phổ 5% được trình bày nhằm so sánh với phổ thiết kế tiêu chuẩn. Kết quả cho thấy phổ gia tốc đỉnh đập nằm dưới phổ thiết kế cấp 8 (MSK) cho nền loại A ở Tây Bắc, tức là đập có thể đáp ứng an toàn với các động đất xem xét trong phạm vi cho phép về gia tốc.

4. KẾT LUẬN

Nghiên cứu đã tiến hành mô phỏng đánh giá ảnh hưởng của động đất tới ổn định đập đá đổ lõi sét Khao Mang Thượng bằng mô hình phân tử hữu hạn QUAKE/W. Kết quả về gia tốc và biến dạng theo thời gian: Động đất gây ra hiệu ứng khuếch đại gia tốc về phía đỉnh đập. Gia tốc đỉnh đập mô phỏng cao hơn khoảng 2 lần gia tốc nền đầu vào. Sau động đất, đỉnh đập còn dao động dư một thời gian ngắn trước khi tắt hẳn do cản nhớt. Tần số dao động riêng cơ bản của đập khoảng 1-20 Hz (chu kỳ nhỏ hơn 1 giây) được thể hiện rõ trong lịch sử gia tốc và phổ phản ứng.

Lún và chuyển vị ngang đỉnh đập: Động đất cường độ mạnh có thể gây lún đỉnh đập vài cm và trượt ngang hàng chục cm. Với kịch bản động đất mạnh nhất trong nghiên cứu, mô phỏng cho lún đỉnh khoảng 1-5cm (giảm dần theo độ cản), kèm chuyển vị ngang 17 cm. Mức biến dạng này tương đương 0,3% chiều cao đập, chưa gây mất ổn định tổng thể nhưng có thể dẫn đến nứt cục bộ đỉnh đập. Kết quả so sánh với công thức kinh nghiệm cho thấy lựa chọn tham số độ cản phù hợp có vai trò quan trọng: độ cản khoảng 10% giúp mô phỏng cho kết quả lún gần với dự báo kinh nghiệm thực tế, trong khi giả thiết cản quá thấp có thể dự báo biến dạng lớn hơn thực tế (ứng với giá trị khuyến cáo là 5%).

Phổ phản ứng và ảnh hưởng tần số động đất: Phổ gia tốc tại đỉnh đập cho thấy dao động riêng của đập nhỏ hơn 1,0 giây. Động đất có thành phần tần số trùng với chu kỳ này gây hiệu ứng cộng hưởng làm tăng phản ứng của đập. Mặt khác, tăng độ cản vật liệu làm giảm đáng kể biên độ phổ gia tốc, nhờ đó giảm lực quán tính tác dụng trong đập. Do vậy, trong thiết kế kháng chấn đập đất đá, cần chú ý cả hai yếu tố: đặc trưng phổ động đất thiết kế và đặc tính cản bên trong của vật liệu đập (liên quan đến độ chặt, đặc tính biến dạng phi tuyến của vật liệu).

Tổng hợp các kết quả, có thể nhận định đập Khao Mang Thượng nhìn chung vẫn bảo đảm ổn định dưới tác động của các kịch bản động đất đã xét, khi các kết quả mô phỏng cho thấy chuyển vị và ứng xử động của đập nằm trong giới hạn cho phép. Tuy nhiên, động đất có thể gây biến dạng dư đáng kể, cần được tính toán kiểm tra để có giải pháp xử lý phù hợp (ví dụ: nâng cao cao trình đỉnh đập để bù lún, gia cố chống nứt). Phương pháp mô phỏng số bằng QUAKE/W tỏ ra hiệu quả trong việc dự báo định lượng ứng xử động của đập, đặc biệt khi có dữ liệu đầu vào sát thực tế. Nghiên cứu trong tương lai có thể mở rộng phân tích với nhiều kịch bản động đất hơn (bao gồm thành phần đứng, các dạng sóng đầu vào khác nhau) và so sánh với số liệu đo đạc thực tế (nếu có) để hiệu chỉnh mô hình, qua đó nâng cao độ tin cậy trong đánh giá an toàn động đất cho các đập đất đá ở Việt Nam.

Mặc dù các thông số đầu vào trong nghiên cứu này dựa trên dữ liệu của thiết kế, kết quả phân tích đã cho thấy những đặc trưng ứng xử động của đập đá đổ lõi sét dưới tác động động đất. Do đó, khi áp dụng vào thực tiễn, cần kết hợp với số liệu quan trắc và khảo sát hiện trường để có được đánh giá sát hơn về mức độ an toàn đập. Nghiên cứu này có thể được xem như bước khởi đầu nhằm kiểm chứng phương pháp phân tích động bằng mô phỏng số, đồng thời cung cấp cơ sở khoa học và định hướng cho các nghiên cứu tiếp theo cũng như cho công tác quản lý an toàn đập.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] K.-C. Park, V.-Q. Nguyen, J.-H. Kim, D. Park, and B.-H. Choi, "Estimation of seismically-induced crest settlement of earth core rockfill dams," *Applied Sciences*, vol. 9, no. 20, p. 4343, 2019.
- [2] H. Liu, X. Chen, Z. Liu, and K. Deng, "Seismic Analysis of the Zipingpu Concrete-Faced Rockfill Dam Response to the 2008 Wenchuan, China, Earthquake," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 29, no. 5, p. 04014129, Oct. 2013, doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000506.
- [3] Công ty CP Tư vấn Xây dựng Điện 1 (PECC1), "Báo cáo kiểm tra hiện trạng an toàn đập và hồ chứa thủy điện Khao Mang Thượng năm 2023," Hà Nội, Việt Nam, 2023.
- [4] S. L. Kramer, *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ, USA: Prentice-Hall, 1996.
- [5] Federal Emergency Management Agency (FEMA), *Federal Guidelines for Dam Safety: Earthquake Analyses and Design of Dams (FEMA P-65)*, Washington, D.C., USA, 2005.
- [6] International Commission on Large Dams (ICOLD), "Selecting Seismic Parameters for Large Dams – Guidelines and Recommendations," *ICOLD Bulletin 148*, Paris, France, 2010.
- [7] GEO-SLOPE International Ltd., *QUAKE/W User's Guide for Dynamic Earthquake Analysis*, GeoStudio 2023 ed. Calgary, Alberta, Canada: GEO-SLOPE International Ltd., 2023.
- [8] Chương Trình KH&CN, "Nghiên cứu cơ sở khoa học nâng mực nước dâng bình thường hồ thủy điện Sơn La góp phần bảo đảm an ninh nguồn nước và an ninh năng lượng".
- [9] Bộ Khoa học và Công nghệ, *TCVN 9386:2023 – Thiết kế công trình chịu động đất*, Hà Nội: Nhà xuất bản Xây dựng, 2023.

ẢNH HƯỞNG CỦA HỆ GIẺANG ĐẾN ỨNG XỬ CỦA CÔNG TRÌNH KẾT CẤU LIÊN HỢP THÉP – BÊ TÔNG CHỊU TÁC ĐỘNG ĐỘNG ĐẤT

Phạm Thu Hiền, Nguyễn Văn Thắng, Nguyễn Thị Thanh Thúy, Bùi Sĩ Mươi

Trường Đại học Thủy lợi, email: hienpt@thu.edu.vn

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Trong ngành xây dựng, kết cấu liên hợp thép – bê tông đang trở thành xu hướng hiện đại nhờ khả năng tối ưu hóa lợi thế về kết cấu và kinh tế của thép và bê tông cốt thép. Kết cấu này kết hợp các đặc tính vật liệu để tạo ra hệ thống thống nhất, có hiệu suất vượt trội so với các cấu kiện riêng lẻ. Hệ giằng thép, một giải pháp hiệu quả và kinh tế để chịu tải trọng ngang, được sử dụng rộng rãi trong các tòa nhà cao tầng để chống lại lực gió và động đất. Hệ giằng giúp tăng độ cứng ngang, giảm chuyển vị và mô men uốn, đồng thời tiết kiệm chi phí, dễ thi công và linh hoạt trong thiết kế. Trong các công trình, hệ giằng thép thường được cấu tạo dạng chữ X đúng tâm (các thanh giằng được liên kết cả hai đầu vào các nút khung); hệ giằng lệch tâm (các thanh giằng được liên kết một đầu các nút khung và một đầu vào hai vị trí trên dầm); hệ giằng chữ V (các thanh giằng được liên kết một đầu các nút khung và một đầu vào cùng một vị trí trên dầm).

Các nghiên cứu trước đây đã chỉ ra rằng hệ giằng có khả năng tiêu tán năng lượng hiệu quả, phù hợp cho công trình ở các vùng địa chấn [1, 2, 3]. Khi so sánh ảnh hưởng của các hệ giằng đến kết cấu, kết quả phân tích cho thấy hệ giằng chữ V với tiết diện thép góc là tối ưu về kinh tế và độ cứng ngang [1]. Trong khi đó, khung giằng chữ V truyền thống (chữ V và chữ V ngược) có nhược điểm là hiện tượng võng sau do uốn dầm, thay vì tác động giàn [2]. Hệ giằng lệch tâm giảm độ cứng ngang nhưng cải thiện khả năng tiêu tán năng lượng, nhờ liên kết lệch tâm, do đó được ưa chuộng nhờ độ dẻo cao và chi phí hợp lý ở vùng địa chấn trung bình [3].

Nghiên cứu này nhằm xác định hệ giằng hợp lý cho công trình kết cấu liên hợp thép – bê tông chịu tác động động đất. Một tòa nhà 7 tầng tại Hà Nội được sử dụng để phân tích theo Tiêu chuẩn Việt Nam với bốn mô hình: không giằng, giằng chữ X, giằng chữ V và giằng lệch tâm. Các chỉ tiêu đánh giá bao gồm chuyển vị tầng, chuyển vị ngang tương đối và lực cắt đáy, cung cấp cơ sở khoa học cho việc lựa chọn hệ giằng phù hợp trong thiết kế công trình chịu động đất.

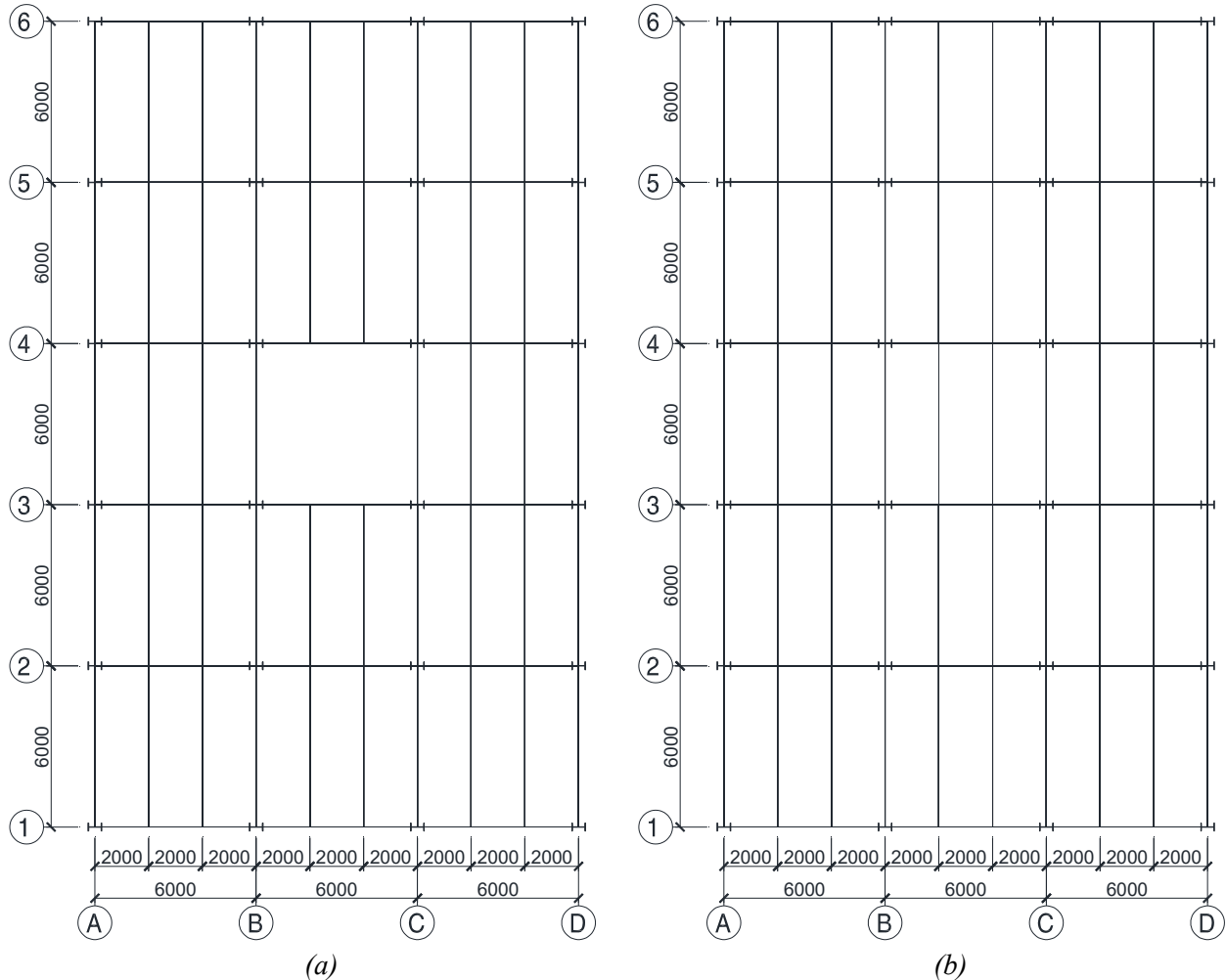
2. MÔ HÌNH VÀ PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH

Trong bài báo, một công trình nhà dân dụng có 7 tầng dùng kết cấu liên hợp thép – bê tông có các mặt bằng tầng điển hình và mặt bằng tầng mái như Hình 1 được sử dụng để phân tích. Công trình có chiều cao các tầng bằng nhau và bằng 3,5 m; mặt bằng công trình có 3 nhịp 6,0 m theo phương X và có 5 nhịp 6,0 m theo phương Y. Công trình sử dụng cột thép và dầm sàn liên hợp có tiết diện và vật liệu được liệt kê như trong Bảng 1. Giằng thép có tiết diện 2L70×70×7 được bố trí tại biên, theo 3 phương án khác nhau để phân tích bao gồm: hệ giằng đúng tâm dạng chéo chữ X, hệ giằng chữ V và hệ giằng lệch tâm. Sơ đồ không gian mô phỏng hệ kết cấu của công trình bằng phần mềm ETABS theo phương án không sử dụng giằng và có sử dụng giằng được thể hiện tại Hình 2.

Giá trị tải trọng tĩnh tải là $1,5 \text{ kN/m}^2$ và tải trọng tạm thời ngắn hạn được thiết kế $2,0 \text{ kN/m}^2$ với cả hai trường hợp hệ có giằng và không giằng. Bê tông cấp độ bền B25 có cường độ tính toán $R_b = 14,5 \text{ MPa}$, mô đun đàn hồi $E_b = 30000 \text{ MPa}$ và hệ số Poisson $\nu = 0,2$. Thép kết cấu được sử dụng cho dầm, cột, thanh giằng thuộc nhóm thép CCT38 với mô đun đàn hồi $E_a = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

Trong nghiên cứu này, hiệu quả của hệ thống giằng được đánh giá bằng cách so sánh các phản ứng động đất khác nhau cho hai tòa nhà kết cấu liên hợp thép – bê tông có và không có hệ thống giằng. Để so sánh, phân tích phi tuyến theo lịch sử thời gian (Nonlinear Time History Analysis –

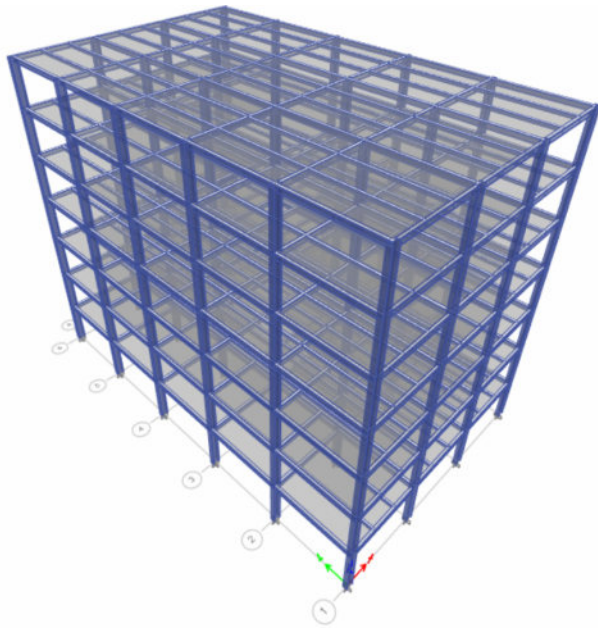
NTHA) được thực hiện cho cả hai tòa nhà. Trận động đất được lựa chọn để phân tích là động đất xảy ra tại Kijma, Kobe – Nhật Bản năm 1995. Bảng 2 thể hiện thông tin về trận động đất bao gồm tên, địa điểm và năm xảy ra, đỉnh gia tốc nền, độ lớn M_w . Công trình được xây dựng tại Hà Nội, có nền đất loại B với đỉnh gia tốc nền tham chiếu $a_{gR} = 0,12g$. Phần mềm ETABS được sử dụng để phân tích ứng xử của tòa nhà dưới tác động của trận động đất Kobe, trong đó gia tốc nền được hiệu chỉnh theo phổ phản ứng đàn hồi của TCVN 9386:2012 theo cả hai phương, với các thông số: hệ số ứng xử $q = 4$; $T_B = 0,15$ s; $T_C = 0,5$ s; $T_D = 2$ s.



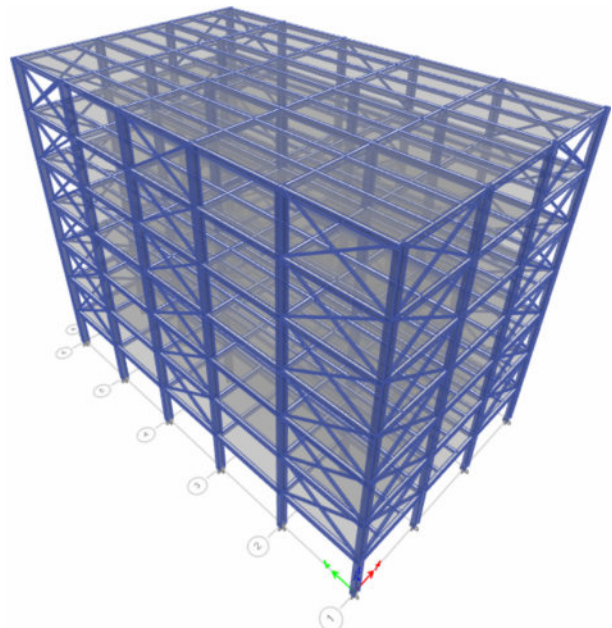
Hình 1. Mặt bằng công trình
(a) Mặt bằng tầng điển hình; (b) Mặt bằng tầng mái

Bảng 1. Tiết diện cấu kiện của công trình

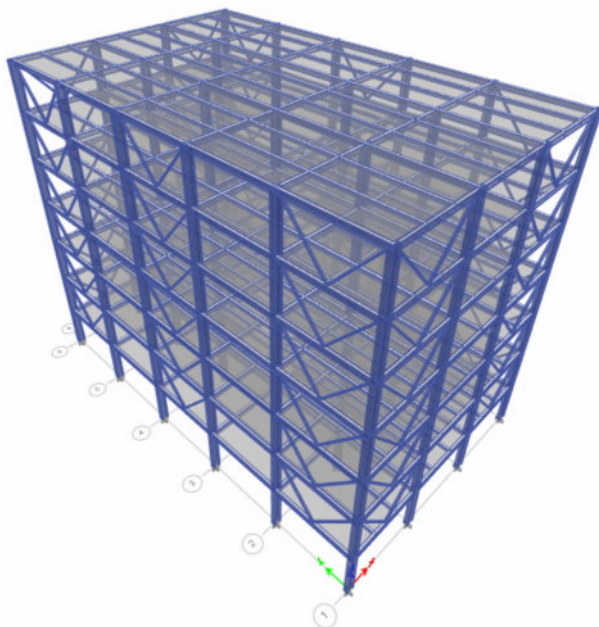
Cấu kiện		Tiết diện (mm)	Vật liệu
Dầm thép phương X (trục 1-6)		I300×200×15×20	S235
Dầm thép phương Y (Trục A-D)		I300×200×12×16	S235
Dầm thép phương Y (dầm phụ)		I180×150×8×10	S235
Cột thép		I500×300×15×20	S235
Giằng thép		2L70×70×7	S235
Sàn liên hợp	Bề dày sàn bê tông, hc	50	B25
	Bề dày sóng tôn, hp	51	B25
	Bề dày tôn	7	S355



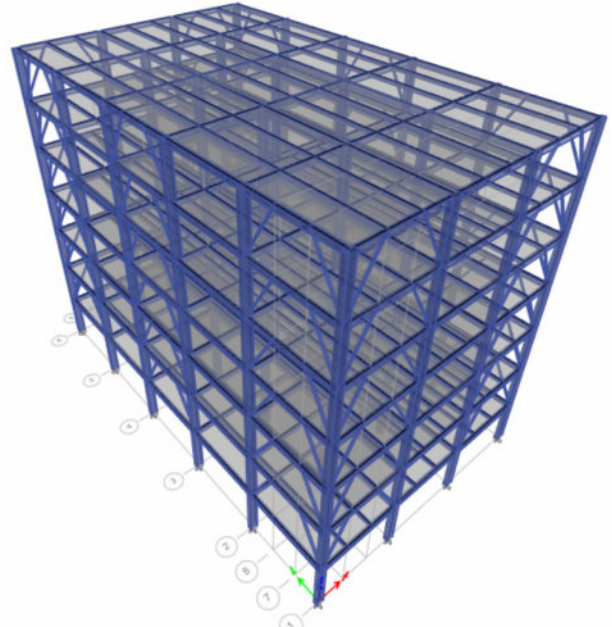
(a) Công trình khi không bố trí hệ giằng



(b) Công trình khi bố trí hệ giằng X



(c) Công trình khi bố trí hệ giằng V



(d) Công trình khi bố trí hệ giằng lệch tâm

Hình 2. Sơ đồ kết cấu công trình mô phỏng bằng phần mềm ETABS

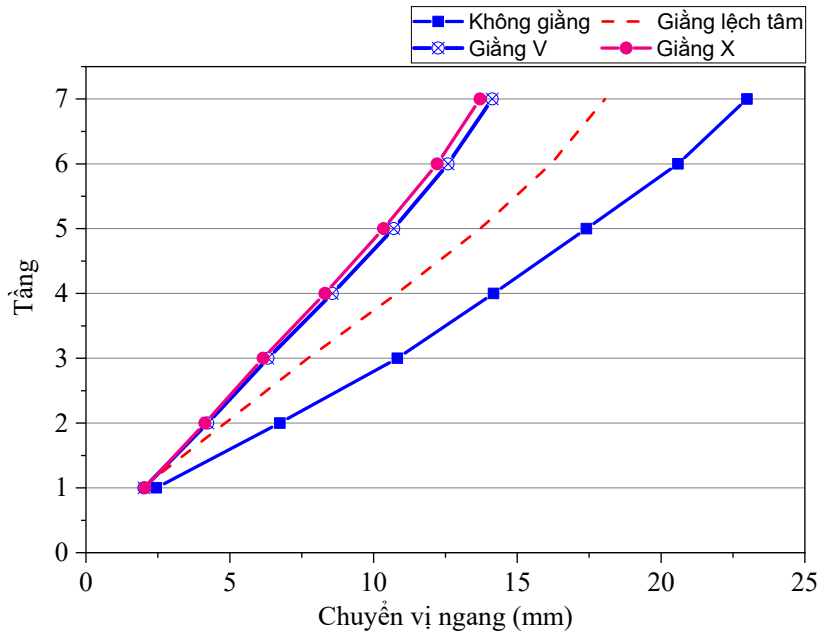
Bảng 2. Thông tin gia tốc nền khảo sát

Trận động đất	PGA (g)	M_w	R_{jb} (km)	Địa điểm	Năm
Kobe	0,78	6,9	0,94	KJMA_Nhật Bản	1995

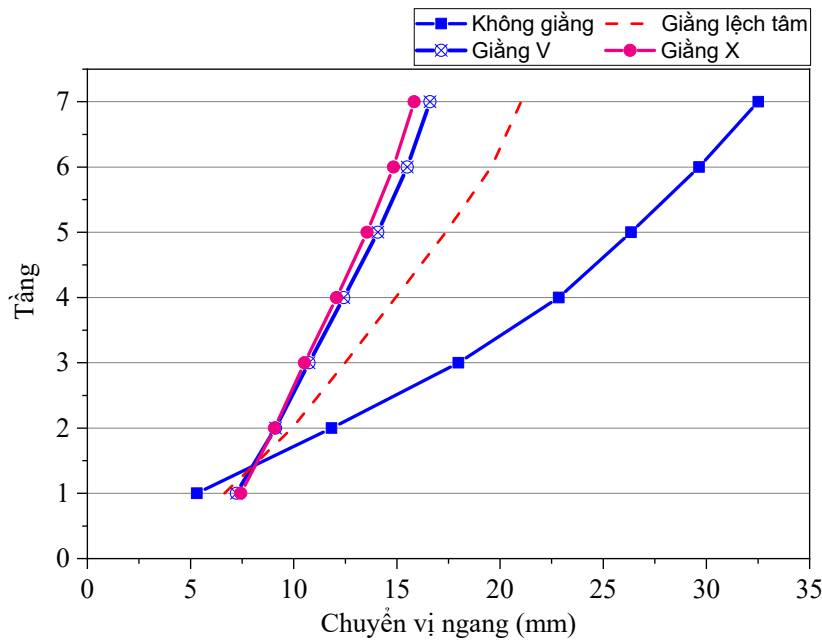
3. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

3.1. Chuyển vị ngang

Chuyển vị ngang tại các tầng theo hai phương X và phương Y của 4 phương án phân tích được thể hiện tại Hình 3 và Hình 4.



Hình 3 Chuyển vị ngang của tầng theo phương X

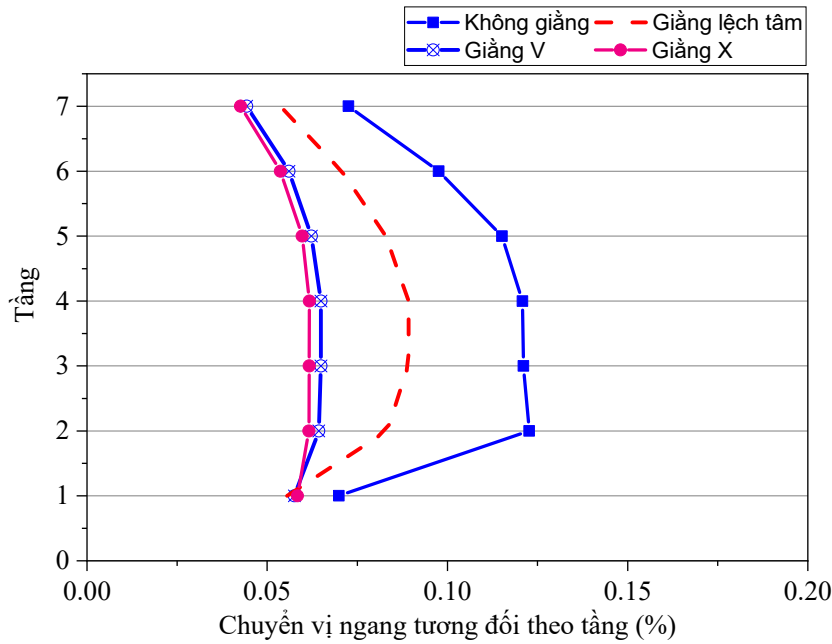


Hình 4 Chuyển vị ngang của tầng theo phương Y

Từ Hình 3, có thể thấy rằng theo phương X và tại tầng trên cùng, độ giảm chuyển vị tối đa của kết cấu giằng chữ X là 40,4%, trong khi so với kết cấu không giằng, lần lượt là 38,5% với kết cấu giằng chữ V và 21,5% với kết cấu giằng lệch tâm. Từ Hình 4, có thể thấy rằng theo phương Y đối với mái (tầng 7), độ giảm chuyển vị tối đa của kết cấu giằng chữ X là 51,3% so với kết cấu không giằng, lần lượt là 48,9% với kết cấu giằng chữ V và 35,4% với kết cấu giằng lệch tâm.

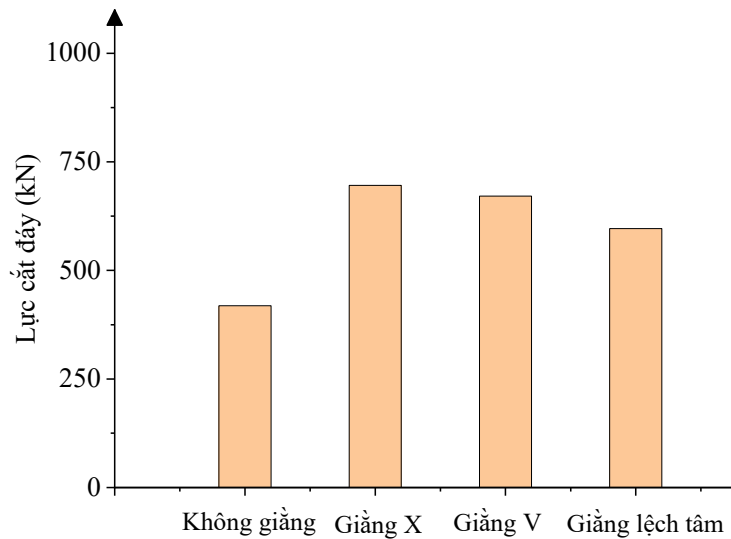
3.2. Chuyển vị ngang tương đối theo tầng

Giá trị chuyển vị ngang tương đối theo tầng của cả 4 kết cấu theo phương X được biểu diễn trên Hình 5. Giá trị chuyển vị ngang tương đối theo tầng đạt mức tối đa trong các hệ kết cấu có đặt hệ giằng tại tầng 3 và tại tầng 2 với phương án có không giằng. Trong đó, độ giảm của giá trị chuyển vị ngang tương đối theo tầng đối với kết cấu giằng chữ X là 49,7% so với kết cấu không giằng, tiếp theo là 47,1% đối với kết cấu giằng chữ V và 27,2% đối với kết cấu giằng lệch tâm.



Hình 5 Chuyển vị ngang tương đối theo tầng theo phương X

3.3. Lực cắt đáy



Hình 6 Lực cắt đáy của công trình dưới tác động của trận động đất Kobe theo phương Y

Giá trị lực cắt đáy cho các trường hợp phân tích khác nhau theo phương Y được trình bày trong Hình 6. Giá trị lực cắt đáy của công trình có bố trí hệ giằng cao hơn đáng kể với kết cấu khi không có hệ thống giằng. Điều này được lý giải là do tổng trọng lượng của tòa nhà tăng khi thêm hệ thống giằng, dẫn đến làm tăng độ cứng tổng thể của công trình. Với kết quả lực cắt đáy theo phương Y, khi công trình chỉ đặt hệ giằng X giá trị lực cắt đáy tăng 66,3% so với công trình không có hệ giằng. Trong khi đó, với trường hợp đặt hệ giằng V và giằng lệch tâm, lực cắt đáy tăng tương ứng là 60,4% và 42,5% so với không có hệ giằng.

4. KẾT LUẬN

Bài báo trình bày nghiên cứu khảo sát các phương án bố trí hệ giằng cho kết cấu liên hợp thép – bê tông dưới tác động động đất, nhằm đánh giá hiệu quả kháng chấn. Trong ví dụ phân tích số, một tòa nhà kết cấu liên hợp thép – bê tông đã được mô hình hóa bao gồm các trường hợp: khung không giằng và 3 khung có giằng.

- Trong trường hợp chuyển vị ngang của tầng theo phương X, giá trị chuyển vị ngang lớn nhất giảm 40,4% đối với kết cấu giằng chữ X so với kết cấu không giằng, tiếp theo là 38,5% đối với kết cấu giằng chữ V và 21,5% đối với kết cấu giằng lệch tâm.

- Với phương Y, giá trị chuyển vị ngang tại tầng 7 giảm 51,3% đối với kết cấu giằng chữ X so với kết cấu không giằng, tiếp theo là 48,9% đối với kết cấu giằng chữ V và 35,4% đối với kết cấu giằng lệch tâm.

- Giá trị chuyển vị ngang tương đối theo tầng theo phương X, kết cấu không giằng cho giá trị lớn nhất là 0,1227%. Độ giảm chuyển vị ngang tương đối theo tầng là 49,7% đối với kết cấu giằng chữ X, trong khi so với kết cấu không giằng, tiếp theo là 47,1% đối với kết cấu giằng chữ V và 27,2% đối với kết cấu giằng lệch tâm.

- Về lực cắt đáy, giá trị lực cắt đáy của công trình khi đặt hệ giằng chữ X lớn nhất (696 kN) so với hệ giằng chữ V (671,1 kN), hệ giằng lệch tâm (596,3 kN) và không giằng (418,5 kN).

Trong tất cả các mô hình, kết cấu giằng chữ X cho thấy khả năng ứng xử chịu động đất tốt hơn kết cấu không giằng. Cuối cùng, kết quả nghiên cứu cho thấy trong số 4 hệ giằng được sử dụng, kết cấu giằng chữ X là lựa chọn tốt nhất xét về mặt kết cấu.

LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu này được thực hiện dưới sự hỗ trợ từ đề tài “Nghiên cứu xây dựng hướng dẫn thiết kế kết cấu liên hợp thép-bê tông cho nhà nhiều tầng chịu động đất theo tiêu chuẩn châu Âu” tài trợ bởi Bộ Xây dựng, mã số RD 35-24.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Z. Tafheem and S. Khusru, “Structural behavior of steel building with concentric and eccentric bracing: A comparative study,” *International Journal of Civil and Structural Engineering*, vol. 4, no. 1, 2013.
- [2] I. F. Khatib, S. A. Mahin, and K. S. Pister, “Seismic Behavior Of Concentrically Braced Steel Frames,” Report UCB/EERC 88/01, University of California, Berkeley, CA, US, 1988.
- [3] K. G. Viswanath, K. B. Prakash, and D. Anant, “Seismic Analysis of Steel Braced Reinforced Concrete Frames,” *International Journal of Civil and Structural Engineering*, vol. 1, no. 1, pp. 114–116, 2010.

GIẢI PHÁP KHAI THÁC HỢP LÝ NGUỒN NƯỚC SAU THỦY ĐIỆN SÀNG MA SÁO -TỈNH LÀO CAI ĐỂ CẤP NƯỚC PHỤC VỤ SẢN XUẤT

Lê Xuân Khâm¹, Đỗ Ngọc Ánh², Doãn Đức Công²

¹Trường Đại học Thủy lợi, email:lexuankham@tlu.edu.vn

²Viện Khoa Thủy lợi Việt nam

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Tại các vùng miền núi phía Bắc, có địa hình cao có nhiều sông suối. Các sông suối vùng này có trữ năng thủy điện khá lớn. Ngoài việc xây dựng các nhà máy thủy điện lớn, thì các nhà máy thủy điện nhỏ ($N_{lm} < 30\text{MW}$) đã và đang được xây dựng trên các phụ lưu của các sông, tạo ra động lực mới cho sự phát triển của vùng [1]. Tuy nhiên trừ các thủy điện khai thác tổng hợp thì một số thủy điện nhỏ chỉ có duy nhất mục tiêu phát điện, các loại hồ này thường tích nước thời gian và chỉ phát điện trong một số giờ nhất định trong ngày dẫn đến việc lấy nước sau nhà máy thủy điện phụ thuộc việc phát điện, không phù hợp với lịch sản xuất và sinh hoạt ở sau nhà máy. Vì vậy nếu không có giải pháp thu trữ và lấy nước phù hợp thì sẽ rất khó sử dụng nước sau nhà máy thủy điện phục vụ sản xuất, dân sinh cho vùng lân cận [2].

Nhà máy thủy điện Sàng Ma Sáo là một trong những nhà máy thủy điện nhỏ ($N_{lm}=12,5\text{ MW}$), được xây dựng trên suối Nhieu Cò San, xã Sàng Ma Sáo, huyện Bát Xát, tỉnh Lào Cai (nay là xã Dền Sáng, tỉnh Lào Cai). Phía sau nhà máy thủy điện Sàng Ma Sáo có khu nuôi cá Tầm và khu tưới Nậm Giàng 1 (diện tích tưới 55 ha). Trước đây, khu vực này được lấy nước thường xuyên từ suối Nhieu Cò San. Tuy nhiên với việc xây dựng thủy điện Sàng Ma Sáo thì việc lấy nước bình thường của các hộ hưởng lợi sẽ gặp nhiều khó khăn. Vấn đề đặt ra là làm thế nào để khai thác tối đa tiềm năng thủy điện của suối mà vẫn đảm bảo việc cấp nước phục vụ sản xuất sinh hoạt bình thường. Vì vậy trong bài báo này, nhóm tác giả sẽ phân tích, đưa ra giải pháp khai thác phù hợp nguồn nước sau thủy điện Sàng Ma Sáo - tỉnh Lào Cai để cấp nước phục vụ sản xuất.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Để làm rõ thực tế sử dụng nước và những ảnh hưởng khi có công trình thủy điện Sàng Ma Sáo đến việc cấp nước trong khu vực bài báo sử dụng các phương pháp nghiên cứu: (1) Phương pháp điều tra khảo sát thực địa nhằm đánh giá thực tế địa hình, địa mạo, nhu cầu sử dụng nước phía sau nhà máy thủy điện Sàng Ma Sáo; (2). Phương pháp phân tích, đánh giá tổng hợp nhằm đưa ra giải pháp sử dụng nước phù hợp nhất cho vùng hưởng lợi phía sau nhà máy thủy điện đảm bảo hài hòa, công bằng giữa mục tiêu phát điện và cấp nước phục vụ sản xuất; (3) Phương pháp chuyên gia nhằm sử dụng các chuyên gia, nhà khoa học có nhiều kinh nghiệm về khai thác tài nguyên nước, thủy lợi miền núi, thủy điện để có được những góp ý hoàn thiện phương án.

Cụ thể các phương pháp được trình bày như dưới đây:

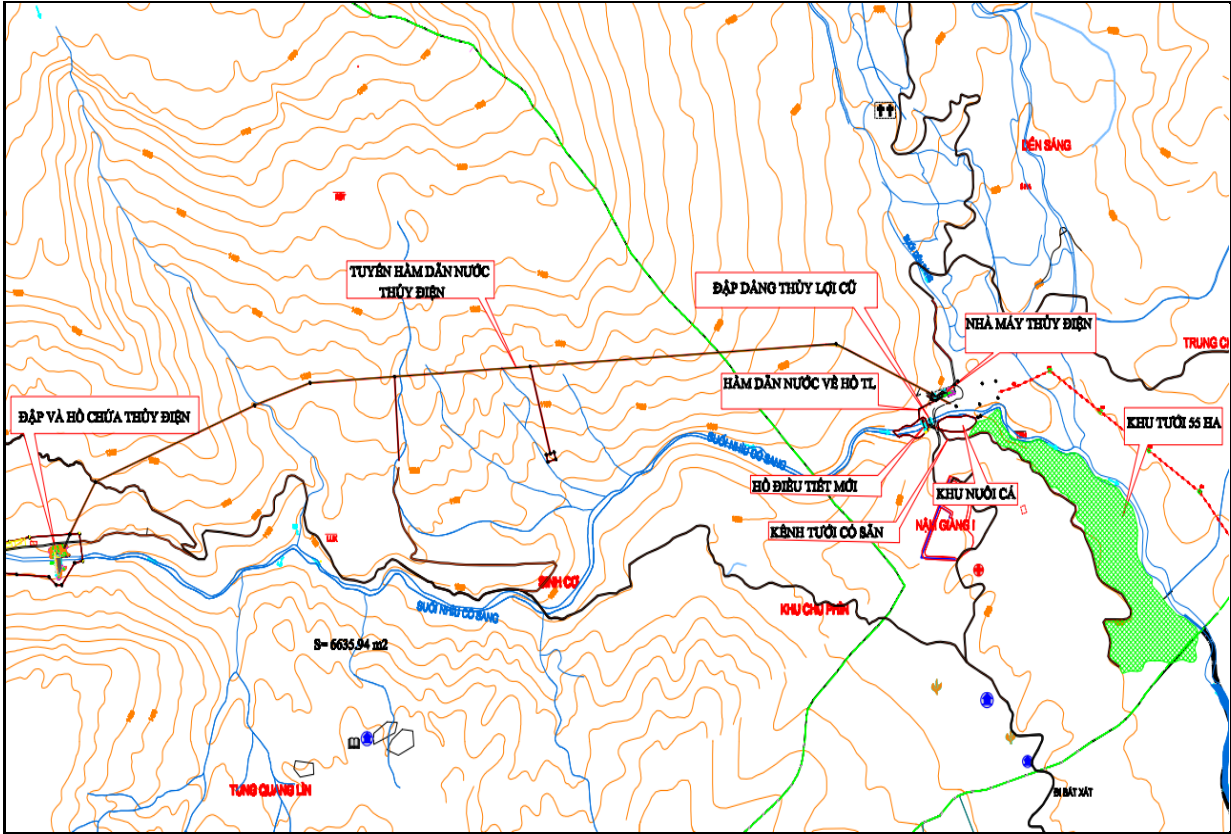
2.1. Nghiên cứu điều tra khảo sát thực trạng sử dụng nước trên suối Nhieu Cò San

Hiện trạng sử dụng nước bị ảnh hưởng bởi việc xây dựng công trình thủy điện Sàng Ma Sáo bao gồm:

- Công trình thủy lợi Khu Chu Phìn thuộc bản Khu Chu Phìn xã Sàng Ma Sáo gồm đập dâng và mương đất dài khoảng 2km cấp nước cho 8 ha đất lúa 1 vụ.
- Ba (03) trại nuôi cá nước lạnh thuộc bản Sàng Ma Sáo, xã Sàng Ma Sáo, mỗi trại có từ 6-25 bể nuôi, dung tích mỗi bể $40\text{m}^3 \div 60\text{m}^3$. Các trại thủy sản này lấy nước từ khe nước bên phải suối Nhieu Cò San (hạ lưu đập đầu mỗi thủy điện Sàng Ma Sáo).

- Công trình thủy lợi Nậm Giàng 1 thuộc xã Dền Sáng (nằm ở thượng lưu cầu Dền Sáng) gồm đập dâng và tuyến kênh dài 2,6km, kích thước mặt cắt ngang 50cm x 60cm, lưu lượng thiết kế đầu kênh 120 l/s, cấp nước cho 55 ha lúa 1 vụ của cánh đồng thôn Nậm Giàng 1.

- Phía hạ lưu cầu Dền Sáng có 6 trại nuôi cá nước lạnh mỗi trại có từ 6÷20 bể nuôi, dung tích mỗi bể 30m³ ÷ 50m³. Các trại này được cấp nước từ các khe suối nhánh, đập thủy lợi Nậm Giàng 1 và đập do người dân tự xây dựng trên suối Nhùi Cồ San.



Hình 1. Sơ đồ khai thác nước trên suối Nhieu Cồ San

2.2. Nghiên cứu phân tích, tổng hợp khả năng khai thác hài hòa giữa thủy lợi, thủy điện

Nhà máy thủy điện Sàng Ma Sáo được thiết kế với công suất lắp máy đạt 12,5 MW, lưu lượng thiết kế 3,8 m³/s và cột nước tính toán 346 m. Với diện tích lưu vực khoảng 35 km², mức nước dâng bình thường được duy trì ở cao trình 1200 m, trong khi mực nước chết được xác định ở cao trình 1190 m. Nước sau khi phát điện sẽ xả trực tiếp xuống suối Nhieu Cò San, khiến dòng chảy hạ lưu phụ thuộc hoàn toàn vào chế độ vận hành của nhà máy. Điều này dẫn đến tình trạng dòng chảy không ổn định, lúc nhiều lúc ít, gây ra những tác động đáng kể đến hệ sinh thái cũng như hoạt động sản xuất và sinh hoạt của người dân trong khu vực.

Theo đặc điểm vận hành hiện nay, nhà máy hoạt động theo cơ chế điều tiết ngày, phát điện chủ yếu vào hai khung giờ cao điểm là từ 9h30'-11h30' và từ 17h00'-20h00', trong khi khoảng thời gian từ 20h tối hôm trước đến sáng hôm sau được dùng để tích nước hồ chứa thủy điện. Với lưu lượng phát điện trung bình khoảng 3,82 m³/s, trong khi lưu lượng dòng suối tự nhiên vào mùa kiệt có thể giảm xuống chỉ còn 0,42 m³/s tương ứng P=85%. Có thể thấy rõ sự mất cân đối giữa nhu cầu khai thác năng lượng và khả năng cung cấp nước thực tế. Đặc biệt, vào các thời điểm không phát điện, lưu lượng nước xả ra hạ lưu gần như bằng không hoặc ở mức rất thấp, không đủ để duy trì dòng chảy môi trường hoặc phục vụ cho tưới tiêu, sinh hoạt của người dân.

Để làm rõ việc khai thác hài hòa giữa thủy lợi, thủy điện, nhóm tác giả đã tính toán cân bằng nước. Các số liệu cơ bản để tính toán như sau: Hồ chứa nước Sàng Ma Sáo có dung tích $W_{tp} = 0,249$ triệu m^3 , điều tiết ngày. Hồ làm nhiệm vụ tích nước trong thời gian 19 giờ để nhà máy thủy điện phát vào 5 giờ cao điểm (giờ cao điểm sáng từ 9h30'-11h30' và buổi chiều từ 17h00'-20h00'). Trong thời gian phát điện, lưu lượng xả qua nhà máy là $3,82m^3/s$ đáp ứng đủ tổng lượng nước yêu

cầu ở hạ lưu là $0,549 \text{ m}^3/\text{s}$. Trong thời gian tích nước để phát điện (5,5 giờ buổi chiều và 13,5 giờ từ tối hôm trước đến sáng hôm sau), lượng nước phục vụ cho hạ lưu được cung cấp từ dòng chảy tối thiểu được xả tại đập ($Q_{\text{xmt}} = 0,088 \text{ m}^3/\text{s}$) và lượng nước được bổ sung từ khu giữa đập đầu mối và nhà máy với lưu vực $14,3 \text{ km}^2$ ($Q_{\text{kg}} = 0,149 \text{ m}^3/\text{s}$). Để an toàn trong tính toán cân bằng nước, nhu cầu ngày được tính cho ngày của thời đoạn đồ ải vụ chiêm xuân có nhu cầu nước tưới cao nhất là tháng 1 của năm, Q đến là Q ngày theo đường duy trì lưu lượng ở tần suất $P = 85\%$. Kết quả tính toán cân bằng nước trong 1 ngày cho hạ lưu đập thủy điện Sàng Ma Sáo được thể hiện trong bảng 1.

Bảng 1. Kết quả tính toán cân bằng nước cho hạ lưu thủy điện Sàng Ma Sáo

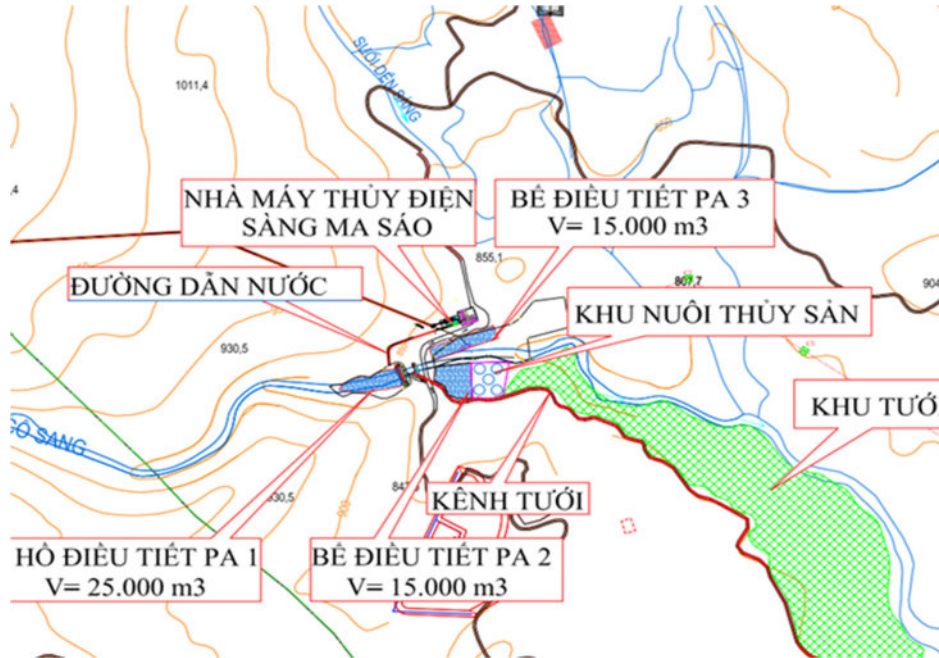
Giờ	Lưu lượng yêu cầu (m^3/s)	Tổng lượng yêu cầu (m^3)	Xả dòng chảy tối thiểu (m^3/s)	Dòng chảy đến khu giữa (m^3/s)	Dòng chảy xả từ thủy điện (m^3/s)	Lưu lượng đến (m^3/s)	Tổng lượng đến (m^3)	Cân bằng tổng lượng (m^3)
1	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
2	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
3	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
4	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
5	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
6	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
7	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
8	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
9	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
10	0,549	1.975	0,088	0,149	3,82	4,057	14.606	12.631
11	0,549	1.975	0,088	0,149	3,82	4,057	14.606	2.631
12	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
13	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
14	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
15	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
16	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
17	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
18	0,549	1.975	0,088	0,149	3,82	4,057	14.606	12.631
19	0,549	1.975	0,088	0,149	3,82	4,057	14.606	12.631
20	0,549	1.975	0,088	0,149	3,82	4,057	14.606	12.631
21	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
22	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
23	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121
24	0,549	1.975	0,088	0,149		0,237	854	-1.121

Theo kết quả ở bảng 1, tổng lượng nước yêu cầu lớn nhất trong thời gian không phát điện (13,5 giờ từ 20h tối hôm trước đến 9h30 sáng hôm sau) là 15.134 m^3 ; tổng lượng nước xả lớn nhất qua nhà máy khi phát điện là 37.893 m^3 . Vì thế, để không ảnh hưởng đến quá trình sản xuất của người dân phía hạ du, cần xây dựng hồ trữ nước thủy lợi (với dung tích hữu ích khoảng 15.500 m^3) phía hạ lưu nhà máy thủy điện để khi nhà máy thủy điện phát điện sẽ tích nước lại tại hồ điều tiết và cấp cho thủy lợi. Với phương án này thì vẫn có thể khai thác tối đa nguồn thủy năng trên suối Nhieu Cô San mà vẫn đảm bảo việc cấp nước tưới cho vùng hạ du nhà máy thủy điện. Phần tiếp theo dưới đây sẽ trình bày về kết quả nghiên cứu theo phương án này.

3. KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU

3.1. Các phương án được đề xuất

Trên cơ sở phương án khai thác nước được lựa chọn ở phần 2, có ba phương án công trình được đề xuất nhằm khai thác hiệu quả nguồn nước sau thủy điện Sàng Ma Sáo như phần dưới đây (xem hình 2).



Hình 2. Mặt bằng bố trí các phương án cấp nước sau thủy điện

Để điều tiết lượng nước này, các phương án được đề xuất lần lượt bao gồm:

- *Phương án 1: Hồ điều tiết ngắn hạn (trong ngày), quy mô nhỏ, dung tích 25.000 m³, xây dựng tại thượng lưu cầu Dền Sáng.*

Việc lựa chọn vị trí hồ điều tiết tại khu vực thượng lưu cầu Dền Sáng dựa trên sự tổng hợp của nhiều yếu tố địa lý, địa hình và thủy văn. Về mặt địa hình, đây là khu vực có cao trình trung bình khoảng +845 m, trong khi khu tưới và dùng nước (ruộng lúa và trại cá) có cao trình dao động từ +820 m đến +830 m, tạo điều kiện lý tưởng để cấp nước tự chảy mà không cần năng lượng nâng áp.

Đồng thời, khu vực này có lòng suối tương đối hẹp, hai bên là sườn núi với kết cấu ổn định, thuận tiện cho việc bố trí đập ngăn tạo hồ. Bên cạnh đó, khoảng cách từ vị trí hồ đến tuyến xả nhà máy (khoảng dưới 1 km), giúp giảm thiểu chi phí xây dựng tuyến kênh dẫn hoặc đường ống dẫn nước vào hồ điều tiết. Đặc biệt, vị trí đề xuất không nằm trong vùng có dân cư sinh sống hay đất canh tác hiện hữu, do đó việc giải phóng mặt bằng gần như không phát sinh, góp phần rút ngắn thời gian và giảm chi phí đầu tư.

- *Phương án 2: Bể điều tiết bằng bê tông cốt thép đặt tại vị trí trại cá số 1 cũ, dung tích 15.500 m³.*

Hiện tại, địa phương đang vận hành hai khu trại nuôi cá nước lạnh gồm: trại cá số 1, có diện tích khoảng 2.200 m², nằm tại khu vực có cao trình thấp từ +825 m đến +827 m, và trại cá số 2, có diện tích khoảng 1.000 m², đặt ở vị trí cao hơn, khoảng +830 m đến +834 m. Tuy nhiên, trại cá số 1 thường xuyên bị ảnh hưởng bởi biến động dòng chảy do xả nước phát điện, dễ ngập úng hoặc thiếu nước cục bộ. Đồng thời, vị trí này nằm trên mặt bằng tương đối bằng phẳng, có tiềm năng để xây dựng công trình điều tiết nước trung tâm phục vụ cả nuôi cá và trồng lúa.

Trên cơ sở đó, phương án 2 được đề xuất nhằm tổ chức lại toàn bộ không gian nuôi trồng thủy sản, cụ thể là giữ nguyên trại cá số 2, di dời toàn bộ trại cá số 1 xuống khu bãi đá phía hạ lưu (có nền địa chất ổn định hơn), và xây dựng một bể điều tiết bê tông cốt thép (BTCT) tại vị trí cũ của trại cá số 1, với chức năng điều hòa dòng chảy cấp nước cho toàn bộ khu nuôi cá (3.200 m²) và 55 ha lúa ở hạ lưu.

- *Phương án 3: Bể điều tiết bằng bê tông cốt thép tại bờ trái phía dưới đường vào nhà máy, dung tích 15.500 m³*

Trong điều kiện địa hình khu vực hạ lưu nhà máy thủy điện Sàng Ma Sáo có độ dốc lớn và phân cắt mạnh, việc lựa chọn vị trí hợp lý để xây dựng công trình điều tiết nước cần xem xét kỹ lưỡng nhằm phát huy tối đa hiệu quả sử dụng nước xả sau phát điện. Khu vực phía dưới đường vào nhà máy, nơi có cao trình tương đương các khu tiêu thụ nước chính (nuôi cá và đồng ruộng), được đánh giá là có điều kiện địa hình và nền móng khá thuận lợi để xây dựng một bể điều tiết trung tâm.

Phương án này đề xuất xây dựng một bể điều tiết bê tông cốt thép (BTCT) tại khu vực đất trũng nằm ngay phía dưới đường vận hành và phía hạ lưu cửa xả của nhà máy thủy điện. Vị trí này có lợi thế về khoảng cách ngắn từ điểm xả nước đến vị trí thu nước, thuận tiện cho việc thu và trữ nước trực tiếp trong thời gian phát điện. Đồng thời, cao trình trung bình khu vực (~+828 m) cho phép nước sau điều tiết có thể cấp tự chảy xuống các trại cá và khu đồng ruộng phía dưới.

3.2. Phân tích, lựa chọn phương án

3.2.1. Phân tích ưu nhược điểm các phương án

a) Phương án 1: Hồ điều tiết ngăn hạn, xây dựng tại thượng lưu cầu Dền Sáng.

- Ưu điểm: Phương án có ưu thế vượt trội về mặt đơn giản trong thi công, giá thành rẻ (dự toán sơ bộ là 25,54 tỷ) hiệu quả sử dụng cao và chi phí vận hành gần như bằng không. Khả năng cấp nước tự chảy giúp giảm phụ thuộc vào điện năng. Hồ điều tiết đảm bảo kiểm soát dòng chảy tốt, thích hợp trong điều kiện biến động dòng nước mạnh mẽ của thủy điện. Đặc biệt, vị trí đặt công trình không nằm trong vùng dân cư hay sản xuất, nên không ảnh hưởng đến đời sống và sinh kế người dân, thuận lợi trong công tác tổ chức thi công.

- Nhược điểm: Điểm hạn chế lớn nhất của phương án này là chỉ điều tiết trong ngày. Khi nhà máy không phát điện trong nhiều ngày liên tục, hồ sẽ không có nguồn cấp bù đắp. Hiệu quả công trình do đó phụ thuộc vào sự phối hợp chặt chẽ giữa đơn vị vận hành nhà máy và cơ quan điều hành hồ điều tiết. Ngoài ra, do công trình đặt trong vùng núi, điều kiện địa chất có thể phức tạp, đòi hỏi khảo sát địa hình – địa chất kỹ lưỡng trước khi thi công.

b) Phương án 2: Bể điều tiết bằng bê tông cốt thép tại vị trí trại cá số 1 cũ

- Ưu điểm: ưu điểm nổi bật của phương án này là tính chủ động và độ ổn định cao trong cấp nước. Công trình được vận hành độc lập, có thể tích trữ và phân phối nước linh hoạt, không phụ thuộc hoàn toàn vào thời điểm phát điện. Cấu trúc bể BTCT vững chắc, chống thấm hiệu quả, ít yêu cầu bảo trì trong thời gian dài. Bên cạnh đó, việc di chuyển khu trại cá số 1 đến khu vực hạ lưu có nền địa chất tốt cũng giảm thiểu nguy cơ thiệt hại do ngập úng và biến động thủy lực.

- Nhược điểm: phương án này là chi phí đầu tư tương đối cao (dự toán sơ bộ là 37,74 tỷ), đòi hỏi kỹ thuật thi công và giám sát chất lượng công trình nghiêm ngặt. Hệ thống ống xi phông D1000 với chiều dài 150 m yêu cầu thiết kế chính xác về mặt áp lực và vận tốc để tránh hiện tượng nghẽn dòng hoặc áp suất âm không mong muốn. Ngoài ra, cần có quy trình phối hợp chặt chẽ giữa đơn vị vận hành thủy điện và tổ quản lý bể điều tiết để đảm bảo thời điểm xả nước phù hợp với năng lực tích trữ của bể.

c) Phương án 3: Bể điều tiết bằng bê tông cốt thép tại bờ trái phía dưới đường vào nhà máy

- Ưu điểm lớn nhất của phương án này là tính đơn giản trong bố trí và thi công, do vị trí gần nguồn nước xả và có địa hình tự nhiên thuận lợi. Tuyến dẫn nước ngắn, giảm chi phí và rủi ro thi công. Bể có thể vận hành hoàn toàn độc lập, chủ động điều tiết theo lịch phát điện, không phụ thuộc vào yếu tố bên ngoài. Cấu trúc BTCT cho phép duy trì tuổi thọ cao, ít cần bảo dưỡng và không gây ảnh hưởng đến dòng chảy tự nhiên trong khu vực.

- Nhược điểm chính của phương án là vị trí nằm gần đường vận hành và nhà máy, có thể ảnh hưởng đến không gian kỹ thuật, cần thiết kế kết hợp với các yếu tố an toàn và giao thông. Chi phí đầu tư cao (dự toán sơ bộ là 41,44 tỷ). Ngoài ra, việc xả nước mạnh từ nhà máy trong thời gian ngắn cũng đòi hỏi thiết kế hệ thống tiếp nhận có khả năng phân tán dòng hiệu quả để tránh xói lở hoặc xung lực lớn vào bể.

3.2.2. Lựa chọn phương án

Từ kết quả phân tích ưu nhược điểm các phương án thì cả ba phương án đều có dung tích đáp ứng nhu cầu, nhưng phương án 1 có dung tích điều tiết lớn hơn có thể đáp ứng lớn hơn và mở rộng nhu cầu cấp nước cho tương lai và tận dụng tối đa lòng suối tự nhiên sẵn có và giảm chi phí đền bù, giá thành rẻ, phù hợp với điều kiện thực tế tại khu vực nghiên cứu. Việc hoàn trả nước tưới cho 55 ha lúa và khu vực nuôi cá hiện tại giúp duy trì ổn định sinh kế địa phương mà không cần di dời, giảm thiểu tác động xã hội.

Phương án 2 và 3 có khả năng điều tiết ổn định đáp ứng yêu cầu dùng nước nhưng việc xây bể điều tiết trên sườn dốc sát mép bờ suối đòi hỏi yêu cầu kỹ thuật khá phức tạp vì chiều cao tường cao tới 5m và nền nửa đào nửa đắp dễ gây lún nứt nếu không xử lý tốt khi xây dựng. Phương án 2 và 3 đều sử dụng xi phông có đường kính 1000 mm dẫn nước từ kênh xả sau nhà máy thủy điện qua suối về nơi dùng nước dễ bị ảnh hưởng bởi dòng nước mùa lũ và có thể có rủi ro trong vận hành như sinh áp suất âm. Về vốn, cả hai phương án 2 và 3 đều có giá thành cao hơn phương án 1 từ 1,5 đến 1,8 lần v.v. So với nhu cầu thực tế hiện nay vốn chỉ cần một giải pháp ngắn hạn, chi phí hợp lý – thì các phương án này chưa phải là lựa chọn tối ưu nhất, đặc biệt trong bối cảnh ngân sách và thời gian bị hạn chế.

Như vậy, phương án 1 đáp ứng tốt các yêu cầu về kỹ thuật, thuận lợi trong xây dựng và vận hành, có giá thành thấp nhất được đề xuất lựa chọn. Phương án này đáp ứng đầy đủ yêu cầu cấp nước cho sản xuất nông nghiệp và nuôi trồng thủy sản hiện tại, đồng thời và có thể mở rộng trong tương lai có ưu điểm vượt trội về mặt chi phí đầu tư thấp, thi công và tận dụng điều kiện địa hình sẵn có.

4. KẾT LUẬN

Vùng miền núi phía bắc của nước ta có địa hình dốc, nhiều sông suối, thuận tiện cho việc phát triển thủy điện, nhất là các nhà máy thủy điện vừa và nhỏ. Việc phát triển thủy điện vừa và nhỏ có thể cung cấp điện cho các khu vực hẻo lánh, giảm áp lực lên lưới điện quốc gia và có thể được xây dựng nhanh chóng hơn so với các nhà máy thủy điện lớn. Tuy nhiên, chúng có thể có tác động môi trường đáng kể, đặc biệt là đối với dòng chảy của sông và hệ sinh thái. Vì vậy khi xây dựng các nhà máy thủy điện loại này cần có giải pháp phù hợp ảnh hưởng ít nhất đến vùng hưởng lợi phía hạ du.

Nhà máy thủy điện Sàng Ma Sáo là một trong những nhà máy thủy điện nhỏ, đóng vai trò quan trọng trong việc cung cấp điện năng, nhưng tình trạng dòng chảy không ổn định do không có hồ điều tiết đủ dài, khiến lưu lượng nước xả xuống hạ lưu biến đổi theo chế độ phát điện của nhà máy. Điều này không chỉ gây ảnh hưởng tiêu cực đến hệ thống tưới tiêu và nguồn cấp nước sinh hoạt của người dân trong vùng mà còn làm gia tăng nguy cơ mất cân bằng hệ sinh thái suối Nhìu Cồ San. Vì vậy trong bài báo này, nhóm tác giả đã phân tích các ảnh hưởng khi xây dựng nhà máy, tính toán cân bằng nước để từ đó lấy làm cơ sở để đưa ra phương án công trình phù hợp, đáp ứng được lợi ích của khu hưởng lợi phía hạ du nhà máy. Phương án này đã được địa phương chấp nhận cho triển khai thực hiện xây dựng dự án. Đây cũng là tài liệu dùng để tham khảo cho các dự án tương tự khi thiết kế mà phải quan tâm đến lợi ích của người dân trong vùng thuộc dự án, cụ thể: Với các thủy điện nhỏ xả nước trực tiếp ra suối, có khu tưới thấp hơn mực nước nhỏ nhất sau nhà máy và có yêu cầu cấp nước trong ngày nhỏ hơn 50% lưu lượng phát điện thì có thể xem xét áp dụng mô hình này để tận dụng và điều tiết lại nguồn nước cấp phù hợp nhu cầu.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Đỗ Ngọc Ánh và nnk. 2019. Báo cáo Đề tài KHCN cấp Nhà nước: Nghiên cứu đề xuất các mô hình, giải pháp công nghệ khai thác và bảo vệ phát triển bền vững nguồn nước Karst phục vụ cấp nước sinh hoạt tại các vùng núi cao, khan hiếm nước khu vực Bắc Bộ. Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam.
- [2] Đỗ Ngọc Ánh và nnk. 2024. Báo cáo chuyên đề Đề tài KHCN cấp Bộ: Nghiên cứu các giải pháp sử dụng nước thủy điện nhỏ cấp nước phục vụ sản xuất, sinh hoạt cho vùng miền núi phía Bắc. Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam.
- [3] Viện Thủy điện và năng lượng tái tạo. 2024. Báo cáo nghiên cứu khả thi dự án thủy điện Sàng Ma Sáo, tỉnh Lào Cai.

ỨNG DỤNG KỸ THUẬT PHÂN TÍCH HÀM ĐIỀU HÒA TRONG MÔ HÌNH HÓA MỰC NƯỚC VÙNG CỬA SÔNG VÀ VEN BIỂN ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG

Trương Hồng Sơn

Trường Đại học Thủy lợi, email: truonghongson@tlu.edu.vn

1. GIỚI THIỆU CHUNG

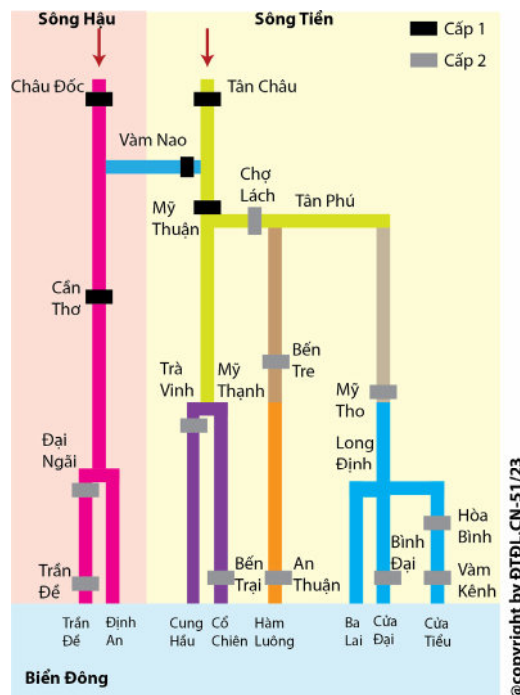
Trong lĩnh vực kỹ thuật xây dựng công trình thủy, việc thiết lập các mô hình toán dựa trên quá trình vật lý (process-based model) thường yêu cầu việc hiệu chỉnh và kiểm định với dữ liệu mực nước đo đạc, lưu lượng và vận tốc tại nhiều trạm đo khác nhau trong phạm vi khu vực dự án. Trong thực tế nghiên cứu và sản xuất, thường các dữ liệu mực nước được thu thập tại các trạm thủy văn khác nhau không phải lúc nào cũng đảm bảo tính đồng nhất về mặt thời gian. Nếu phạm vi dự án nằm trong khu vực chịu ảnh hưởng lớn của thủy triều như ở các vùng cửa sông, bờ biển, có thể tận dụng đặc điểm dao động theo chu kỳ của mực nước triều để xác định các thành phần dao động chính. Các thành phần dao động này có thể được tổng hợp lại để dự báo mực nước tại một thời điểm bất kỳ. Kỹ thuật này được gọi là phân tích hàm điều hòa.

Ứng dụng kỹ thuật phân tích hàm điều hòa trong phân tích dao động thủy triều là quá trình tính toán và xác định độ lớn các thành phần dao động triều chính và pha của chúng tương ứng với các chu kỳ thiên văn. Ví dụ, các thành phần bán nhật triều chính mặt trăng như M2, Thành phần nhật triều chính do độ nghiêng của quỹ đạo mặt trăng O1 hay bán nhật triều mặt trời S2. Biết được độ lớn của các thành phần này cho phép giải thích tại sao mực nước tại một vị trí trong phạm vi ảnh hưởng của thủy triều lại có xu hướng dao động như vậy, ví dụ như có 1 đỉnh hay 2 đỉnh triều trong một ngày.

Đối với các công trình thủy lợi và các dự án nghiên cứu ở khu vực cửa sông và bờ biển, việc tính toán và phân tích thủy triều đóng vai trò quan trọng. Điều này giúp hiểu rõ các quy luật dao động của mực nước, từ đó thiết kế và vận hành các công trình như đê điều, cống, bến cảng một cách hiệu quả và an toàn. Khi biết được độ lớn và pha của các thành phần triều, ta có thể dự đoán được thời gian và độ cao của các đỉnh triều và đáy triều, giúp điều tiết nước một cách hợp lý hơn, tránh tình trạng ngập lụt hoặc thiếu nước. Việc phân tích thủy triều còn hỗ trợ trong việc dự báo và ứng phó với các hiện tượng thời tiết cực đoan.

Hiện nay, các kỹ thuật dự báo triều đã phát triển theo hai hướng chính: phương pháp truyền thống dựa trên phân tích hàm điều hòa và các mô hình số, mô hình lai hiện đại. Phân tích hàm điều hòa (UTide, T-Tide) là công cụ nền tảng giúp tách và dự báo các thành phần triều thiên văn (M2, S2, K1, O1...) cũng như các thành phần nông và chu kỳ dài (M4, SA, SSA), đặc biệt hiệu quả khi được kiểm định với số liệu thực đo. Song song, các mô hình thủy động lực (Delft3D, MIKE, FVCOM...) giải phương trình thủy động lực kết hợp biên triều, gió, áp suất và dòng sông, cho phép mô phỏng tương tác phức tạp giữa triều–sông–sóng trên không gian rộng. Xu hướng mới là kết hợp dữ liệu vệ tinh với mô hình số và áp dụng học máy, học sâu để dự báo mực nước, dòng triều với sai số chỉ vài cm, tận dụng khả năng nhận dạng tính phi tuyến và dữ liệu lớn. Bên cạnh đó, các mô hình lai tích hợp phân tích hàm điều hòa kết hợp mô hình thủy động lực và mô hình học máy giúp vừa khai thác cơ sở dữ liệu toàn cầu vừa điều chỉnh theo số liệu địa phương. Tuy nhiên, mọi kỹ thuật đều đòi hỏi chuỗi số liệu chất lượng, hiệu chỉnh và kiểm định cẩn thận, nhất là trong khu vực cửa sông–ven biển có ảnh hưởng đồng thời của triều, dòng sông, gió và sóng. Có thể nói, dự báo triều hiện nay đang chuyển từ các mô hình đơn lẻ sang hệ thống đa nguồn dữ liệu, đa phương pháp, trong đó harmonic analysis vẫn là “xương sống” cung cấp nền triều để kết hợp với các ngoại lực và mô hình tiên tiến nhằm nâng cao độ chính xác và mở rộng phạm vi dự báo.

Trong quá trình thực hiện đề tài nghiên cứu một số giải pháp công nghệ mới nhằm kiểm soát nguồn nước ở các cửa sông lớn vùng ĐBSCL (ĐTĐL.CN-51/23), một nhiệm vụ đặt ra là cần phát triển và xây dựng một mô hình khái niệm hóa hệ thống động để đánh giá nhanh ứng xử về thủy động lực học tại các khu vực cửa sông trong các kịch bản khác nhau. Việc phát triển mô hình này yêu cầu bắt buộc phải hiệu chỉnh và kiểm định với dữ liệu mực nước tại các trạm thủy văn trên miền mô phỏng. Tuy nhiên, các dữ liệu mực nước được thu thập tại các trạm không đầy đủ và đồng nhất về mặt thời gian. Do đó, nghiên cứu này tập trung trình bày nội dung nghiên cứu liên quan đến việc sử dụng kỹ thuật phân tích hàm điều hòa để phân tích các thành phần dao động mực nước ở khu vực ven biển Đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL). Từ đó tổng hợp và dự báo mực nước tại các trạm thủy văn cho khoảng thời gian mô phỏng. Kết quả phán đoán diễn biến dao động mực nước được kiểm định với dữ liệu thực đo tại khu vực dự án cho thấy khả năng và độ chính xác của cách phân tích này.



Hình 1. Sơ đồ hóa khái niệm hệ thống các sông, cửa sông lớn thuộc sông Tiền và sông Hậu vùng ĐBSCL và danh sách các trạm đo thủy văn, trong đó có dữ liệu khả dụng về lưu lượng và mực nước để phục vụ thiết lập xây dựng mô hình hệ thống cũng được chỉ ra trong hình

Hình 1 mô tả bản đồ các nhánh và cửa sông lớn thuộc sông Tiền và sông Hậu và danh sách các trạm thủy văn cấp 1 trên địa bàn vùng đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL). Về mặt lý thuyết, để thiết lập một mô hình thủy động lực tốt trong điều kiện này thường yêu cầu các loại dữ liệu cơ bản sau:

- 1- Dữ liệu địa hình hay các mặt cắt ngang địa hình;
- 2- Dữ liệu lưu lượng từ thượng lưu (biên thượng lưu);
- 3- Dữ liệu mực nước hạ lưu (biên hạ lưu);
- 4- Dữ liệu mực nước, vận tốc, lưu lượng tại các trạm quan trắc (để hiệu chỉnh và kiểm định).

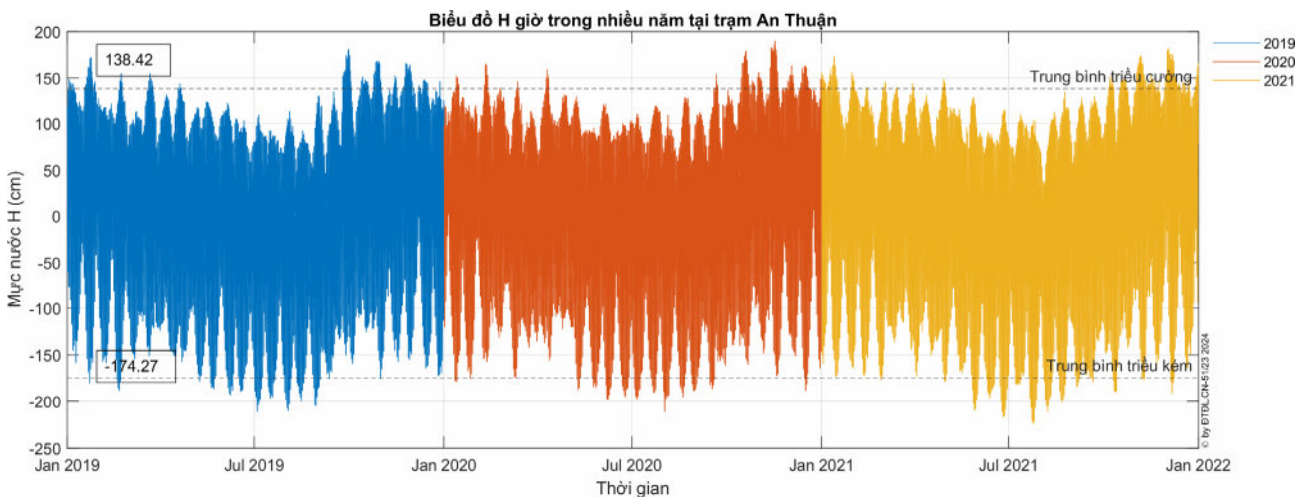
Thời gian mô phỏng được lựa chọn ban đầu để thiết lập thử nghiệm mô hình khái niệm hóa hệ thống cho các cửa sông lớn vùng ĐBSCL được chọn là trong khoảng thời gian 06 ngày từ 5 giờ chiều ngày 18 tháng 3 năm 2018 đến 5 giờ chiều ngày 24 tháng 3 năm 2018. Trong khoảng thời gian này có dữ liệu về các giá trị lưu lượng, và vận tốc đo tại tất cả các cửa sông Cổ Chiên, Cung Hầu, Hàm Luông, cửa Tiểu, cửa Đại, Cửa Định An và cửa Trần Đề. Đây là bộ dữ liệu quan trọng phục vụ việc hiệu chỉnh và kiểm định của các mô hình khái niệm hóa hệ thống động. Ngoài dữ liệu lưu lượng, dữ liệu tại các trạm đo mực nước bao gồm các trạm: Vàm Kênh, Hòa Bình (cửa Tiểu), Bình Đại (cửa Đại), Mỹ Tho (cửa Tiểu & cửa Đại), Mỹ Hóa, An Thuận (hàm Luông), Bến Trại (Cổ Chiên), Trà Vinh (Cung Hầu), Cần Thơ, Trần Đề và trạm Đại Ngãi (cửa Trần Đề).

Tuy nhiên dữ liệu mực nước thu thập tại các trạm thủy văn này không thống nhất và đồng bộ về mặt thời gian. Ví dụ, trạm Vàm Kênh có dữ liệu thực đo của năm 2012, trạm Hòa Bình có dữ liệu thực đo của năm 2002, trạm Trà Vinh có dữ liệu thực đo trong khoảng thời gian từ 2019 đến 2021 và trạm Đại Ngãi có dữ liệu thực đo từ 2019 đến 2021. Do đó khi thiết lập mô hình khái niệm hóa cho các cửa sông lớn vùng ĐBSCL, dữ liệu mực nước tại các trạm này cần được cần tiến hành tái phân tích và dự báo cho khoảng thời gian mô phỏng trong năm 2018. Để khắc phục vấn đề này, kỹ thuật phân tích hàm điều hòa được sử dụng để tái phân tích và dự báo mực nước cho một trạm thủy văn trên cơ sở dữ liệu khả dụng của trạm đó.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Trong nghiên cứu này, kỹ thuật tái phân tích được áp dụng minh họa cho dữ liệu mực nước thực đo tại trạm thủy văn An Thuận trong năm 2019 để tái phân tích dự báo dao động mực nước tại trạm này trong khoảng thời gian 06 ngày từ 5 giờ chiều ngày 18 tháng 3 năm 2018 đến 5 giờ chiều ngày 24 tháng 3 năm 2018. Dữ liệu thực đo của trạm trong khoảng thời gian mô hình năm 2018 được sử dụng để kiểm định độ chính xác của phương pháp này.

Ưu điểm của U-tide so với T-tide là yêu cầu độ dài dữ liệu đầu vào “ngắn” hơn. Với công cụ T-tide, thông thường để cho kết quả phân tích và dự báo cần có độ dài mực nước đo đạc từ một năm. Trong khi với U-tide, dữ liệu đầu vào có thể chỉ cần vài tuần đến 1 tháng. Tất nhiên, dữ liệu đầu vào dài sẽ cho độ chính xác trong phân tích cao hơn. Khi dữ liệu đầu vào không đủ dài, theo kinh nghiệm của các chuyên gia, chỉ nên cân nhắc lấy khoảng bốn thành phần giao động triều chính.



Hình 2. Diễn biến dao động mực nước trong năm 2019, 2020 và 2021, tại trạm An Thuận

Hình 2 minh họa dữ liệu dao động mực nước trong 3 năm từ 2019 đến 2021 tại trạm An Thuận (cửa Hàm Luông). Đây là dữ liệu đầu vào được sử dụng để phân tích điều hòa các thành phần dao động triều. Cần lưu ý rằng phương pháp này chỉ có thể áp dụng ở các khu vực chịu ảnh hưởng chính của dao động triều phía biển.

T-Tide là một gói công cụ phân tích thủy triều dựa trên hàm điều hòa cổ điển (harmonic analysis). Thuật toán của T-Tide sử dụng phương pháp bình phương tối thiểu tuyến tính để ước lượng biên độ và pha của các thành phần triều xác định trước (constituents) dựa trên cơ sở dữ liệu chuẩn quốc tế (Doodson numbers). T-Tide được xây dựng chủ yếu trong MATLAB, dùng công thức gần giống như trong các nghiên cứu kinh điển của Foreman (1977) nhưng bổ sung các hàm cửa sổ để xử lý khoảng thời gian đo ngắn, tính sai số, kiểm tra tính độc lập giữa các thành phần triều, và tự động xác định các thành phần quan trọng dựa trên độ dài chuỗi số liệu. Ngoài ra T-Tide cung cấp sẵn chức năng dự báo (predict) từ các thông số điều hòa đã ước lượng.

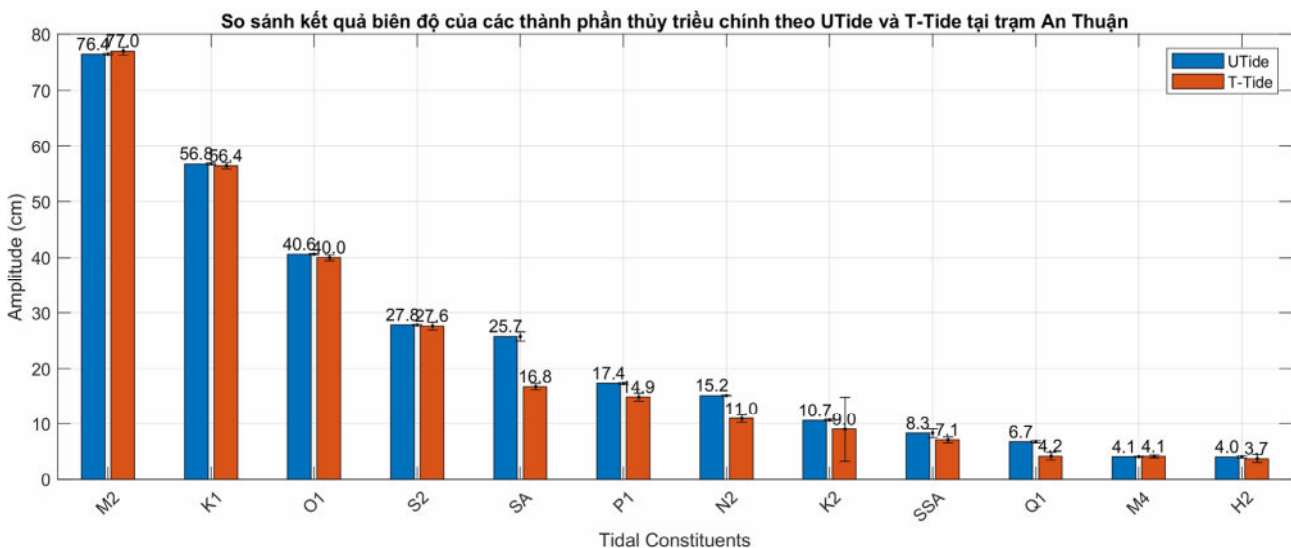
U-Tide là một gói công cụ mới hơn, cũng dựa trên phân tích điều hòa, nhưng áp dụng cách tiếp cận Bayesian và hồi quy tuyến tính tổng quát để ước lượng thông số triều một cách ổn định hơn với

chuỗi số liệu ngắn và có nhiễu. Thuật toán của U-Tide (Codiga, 2011) cho phép chọn linh hoạt tập hợp các thành phần triều dựa trên độ dài chuỗi số liệu, sử dụng phép chuẩn hóa và lọc tần số để giảm trùng lặp giữa các thành phần có tần số gần nhau, đồng thời tính sai số chuẩn cho từng tham số. U-Tide cũng cung cấp chức năng dự báo thủy triều với sai số thống kê và có thể xử lý được thành phần phi điều hòa chậm (non-tidal trend) tốt hơn so với T-Tide.

Hai công cụ đều cùng nền tảng phân tích điều hòa, nhưng khác nhau ở kỹ thuật ước lượng: T-Tide dùng bình phương tối thiểu cổ điển và dựa vào danh mục constituents cố định; U-Tide dùng hồi quy linh hoạt hơn với xử lý thống kê tiên tiến, nhờ đó thường ổn định hơn trong điều kiện dữ liệu ngắn hoặc nhiễu, và có báo cáo sai số chi tiết hơn. Chính sự khác biệt này dẫn đến việc kết quả phân tích/dự báo của hai công cụ có thể chênh lệch đôi chút ngay cả khi sử dụng cùng một bộ số liệu đầu vào.

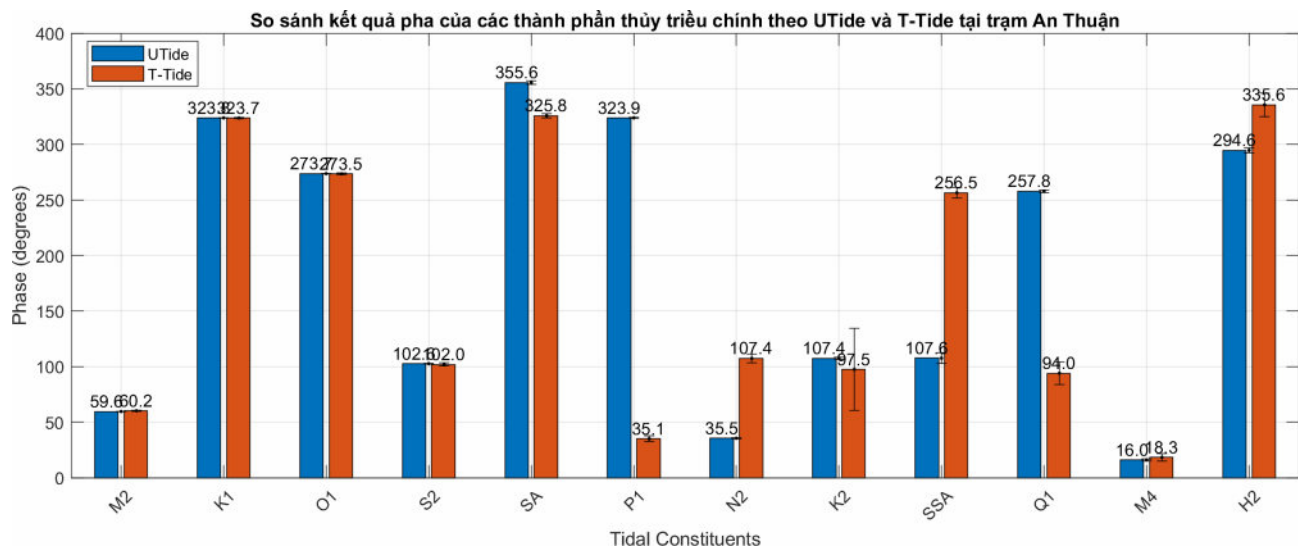
3. KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU

Kết quả phân tích hàm điều hòa tại trạm An Thuận cho thấy hai công cụ UTide và T-Tide (hình 3, 4 và bảng 1) đồng thuận rất tốt về biên độ của các thành phần chính M2, K1, O1 và S2, với sai khác chỉ 0,1–0,2 cm (UTide tính M2 = 76,4 cm, T-Tide = 77,0 cm; K1 = 56,8 cm so với 56,4 cm; O1 = 40,6 cm so với 40,0 cm; S2 = 27,8 cm so với 27,6 cm). Tuy nhiên, với các thành phần có biên độ nhỏ hơn như SA, P1, N2, SSA, Q1 và H2, UTide thường cho giá trị biên độ cao hơn T-Tide khoảng 1–9 cm (ví dụ SA: 25,7 cm so với 16,8 cm; N2: 15,2 cm so với 11,0 cm). Bên cạnh đó sai số biên độ (error bars) cũng nhỏ hơn. Về pha, hai công cụ tương tự với các thành phần M2, K1, O1, S2 (chênh lệch pha $\leq 3^\circ$), nhưng khác biệt rõ rệt ở P1 (UTide $\approx 323,9^\circ$; T-Tide $\approx 34,9^\circ$ do khác quy chuẩn pha).



Hình 3. Kết quả phân tích hàm điều hòa xác định các thành phần dao động triều chính tại trạm An Thuận (sử dụng U-tide và T-tide)

Kết quả tái phân tích dữ liệu mực nước (hình 5) cho thấy cả hai công cụ phân tích hàm điều hòa UTide (đường đỏ liền nét) và T-Tide (đường đen đứt nét) đều có khả năng dự đoán rất tốt biên độ dao động và pha dao động mực nước. Phân tích hàm điều hòa sử dụng công cụ UTide cho độ chính xác cao hơn khi các đỉnh triều do UTide dự báo chỉ chênh khoảng từ 5 đến 10 cm so với dữ liệu quan trắc, trong khi dự báo bằng T-Tide có xu hướng sai lệch thiên lớn từ 10 đến 15 cm. Ngoài ra, UTide tái tạo tốt hơn cả các đợt triều trung bình (từ khoảng 20 đến 22 tháng 3), trong khi T-Tide đôi chỗ đi trước hay chậm pha so với dữ liệu thực đo. Nhìn chung, phân tích hàm điều hòa cho kết quả dự đoán tái phân tích dữ liệu dao động mực nước tương đối tốt, sát với các kết quả sát quan trắc và có thể được ứng dụng nhận rộng cho các trạm đo đặc ở vùng ĐBSCL thiếu dữ liệu thu thập trong quá khứ, hoặc để dự báo dao động mực nước trong tương lai.

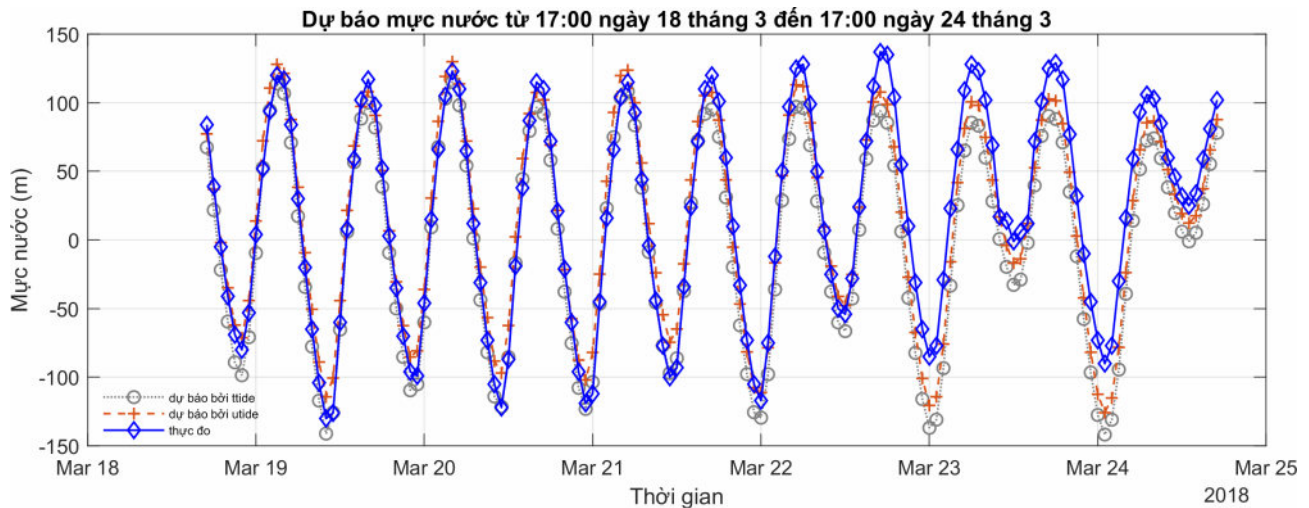


Hình 4. Kết quả phân tích hàm điều hòa xác định các thành phần pha dao động tương ứng của các thành phần dao động triều tại trạm An thuận (sử dụng U-tide và T-tide)

Bảng 1. Thành phần dao động triều chính đại diện cho mực nước ở khu vực cửa sông Hàm Luông, tính theo số liệu mực nước giờ năm đo tại trạm An Thuận theo T-Tide và U-tide

Thành phần	T-tide		U-tide		Ghi chú
	Biên độ (cm)	Pha dao động (°)	Biên độ (cm)	Pha dao động (°)	
A0	156	-	156	-	Thành phần mực nước trung bình (Mean sea level)
M2	77.7	170.7	76.4	59.6	Thành phần bán nhật triều chính mặt trăng (Principal lunar semidiurnal)
K1	52.1	315.8	56.8	323.8	Thành phần nhật triều chính mặt trời (Principal solar diurnal)
O1	35.2	37.1	40.6	273.7	Thành phần nhật triều chính do độ nghiêng của quỹ đạo mặt trăng (Principal lunar diurnal)
S2	27.6	102.9	27.8	102.6	Thành phần bán nhật triều mặt trời (Principal solar semidiurnal)
SA	27.0	28.89	25.7	355.6	Thành phần năm (Annual solar)
P1	17.4	321.8	17.4	323.9	Thành phần nhật triều bán mặt trăng (Lunar semidiurnal)
N2	15.4	2.49	15.2	35.5	Thành phần bán nhật triều phụ (Smaller lunar semidiurnal)
K2	8.6	90.5	10.7	107.4	Thành phần bán nhật triều kép (Lunar semiannual)
SSA	6.5	97.6	8.3	107.6	Thành phần bán năm (Semiannual solar)
Q1	5.9	237.0	6.7	257.8	Thành phần nhật triều thứ cấp (Lunar minor diurnal)

Bảng 2 thể hiện các chỉ số đánh giá độ chính xác của dự báo mực nước triều bằng hai công cụ T-Tide và U-Tide so với số liệu thực đo tại trạm An Thuận. Các chỉ số chính bao gồm sai số trung bình bình phương (RMSE), sai số tuyệt đối trung bình (MAE), độ chênh lệch trung bình (Bias), hệ số tương quan (R), hệ số xác định (R^2), chỉ số hiệu quả Nash–Sutcliffe (NSE), biên độ dự báo, và biên độ thực đo. Kết quả cho thấy cả hai công cụ đều có mức tương quan cao với thực đo ($R > 0,96$). U-Tide có RMSE (19,78 m) và MAE (16,31 m) thấp hơn so với T-Tide (27,33 m và 21,92 m), cho thấy dự báo của U-Tide khớp hơn với thực đo. Sai số biên độ của cả hai công cụ đều âm (~ -10 m), nghĩa là biên độ dự báo nhỏ hơn thực đo. Chỉ số NSE của cả hai đều lớn, chứng tỏ chất lượng mô phỏng tốt. Từ đó có thể kết luận rằng trong giai đoạn dự báo này, U-Tide có độ chính xác cao hơn T-Tide xét theo RMSE, MAE và độ lệch trung bình, mặc dù cả hai đều tái hiện được xu thế mực nước khá sát với thực đo.



Hình 4. Kiểm tra so sánh kết quả tái phân tích hàm điều hòa xác định các thành phần dao động triều chính tại trạm An thuận (sử dụng U-tide và T-tide)

Bảng 2. Bảng chỉ số sai số dự báo mực nước triều sử dụng các công cụ T-tide và U-tide

Mô hình	RMSE (m)	MAE (m)	Bias (m)	R	R ²	NSE	Biên độ dự báo (m)	Biên độ thực đo (m)	Sai số biên độ
T-Tide	27.33	21.92	-21.20	0.974	0.948	0.870	256.95	267.00	-10.05
U-Tide	19.78	16.31	-4.24	0.967	0.935	0.932	255.71	267.00	-11.29

4. KẾT LUẬN

Kỹ thuật phân tích hàm điều hòa được áp dụng để phân tích dao động mực nước triều tại trạm An Thuận, cửa sông Hàm Luông chỉ ra rằng cả hai công cụ phân tích hàm điều hòa UTide và T-Tide đều có khả năng tái phân tích tương đối chính xác các thành phần dao động triều chính, tuy nhiên công cụ UTide cho kết quả tốt hơn: sai số đỉnh triều do UTide dự báo chỉ nằm trong giới hạn 5 tới 10 cm so với quan trắc, trong khi T-Tide thường sai lệch lớn hơn (10–15 cm) và đôi khi bị lệch pha ở các đợt triều trung bình. Phương pháp này chứng tỏ là một giải pháp hiệu quả để tái phân tích và dự báo mực nước tại các trạm có dữ liệu không đầy đủ hoặc không đồng bộ, đồng thời có thể được nhân rộng cho các vị trí khác ở trong và ven cửa sông Đồng bằng sông Cửu Long nơi chịu chi phối mạnh bởi các yếu tố triều. Đối với các thời đoạn chịu ảnh hưởng mạnh bởi dòng chảy từ sông (mùa lũ), cần kết hợp thêm mô hình thủy động lực hoặc các giá trị nền phi triều vào kết quả dự báo.

Nghiên cứu này được tài trợ bởi dự án ĐTĐL.CN-51/23 QD427, Bộ Khoa Học Và Công Nghệ (MOST).

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Codiga, D. L. (2011). Unified Tidal Analysis and Prediction Using the UTIDE Matlab Functions. Technical Report, Graduate School of Oceanography, University of Rhode Island.
- [2] Pawlowicz, R., Beardsley, B., & Lentz, S. (2002). Classical tidal harmonic analysis including error estimates in MATLAB using T_TIDE. Computers & Geosciences, 28(8), 929–937.

NGHIÊN CỨU KHẢ NĂNG ỨNG DỤNG GNSS TRONG QUAN TRẮC MÁI DỐC TẠI VIỆT NAM

Nguyễn Trung Kiên¹, Cao Minh Thủy²

¹*Trường Đại học Thủy lợi, email: kiennt@tlu.edu.vn*

²*Trường Đại học Tài nguyên và Môi trường*

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Địa hình Việt Nam đa dạng, với $\frac{3}{4}$ diện tích lãnh thổ là đồi núi [1]. Độ dốc của địa hình là một trong những yếu tố ảnh hưởng đến nguy cơ mất ổn định mái dốc, gây trượt lở đất đá. Nhiều nghiên cứu cho thấy các khu vực có độ dốc lớn thường có nguy cơ trượt lở cao do ảnh hưởng chủ yếu của trọng lực [2], [3]. Hơn nữa, việc phát triển kinh tế đi kèm với xây dựng phát triển hạ tầng bằng các hoạt động cắt xén sườn dốc cũng là nguyên nhân gây trượt lở.

Các hệ thống quan trắc đã và đang được phát triển và ứng dụng nhằm cảnh báo sớm các tai biến trượt lở mái dốc [4], [5]. Các thiết bị quan trắc chủ yếu là các cảm biến địa kỹ thuật truyền thống như đo chuyển vị ngang theo chiều sâu inclinometer, đo áp lực nước lỗ rỗng piezometer, đo mực nước ngầm, v.v... Các phương pháp quan trắc này cho dữ liệu quan trắc tương đối chính xác. Tuy nhiên, các phương pháp này cũng đòi hỏi yêu cầu về nhân lực và chi phí vận hành. Hơn nữa, việc quan trắc trong phạm vi rộng, địa hình phức tạp gặp khó khăn trong việc lắp đặt và thu nhận dữ liệu chính xác do yêu cầu tầm nhìn trực tiếp giữa thiết bị và mục tiêu, ví dụ đo giãn extensometer, đo toàn đạc total station. Đây là thách thức trong việc áp dụng những phương pháp quan trắc truyền thống cho những khu vực địa hình hiểm trở như mái dốc bị che phủ bởi cây cối, v.v...

Phương pháp quan trắc dựa trên các cảm biến GNSS mang lại nhiều ưu điểm so với các phương pháp truyền thống, đặc biệt trong bối cảnh nhu cầu về dữ liệu thời gian thực và phạm vi bao phủ rộng ngày càng tăng. Việc quan trắc mái dốc dùng GNSS cho phép phát hiện những chuyển vị theo 3 phương X, Y, H và đã được áp dụng ở nhiều dự án, nhiều quốc gia trên thế giới [6]–[8]. Tuy nhiên, việc áp dụng GNSS trong quan trắc mái dốc ở Việt Nam còn hạn chế, chỉ được áp dụng tại một số dự án như tại dự án SATREP do Jica tài trợ [9] và trong một số dự án quan trắc mỏ [10]. Bài báo này trình bày các thí nghiệm mô phỏng khả năng của GNSS trong việc phát hiện các chuyển vị. Các thí nghiệm xác định sai số ngẫu nhiên và phát hiện chuyển vị được thực hiện. Kết quả cho thấy cảm biến GNSS dùng trong các thí nghiệm cho phép phát hiện các chuyển vị theo cả phương đứng và ngang với mức độ chính xác milimet. Đây là cơ sở để áp dụng rộng rãi GNSS trong quan trắc, rút ngắn thời gian cảnh báo các dấu hiệu mất ổn định mái dốc.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Phương pháp nghiên cứu và mô hình thí nghiệm

Trong quan trắc và đo đạc dùng GNSS, nhiều phương pháp khác nhau có thể được sử dụng như: đo tĩnh (static), đo động thời gian thực (RTK), v.v... Độ chính xác của mỗi phương pháp khác nhau. Người dùng lựa chọn phương pháp phù hợp tùy thuộc vào mục đích và độ chính xác yêu cầu. Các quan trắc chuyển vị trên các mái dốc yêu cầu độ chính xác cao, để đưa ra các cảnh báo kịp thời khi có dấu hiệu mất ổn định. Do đó, phương pháp đo tĩnh (static) thường được sử dụng trong các quan trắc mái dốc và công trình để thu được độ chính xác cao, milimet [11]. Tuy nhiên, tần suất quan trắc thường là 1 giờ, điều này hạn chế khả năng đưa ra các cảnh báo kịp thời. Do đó, trong bài nghiên cứu này, tác giả sử dụng phương pháp đo động thời gian thực (RTK), cho phép thu nhận giá trị đo ở các thời khoảng ngắn 5 giây. Các trường hợp thí nghiệm được trình bày ở Bảng 1. Thí nghiệm với đường vector cạnh ngắn ở Trường hợp 1 (Bảng 1) được thực hiện nhằm đánh giá sai số

của thiết bị đo [12]. Trong thực tế quan trắc mái dốc, vector cạnh và chênh cao tồn tại giữa điểm quan trắc và điểm đo, do đó các thí nghiệm ở Trường hợp 2, 3 và 4 (Bảng 1) được thực hiện để đánh giá khả năng của GNSS trong việc phát hiện các chuyển vị.

Bảng 1. Các trường hợp thí nghiệm

STT	Trường hợp	Chiều dài vector cạnh (m)	Chênh cao (m)	Chuyển vị (mm)	
				Đứng	Ngang
1	1	2	0		
2	2	200	20	20	
3	3	200	20		5
4	4	200	20		10

2.2. Cảm biến GNSS

Cảm biến GNSS thu nhận được sử dụng là loại cảm biến thường được dùng trong các đo đạc khảo sát địa hình. Thông số kỹ thuật của cảm biến được trình bày ở Bảng 2. Độ chính xác tiêu chuẩn cho quan trắc GNSS khoảng $5 \text{ mm} + 1 \text{ ppm} \times D$ và $10 \text{ mm} + 1 \text{ ppm} \times D$ theo phương ngang và đứng. D là chiều dài của vector cạnh. Độ chính xác tốt hơn có thể đạt được khi ứng dụng quan trắc trong điều kiện môi trường ít chịu ảnh hưởng của các nhân tố gây sai số [6].

Bảng 2. Thông số kỹ thuật cảm biến GNSS

Thông số	Giá trị
Số kênh	1608 kênh
Băng tần GPS	L1C/A, L2C, L2P(Y), L5
Độ chính xác:	
+ Đo động thời gian thực (RTK)	Ngang: $8 \text{ mm} + 1 \text{ ppm RMS}$ Đứng: $15 \text{ mm} + 1 \text{ ppm RMS}$
+ Đo động hậu xử lý (PPK)	Ngang: $3 \text{ mm} + 1 \text{ ppm RMS}$ Đứng: $5 \text{ mm} + 1 \text{ ppm RMS}$
+ Đo tĩnh hậu xử lý (Static)	Ngang: $2.5 \text{ mm} + 0.5 \text{ ppm RMS}$ Đứng: $5 \text{ mm} + 0.5 \text{ ppm RMS}$
Tần số	200 Hz

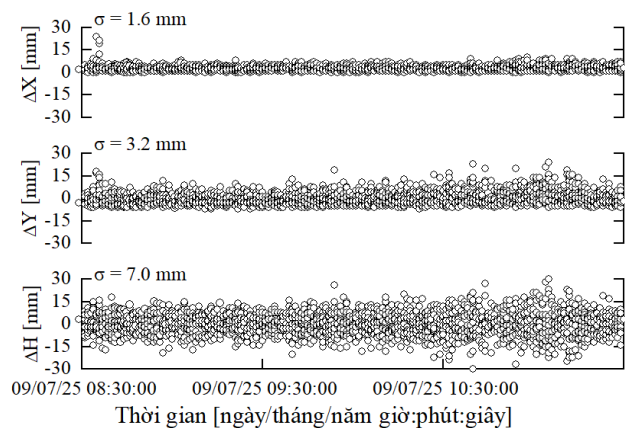
3. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

3.1. Kết quả thí nghiệm

3.1.1. Thí nghiệm xác định sai số ngẫu nhiên



(a) Vị trí đặt thiết bị thí nghiệm đường cơ sở ngắn



(b) Kết quả thí nghiệm

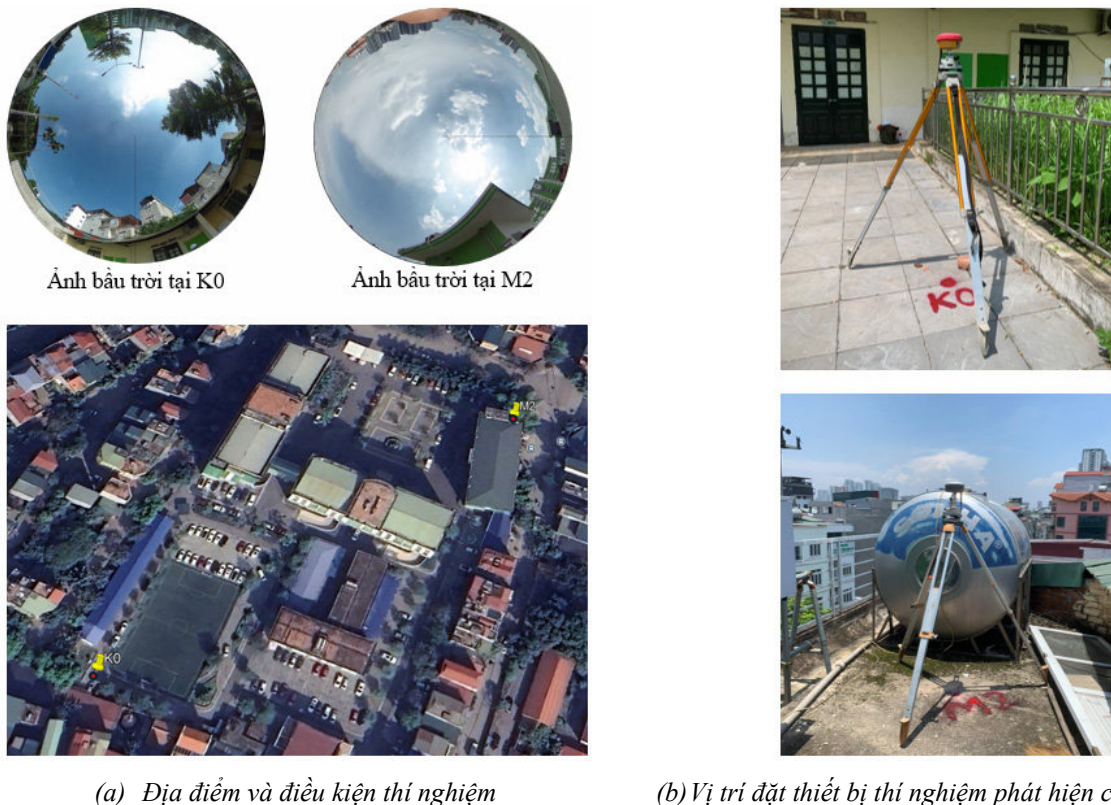
Hình 1. Thí nghiệm đường cơ sở ngắn 2m

Hình 1 trình bày thí nghiệm với đường cơ sở (baseline) giữa điểm cơ sở và điểm quan trắc ngắn, 2m (Trường hợp 1 trong Bảng 1). Thí nghiệm đường cơ sở ngắn (short baseline) hoặc đường cơ sở bằng không (zero baseline) được thực hiện nhằm đánh giá đặc trưng sai số của máy thu (receiver noise) và hiệu chuẩn anten của máy thu [13], [14].

Độ lệch chuẩn (standard deviation), được ký hiệu bằng σ , thu được lần lượt từ là 1.6mm, 3.2mm và 7.0mm theo các phương X, Y, H (hình 1b). Độ lệch chuẩn này bao gồm các sai số ngẫu nhiên của loại cảm biến này. Do đó, đây cũng được coi là giới hạn của độ chính xác của loại cảm biến này. Trong thực tế ứng dụng, độ lệch chuẩn quan trắc tại ngoài hiện trường mái dốc có thể cao hơn trong thí nghiệm này, do sự ảnh hưởng của điều kiện quan trắc như ảnh hưởng của hiện tượng đa tuyến, vật cản bên trên anten, v.v... [6].

3.1.2. Thí nghiệm phát hiện chuyển vị

Ưu điểm của GNSS so với các phương pháp quan trắc truyền thống là cho phép phát hiện các chuyển vị theo 3 phương X, Y, H và không chịu ảnh hưởng của tầm nhìn trực tiếp giữa thiết bị và mục tiêu. Trong thực tế quan trắc, các điểm quan trắc thường đặt trên mái dốc. Do đó, chiều dài đường cơ sở và chênh cao tồn tại giữa điểm cơ sở và các điểm quan trắc. Mặt khác, anten của các máy thu có thể bị che phủ bởi các vật cản như cây cối, sườn dốc, v.v... dẫn tới những sai số. Để đánh giá khả năng phát hiện chuyển vị, các thí nghiệm được hiện bằng cách dịch chuyển cảm biến GNSS tại điểm quan trắc theo phương đứng và phương ngang (Trường hợp 2, 3 và 4 trong Bảng 1). Điều kiện thí nghiệm thực tế được trình bày ở Hình 2. Đường cơ sở giữa điểm cơ sở (K0) và điểm quan trắc (M2) là 200m, chênh cao là 20m. Tín hiệu từ vệ tinh xuống các máy thu bị cản trở bởi cây cối và nhà cửa xung quanh. Tầm nhìn trực tiếp của hai máy thu bị cản trở bởi các tòa nhà.

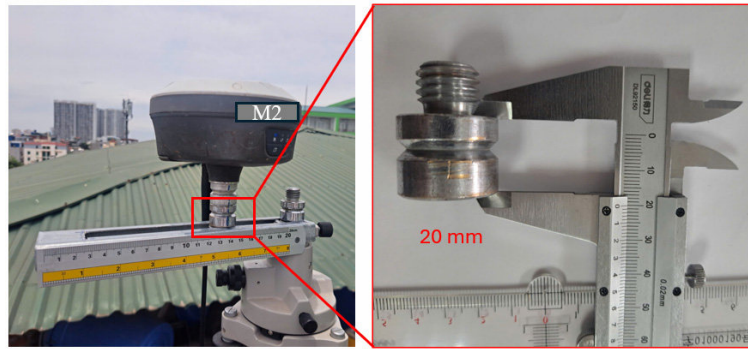


Hình 2. Vị trí và điều kiện thí nghiệm phát hiện chuyển vị

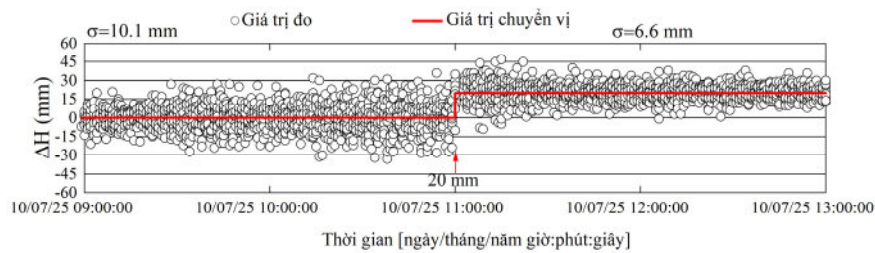
(a) Chuyển vị theo phương đứng

Hình 3 trình bày dụng cụ và kết quả thí nghiệm phát hiện chuyển vị theo phương đứng. Do đặc điểm hình học của hệ thống vệ tinh, độ chính xác của các phép đo theo phương đứng thường kém hơn so với theo phương ngang. Do đó, chuyển vị cưỡng bức được đưa ra bằng cách chèn ốc máy có

chiều cao 20mm trong quá trình thí nghiệm (Hình 3a). Kết quả thí nghiệm được trình bày ở Hình 3b cho thấy mặc dù ảnh hưởng của vật cản trên đường cơ sở và bên trên anten, xu hướng chuyển vị theo phương đứng có thể được phát hiện bằng GPS.



(a) Dụng cụ thí nghiệm



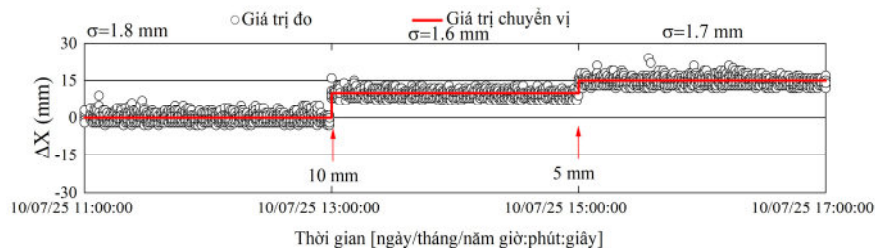
(b) Kết quả thí nghiệm

Hình 3. Thí nghiệm phát hiện chuyển vị theo phương đứng

(b) Chuyển vị theo phương ngang



(a) Dụng cụ thí nghiệm



(b) Kết quả thí nghiệm

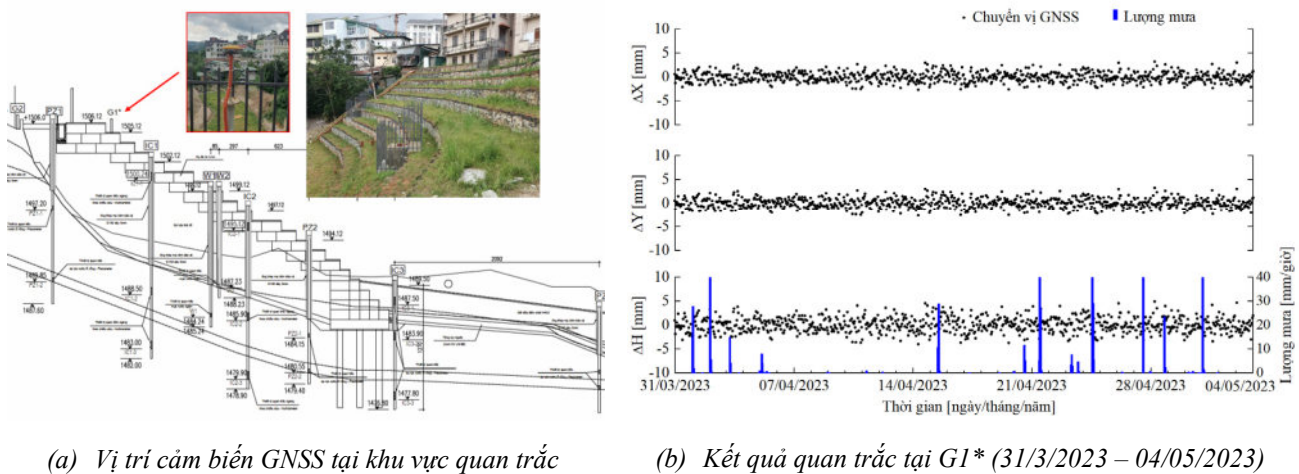
Hình 4. Thí nghiệm phát hiện chuyển vị theo phương ngang

Hình 4 trình bày dụng cụ và kết quả thí nghiệm phát hiện chuyển vị theo phương ngang. Các chuyển vị cưỡng bức theo phương ngang lần lượt là 10mm và 5mm được tạo ra bằng cách dịch chuyển cảm biến quan trắc theo phương ngang theo hướng từ Tây sang Đông trong quá trình thí

nghiệm (Hình 4a). Kết quả thí nghiệm được trình bày ở Hình 4b cho thấy cảm biến thu GPS có khả năng phát hiện các chuyển vị từ 5mm đến 10mm theo phương ngang. Các kết quả thí nghiệm quan trắc tại Hình 3b và Hình 4b có thể được tính trung bình động trong các thời khoảng 5 phút, 10 phút, 20 phút và 30 phút nhằm thu được độ chính của phép đo quan trắc đến milimet [15]. Điều này cho phép GNSS rút ngắn thời gian phát hiện các dấu hiệu mất ổn định mái dốc so với các cảm biến địa kỹ thuật truyền thống.

3.2. Ví dụ ứng dụng GNSS trong quan trắc mái dốc khu vực đầu đường Khe Sanh, TP. Đà Lạt

Tháng 11/2021, hàng nghìn m³ đất đá trượt xuống tại khu vực đầu đường Khe Sanh, TP. Đà Lạt. Sự cố trượt lở uy hiếp đến tính mạng cư dân và cơ sở hạ tầng trong phạm vi hàng trăm mét. Các giải pháp xử lý được áp dụng như thoát nước mặt và tiêu nước ngầm, xây kè đá và quan trắc ổn định công trình – mái dốc. Quan trắc tự động thời gian thực dùng GNSS kết hợp với các cảm biến địa kỹ thuật truyền thống để ghi nhận những chuyển vị của mái dốc theo thời gian (Hình 5). Từ đó, các phân tích, đánh giá được thực hiện để đưa ra các cảnh báo khi có những dấu hiệu về trượt lở.



Hình 5. Quan trắc mái dốc dùng GNSS khu vực đầu đường Khe Sanh, TP. Đà Lạt

4. KẾT LUẬN

Các thí nghiệm được thực hiện nhằm khảo sát khả năng của GNSS trong phát hiện các chuyển vị, nhằm ứng dụng cho quan trắc các mái dốc. Kết quả nghiên cứu cho thấy:

- GNSS có những ưu điểm trong việc quan trắc theo 3 phương và không chịu ảnh hưởng của tầm nhìn trực tiếp giữa thiết bị và mục tiêu. Tuy nhiên, việc ứng dụng GNSS trong quan trắc cái mái dốc tại Việt Nam còn hạn chế;
- Sai số của ngẫu nhiên của cảm biến GNSS dùng trong thí nghiệm dao động từ 2mm theo phương ngang đến 7mm theo phương đứng. Các kết quả thí nghiệm chỉ ra GNSS có khả năng phát hiện các chuyển vị theo cả phương đứng và ngang, với độ chính xác milimet. Đây là cơ sở để ứng dụng GNSS trong các quan trắc mái dốc;
- Trong thực tế quan trắc, cần nghiên cứu vị trí đặt các cảm biến GNSS để thu nhận tín hiệu từ các vệ tinh tốt nhất, giảm thiểu sai số do vật cản bên trên anten. Việc áp dụng các phương pháp đo động thời gian thực RTK và tính trung bình động trong các khoảng thời gian khác nhau cho phép rút ngắn thời gian phát hiện các dấu hiệu mất ổn định mái dốc.

LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Nguồn ngân sách khoa học và công nghệ trường Đại học Thủy lợi trong đề tài mã số CS2025-7. Tác giả xin chân thành cảm ơn Trường Đại học Thủy lợi đã tài trợ kinh phí thực hiện đề tài.

5. TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Chinhphu.vn, “Địa lý - Một số thông tin về địa lý Việt Nam.” [Online]. Available: <https://chinhphu.vn/dia-ly-68387>.
- [2] Y. Achour, A. Boumezbeur, R. Hadji, A. Chouabbi, V. Cavaleiro, and E. A. Bendaoud, “Landslide susceptibility mapping using analytic hierarchy process and information value methods along a highway road section in Constantine, Algeria,” *Arab. J. Geosci.*, vol. 10, no. 8, 2017, doi: 10.1007/s12517-017-2980-6.
- [3] Khúc Thành Đông et al., “So sánh phương pháp phân tích thứ bậc (AHP) và tỷ số tần suất (FR) trong đánh giá tính nhạy cảm với trượt lở đất. Trường hợp nghiên cứu tại huyện Văn Yên, tỉnh Yên Bái,” *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Mỏ - Địa chất*, vol. 64, no. 2, pp. 79–90, 2023, doi: 10.46326/jmes.2023.64(2).08.
- [4] Đỗ Minh Đức, “Nghiên cứu dự báo nguy cơ tai biến trượt lở mái dốc dọc các tuyến giao thông trọng điểm miền núi tỉnh Quảng Nam và đề xuất giải pháp ứng phó,” 2020.
- [5] Hoàng Việt Hùng, “Đề tài Nghị định thư ‘Nghiên cứu thiết lập hệ thống quan trắc theo thời gian thực phục vụ cảnh báo sớm trượt lở đất,’” Website Trường Đại học Thủy lợi. [Online]. Available: <https://www.tlu.edu.vn/doi-ngoai/de-tai-nghi-dinh-thu-nghien-cuu-thiet-15085>.
- [6] N. Shimizu, S. Nakashima, and T. Masunari, “ISRM suggested method for monitoring rock displacements using the global positioning system (GPS),” *Rock Mech. Rock Eng.*, vol. 47, pp. 313–328, 2014, doi: 10.1007/s00603-013-0521-5.
- [7] J. P. Malet, O. Maquaire, and E. Calais, “The use of global positioning system techniques for the continuous monitoring of landslides: Application to the Super-Sauze earthflow (Alpes-de-Haute-Provence, France),” *Geomorphology*, vol. 43, no. 1–2, pp. 33–54, 2002, doi: 10.1016/S0169-555X(01)00098-8.
- [8] R. Gautam, A. P. Gajurel, B. R. Upadhyaya, K. Pandey, and B. Pratt-Sitaula, “Application of the differential GPS technique to monitor landslides: A case study of Dutti Landslide, Nepal,” *J. Nepal Geol. Soc.*, vol. 67, pp. 139–148, 2024, doi: 10.3126/jngs.v67i1.74592.
- [9] Viện Khoa học và Công nghệ Giao thông vận tải (ITST) and Hội Trượt đất Quốc tế (ICL), Văn kiện dự án: Phát triển công nghệ đánh giá rủi ro sụt trượt đất dọc theo các tuyến giao thông chính tại Việt Nam. Hợp tác kỹ thuật sử dụng vốn ODA không hoàn lại (Quyết định phê duyệt số 3433/QĐ-BGTVT của Bộ Giao thông vận tải ngày 28/12/2012). 2012.
- [10] Nguyễn Văn Hải, Phạm Công Khải, Võ Ngọc Dũng, Đinh Thanh Tuấn, and Phạm Văn Chung, “Quan trắc độ lún bờ mở lộ thiên dựa trên công nghệ GNSS/CORS Trường hợp nghiên cứu cho mở Cọc Sáu,” *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Mỏ - Địa chất*, vol. 65, no. 3, pp. 109–122, 2024, doi: 10.46326/jmes.2024.65(3).10.
- [11] Y. Furuyama, S. Nakashima, and N. Shimizu, “Displacement monitoring using GPS for assessing stability of unstable steep slope by means of ISRM suggested method,” in *8th Asian Rock Mechanics Symposium*, 2014, pp. 1897–1904.
- [12] J. Nolan, S. Gourevitch, and J. Ladd, “Geodetic Processing Using Full Dual Band Observables,” in *Proceedings of the 5th International Technical Meeting of the Satellite Division of The Institute of Navigation (ION GPS 1992)*, 1992, pp. 1033–1041.
- [13] B. Hofmann-Wellenhof, H. Lichtenegger, and J. Collins, *Global Positioning System: Theory and Practice*, 5th ed. Springer, 2001. doi: 10.1007/978-3-7091-6199-9.
- [14] A. El-Rabbany, *Introduction to GPS - The Global Positioning System*. Artech House, Inc, 2002.
- [15] N. T. Kien and Norikazu Shimizu, “Performance of a new low-cost GPS sensor with an average process for slope displacement monitoring,” in *The 3rd International Conference on Sustainability in Civil Engineering*, 2021, pp. 119–126.