Phần II

XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH THỦY – CHỈNH TRỊ SÔNG – BẢO VỆ BỜ SÔNG, BỜ BIỂN – PHÒNG CHỐNG THIÊN TAI

CHẾ ĐỘ VẬN CHUYỂN BÙN CÁT VÙNG ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG TRONG KỊCH BẢN PHÁT TRIỂN THƯỢNG NGUỒN

The sediment transport in the Mekong river delta in the upstream development scenario

PGS. TS. Trần Bá Hoằng, ThS. Nguyễn Bình Dương, KS. Nguyễn Công Phong
Viện Khoa học Thủy lợi Miền Nam, 658 Võ Văn Kiệt, Q.5, Tp. Hồ Chí Minh

TÓM TẮT: *Bài báo này trình bày kết quả nghiên cứu chế độ thủy động lực và vận chuyển bùn cát vùng Đồng bằng sông Cửu Long trong kịch bản phát triển thượng nguồn bất lợi nhất (khi trên dòng chính hạ lưu sông Mekong hoàn thiện 11 đập thủy điện). Đây là một nội dung nghiên cứu trong bài toán tổng thể xác định nguyên nhân xói lở, bồi tụ dải ven biển Đồng bằng sông Cửu Long. Với cách tiếp cận các mô hình toán SWAT, Telemac2D và MIKE21 Coupled FM có tỉ lệ chi tiết khác nhau được sử dụng để mô phỏng chế độ thủy động lực, vận chuyển bùn cát, và diễn biến hình thái trong một năm khí hậu (từ 4/2014 - 5/2015) trong điều kiện hiện tại và kịch bản phát triển thượng nguồn. Ở đây, sẽ trình bày chi tiết các kết quả của mô hình Telemac 2D toàn đồng bằng. Đây là một nghiên cứu mới so với các nghiên cứu khác thường sử dụng mô hình 1D toàn đồng bằng để tính toán chế độ thủy động lực và vận chuyển bùn cát ĐBSCL. Kết quả tính toán phân tích chế độ thủy thạch động lực học mô hình 2D toàn đồng bằng là đầu vào quan trọng cho mô hình 2D ven biển.*

Từ khóa: Chế độ thủy động lực, mô hình Telemac 2D, kịch bản phát triển thượng nguồn, vận chuyển bùn cát, ven biển ĐBSCL.

ABSTRACT: *This paper presents the results of the study of hydrodynamic and sediment transport in the Mekong Delta in the most unfavorable upstream development scenario (when 11 main dams are completed in the Lower Mekong mainstream). This is a research content in the overall problem to determine the cause of erosion and deposition in the coastal area of the Mekong Delta. With the SWAT mathematical modeling approach, Telemac2D and MIKE21 Coupled FM have different detail ratios used to simulate hydrodynamic mode, sediment transport, and morphological changes in a climate year (from 4/2014 - 5/2015) in current conditions and upstream development scenarios. Here, the detailed results of the plain Telemac 2D model are detailed. This is a new study compared to other studies that often use 1D model all over the plain to calculate the hydrodynamic and sediment transfer regime of the Mekong Delta. Results of calculation and analysis of 2D model hydrodynamic hydrological regime.*

Keywords: Hydrodynamic regime, Telemac 2D model, upstream development scenario, sediment transport, coastal zone in the Mekong Delta.

1. MỞ ĐẦU

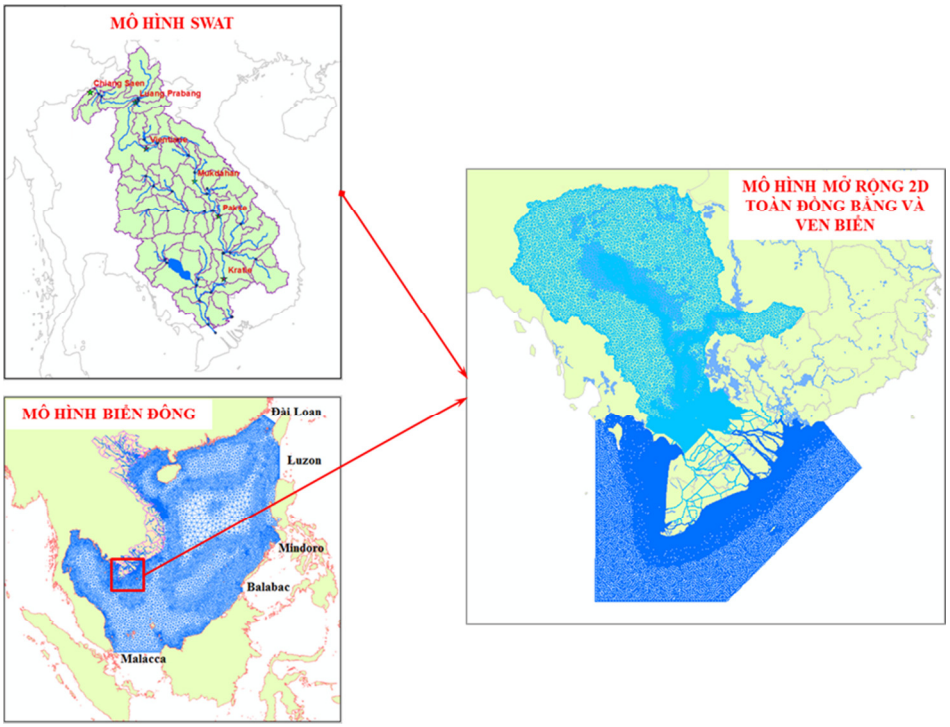
Biển đóng vai trò rất quan trọng trong phát triển kinh tế - xã hội của nước ta. Vì vậy, việc bảo vệ bờ biển, môi trường biển cần phải được đặc biệt quan tâm. Khu vực Đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL) có bờ biển dài, nhiều vùng cửa sông, là tiềm năng, lợi thế lớn để phát triển kinh tế. Tuy nhiên, vấn đề sạt lở bờ biển trong những năm qua đã trở thành đề tài nóng hổi của rất nhiều địa phương trong cả nước nói chung và Đồng bằng sông Cửu Long nói riêng, xói lở bờ biển diễn biến ngày một phức tạp, gây ảnh hưởng không nhỏ đến đời sống nhân dân cũng như tác động đến sự phát triển kinh

tế xã hội của các địa phương ven biển. Vấn đề nghiêm trọng này hiện đang thu hút sự quan tâm đặc biệt của các cấp lãnh đạo cũng như các nhà khoa học trong và ngoài nước. Tìm được nguyên nhân chính gây xói lở bờ biển là điều kiện đầu tiên quyết định đến thắng lợi của giải pháp bảo vệ bờ. Một trong những nguyên nhân chính cần xem xét đến là tác động của phát triển công trình thượng nguồn dẫn đến vấn đề thiếu hụt bùn cát trầm trọng vùng hạ lưu sông Mekong. Với đặc điểm hệ thống sông ngòi dày đặc và phức tạp như ĐBSCL thì việc tính toán quá trình vận chuyển bùn cát cần thiết phải sử dụng mô hình 2D thay vì các mô hình 1D các nhánh sông chính như các nghiên cứu trước đây.

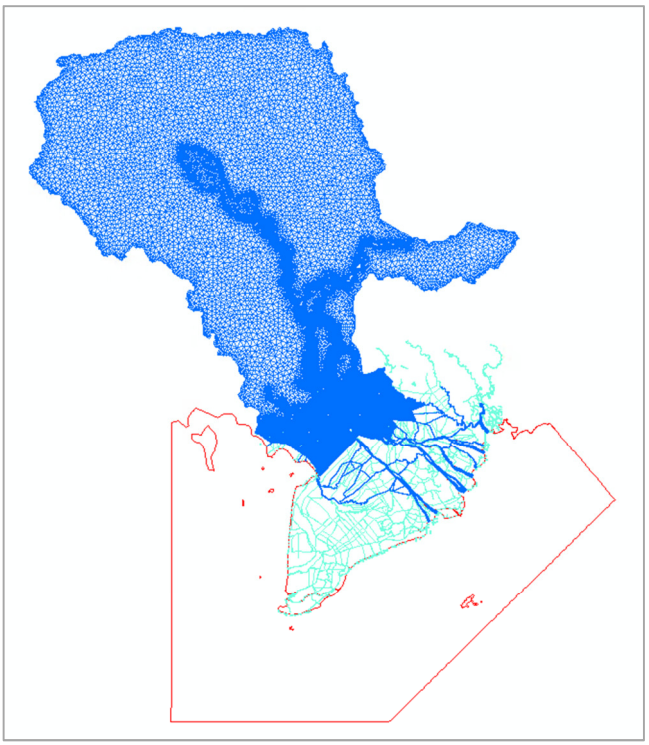
Trong nghiên cứu này, chúng tôi sẽ kế thừa những kết quả của những nghiên cứu trước, đồng thời phát triển nghiên cứu về chế độ thủy thạch động lực học vùng ĐBSCL bằng mô hình Telemac 2D. Bài báo này trình bày một số kết quả nghiên cứu đánh giá chế độ vận chuyển bùn cát vùng Đồng bằng sông Cửu Long bằng mô hình Telemac 2D trong trường hợp hiện trạng và kịch bản phát triển thượng nguồn.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

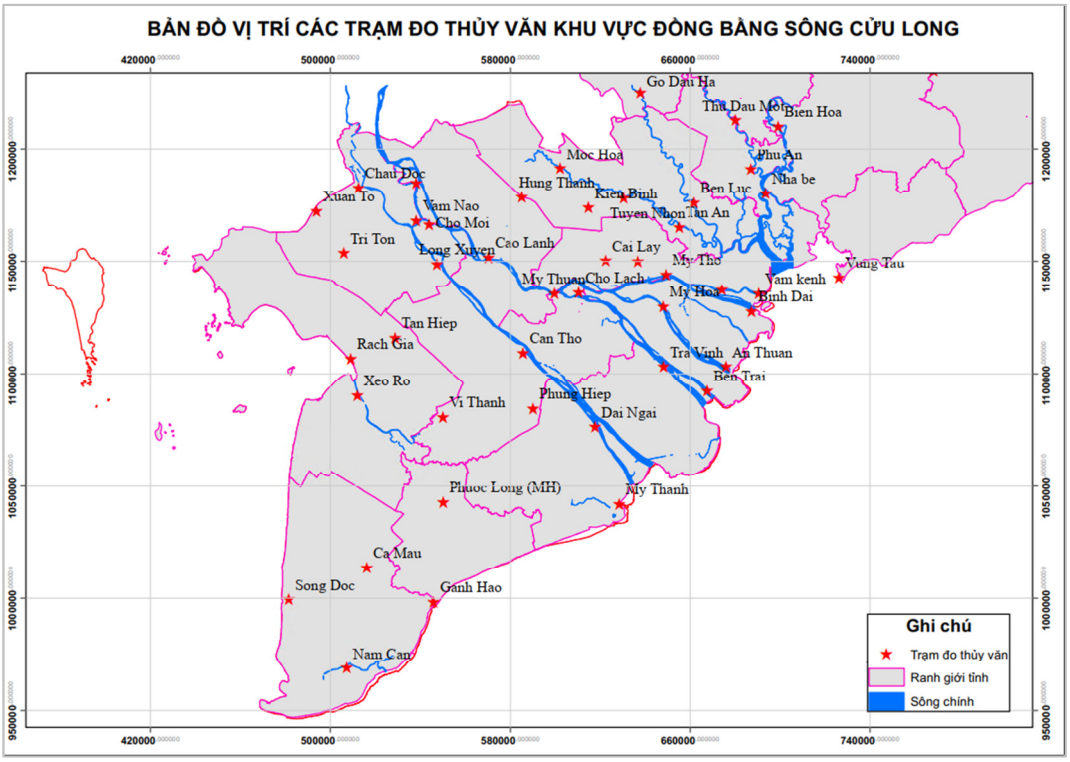
Hình 1 minh họa cách tiếp cận chung trong việc nghiên chế độ thủy động lực vùng cửa sông, ven biển vùng Đồng bằng sông Cửu Long, trong đó các mô hình với tỉ lệ và mức độ chi tiết khác nhau được thiết lập.



Hình 1. Phương pháp nghiên cứu



Hình 2. Phạm vi tính toán mô hình Telemac 2D toàn đồng bằng



Hình 3. Bản đồ vị trí các trạm đo thủy văn

Mô hình 1 là mô hình thủy động lực vùng cho toàn bộ biển Đông và biển Tây. Mô hình sử dụng cho vùng nghiên cứu này là MIKE 21 Coupled FM với các module HD (thủy động lực), SW (phổ sóng). Mục đích của mô hình 1 là mô phỏng chế độ dòng chảy (thủy triều, dòng chảy ven bờ) và chế độ sóng nhằm cung cấp biên mở phía biển cho các mô hình với phạm vi nhỏ hơn (nhóm mô hình 3).

Mô hình 2 (mô hình Swat thượng nguồn) (Soil and Water Assessment Tool – "công cụ đánh giá đất và nước") là mô hình được phát triển bởi USDA-ARS. Mô hình được xây dựng cho quy mô lưu vực để mô phỏng các tác động của thực tiễn quản lý đất đai (xói mòn) trong thời đoạn dài. Mô hình bao gồm các module mô phỏng các quá trình thủy văn có xét đến sản xuất nông nghiệp (thảm phủ thực vật) và xói mòn đất. Mô hình này có thể được coi như một mô hình "giả vật lý" (pseudo physically based model). Do số liệu quan trắc và các thông tin về điều kiện tự nhiên (địa hình, khí hậu, khí tượng, thủy văn, băng tuyết,...) phía Trung Quốc là hầu như không thu thập được nên phạm vi thiết lập mô hình SWAT trong nghiên cứu này chỉ giới hạn vùng hạ lưu vực sông Mekong, bắt đầu từ biên giới Trung Quốc – Lào cho đến Kratie thuộc Campuchia với tổng diện tích khoảng 580,000 km^2 (xem Hình 1). Thành phần thủy văn dòng chảy và bùn cát từ vùng thượng lưu vực (phía Trung Quốc và Myanmar) đóng góp cho sông Mekong được xem như là biên vào của mô hình và được xây dựng từ số liệu thực đo trạm Chiang Saen cũng như kết quả của các nghiên cứu trước (Kummu và Varis, 2007; Sarkkula, 2010).

Nhóm mô hình 3 (mô hình mở rộng) bao gồm các mô hình: (i) 2D cho hệ thống sông kênh Mekong và Sài Gòn - Đồng Nai, và (ii) 2D cho vùng nghiên cứu mở rộng phía biển từ Bà Rịa - Vũng Tàu đến Campuchia. Đối với các mô hình 2D độc lập toàn đồng bằng (hệ thống sông kênh Mekong và Sài Gòn - Đồng Nai) sử dụng mô hình Telemac2D. TELEMAC-MASCARET là bộ mô hình chủ yếu dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn do Phòng Thí nghiệm Thủy động lực và Môi trường (LNHE), trực thuộc Công ty Điện lực Pháp xây dựng. Sau nhiều năm khai thác thương mại, LNHE đã quyết định công khai hóa và mở mã nguồn cho các kỹ sư, nghiên cứu viên, người sử dụng để có thể rộng rãi tự do khai thác. Ưu điểm nổi bật của mô hình Telemac2D là tốc độ tính toán, trong việc giải quyết bài toán thủy động lực, vận chuyển bùn cát với mật độ sông ngòi dày đặc như khu vực ĐBSCL thì Telemac2D là mô hình phù hợp nhất hiện nay. Pham vị mô phỏng bao gồm 15 tỉnh của Campuchia và 13 tỉnh vùng ĐBSCL của Việt Nam. Các sông, kênh trên 30m đều được mô phỏng trong mô hình. Tổng diện tích mô phỏng: 15.22 triệu ha. (Phần bên Campuchia: 11.57 triệu ha, Phần bên Việt Nam: 3.65 triệu ha). Lưới tính toán bao gồm 1.702.754 nút và 3.386.762 phần tử. Đối với mô hình 2D độc lập ven biển, các module sử dụng sẽ là MIKE 21 FM HD, SW và MT.

Các mô hình 1, mô hình 2 trên đã được thiết lập, hiệu chỉnh và kiểm định trong các nghiên cứu trước cũng như trong khuôn khổ đề tài cấp bộ "*Nghiên cứu giải pháp công nghệ chống xói lở bờ biển, cửa sông phù hợp vùng từ Tp. Hồ Chí Minh đến Kiên Giang*" và đề tài cấp nhà nước "*Nghiên cứu ảnh hưởng của khai thác cát đến thay đổi lòng dẫn sông Cửu Long (sông Tiền, sông Hậu) và đề xuất giải pháp quản lý và quy hoạch khai thác phù hợp*" do Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam thực hiện (Lê Mạnh Hùng và nnk,

2011; Nguyễn Duy Khang và nnk, 2012, 2013a, 2013b; Lê Mạnh Hùng và nnk, 2013). Bài báo này chỉ trình bày các kết quả chính trong việc ứng dụng các mô hình Telemac 2D toàn đồng bằng sông Cửu Long để đánh giá chế động thủy thạch động lực học trong trường hợp hiện trạng và kịch bản phát triển thượng nguồn.

3. KỊCH BẢN TÍNH TOÁN

Trong nghiên cứu này sẽ trình bày kết quả chính của mô hình Telemac 2D toàn đồng bằng trong bài toán tổng thể nghiên cứu về chế độ thủy thạch động lực học ven biển ĐBSCL được trình bày như trên Hình 1.

Các kịch bản tính toán được mô tả như Bảng 1. Biên đầu vào phía thượng nguồn của mô hình Telemac 2D tại Kratie được trích xuất từ kết quả tính toán mô hình SWAT. Trong kịch bản bản phát triển thượng nguồn (có 11 đập trên dòng chính hạ lưu sông Mekong) thì tải lượng bùn cát về tại Kratie chỉ còn 28.52 triệu tấn/năm giảm 83% tải lượng bùn cát so với kịch bản nền 162 triệu tấn/năm (xem Lê Mạnh Hùng và nnk, 2013) và số liệu thực đo. Các biên cửa sông phía hạ lưu được lấy từ kết quả thực đo và kết quả tính toán từ mô hình 2D ven biển.

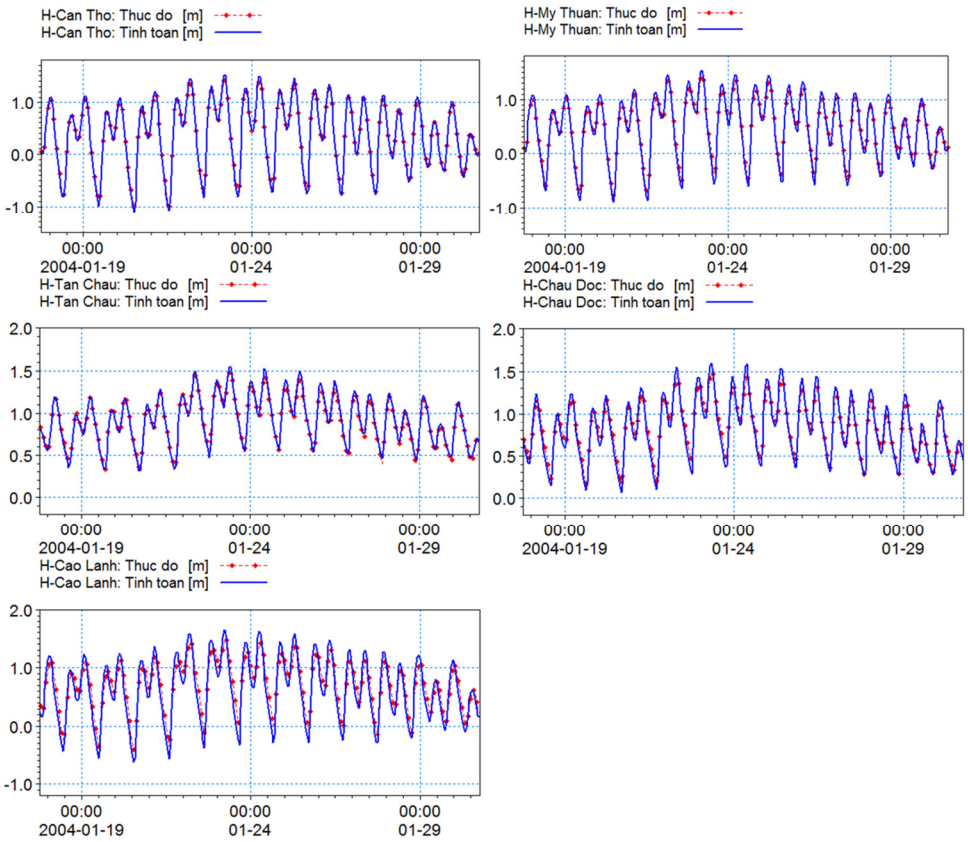
Bảng 1. Các kịch bản tính toán

Tên kịch bản	Mô tả kịch bản	Thời đoạn tính toán
Hiện trạng	Khi trên dòng chính thượng lưu sông Mekong phía Trung Quốc đã hoàn thiện 8 đập thủy điện và hạ lưu sông Mekong chưa có đập thủy điện	Năm khí hậu đặc trưng 4/2014 - 5/2015
KB1	Khi trên dòng chính thượng lưu sông Mekong phía Trung Quốc đã hoàn thiện 8 đập thủy điện và hạ lưu sông Mekong có 11 đập thủy điện	Năm khí hậu đặc trưng 4/2014 - 5/2015

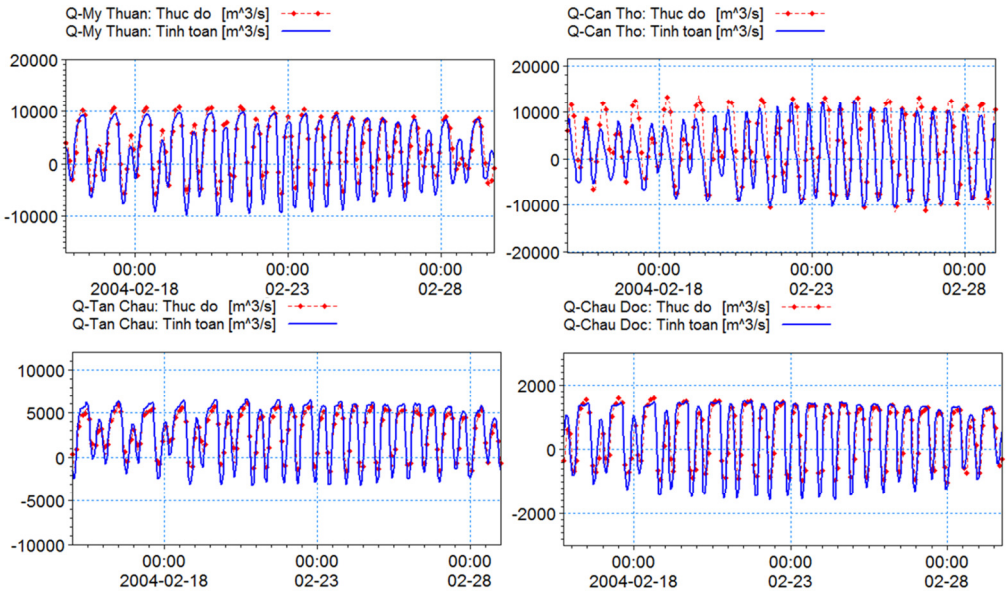
4. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

4.1. Kết quả hiệu chỉnh kiểm định mô hình Telemac 2D toàn đồng bằng

Kết quả hiệu chỉnh kiểm định các yếu tố mực nước, lưu lượng tại các vị trí trên Hình 3 được trình bày chi tiết trong các Hình 4 ÷ Hình 6. Kết quả cho thấy sự tương đồng khá cao giữa số liệu thực đo và kết quả mô phỏng.



Hình 4. So sánh mực nước tính toán và thực đo năm 2004 tại các trạm đo thủy văn quốc gia (vị trí trạm đo xem Hình).



Hình 5. So sánh lưu lượng tính toán và thực đo năm 2004 tại các trạm đo thủy văn quốc gia (vị trí trạm đo xem Hình 2.2).

Trong nghiên cứu này, để phân tích và đánh giá độ chính xác từ kết quả mô hình toán với các số liệu thực đo, chỉ số hiệu quả Nash-Sutcliffe (NSE), hệ số xác định (R2), tỷ lệ với độ lệch chuẩn (RSR) và hệ số thống kê tổng hợp đã được sử dụng. Kết quả tính toán các hệ số của yếu tố mực nước được trình bày Bảng 2.. Các hệ số tính toán đều cho thấy mô hình Telemac 2D toàn đồng bằng mô phỏng yếu tố mực nước từ tốt đến rất tốt so với số liệu thực đo.

R2: (*coefficient of determination-hệ số xác định*) là hệ số tỷ lệ giữa chuỗi kết quả mô phỏng với chuỗi số liệu thực đo, giao động từ 0 đến 1 với công thức xác định sau:

$$R^2 = \left(\frac{\sum_{i=1}^{p} \left(X_i^{obs} - \bar{X}^{obs}\right)\left(X_i^{sim} - \bar{X}^{sim}\right)}{\sqrt{\sum_{i=1}^{p} (X_i^{obs} - \bar{X}^{obs})^2 \sum_{i=1}^{p} \left(X_i^{sim} - \bar{X}^{sim}\right)^2}} \right)^2$$

Trong đó X_i^{obs}, X_i^{sim} là số liệu thứ i trong chuỗi số liệu thực đo và chuỗi kết quả mô phỏng. $\bar{X}$ là ký hiệu giá trị trung bình của chuỗi.

RSR: (*Observations standard deviation ratio-tỷ lệ với độ lệch chuẩn*) là tỷ số giữa sai số trung bình bình phương (RMSE) với độ lệch chuẩn (STDEV):

$$RSR = \frac{RMSE}{STDEV_{obs}} = \frac{\sqrt{\frac{1}{P}\sum_{i=1}^{P}\left(X_i^{obs} - X_i^{sim}\right)^2}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{P}\left(X_i^{obs} - \bar{X}^{obs}\right)^2}}$$

RSR có thể giao động từ 0 đến bất kỳ số dương nào. Trị số RSR càng nhỏ, kết quả hiệu chỉnh và kiểm định mô hìng càng đạt kết quả tốt.

NSE: (*Nash–Sutcliffe Efficiency-hệ số hiệu quả Nash-Sutcliffe*) là hệ số thống kê xác định biên độ lệch giữa phương sai thặng dư tính toán với phương sai số liệu thực đo:

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{P}\left(X_i^{obs} - X_i^{sim}\right)^2}{\sqrt{\sum_{i=1}^{P}\left(X_i^{obs} - \bar{X}^{obs}\right)^2}}$$

Hệ số NSE thông thường giao động từ 0 đến 1. Khi NSE=0, mô hình chỉ đơn giản là tính giá trị trung bình của chuỗi số liệu thực đo. NSE càng gần 1, mô hình càng có độ chính xác cao. Kết quả mô phỏng thủy lực được coi là ***rất tốt*** nếu NSE cao hơn 0.90, ***tốt*** nếu đạt từ 0.75 đến 0.90 và ***đạt yêu cầu*** nếu đạt từ 0.5 đến 0.75. Đối với bài toán vận chuyển bùn cát, do tính phức tạp quá cao nên NSE đạt trên 0.5 thì có coi là mô hình đạt kết quả tốt.

Nhiều nghiên cứu gần đây đã đưa ra hệ số đánh giá tổng hợp của cả 3 hệ số trên bằng gán trọng số cho cả 3 hệ số và tính hệ số thống kê tổng hợp:

$$S = \frac{R^2 + (1 - RSR) + NSE}{3}$$

Mô hình chính xác nhất khi S đạt 1.

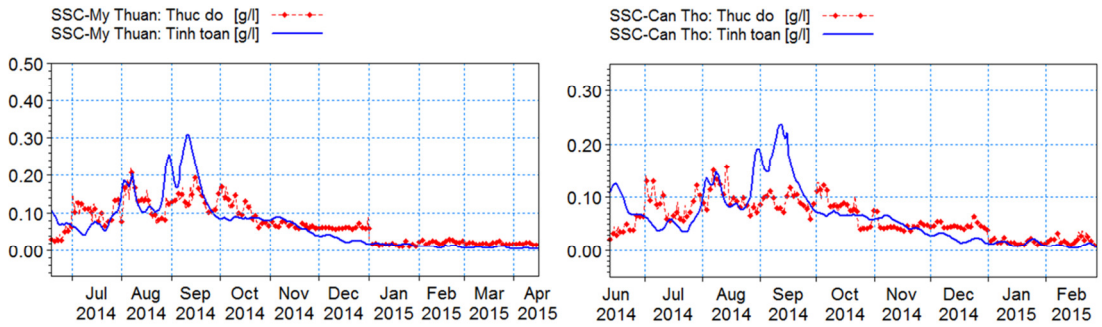
Bảng 2. Đánh giá kết quả hiệu chỉnh-kiểm định mực nước tại các trạm đo (vị trí trạm xem Hình)

STT	Tên trạm	R^2	RSR	NSE	*S*
1	Châu Đốc	0.82	0.00	0.80	0.87
2	Tân Châu	0.85	0.00	0.75	0.86
3	Vàm Nao	0.79	0.00	0.75	0.85
4	Mỹ Thuận	0.87	0.00	0.78	0.88
5	Cần Thơ	0.92	0.00	0.83	0.92
6	Xuân Tô	0.80	0.00	0.77	0.85
7	Tri Tôn	0.74	0.00	0.54	0.76
9	Mộc Hóa	0.76	0.00	0.54	0.77
10	Cao Lãnh	0.77	0.00	0.52	0.77
11	Mỹ Tho	0.98	0.00	0.95	0.98

Tương tự như yếu tố mực nước, kết quả hiệu chỉnh kiểm định yếu tố lưu lượng tại các vị trí trạm đo quốc gia đều cho thấy sự tương đồng cao giữa kết quả mô phỏng và số liệu thực đo xem hình 6 và bảng 3.

Bảng 3. Đánh giá kết quả hiệu chỉnh-kiểm định lưu lượng tại các trạm đo (vị trí trạm xem Hình)

STT	Tên trạm	R^2	RSR	NSE	*S*
1	Cần Thơ	0.80	0.00	0.88	0.89
2	Châu Đốc	0.78	0.00	0.79	0.82
3	Mỹ Thuận	0.82	0.00	0.80	0.71
4	Tân Châu	0.79	0.00	0.75	0.86
5	Vàm Nao	0.68	0.00	0.75	0.76



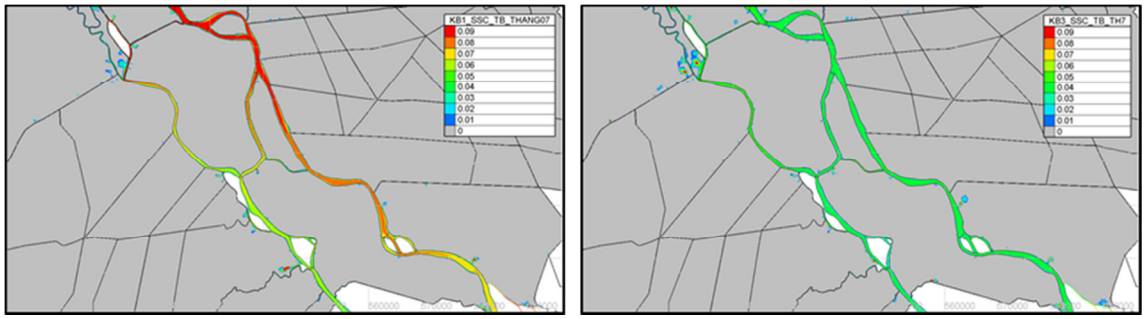
Hình 6. So sánh nồng độ bùn cát tính toán và thực đo năm 2004 tại các trạm đo thủy văn quốc gia (vị trí trạm đo xem Hình 2).

Mô hình Telemac 2D toàn đồng bằng được thiết lập, hiệu chỉnh và kiểm định thành công. Đây là một nghiên cứu mới rất có ý nghĩa, tạo tiền đề cho việc tính toán chế độ thủy thạch động lực học vùng ĐBSCL với các kịch bản khác nhau. Việc phát triển thành công mô hình 2D toàn đồng bằng cho phép chúng ta đánh giá gần đúng nhất quá trình vận chuyển bùn cát phức tạp khu vực ĐBSCL. Điều mà các nghiên cứu trước đây chỉ xem xét dưới dạng mô hình 1D các nhánh sông chính.

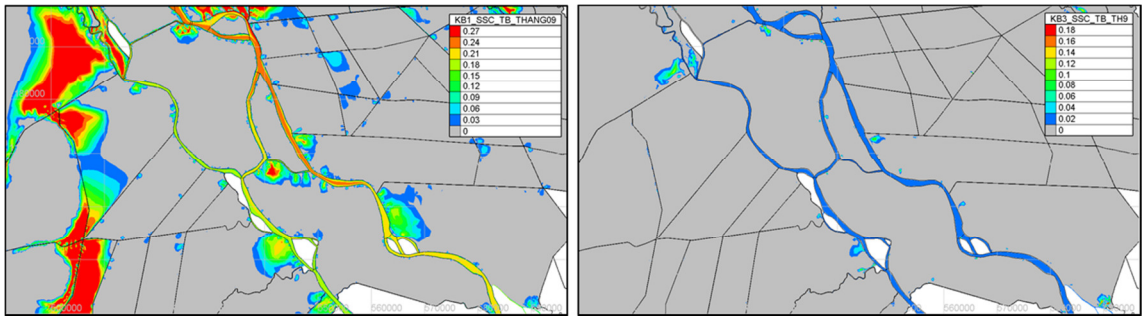
4.2. Kết quả tính toán chế độ vận chuyển bùn cát mô hình 2D toàn đồng bằng trong kịch bản phát triển thượng nguồn bất lợi nhất

Kết quả tính toán cho thấy sự thiếu hụt bùn cát nghiêm trọng vùng Đồng Tháp Mười (ĐTM) và Tứ Giác Long Xuyên (TGLX), các cửa sông đổ ra biển…. khi có 11 đập thủy điện trên dòng chính hạ lưu sông Mekong đi vào hoạt động xem Hình 7 ÷ Hình 16. Tại Tân Châu trong trường hợp hiện trạng tải lượng bùn cát trung bình một năm là 44.2 triệu tấn trong đó mùa lũ chiếm 42.26 triệu tấn còn mùa kiệt chiếm 1.9 triệu tấn. Với kịch bản phát triển thượng nguồn thì tải lượng bùn cát tại Tân Châu chỉ còn 8.8 triệu tấn (giảm 80%) trong đó mùa lũ còn 8.6 triệu tấn (giảm 79.6%) và mùa kiệt giảm còn 0.17 triệu tấn (giảm 91%). Tại Châu Đốc trong trường hợp hiện trạng tải lượng bùn cát trung bình một năm là 7.98 triệu tấn, con số này ứng với kịch bản phát triển thượng nguồn là 1.8 triệu tấn (giảm 77%). Tại Vàm Nao tải lượng bùn cát cả năm trong trường hợp hiện trạng là 13.5 triệu tấn, trong đó mùa lũ đạt 7.8 triệu tấn, mùa kiệt đạt 0.53 triệu tấn. Với kịch bản phát triển trượng nguồn thì tải lượng bùn cát tại Vàm Nào chỉ còn 2.57 triệu tấn (giảm 81%), mùa lũ giảm giảm còn 2.5 triệu tấn (giảm 80.5%), mùa kiệt giảm còn 0.05 triệu tấn (giảm 91%). Tại Mỹ Thuận tải lượng bùn cát một năm trong trường hợp hiện trạng là 26.3 triệu tấn, mùa lũ đạt 25 triệu tấn, mùa kiệt là 1.3 triệu tấn trong khi đó với kịch bản phát triển thượng nguồn, tải lượng bùn cát một năm chỉ còn 6.4 triệu tấn (giảm 76%), mùa lũ chỉ còn 6.4 triệu tấn/năm (giảm 76%), mùa kiệt chỉ còn 0.36 triệu tấn/năm (giảm 73%). Còn tại Cần Thơ tải lượng bùn cát một năm trong kịch bản phát triển thượng nguồn là 5.3 triệu tấn (giảm 73%) so với kịch bản hiện trạng là 19.3 triệu tấn/năm.

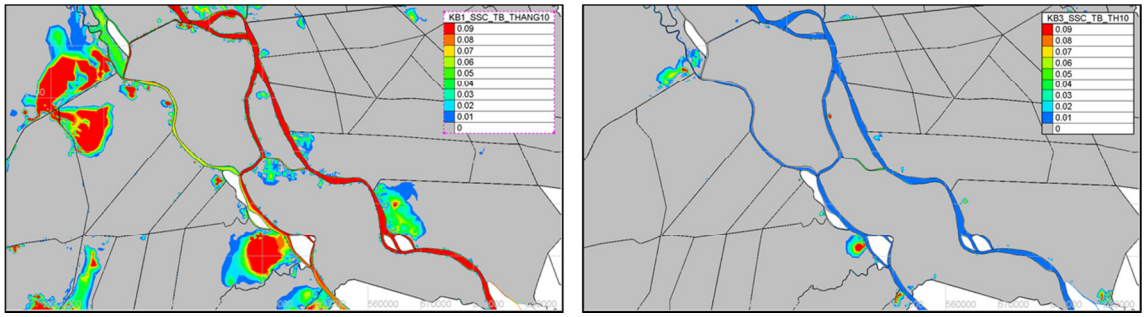
Kết quả tính toán mô hình Telemac 2D toàn đồng bằng kịch bản hiện trạng và kịch bản phát triển thượng nguồn (khi có 11 đập thủy điện trên dòng chính hạ lưu sông Mekong vận hành) đã cho chúng ta thấy một bức tranh toàn cảnh về vấn đề bùn cát ĐBSCL, sự thiếu hụt bùn cát hết sức trầm trọng. Ngay cả trong mùa lũ (mùa bùn cát dồi dào nhất) tại các cửa sông nồng độ bùn cát cũng xuống rất thấp chỉ đạt từ 0.02 (g/l) ÷ 0.06 (g/l) xem Hình 14 ÷ Hình 16. Đây thực sự là hồi chuông báo động về thảm họa xói lở bờ sông, bờ biển ĐBSCL. Việc xây dựng, tính toán thành công mô hình Telemac 2D toàn đồng bằng tạo tiền đề tốt để làm đầu vào cho bài toán nghiên cứu tổng thể chế độ thủy thạch động lực vùng cửa sông ven biển ĐBSCL. Từ đó tìm ra những nguyên nhân chính gây xói lở, bồi tụ dải bờ biển để có biện pháp phòng chống xói lở phù hợp.



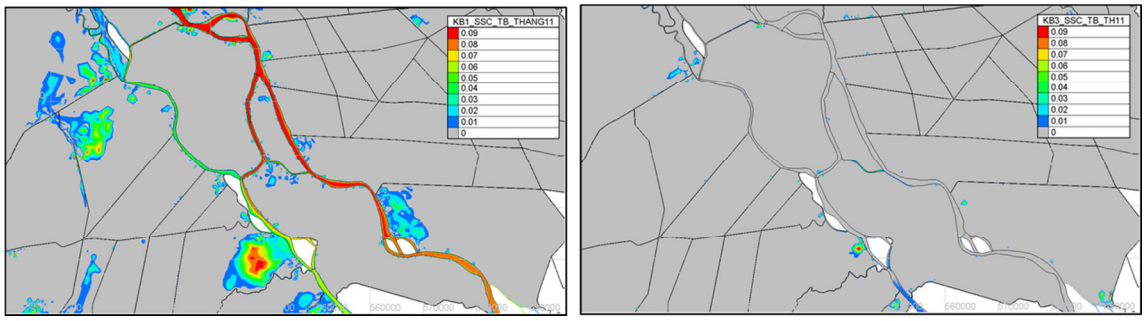
Hình 7. Phân bố hàm lượng phù sa lơ lửng (g/l) trung bình tháng 7 vùng giữa ĐTM và TGLX (hiện trạng (trái), KB1(phải))



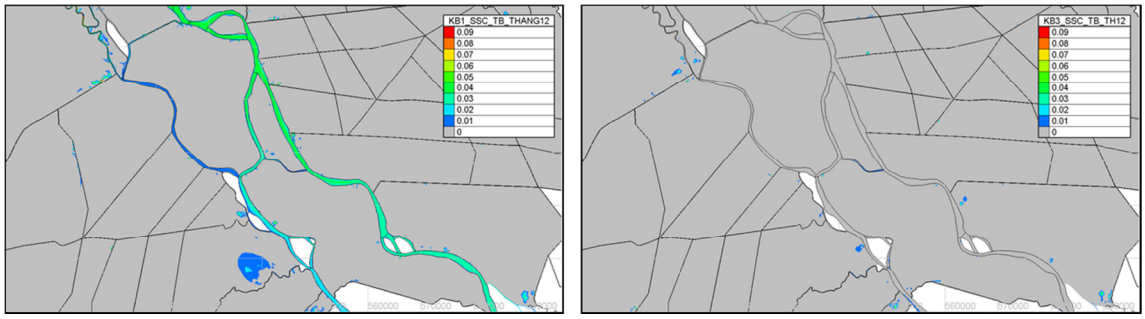
Hình 8. Phân bố hàm lượng phù sa lơ lửng (g/l) trung bình tháng 9 vùng giữa ĐTM và TGLX (hiện trạng (trái), KB1(phải))



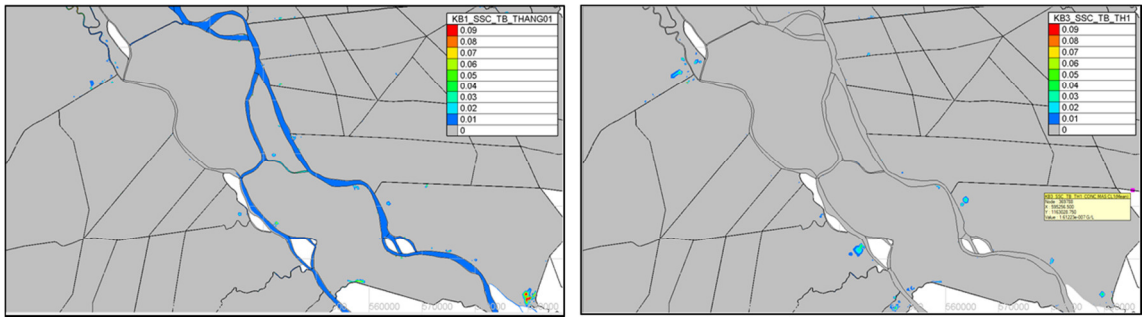
Hình 9. Phân bố hàm lượng phù sa lơ lửng (g/l) trung bình tháng 10 vùng giữa ĐTM và TGLX (hiện trạng (trái), KB1(phải))



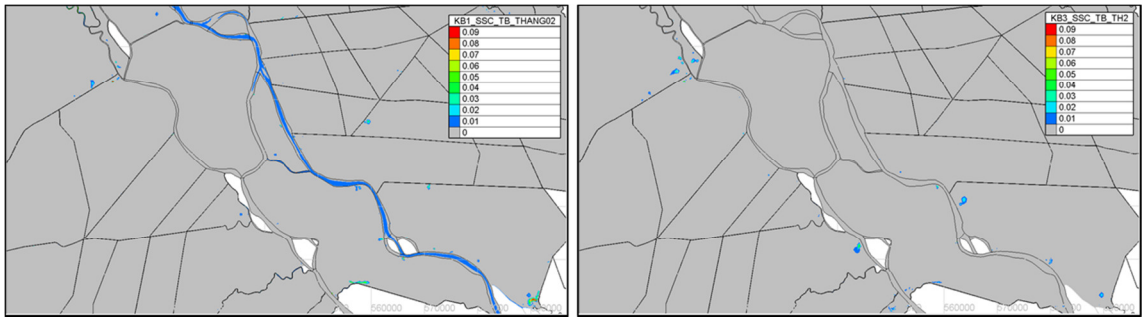
Hình 10. Phân bố hàm lượng phù sa lơ lửng (g/l) trung bình tháng 11 vùng giữa ĐTM và TGLX (hiện trạng (trái), KB1(phải))



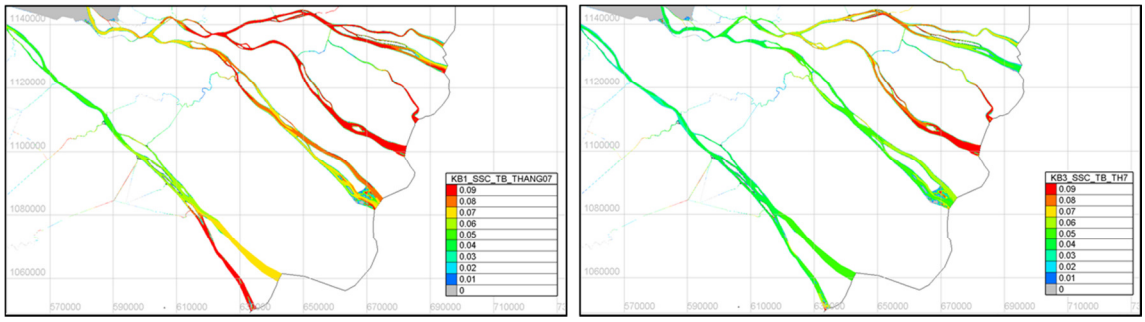
Hình 11. Phân bố hàm lượng phù sa lơ lửng (g/l) trung bình tháng 12 vùng giữa ĐTM và TGLX (hiện trạng (trái), KB1(phải))



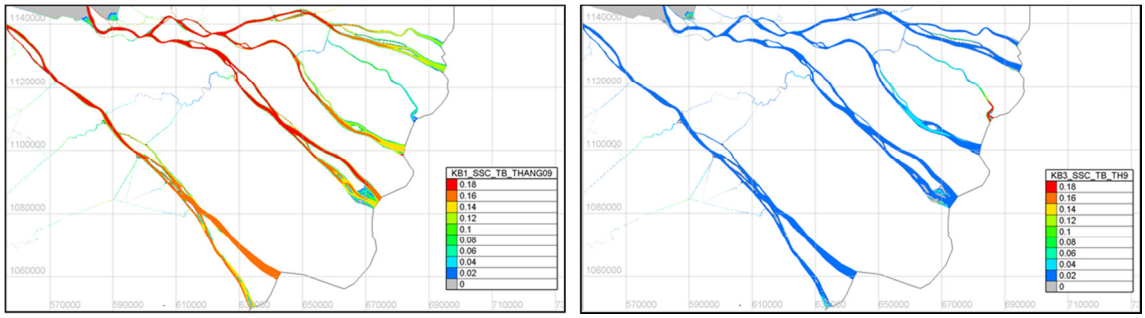
Hình 12. Phân bố hàm lượng phù sa lơ lửng (g/l) trung bình tháng 1 vùng giữa ĐTM và TGLX (hiện trạng (trái), KB1(phải))



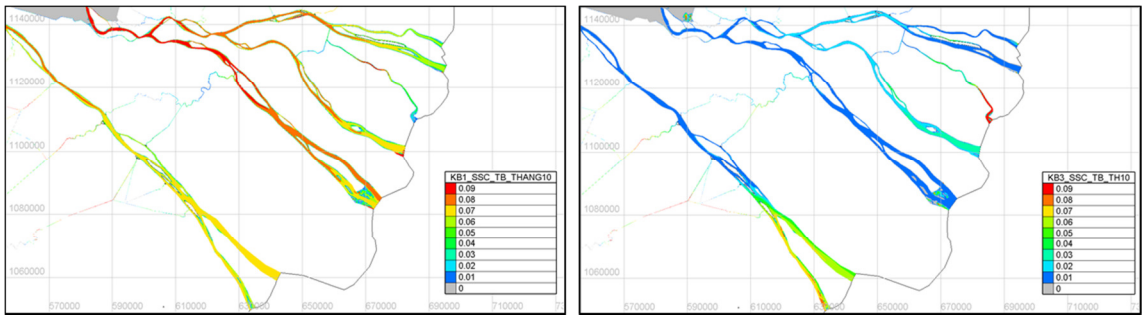
Hình 13. Phân bố hàm lượng phù sa lơ lửng (g/l) trung bình tháng 2 vùng giữa ĐTM và TGLX (hiện trạng (trái), KB1(phải))



Hình 14. Phân bố hàm lượng phù sa lơ lửng (g/l) trung bình tháng 7 tại các cửa sông Me Kong (hiện trạng (trái), KB1(phải))



Hình 15. Phân bố hàm lượng phù sa lơ lửng (g/l) trung bình tháng 9 tại các cửa sông Mê Kong (hiện trạng (trái), KB1(phải))



Hình 16. Phân bố hàm lượng phù sa lơ lửng (g/l) trung bình tháng 10 tại các cửa sông Mê Kong (hiện trạng (trái), KB1(phải))

5. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Mô hình Telemac2D đã được ứng dụng để tính toán phân bố dòng chảy trên vùng đồng bằng châu thổ cũng như phân bố bùn cát dọc trên sông Tiền và sông Hậu. Sau khi được hiệu chỉnh và kiểm định, các mô hình đã được sử dụng để tính toán vận chuyển bùn cát cho các kịch bản khác nhau. Kết quả hiệu chỉnh và kiểm định mô hình cho thấy các mô hình được thiết lập mô phỏng khá tốt bài toán thủy lực dòng chảy và qua đó khẳng định kết quả mô phỏng có độ tin cậy phù hợp. Đối với bài toán vận chuyển bùn cát, do số liệu đầu vào cũng như số liệu quan trắc rất thiếu (nhất là phía Campuchia) cũng như tính phức tạp đặc thù của vấn đề, kết quả kiểm định tại các trạm có số liệu l cũng chỉ có thể đạt mức chấp nhận được và đã thể hiện được xu thế của quá trình vận chuyển bùn cát.

- So sánh kịch bản hiện trạng với kịch bản phát triển thượng lưu KB1 có thể kết luận: Trong điều kiện 11 đập thượng lưu vận hành trong tương lai, tổng lượng dòng chảy vào Kratie sẽ giảm không đáng kể và tổng lượng bùn cát vận chuyển bị giảm gần 83% và gây thay đổi rất lớn cho chế độ bùn cát phần ĐBSCL của Việt Nam.

- Tổng lượng bùn cát đi qua Tân Châu đổ vào sông Tiền bị giảm 80%, còn 8.8 triệu (so với hiện trạng là 44.2 tr. tấn). Lượng bùn cát đi qua Châu Đốc đổ vào sông Hậu bị giảm 77%, còn 1.8 triệu tấn (so với 7.98 triệu tấn ở điều kiện hiện trạng).

- Lượng bùn cát từ sông Hậu đi vào vùng TGLX cả năm còn 0.17 triệu tấn (so với hiện trạng là 0.77 triệu tấn), giảm 77.8%.

- Lượng bùn cát từ sông Hậu đi vào vùng bán đảo Cà Mau (BĐCM) còn 0.34 triệu tấn (so với hiện trang là 0.77 triệu tấn), giảm 56%.

- Lượng bùn cát cả năm từ sông Tiền đi vào vùng ĐTM còn 0.29 triệu tấn (so với hiện trạng là 1.27 triệu tấn) giảm 77.3%.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Lê Mạnh Hùng, Nguyễn Duy Khang, và cộng sự, 2011. Báo cáo tổng kết đề tài cấp Bộ "*Nghiên cứu xác định nguyên nhân gây sạt lở và đề xuất giải pháp bảo vệ khu vực bờ biển từ cửa Tiểu đến cửa Soài Rạp tỉnh Tiền Giang*". Viện Khoa học thủy lợi miền Nam.
2. Nguyễn Duy Khang, Trần Bá Hoằng, và cộng sự, 2012. Báo cáo chuyên đề "Hiệu chỉnh và kiểm định mô hình tổng thể toàn vùng biển Đông". Đề tài độc lập cấp nhà nước ĐTĐL.2011-G/39 "*Nghiên cứu biến động của chế độ thủy thạch động lực vùng cửa sông ven biển chịu tác động của dự án đê biển Vũng Tàu - Gò Công*". Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.
3. Nguyễn Duy Khang, Trần Bá Hoằng, và cộng sự, 2013a. Báo cáo chuyên đề "Hiệu chỉnh và kiểm định mô hình mở rộng". Đề tài độc lập cấp nhà nước ĐTĐL.2011-G/39 "*Nghiên cứu biến động của chế độ thủy thạch động lực vùng cửa sông ven biển chịu tác động của dự án đê biển Vũng Tàu - Gò Công*". Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.
4. Nguyễn Duy Khang, Trần Bá Hoằng, và cộng sự, 2013b. Báo cáo chuyên đề "Hiệu chỉnh và kiểm định mô hình chi tiết". Đề tài độc lập cấp nhà nước ĐTĐL.2011-G/39 "*Nghiên cứu biến động của chế độ thủy thạch động lực vùng cửa sông ven biển chịu tác động của dự án đê biển Vũng Tàu - Gò Công*". Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.
5. Lê Mạnh Hùng, Đinh Công Sản, Nguyễn Duy Khang, và cộng sự, 2013. Báo cáo tổng kết đề tài cấp nhà nước " *Nghiên cứu ảnh hưởng của khai thác cát đến thay đổi lòng dẫn sông Cửu Long (sông Tiền, sông Hậu) và đề xuất giải pháp quản lý và quy hoạch khai thác phù hợp*". Viện Khoa học thủy lợi miền Nam.

QUÁ TRÌNH BIẾN ĐỔI NĂNG LƯỢNG SÓNG CỦA ĐÊ GIẢM SÓNG DẠNG HỞ VÀ DẠNG KÍN TRÊN MÔ HÌNH MÁNG SÓNG

The process of changing wave energy compare between hollow breakwaters and closure breakwaters on 2D Physical Model

ThS. Lê Thanh Chương, ThS. Lê Xuân Tú, KS. Đỗ Văn Dương
Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam

TÓM TẮT: *Bài báo này trình bày kết quả nghiên cứu so sánh khả năng triết giảm sóng, tiêu tán năng lượng của 2 dạng kết cấu đê giảm sóng khác nhau dựa trên mô hình vật lý, kết cấu thứ nhất là đê dạng hở cho trao đổi môi trường trước và sau công trình, kết cấu thứ hai là đê dạng kín không cho trao đổi môi trường trước và sau công trình. Để có được sự hiểu biết tốt hơn về tương tác sóng với dạng đê kín và đê rỗng.*

Từ khóa: Đê giảm sóng kết cấu rỗng, hệ số truyền sóng, hệ số tiêu tán năng lượng, sóng phản xạ, mô hình vật lý 2D

ABSTRACT: *This paper presents the research results comparing the ability of reduce wave, energy dissipation of two breakwater structures based on the physical model, the first structure is opened, it is capable of environmental exchange before and after of the structure, the second structure is closed, it does not allow environmental exchange before and after of the structure. This experiment is intended to provide a better under-standing of wave interactions and hollow breakwater and closed structure.*

Keywords: porous breakwater, transmission coefficient, dissipation coefficient, wave reflection, 2D physical model

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong bối cảnh tìm kiếm giải pháp bảo vệ bờ biển và khôi phục rừng ngập mặn ven biển một cách bền vững tại khu vực Đồng bằng sông Cửu Long. Một số nghiên cứu đã đưa ra giải pháp và ứng dụng đê giảm sóng kết cấu rỗng giúp giảm sóng, trao đổi môi trường tạo điều kiện thuận lợi cho quá trình lắng đọng bùn cát hạt mịn ở các khu vực không cần thiết phải triệt tiêu sóng hoàn toàn. Bên cạnh đó ở những vị trí cần lặng sóng thì đê dạng kín được sử dụng, tuy nhiên dạng đê kín truyền thống thường bị hạn chế về một số vấn đề như quy mô lớn, nguyên vật liệu chủ yếu là đá hộc tương đối khan hiếm ở khu vực Đồng bằng sông Cửu Long và thời gian thi công lắp đặt thường khá dài. Để giải quyết vấn đề này của đê dạng kín truyền thống, thì giải pháp đê giảm sóng dạng kín 1/2 hình bán nguyệt (cấu kiện đúc sẵn) có mặt trước được bố trí các lỗ rỗng nhằm tiêu tán sóng và giảm thiểu sóng phản xạ đã được đề xuất.

Nghiên cứu hiện tại nhằm đánh giá hiệu quả, so sánh khả năng tiêu tán năng lượng sóng của 2 dạng kết cấu giảm sóng bằng cấu kiện bê tông đúc sẵn. Kết cấu dạng rỗng đặc trưng cho xu hướng nghiên cứu hiện tại ở Đồng Bằng Sông Cửu Long, còn kết cấu dạng kín được làm bằng cấu kiện bê tông đúc sẵn đặc trưng cho dạng đê truyền thống được cải tiến.

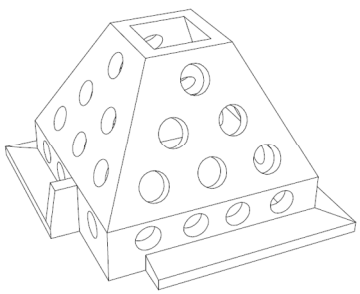
2. THIẾT LẬP THÍ NGHIỆM

Kết cấu đê giảm sóng dạng hở hình chóp tứ giác TG1 Hình 1a có 4 mặt chia ra làm 2 mặt trước và 2 mặt sau trong đó 2

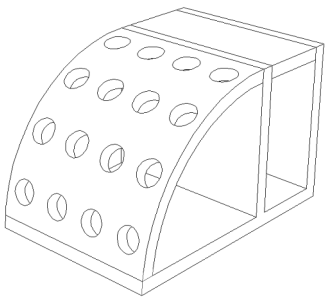
mặt trước có độ rỗng bề mặt P_1=17.6% tương ứng với 10 lỗ rỗng tròn có đường kính 5.7cm trên mỗi mặt và độ rỗng mặt sau P_2=12.0% tương ứng với 10 lỗ rỗng tròn có đường kính 4.1cm trên mỗi mặt.

Kết cấu đê giảm sóng dạng kín hình bán nguyệt BN2 có độ rỗng mặt trước P_1=19.7% tương ứng với 4 hàng lỗ rỗng tròn đường kính 5.7cm (Hình 1b) và mặt sau kín.

Cả 2 mô hình cấu kiện được thiết kế bằng gỗ với độ dày thành 20mm và liên kết cứng với bề mặt đáy máng sóng tránh hiện tượng bị dịch chuyển trong quá trình thí nghiệm.



(a) Kết cấu dạng rỗng hình chóp tứ giác TG1



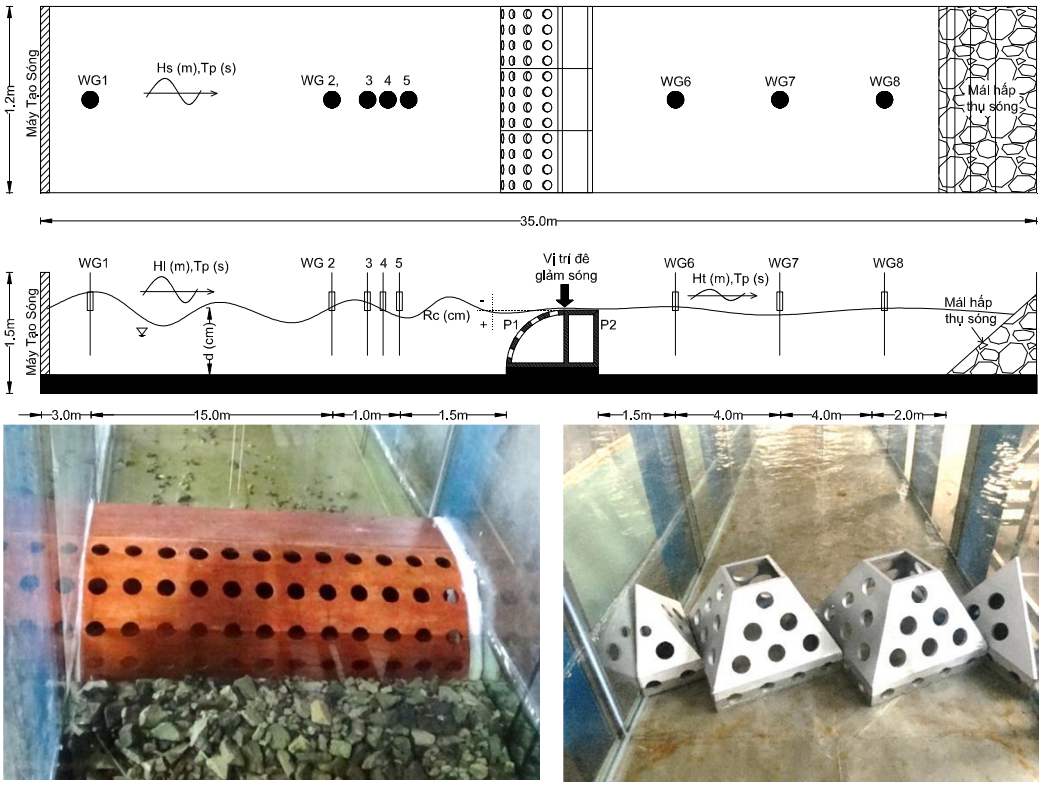
(b) Kết cấu dạng kín hình bán nguyệt BN2

Hình 1. Kết cấu đê giảm sóng chóp tứ giác

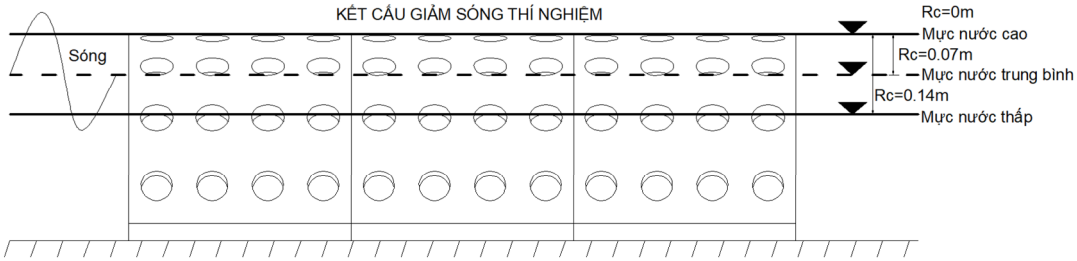
Nghiên cứu được thực hiện trong máng sóng của Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam có chiều dài 35m, cao 1.5m và rộng 1.2m với hệ thống thiết lập và phân tích dữ liệu sóng của HR-Wallingford. Cách thiết lập vị trí kim đo sóng và cấu kiện đê giảm sóng được thể hiện trong Hình 2, máy tạo sóng động cơ đẩy Piston đặt cách cấu kiện 20.5m được kết nối với hệ thống điều khiển được lập trình có chức năng hấp thụ sóng tự động giúp hạn chế sai số tại biên đầu vào. Phía trước công trình được bố trí 5 kim đo sóng, trong đó 4 vị trí kim lần lượt WG2, 3, 4, 5 có chức năng phân tách sóng tới và sóng phản xạ trước công trình dựa vào tính toán được thiết lập trong phần mềm đo sóng của HR-Wallingford. Sau công trình được bố trí 3 kim đo sóng cách đều nhau 1 khoảng 4m và kim gần nhất cách chân công trình 1.5m có chức năng đo sự thay đổi sóng truyền sóng công trình. Phần cuối máng sóng được thiết lập mái hấp thụ sóng bằng đá đổ có hệ số mái m=6, mục đích để giảm thiểu sóng phản xạ ảnh hưởng đến số liệu đo. Kết quả kiểm định cho hệ số sóng phản xạ trong trường hợp không công trình luôn nhỏ hơn 10% đảm bảo ảnh hưởng của sóng phản xạ đến kết quả đo đạc là không đáng kể (theo nghiên cứu Goda 2010 [2], Chakrabarti 1994 [1]).

Một loạt các thí nghiệm với điều kiện sóng không đều được thực hiện ở 3 mực nước khác nhau (mực nước trung bình, cao, thấp). Sóng được tạo ra theo dạng phổ JONSWAP với hệ số gamma (peak enhancement factor) bằng 3.3, chu kỳ đỉnh sóng được thay đổi từ 1.2s ÷ 2.5s, chiều cao sóng ý nghĩa từ 0.07m ÷ 0.17m, độ dốc sóng tương ứng H_{m0}/L thay đổi từ 0.015 ÷ 0.043 (trong đó giá trị chiều dài sóng L phụ thuộc vào chu kỳ sóng và độ sâu nước). Quá trình thu thập và phân tích dữ liệu được thực hiện bằng phần mềm HR DAQ (của HR-Wallingford). Thời gian đo đạc cho mỗi chuỗi thí nghiệm

được thực hiện khoảng 500 con sóng tương ứng T_{do}=500xT_p (s), với tần số đo là 50Hz. Ba giá trị mực nước thí nghiệm tương ứng với 3 giá trị chiều cao lưu không đỉnh đê Rc = {+0.14m, +0.07m, 0m} (được xác định bằng hiệu giữa cao trình đỉnh đê và mực nước thiết kế).



Hình 2. Sơ đồ thiết lập thí nghiệm



Hình 3. Mực nước thí nghiệm

Loại dòng chảy qua kết cấu giảm sóng được xác định bằng chỉ số Reynolds với $\mathrm{Re} = \frac{\upsilon d}{\nu}$, trong đó υ là vận tốc sóng (vận tốc nhóm sóng) chảy qua lỗ rỗng, d là đường kính lỗ rỗng, v là hệ số nhớt động học của nước được xác định ở nhiệt độ 20°C (0.0101 cm^2/s). Kết quả tính toán cho giá trị Re=31237÷59239, cho thấy $\mathrm{Re}_{\text{tính toán}}$>10000 nên dòng chảy qua cấu kiện giảm sóng ứng với các kịch bản là dòng chảy rối.

Bảng 1. Thông số thí nghiệm

Tham số thí nghiệm	Giá trị
Kết cấu đê giảm sóng	TG1, BN2
Độ rỗng mặt trước cấu kiện, P_1	17.6%, 19.7%
Độ rỗng mặt sau cấu kiện, P_2	12%, 0%
Chiều cao cấu kiện, h	0.47m
Chiều cao lưu không, R_c	0.00m, +0.07m, +0.14m
Chiều cao sóng, H_s	0.07m÷0.17m
Chu kỳ đỉnh sóng, T_p	1.2s ÷ 2.5s
Độ dốc sóng, H_{m0}/L	0.015 ÷ 0.043
Chỉ số Reynolds qua đê giảm sóng $\mathrm{Re} = \frac{\upsilon d}{\nu}$	31237 ÷ 59239

3. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM VÀ THẢO LUẬN

3.1. Tiêu chí đánh giá hiệu quả công trình

Sóng va chạm với bất kỳ dạng công trình đê giảm sóng nào thì một phần năng lượng sóng sẽ bị phản xạ phía trước công trình, một phần sẽ bị tiêu tán, hấp thụ bởi công trình và phần còn lại sẽ được truyền qua phía sau công trình. Về mặt lý thuyết thì vấn đề thủy động lực học này tuân thủ định luật bảo toàn năng lượng và có thể được thể hiện dưới dạng toán học băng công thức cân bằng năng lượng (Burcharth and Hughes 2003):

$$E_i = E_t + E_r + E_d \qquad (1)$$

Trong đó, E_I, E_t, E_r và E_d là năng lượng của sóng đến, sóng truyền, sóng phản xạ và sóng bị tiêu tán. Và hàm cân bằng năng lượng có thể được viết lại như sau:

$$1 = \left(\frac{H_t}{H_i}\right)^2 + \left(\frac{H_r}{H_i}\right)^2 + \frac{E_d}{E_i} \qquad (2)$$

$$1 = K_t^{\,2} + K_r^{\,2} + K_d \qquad (3)$$

Trong đó:

$K_t = \frac{H_{m0,t}}{H_{m0,i}}$ Hệ số truyền sóng được xác định bằng giá trị chiều cao sóng truyền phía sau công trình ($H_{m0,t}$) trên giá trị chiều cao sóng tới ($H_{m0,i}$);

$K_r = \frac{H_{m0,r}}{H_{m0,i}}$ Hệ số sóng phản xạ được xác định bằng giá trị chiều cao sóng phản xạ trước công trình ($H_{m0,r}$) trên giá trị chiều cao sóng tới ($H_{m0,i}$);

K_d được xác định dựa vào kết quả của công thức biến đổi từ công thức (3):

$$K_d = 1 - K_t^{\,2} - K_r^{\,2} \qquad (4)$$

Các sóng biến đổi xung quanh công trình khi sóng tới tương tác với công trình sẽ tạo thành chế độ sóng trước công trình. Sự biến đổi này thể hiện qua hệ số sóng trước công trình được xác định bằng tỷ số

giữa chiều cao sóng ngay trước công trình (H_{m0f}) và chiều cao sóng tới (H_{m0i}) theo công thức (5):

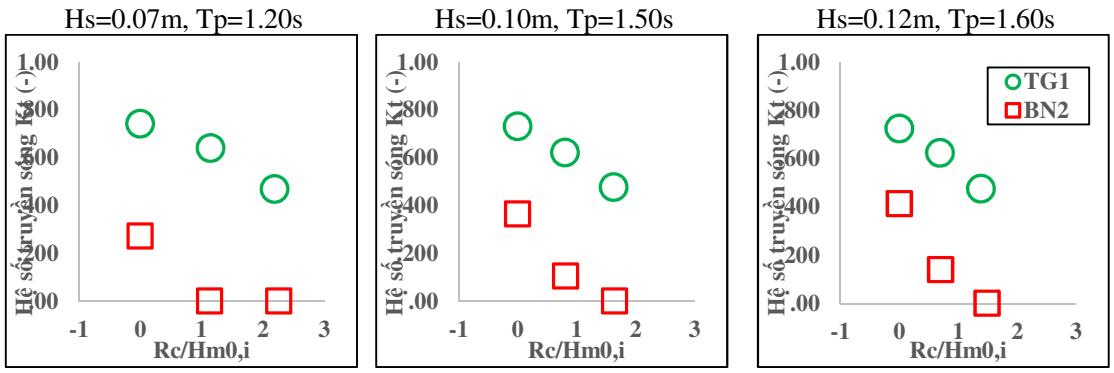
$$K_f = \frac{H_{m0,f}}{H_{m0,i}} \quad (5)$$

Trong đó chiều cao sóng ngay trước công trình được xác định tại vị trí kim đo số 5 trước công trình.

3.2. Quá trình truyền sóng

Sự thay đổi hệ số truyền sóng K_t phụ thuộc vào các yếu tố chiều cao lưu không tương đối ($R_c/H_{m0,i}$), tham số sóng được thể hiện qua Hình 4. Xu hướng nghịch biến giữa R_c/H_{m0i} và K_t được thể hiện rõ ràng trong cả 2 kết cấu giảm sóng. Nhìn chung kết cấu BN2 có hệ số truyền sóng tốt hơn kết cấu TG1 trong cả 3 điều kiện mực nước xem xét trong thí nghiệm do mặt sau cấu kiện BN2 là kín.

Đối với kết cấu TG1 khi $R_c/H_{m0i}>0$ thì hệ số truyền sóng luôn nhỏ hơn 0.75 tương ứng với hiệu quả giảm sóng lớn hơn 25%. Với kết cấu dạng kín BN2 khi $R_c/H_{m0i}>1$ thì hệ số truyền sóng bằng không, tức là sóng không thể vượt qua đỉnh đê và hệ số truyền sóng luôn nhỏ hơn 0.42 tương ứng hiệu quả giảm sóng lớn 58% khi $R_c/H_{m0i}>0$.

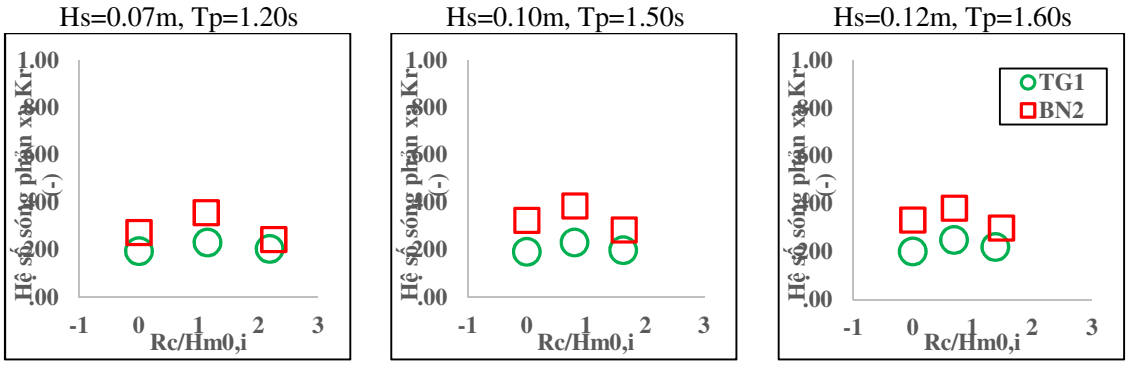


Hình 4. Hệ số truyền sóng K_t ứng với tham số thí nghiệm khác nhau

3.3. Sóng phản xạ

Cả 2 kết cấu TG1 và BN2 đều cho hệ số sóng phản xạ tương đối nhỏ trong các điều kiện mực nước khác nhau (Hình 5). Tuy nhiên xu hướng biến đổi của hệ số sóng phản xạ phụ thuộc vào chiều cao lưu không lại không thực sự rõ ràng, hệ số sóng phản xạ có xu hướng lớn nhất trong trường hợp mực nước trung bình và nhỏ hơn trong trường hợp mực nước thấp và mực nước cao, nhưng sự thay đổi là không quá lớn.

So sánh giữa kết cấu TG1 và BN2 có thể nhận thấy sóng phản xạ của kết cấu giảm sóng BN2 có xu hướng lớn hơn so với kết cấu TG1. Kết quả phân tích cho thấy kết cấu TG1 luôn cho hệ số sóng phản xạ nhỏ hơn 0.3

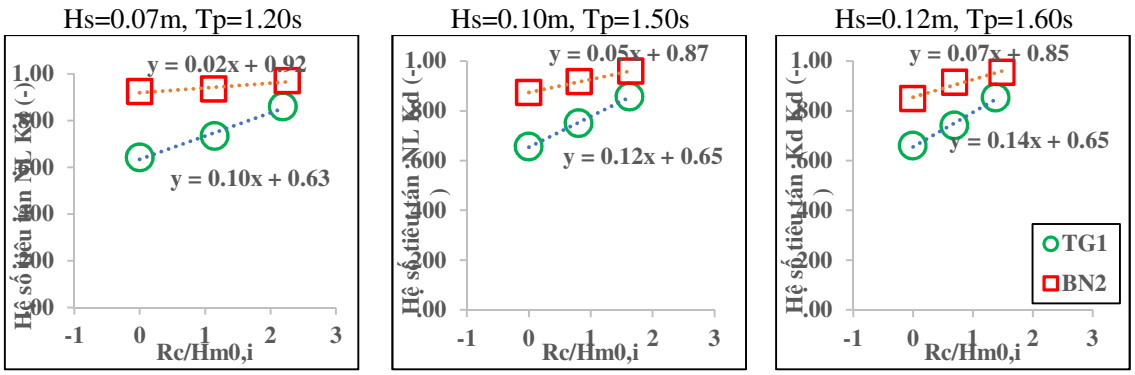


Hình 5. Hệ số sóng phản xạ K_r ứng với tham số thí nghiệm khác nhau

3.4. Tiêu tán năng lượng sóng

Quan hệ đồng biến được nhận thấy giữa chiều cao lưu không tương đối đỉnh đê $R_c/H_{m0,I}$ và hệ số tiêu tán năng lượng sóng qua biểu đồ Hình 6, tức là khi đê càng nhô cao khả năng tiêu tán năng lượng sóng của kết cấu càng lớn. Tuy nhiên độ nhạy giữa R_c/H_{m0i} và K_d của kết cấu TG1 lớn hơn so với kết cấu BN2 do đường tương quan của kết cấu TG1 có độ dốc lớn hơn (thể hiện ở hệ số góc của phương trình tương quan).

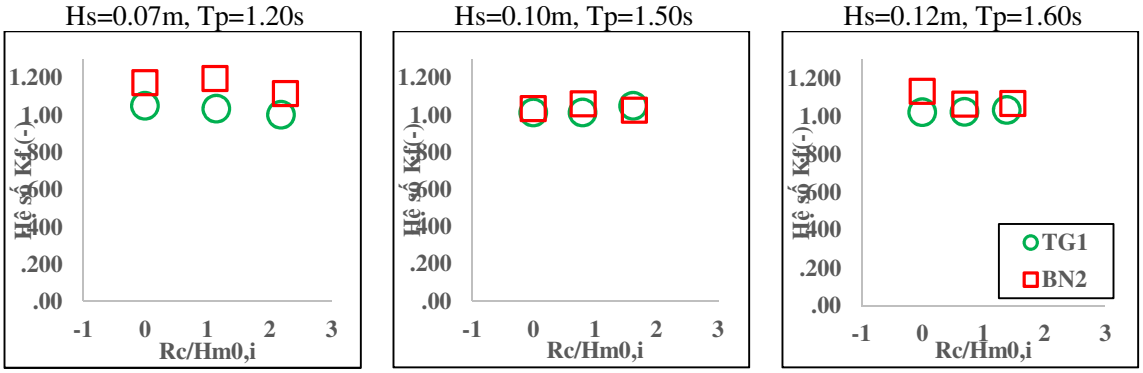
Kết cấu giảm sóng BN2 cho hiệu tiêu tán năng lượng sóng tốt hơn so với kết cấu TG1, tuy nhiên sự chênh lệch của hệ số tiêu tán năng lượng giữa 2 kết cấu có xu hướng giảm dần khi chiều cao lưu không đỉnh đê tăng lên.



Hình 6. Hệ số tiêu tán năng lượng sóng K_d ứng với tham số thí nghiệm khác nhau

3.5. Sóng biến đổi trước công trình

Kết quả phân tích hệ số sóng biến đổi trước công trình được thể hiện qua Hình 7, cho thấy hệ số K_f >1 thể hiện chiều cao sóng trước công trình luôn lớn hơn chiều cao sóng tới, hệ số K_f của 2 kết cấu là không khác nhau nhiều trong hầu hết các trường hợp thí nghiệm, trong đó đê BN2 có hệ số K_f lớn hơn đê TG1 lý do là đối với đê TG1 có độ rỗng lớn sóng truyền qua nhiều hơn, còn đê BN2 kín nên tạo ra nước dềnh trước công trình, sóng trước công trình cao hơn. Nhìn chung hệ số K_f luôn nhỏ hơn 1.2 và lớn hơn 1.



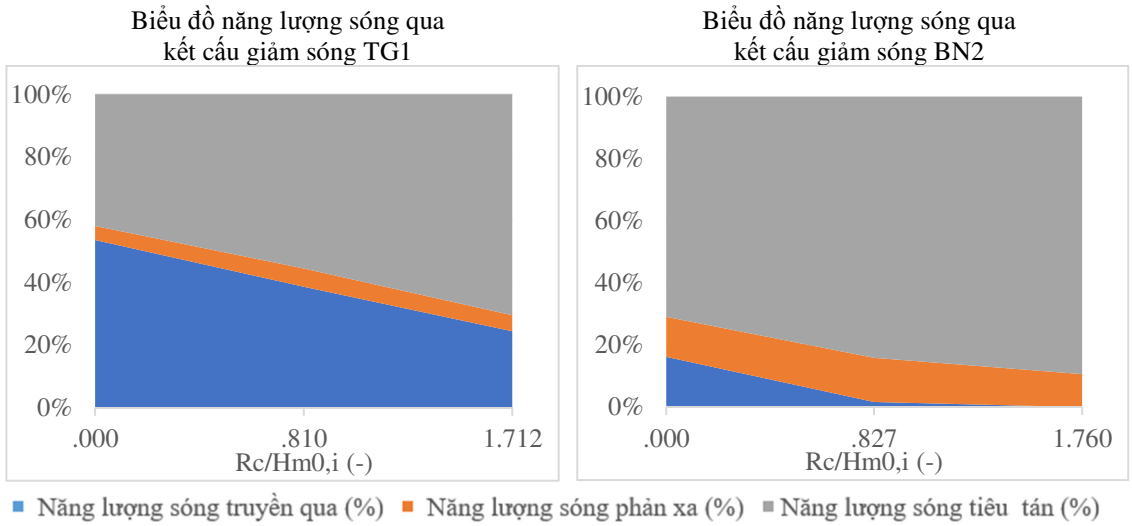
Hình 7. Hệ số sóng cục bộ trước công trình K_f ứng với tham số thí nghiệm khác nhau

3.6. Đánh giá biến đổi năng lượng sóng

Dựa vào các phân tích về sự thay đổi các hệ số giảm sóng, hệ số sóng phản xạ và hệ số tiêu tán năng lượng sóng thì biểu đồ biến đổi năng lượng sóng khi tương tác với kết cấu giảm sóng được xây dựng Hình 8. Các giá trị phần trăm năng lượng biến đổi và R_c/H_{m0i} được xác định dựa trên giá trị trung bình ứng với mỗi trường hợp mực nước cao, trung bình và thấp. Cả 2 kết cấu đều cho dải năng lượng sóng tiêu tán chiếm ưu thế.

Với kết cấu giảm sóng TG1 khi sóng tới tương tác với công trình thì phần trăm năng lượng sóng truyền qua từ 24.5÷53.6%, phần trăm năng lượng sóng bị phản xạ khoảng 4.5÷5.8%, phần trăm năng lượng sóng bị tiêu tán khoảng 41.9÷70.5%.

Với kết cấu giảm sóng BN2 khi sóng tới tương tác với công trình thì phần trăm năng lượng sóng truyền qua từ 0÷16.2%, phần trăm năng lượng sóng bị phản xạ khoảng 10.7÷14.3%, phần trăm năng lượng sóng bị tiêu tán khoảng 70.9÷89.3%.



Hình 8. Biến đổi năng lượng sóng qua kết cấu giảm sóng

4. KẾT LUẬN, KIẾN NGHỊ

Mô hình hai kết cấu giảm sóng dạng rỗng và dạng kín được nghiên cứu, đánh giá khả năng tiêu tán năng lượng sóng dựa trên một chuỗi các kịch bản thay đổi mực nước, tham số sóng được thí nghiệm trong máng sóng. Một số kết luận được rút ra từ nghiên cứu:

Khi sóng tương tác với công trình thì đê giảm sóng dạng kín hình bán nguyệt BN2 cho năng lượng sóng truyền qua ít hơn, năng lượng sóng bị phản xạ lớn hơn và năng lượng sóng tiêu tán bởi kết cấu cũng lớn hơn so với đê giảm sóng dạng rỗng hình chóp tứ giác TG1.

Đối với đê giảm sóng dạng rỗng hình tứ giác TG1 trung bình năng lượng sóng tới sẽ bị biến đổi thành: sóng truyền qua cấu kiện (chiếm 38.9%), sóng bị phản xạ (chiếm 5.1%), sóng bị tiêu tán bởi kết cấu (khoảng 56.0%).

Đối với đê giảm sóng dạng kín hình bán nguyệt BN2 trung bình năng lượng sóng tới sẽ bị biến đổi thành: sóng truyền qua cấu kiện (chiếm 6.0%), sóng bị phản xạ (chiếm 12.6%), sóng bị tiêu tán bởi kết cấu (khoảng 81.4%).

Sóng biến đổi trước công trình không có sự khác biệt lớn giữa 2 dạng kết cấu, chiều cao sóng trước công trình luôn lớn hơn chiều cao sóng tới.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Chakrabarti, S. K. (1994). Offshore structure modelling, World Scientific Singapore.
2. Goda, Y. (2010). Random seas and design of maritime structures, World Scientific, Singapore.
3. Design of low-crested (submerged) structures – an overview –Krystian W. Pilarczyk, Rijkswaterstaat, Road and Hydraulic Engineering Division, P.O. Box 5044, 2600 GA Delft, the Netherlands; k.w.pilarczyk@dww.rws.minvenw.nl
4. Environmental Design of Low Crested Coastal Defence Structures "D31 Wave basin experiment final form-3D stability tests at AUU- by Morten kramer and Hans Burcharth".
5. Report 2D laboratory study and protection measures for LWD wave transmission at porous breakwaters on mangrove foreshore and large-scale near-shore sandbank nourishment "AFD, SIWRR, European Union
6. Angremond, K., Van der Meer, J.W. and de Jong, R.J., 1996. Wave transmission at low-crested structures. Proc. 25th ICCE, ASCE, Orlando, USA.
7. Implications for the concept of "bound" wave release at short wave breaking. Coastal Engineering, 60, pp. 276-285.
8. Đặng Thị Linh và Thiều Quang Tuấn, 2015. Xây dựng quan hệ chu kỳ và chiều cao của sóng gió cho mùa vùng biển Bắc và Bắc Trung Bộ nước ta. *Hội nghị khoa học thường niên năm 2015, Đại học Thủy lợi*, Hà Nội, 407 – 409.
9. Horstman, E., Dohmen-Janssen, M., Narra, P., van den Berg, NJ., Siemerink, M., Balke, T., Bouma, T., and Hulscher, S., 2012. Wave attenuation in mangrove forests; field data obtained in Trang, Thailand. *Proc. 33nd Int. Conf. Coastal Eng.*, ASCE , pp. 40.

10. Hughes, A.S., 1993. Physical models and laboratory techniques in coastal engineering, *World Scientific, Singapore*, 568 pp.

11. Phan, L.K., van Thiel de Vries, J.S.M., and Stive, M.J.F., 2014. Coastal mangrove squeeze in the Mekong Delta. Journal of Coastal Research, 31, 2, pp. 233 – 243.

12. Tuan, T.Q., Tien, N.V. and Verhagen, H.J., 2016. Wave transmission over submerged, smooth and impermeable breakwaters on a gentle and shallow foreshore. In: Proc. 9th PIANC-COPEDEC, pp. 897-905, Rio de Janeiro, BRAZIL.

13. Van der Meer, J.W., Daemen, I.F.R., 1994. Stability and wave transmission at low crested rubble mound structures. Journal of Waterway, Port Coastal and Ocean Engineering, 1, 1-19.

NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CÁC YẾU TỐ ĐẾN QUÁ TRÌNH TRUYỀN SÓNG CỦA ĐÊ GIẢM SÓNG KẾT CẤU RỖNG TRÊN MÔ HÌNH MÁNG SÓNG

Experiment and 2D Physical Model for Wave Transmission and Hydraulic Performance through Hollow Breakwater

ThS. Lê Xuân Tú, KS. Đỗ Văn Dương
Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam

TÓM TẮT: *Kết quả nghiên cứu đưa ra ảnh hưởng của các yếu tố như độ rỗng bề mặt, chiều cao lưu không đỉnh đê, độ dốc sóng tới quá trình truyền sóng của đê giảm sóng kết cấu rỗng thông qua các hệ số truyền sóng, hệ số tiêu tán năng lượng và hệ số sóng phản xạ. Từ đó xây dựng tương quan của các yếu tố ảnh hưởng kể trên tới hệ số truyền sóng qua dạng đê giảm sóng kết cấu rỗng.*

Từ khóa: *Đê giảm sóng kết cấu rỗng, hệ số truyền sóng, hệ số tiêu tán năng lượng, sóng phản xạ, độ rỗng bề mặt, mô hình vật lý 2D*

ABSTRACT: *The study focused on the influence of factors such as surface porosity, crest freeboard, wave steepness to the wave reduction of the porous breakwater via wave transmission coefficients, coefficient Energy dissipation and reflected wave coefficient. From that, build the correlation of the above influential factors to the wave transmission coefficient of the porous breakwater.*

Keywords: *Porous breakwater, transmission coefficient, dissipation coefficient, wave reflection, surface porosity, 2D physical model*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong các công trình bảo vệ bờ biển ở khu vực Đồng bằng sông Cửu Long hiện nay có đến 54.9% là công trình đê giảm sóng xa bờ. Trong đó 57.9% là đê giảm sóng bằng hàng rào tre có tuổi thọ tương đối thấp (thường nhỏ hơn 1 năm), 10.2% là đê giảm sóng Geotube, còn lại 31.9% là dạng đê giảm sóng có dạng rỗng (Cọc ly tâm, Đê trụ rỗng, Đê rỗng của Busadco). Phần lớn các tính toán thiết kế các công trình đê giảm sóng dạng rỗng hiện tại dựa trên các công thức kinh nghiệm được lấy từ các dạng đê truyền thống, không đánh giá được đúng bản chất làm việc của loại đê này.

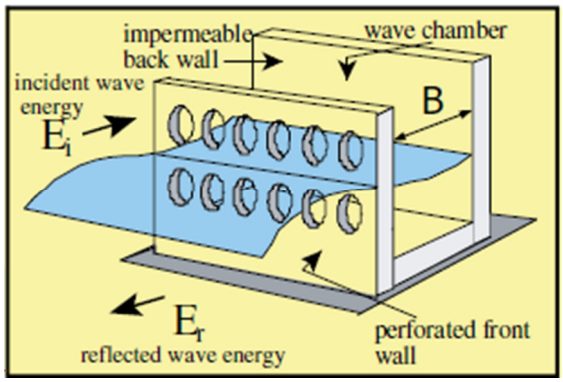
Để có những hiểu biết tốt hơn về các yếu tố ảnh hưởng đến khả năng làm việc của đê kết cấu rỗng, cũng như sự khác biệt với dạng đê truyền thống và tăng thêm kiến thức cho việc thiết kế đê giảm sóng kết cấu rỗng hiện nay. Một loạt các thí nghiệm thay đổi kích thước lỗ rỗng bề mặt của đê giảm sóng kết cấu rỗng đúc sẵn đã được thực hiện trong nghiên cứu này. Thí nghiệm được thực hiện trong máng sóng tại Phòng thí nghiệm Thủy động lực Sông Biển của Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.

Cấu kiện sử dụng trong nghiên cứu có nguyên lý hoạt động theo dạng buồng tiêu năng với hai mặt trước và sau đều được bố trí lỗ rỗng, phần trăm lỗ rỗng bề mặt này ảnh hưởng trực tiếp đến hiệu quả làm việc của đê giảm sóng.

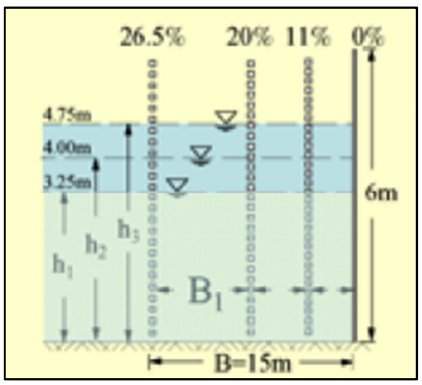
Một số nghiên cứu trước đây đã xem xét hiệu quả làm việc của các tấm bản nhiều tầng với các phần trăm rỗng bề mặt

khác nhau có thể kể đến như: Jarlan-type breakwater 1960 với nghiên cứu hiệu quả giảm sóng phản xạ của dạng đê với một mặt phía biển được làm rỗng 20% và mặt sau kín, hay nghiên cứu về sự suy giảm và tiêu tán năng lượng sóng trên tấm bản rỗng nhiều tầng của Hocine Oumeraci 2009 [1] với các phần trăm lỗ rỗng được xem xét là 5%, 11%, 20%, 26.5%.

Với cùng một nguyên lý tiêu hao năng lượng sóng thì các giá trị phần trăm lỗ rỗng bề mặt cấu kiện trong nghiên cứu này được lựa chọn dựa trên các nghiên cứu đã được kể đến ở trên.



(a) Kết cấu Jarlan-type breakwater 1960

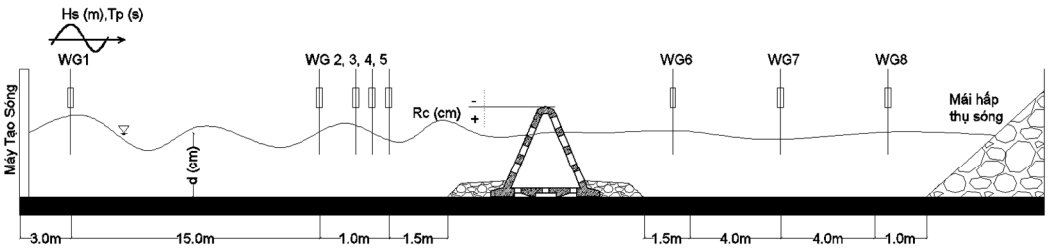


(b) Nghiên cứu Hocine Oumeraci 2009

Hình 1. Một số nghiên cứu liên quan đến độ rỗng bề mặt cấu kiện

2. THIẾT LẬP MÔ HÌNH VÀ CHƯƠNG TRÌNH THÍ NGHIỆM

2.1. Bố trí thí nghiệm



Hình 2. Sơ đồ bố trí thí nghiệm

Kim đo sóng được bố trí trước và sau công trình, 5 kim đo trước công trình (WG1, 2, 3, 4, 5) dùng để xác định sóng đến phía trước công trình, trong đó 4 kim (WG2, 3, 4, 5) được bố trí để tách sóng phản xạ và sóng tới trước công trình, kim đo sóng sau công trình (WG6, 7, 8) được dùng để xác định chiều cao sóng sau khi qua công trình. Vị trí giữa các kim đo được bố trí như trong sơ đồ Hình 2.

Các thông số sóng trước và sau công trình được đo bằng 8 đầu kim đo sóng. Sóng tới và sóng phản xạ được phân tách sử dụng 4 đầu kim đo tích hợp phần mềm xử lý trong mô hình đo sóng của HR-Wallingford. Tần số cắt tính toán được lựa chọn là 0.03Hz để loại bỏ những năng lượng sóng tạo thành do cộng hưởng trong máng sóng. Quá trình phân tích truyền sóng được lấy từ số liệu sóng thực đo.

Hình 3. Thiết lập thí nghiệm truyền sóng qua đê giảm sóng kết cấu rỗng

Mỗi chuỗi số liệu thí nghiệm sử dụng cho phân tích được thực hiện ít nhất trong khoảng thời gian $500T_p$ (s) đủ dài để đảm bảo hình dạng phổ sóng tạo ra trong thí nghiệm phù hợp với thực tế.

2.2. Chương trình thí nghiệm

Tổng số kịch bản thí nghiệm bao gồm 36 kịch bản thí nghiệm thay đổi độ rỗng bề mặt cấu kiện và 48 kịch bản thí nghiệm truyền sóng ứng với độ rỗng bề mặt cấu kiện được lựa chọn.

Chương trình thí nghiệm thay đổi độ rỗng bề mặt cấu kiện

Trong tổng số 36 kịch bản thí nghiệm thay đổi độ rỗng bề mặt có 6 kịch bản không công trình. Độ rỗng bề mặt cấu kiện được thay đổi dựa trên việc thay đổi kích thước lỗ rỗng của cấu kiện. Độ rỗng mặt phía biển (mặt trước) được thay đổi 11.8%, 22.5%, 36.6% và mặt phía bờ (mặt sau) là 11.8%, 22.5%.

Tổ hợp điều kiện phục vụ cho thí nghiệm bao gồm 2 điều kiện về mực nước (mực nước cao và mực nước trung bình), ứng với mực nước cao sẽ có 4 tham số sóng thay đổi về chiều cao và chu kỳ sóng, còn mực nước trung bình sẽ có 2 tham số sóng. Tổng hợp các trường hợp và kịch bản thí nghiệm thể hiện trong bảng 1.

Bảng 1. Kịch bản thí nghiệm thay đổi độ rỗng bề mặt cấu kiện

Trường hợp	Độ rỗng bề mặt cấu kiện và đường kính lỗ rỗng tương ứng				Tham số sóng		Chiều cao lưu không Rc / Độ sâu nước D (m)	Kịch bản
	Phía biển (P1)		Phía bờ (P2)		H_{m0}	T_p		
	P1 (%)	d1(m)	P2 (%)	d2(m)	(m)	(s)		
KH1	11.8	0.041	11.8	0.041	0.10 0.14	1.50 2.50	+0.14/0.33 0.00/0.47	Có công trình
KH2	22.5	0.057	11.8	0.041				
KH3	36.6	0.073	11.8	0.041				
KH4	36.6	0.073	22.5	0.057				
KH5	22.5	0.057	22.5	0.057				
KH0								Không công trình

Chương trình thí nghiệm thay đổi chiều cao lưu không và tham số sóng

Thí nghiệm truyền sóng qua cấu kiện được thực hiện chi tiết dựa trên kịch bản KH2 với độ rỗng mặt trước là P1=22.5%, độ rỗng mặt sau P2=11.8%. Thí được xác định dựa trên tổ hợp 6 điều kiện sóng đặc trưng và 4 giá trị chiều cao lưu không.

Bảng 2. Kịch bản thí nghiệm xác định khả năng triết giảm sóng

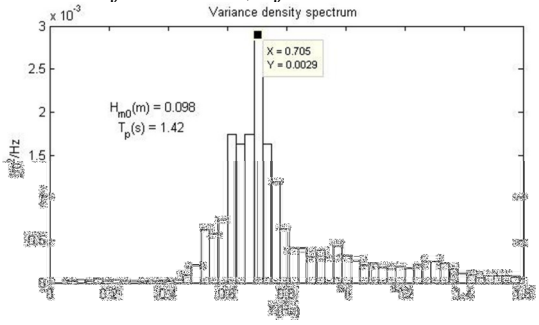
Trường hợp	Tham số sóng		Chiều cao lưu không Rc / Độ sâu nước D (m)	Kịch bản
	H_{m0} (m)	T_p (s)		
BW-JSW1	0.07	1.20	+0.14/0.33 +0.07/0.40 0.00/0.47 -0.07/0.54	Không công trình Có công trình
BW-JSW2	0.10	1.50		
BW-JSW3	0.12	1.60		
BW-JSW4	0.14	1.70		
BW-JSW5	0.17	1.80		
BW-JSW6	0.20	2.00		

3. KẾT QUẢ VÀ PHÂN TÍCH

Sự biến đổi phổ sóng

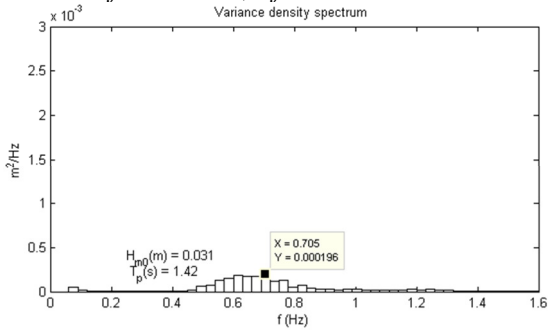
(a) Phổ sóng trước công trình

Number of waves 500, Δf=0.03Hz chan 4



(a) Phổ sóng sau công trình

Number of waves 500, Δf=0.03Hz chan 6



Hình 4. Sự biến đổi phổ năng lượng sóng khi truyền qua cấu kiện

3.1. Ảnh hưởng của các yếu tố đến quá trình truyền sóng

Theo các nghiên cứu trước đây, quá trình truyền sóng của đê giảm sóng phụ thuộc vào các yếu tố: chiều cao lưu không đỉnh đê (R_c), độ dốc mái công trình (m), bề rộng đỉnh đê (B), độ rỗng bề mặt (P) và tính chất sóng (H_s, T_P) - [1], [2], [3], [4], [5], [11], [12], [13]. Tùy thuộc vào từng loại công trình khác nhau mà các yếu tố có thể ảnh hưởng nhiều hoặc ít. Đối với loại đê giảm sóng kết cấu rỗng sử dụng trong nghiên cứu này có kết cấu đỉnh hẹp (bề rộng đỉnh đê nhỏ hơn nhiều lần so với chiều dài sóng thiết kế) nên yếu tố bề rộng đỉnh đê sẽ không được xem xét. Bên cạnh đó độ dốc mái công trình cũng là một hằng số không đổi nên cũng không được xem xét trong nghiên cứu này.

Đặc điểm của đê giảm sóng kết cấu rỗng trong nghiên cứu là cho sóng truyền qua, làm việc cả trong điều kiện nổi và ngầm, tiêu tán năng lượng sóng nhờ vào độ rỗng bề mặt cấu kiện. Do đó các yếu tố chính sẽ lần lượt được xem xét ảnh hưởng đến truyền sóng bao gồm: chiều cao lưu không đỉnh đê, độ rỗng bề mặt cấu kiện và tính chất sóng.

3.1.1. Ảnh hưởng của độ rỗng bề mặt đến quá trình truyền sóng

- Chỉ tiêu đánh giá

Khi sóng tác động công trình đê giảm sóng có độ rỗngthì một phần năng lượng sóng sẽ bị phản xạ phía trước công trình, một phần sẽ bị tiêu tán, hấp thụ bởi công trình và phần còn lại sẽ được truyền qua phía sau công trình. Về mặt lý thuyết thì vấn đề thủy động lực học này tuân thủ định luật bảo toàn năng lượng và được thể hiện dưới dạng toán học băng công thức cân bằng năng lượng (Burcharth and Hughes 2003):

$$E_i = E_t + E_r + E_d \qquad (1)$$

Trong đó, E_I, E_t, E_r và E_d là năng lượng của sóng đến, sóng truyền, sóng phản xạ và sóng bị tiêu tán. Và hàm cân bằng năng lượng có thể được viết lại như sau:

$$1 = \left(\frac{H_t}{H_i}\right)^2 + \left(\frac{H_r}{H_i}\right)^2 + \frac{E_d}{E_i} \qquad (2)$$

$$1 = K_t^{\,2} + K_r^{\,2} + K_d \qquad (3)$$

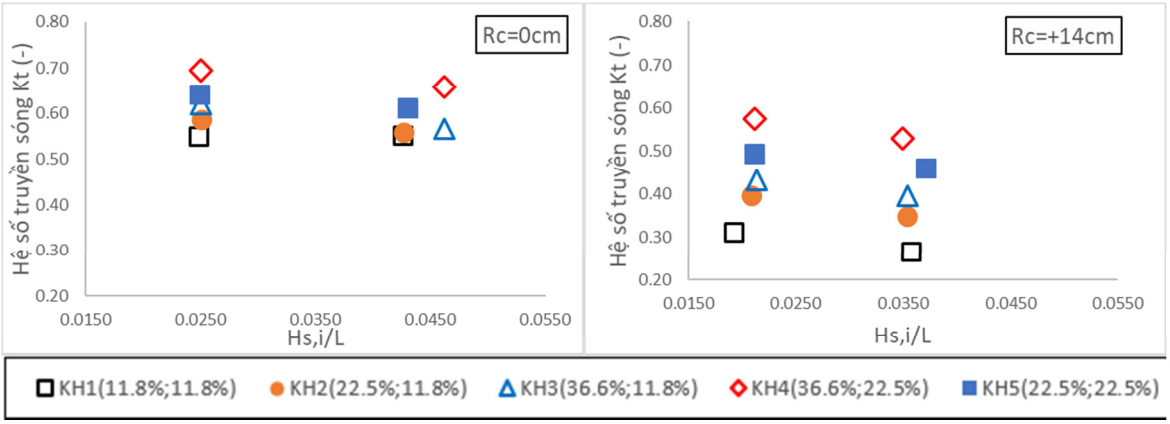
Trong đó:

$K_t = \dfrac{H_{m0,t}}{H_{m0,i}}$ Hệ số truyền sóng được xác định bằng giá trị chiều cao sóng truyền phía sau công trình ($H_{m0,t}$) trên giá trị chiều cao sóng tới trước công trình ($H_{m0,i}$);

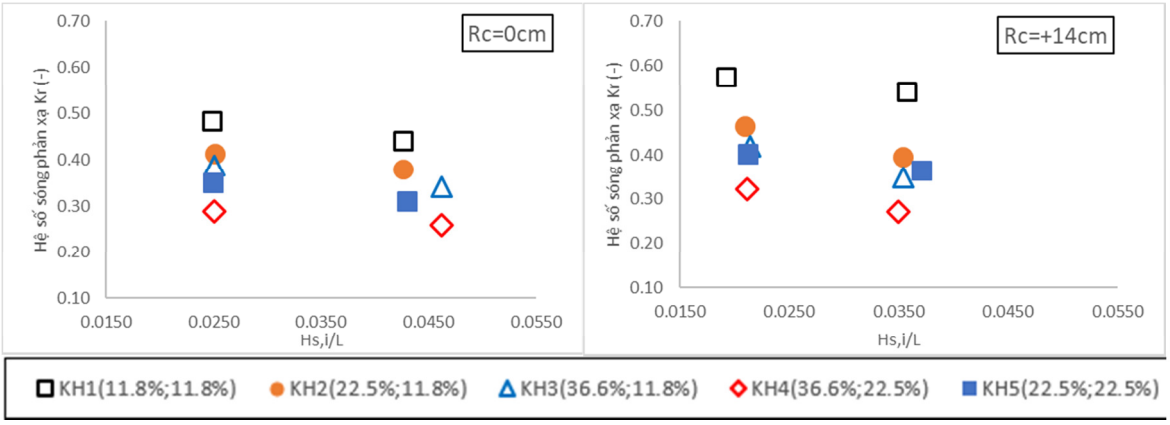
$K_r = \dfrac{H_{m0,r}}{H_{m0,i}}$ Hệ số truyền sóng được xác định bằng giá trị chiều cao sóng phản xạ trước công trình ($H_{m0,r}$) trên giá trị chiều cao sóng tới trước công trình ($H_{m0,i}$);

K_d được xác định dựa vào kết quả của công thức biến đổi từ công thức (3):

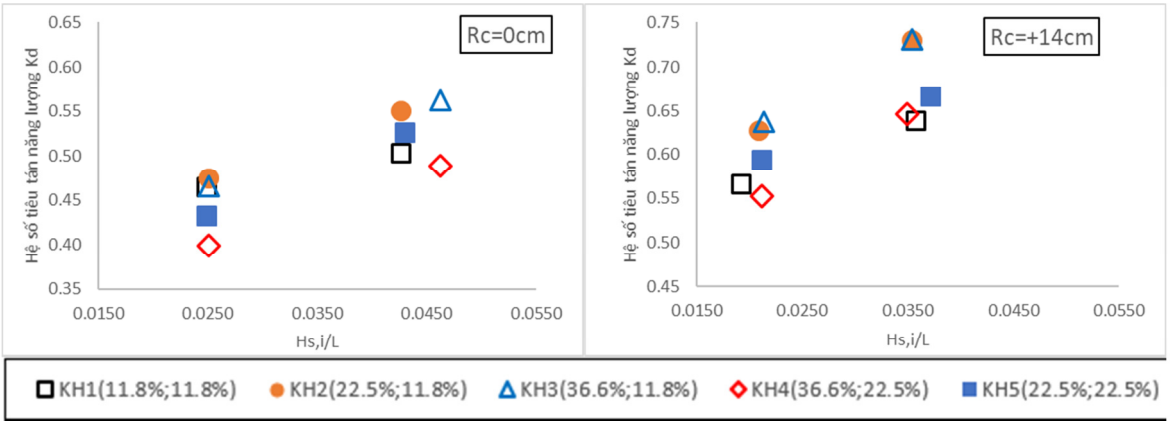
$$K_d = 1 - K_t^{\,2} - K_r^{\,2} \qquad (4)$$



Hình 5. Hệ số truyền sóng trong 2 điều kiện mực nước khác nhau



Hình 6. Hệ số sóng phản xạ trong 2 điều kiện mực nước khác nhau



Hình 7. Hệ số tiêu tán năng lượng sóng trong 2 điều kiện mực nước khác nhau

Hình 5 thể hiện quan hệ giữa K_t và H_i/L_p trong hai điều kiện mực nước thí nghiệm ứng với Rc=0cm và Rc=+14cm. Giá trị độ dốc sóng được thay đổi từ 0.02 đến 0.05 cho thấy: khi đê nổi ứng với Rc=+14cm thì sự phân tán của hệ số

truyền sóng giữa các kịch bản độ rỗng bề mặt khác nhau có sự khác biệt rõ ràng hơn trong trường hợp mực nước ngang mặt đỉnh đê (Rc=0cm). Xu thế cho thấy kịch bản KH4 (P1=36.6%; P2=22.5%) có hệ số truyền sóng lớn nhất do độ rỗng bề mặt lớn nhất và ngược lại kịch bản KH1 (P1=11.8%; P2=11.8%) có độ rỗng bề mặt nhỏ nhất thì cho hệ số truyền sóng là nhỏ nhất, sự khác biệt được nhận thấy cả trong trường hợp sóng dài và sóng ngắn. Khi so sánh 3 kịch bản KH1, KH2 và KH3 có cùng độ rỗng mặt phía sau và độ rỗng mặt trước lớn dần thì xu hướng cho thấy độ rỗng mặt trước càng lớn sẽ cho hệ số truyền sóng càng lớn. Điều này chứng tỏ độ rỗng mặt trước có ảnh hưởng đến hệ số truyền sóng theo xu hướng đồng biến. Điều tương tự được nhìn thấy khi so sánh 2 kịch bản KH4 và KH5. Đối với trường hợp cùng độ rỗng mặt trước và độ rỗng mặt sau tăng dần khi so sánh 2 cặp kịch bản KH2 (P1=22.5%; P2=11.8%) với KH5 (P1=22.5%; P2=22.5%) và KH3 (P1=36.6%; P2=11.8%) với KH4 (P1=36.6%; P2=22.5%) thì độ rỗng mặt sau càng lớn sẽ cho hệ số truyền sóng càng lớn, xu hướng đồng biến giữa độ rỗng mặt sau và hệ số truyền sóng.

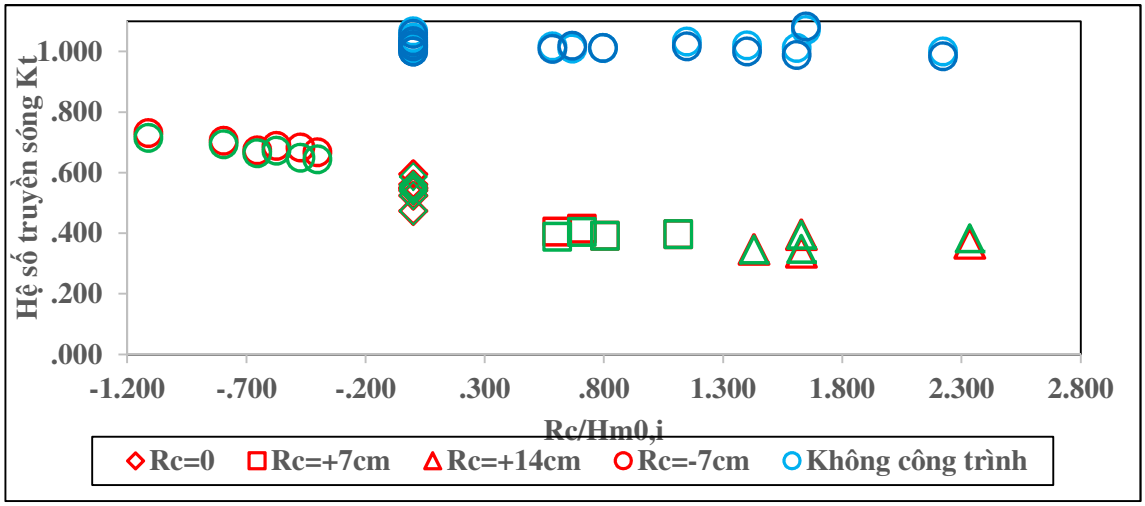
Ngược lại với hệ số truyền sóng thì Hình 6 thể hiện quan hệ giữa hệ số sóng phản xạ K_r và độ dốc sóng tới H_{si}/L cho hệ số sóng phản xạ lớn nhất ở kịch bản có độ rỗng bề mặt nhỏ nhất KH1 (P1=11.8%, P2=11.8%). Khi độ rỗng mặt sau không thay đổi và độ rỗng mặt trước tăng dần trong 3 kịch bản KH1, KH2 và KH3 thì hệ số sóng phản xạ giảm dần, chứng tỏ độ rỗng mặt trước càng lớn thì hệ số sóng phản xạ càng nhỏ. Ngược lại trong trường hợp độ rỗng mặt trước không đổi và độ rỗng mặt sau tăng dần khi so sánh 2 cặp kịch bản KH2 (P1=22.5%; P2=11.8%) với KH5 (P1=22.5%; P2=22.5%) và KH3 (P1=36.6%; P2=11.8%) với KH4 (P1=36.6%; P2=22.5%) thì ảnh hưởng của độ rỗng mặt sau tới hệ số sóng phản xạ theo xu hướng nghịch biến tương đối rõ ràng.

Hình 7 thể hiện quan hệ giữa hệ số tiêu tán năng lượng sóng K_d và độ dốc sóng tới H_{si}/L cho thấy khi đê nổi (R_c=+14cm) thì năng lượng sóng bị tiêu tán bởi cấu kiện nhiều hơn khi mực nước bằng đỉnh đê (R_c=0cm) thể hiện ở sự vượt trội của hệ số tiêu tán năng lượng sóng K_d khi R_c=+14cm. Hệ số tiêu tán năng lượng sóng bởi cấu kiện thấp nhất trong kịch bản độ rỗng bề mặt nhỏ nhất KH1 (P1=11.8%, P2=11.8%) sóng chủ yếu bị phản xạ và kịch bản có độ rỗng bề mặt lớn nhất KH4 (P1=36.6%, P2=22.5%) sóng chủ yếu bị truyền qua. Trong khi đó 2 kịch bản KH2 và KH3 cho hệ số tiêu tán năng lượng sóng là lớn nhất.

3.1.2. Ảnh hưởng của chiều cao lưu không đỉnh đê

- Hệ số truyền sóng

Chiều cao lưu không tương đối của đỉnh đê có ảnh hưởng rất rõ ràng đến hệ số lan truyền sóng Kt thể hiện trong Hình 8. Kết cấu công trình đạt hiệu quả giảm sóng cao trên 50% (ứng với hệ số truyền sóng k_t nhỏ hơn 0.5) khi đê nổi (R_c>0cm). Hệ số truyền sóng bắt đầu có xu hướng không thay đổi nhiều khi $R_c/H_{m0,i}$ > 1.00 tức là khi sóng không tràn qua đỉnh đê mà chỉ truyền qua lỗ rỗng cấu kiện, lúc này hiệu quả giảm sóng của cấu kiện hoàn toàn phụ thuộc vào phần trăm lỗ rỗng hai mặt cấu kiện và hiệu quả giảm sóng đạt khoảng 66% tương ứng với hệ số truyền sóng k_t= 0.34.

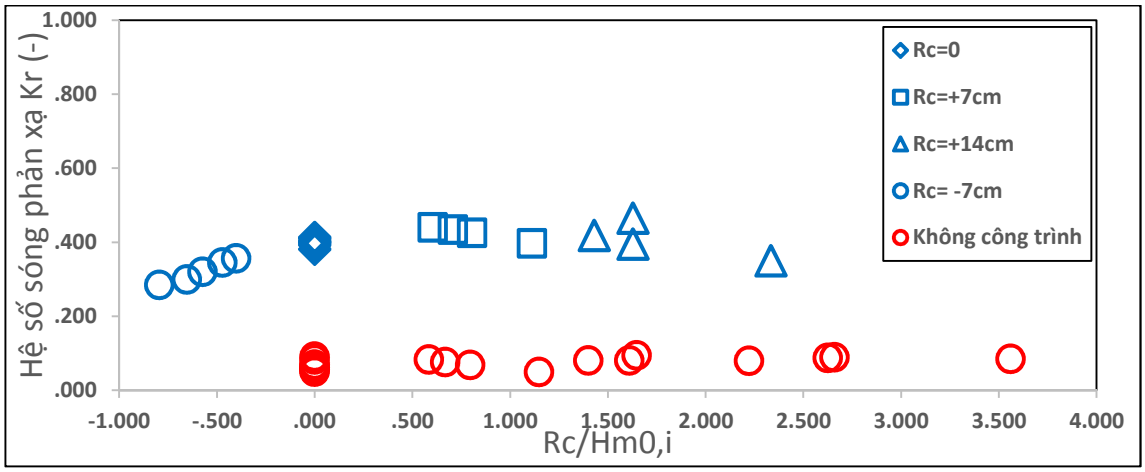


Hình 8. Ảnh hưởng của chiều cao lưu không đến hệ số truyền sóng

- *Hệ số sóng phản xạ*

Sóng phản xạ phía trước công trình được tạo thành từ tương tác giữa sóng và công trình. Nó không được mô tả chi tiết trong quá trình truyền sóng, tuy nhiên thông qua việc xác định hệ số sóng phản xạ cho phép xác định khả năng tiêu tán năng lượng sóng của công trình.

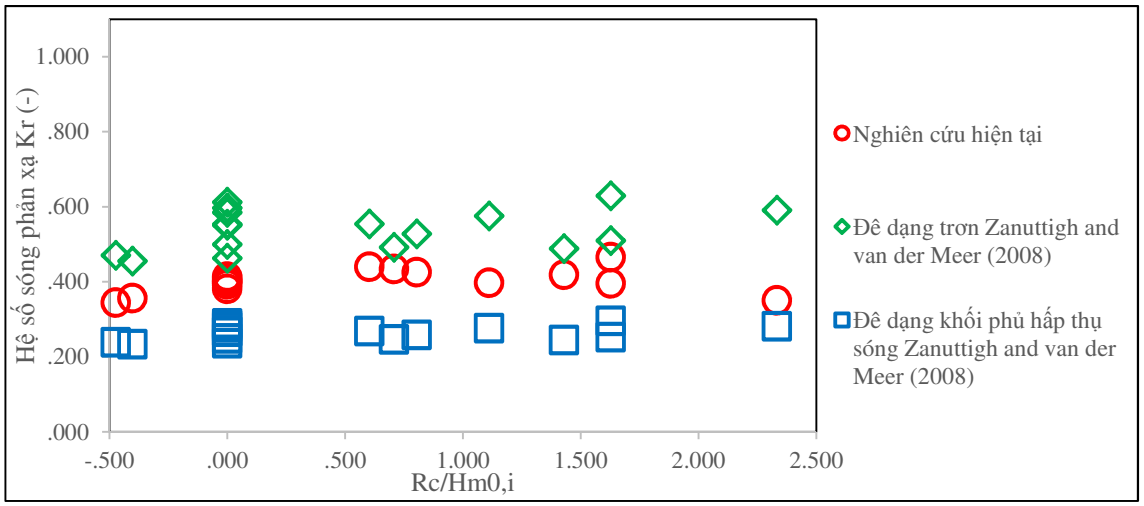
Hình 9 thể hiện tương quan giữa hệ số sóng phản xạ K_r và chiều cao lưu không tương đối của đỉnh đê $R_c/H_{m0,i}$ cho thấy khi R_c tăng dần từ -7cm đến 0cm (đê thay đổi từ trạng thái ngập qua mực nước bằng mặt đỉnh đê) thì hệ số sóng phản xạ cũng tăng theo xu hướng tuyến tính từ 0.28 lên 0.40. Khi đê làm việc trong điều kiện nổi R_c = +7cm tới R_c=+14cm thì hệ số sóng phản xạ không có xu hướng tăng giảm rõ ràng mà giao động trong khoảng từ 0.40 đến 0.45.



Hình 9. Tương quan giữa hệ số sóng phản xạ và R_c/H_{m0}

Điều kiện biên của thí nghiệm (H_s, T_p, R_c) được sử dụng để tính toán hệ số sóng phản xạ của đê dạng trơn, đê có khối phủ hấp thụ sóng dựa trên các công thức thực nghiệm được nghiên cứu bởi Zanuttigh and Van der Meer (2008) [9] thể hiện trong Hình 10. So với các dạng kết cấu đê giảm sóng nghiên cứu trước đây thì hệ số sóng phản xạ của kết cấu trong nghiên cứu này có xu hướng lớn hơn sóng phản xạ của dạng đê mái nghiêng có khối phủ hấp thụ sóng và nhỏ hơn đê dạng trơn không có khối phủ hấp thụ sóng.

Việc nhận biết và tính toán sóng phản xạ rất cần thiết trong quá trình thiết kế đê giảm sóng kết cấu rỗng, đặc biệt cho việc thiết kế giải phải bảo vệ chân chống xói cho công trình.

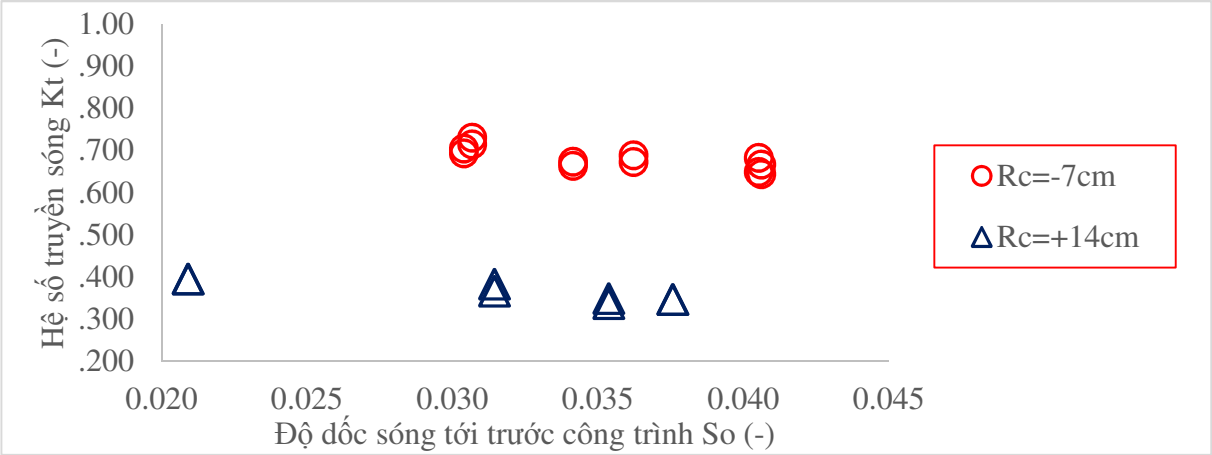


Hình 10. So sánh hệ số sóng phản xạ với các dạng kết cấu truyền thống

3.1.3. Ảnh hưởng của độ dốc sóng tới trước công trình S_o

Quá trình truyền sóng qua đê giảm sóng cũng phụ thuộc vào hiện tượng sóng vỡ trên mái của công trình, tương tác này được thể hiện qua chỉ số sóng vỡ Iribarren $\zeta_0 = \frac{\tan\theta}{\sqrt{S_0}}$ Tuy nhiên độ dốc mái công trình $\theta = 56^o$ là một hằng số nên ảnh hưởng của chỉ số này có thể được thay thế bằng ảnh hưởng của độ dốc sóng tới S_o.

Hình 11 mô tả quan hệ giữa hệ số truyền sóng K_t và độ dốc sóng tới trước công trình S_o cho thấy quan hệ theo xu hướng nghịch biến, khi độ dốc sóng nhỏ (sóng dài) thì hệ số truyền sóng lớn và hệ số truyền sóng giảm dần khi độ dốc sóng lớn dần trong cả trường hợp đê nhô (Rc=+14cm) và đê ngầm (Rc=-7cm).



Hình 11. Tương quan giữa hệ số truyền sóng và độ dốc sóng tới trước công trình

3.2. Công thức thực nghiệm

Các phân tích về các thông số ảnh hưởng đến quá trình truyền sóng ở trên là cơ sở cho việc xây dựng công thức thực nghiệm. Công thức thực nghiệm ở đây được xây dựng dựa trên công thức có sẵn của Van der Meer and Daemen (1994) [11] và Angremond et al (1996) [5]. Theo đó hệ số truyền sóng và hệ số sóng phản xạ bị ảnh hưởng bởi các yếu tố chính bao gồm: Chiều cao lưu không tương đối đỉnh đê ($R_c/H_{m0,i}$), độ rỗng mặt trước và sau cấu kiện (P_1, P_2), độ dốc sóng (S_o). Được biểu thị bằng công thức tổng quát:

$$K_t = f\left(\frac{R_c}{H_{m0,i}}, P_1, P_2, S_0\right)$$

$$K_t = a\frac{R_c}{H_{m0,i}} + bP_1 + cP_2 + dS_0 + e \qquad (5)$$

a, b, c, d là các hằng số thực nghiệm đặc trưng cho ảnh hưởng của các yếu tố tương ứng: Chiều cao lưu không tương đối đỉnh đê ($R_c/H_{m0,i}$), độ rỗng mặt trước và sau cấu kiện (P_1, P_2), độ dốc sóng (S_o) đến hệ số truyền sóng.

E là hằng số tự do đặc trưng cho các yếu tố khác không được xem xét trong thí nghiệm này;

a, b, c, d, e được xác định thông qua phương pháp phân tích hồi quy với dữ liệu của các biến tương ứng có được từ kết quả thí nghiệm;

3.2.1. Công thức thực nghiệm

Kết quả phân tích cho giá trị hệ số tương quan R^2 đạt cực trị là 0.86 khi đó a=-0.118, b=-2.033, c=0.366, d=1.117, e=0.384. Các giá trị âm của a và b biểu thị cho quan hệ nghịch biến của 2 yếu tố chiều cao lưu không tương đối đỉnh đê và độ dốc sóng tới trước công trình so với hệ số truyền sóng. Giá trị dương của c và d biểu thị cho quan hệ đồng biến giữa độ rỗng bề mặt cấu kiện và hệ số truyền sóng.

Các giá trị a, b, c, d, e sẽ được tính toán lựa chọn sao cho hệ số tương quan R^2 đạt giá trị lớn nhất. Kết quả của phép phân tích hồi quy cho ra công thức tương ứng:

$$K_t = -0.118\frac{R_c}{H_{m0,i}} - 2.033S_0 + 0.366P_1 + 1.117P_2 + 0.384 \qquad (6)$$

Khoảng áp dụng của công thức:

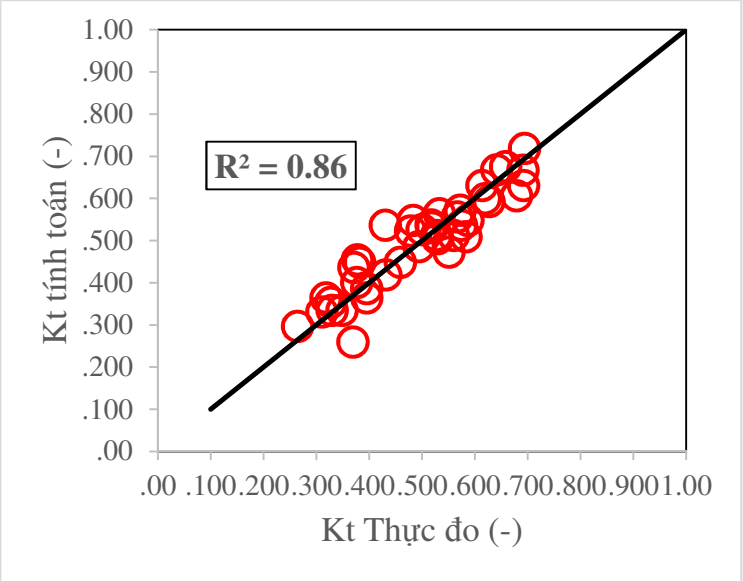
$$\frac{R_c}{H_{m0,i}} = -1.11 \div 2.33$$

$$S_o = 0.019 \div 0.047$$

$$K_t = 0.28 \div 0.72$$

$$P_1 = 11.8\% \div 36.6\%$$

$$P_2 = 11.8\% \div 22.5\%$$



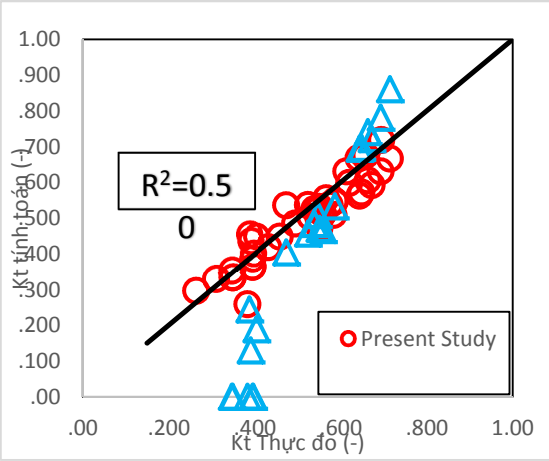
Hình 12. Kết quả phép phân tích hồi quy

3.2.2. So sánh với các nghiên cứu trước đây

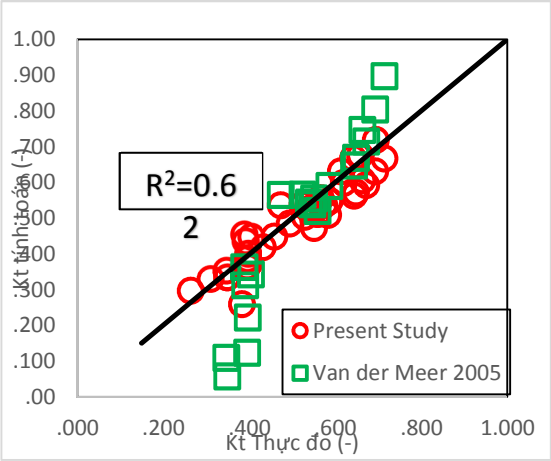
Kết quả thực nghiệm về hệ số truyền sóng được so sánh với các công thức truyền sóng của các nghiên cứu trước đây cho loại đê chắn sóng truyền thống của d'Angremond et al. (1996), Đê đỉnh hẹp (Narrow Crest 1990) và công thức truyền sóng qua đê giảm sóng kết cấu rỗng thuộc dự án nghiên cứu giải pháp phòng chống sạt lở và khôi phục rừng ngập mặn của ĐBSCL (SIWRR and AFD, 2017) [4]. Hệ số tương quan R^2 giữa giá trị hệ số truyền sóng thực đo và các giá trị tính toán theo nghiên cứu trước đây thể hiện qua Bảng 3 Sự tương đồng về hệ số truyền sóng của dạng đê kết cấu rỗng trong nghiên cứu hiện tại với các nghiên cứu trước đây được thể hiện rõ nét trong trường hợp đê cho phép sóng tràn qua. Còn trong trường hợp đê nổi hoàn toàn thì hệ số truyền sóng không có xu hướng tương đồng thể hiện ở hệ số tương quan R^2 xấp xỉ bằng không.

Bảng 3. Hệ số tương quan R^2 giữa công thức trong nghiên cứu hiện tại và các công thức nghiên cứu trước đây

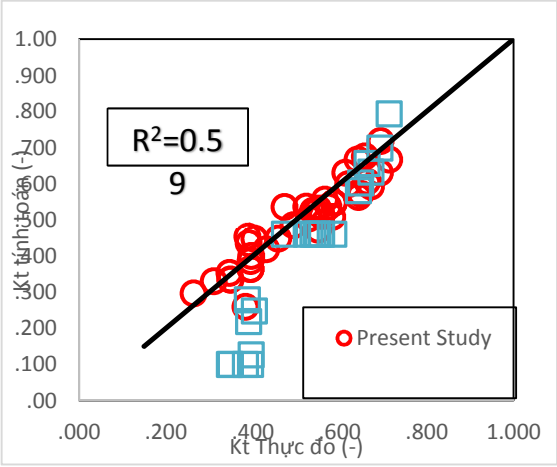
Công thức	Nghiên cứu hiện tại	Angremond et al. 1996	Van der Meer 2005	Narrow Crest 1990	SIWRR, AFD 2017
Hệ số tương quan R^2	0.86	0.50	0.62	0.59	0.69



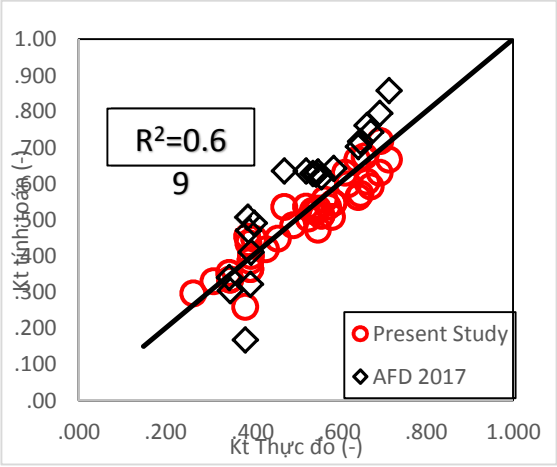
(a) So sánh với công thức đê đá đổ truyền thống (Angremond el al 1996)



(b) So sánh với công thức truyền sóng Van der Meer 2005



(a) *So sánh với công thức đê dạng trơn cho sóng truyền qua (Narrow Crest 1990)*



(d) So sánh với công thức đê kết cấu rỗng (AFD 2017)

Hình 13. Kết quả so sánh công thức thiết lập với công thức trước đây

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Chuỗi thí nghiệm đánh giá ảnh hưởng của độ rỗng bề mặt, chiều cao lưu không đỉnh đê và sự chi phối của các tham số sóng đến hiệu quả giảm sóng, các hệ số sóng phản xạ và hệ số tiêu tán năng lượng của kết cấu giảm sóng kết cấu rỗng đã được thực hiện trên mô hình vật lý 2D của phòng thí nghiệm thủy động lực của Viện khoa học Thủy lợi miền Nam. Kết quả thí nghiệm cho một số kết luận:

Độ rỗng bề mặt cấu kiện (bao gồm cả mặt trước và sau cấu kiện) ảnh hưởng đồng biến đến hệ số truyền sóng và nghịch biến với hệ số sóng phản xạ.

Chiều cao lưu không tương đối đỉnh đê và độ dốc sóng ảnh hưởng nghịch biến đến hệ số truyền sóng.

Từ kết quả số liệu thí nghiệm thực đo, nghiên cứu đã xây dựng được công thức xác định hệ số truyền sóng qua đê giảm sóng kết cấu rỗng. Công thức xác

định hệ số truyền sóng bị chi phối bởi các yếu tố chính là chiều cao lưu không tương đối đỉnh đê (Rc/Hi), độ rỗng bề mặt (P_1, P_2), độ dốc sóng (S_0). Sự tương đồng về hệ số truyền sóng giữa kết cấu trong nghiên cứu hiện tại với các kết cấu của những nghiên cứu trước đây xảy ra khi đê làm việc trong điều kiện cho phép sóng tràn qua.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Hocine Oumeraci – Nonconventional Wave Damping Structures, Leichtweiss – Institute for hydraulic Engineering and water resource Technical University Braunschweig
2. Design of low-crested (submerged) structures – an overview –Krystian W. Pilarczyk, Rijkswaterstaat, Road and Hydraulic Engineering Division, P.O. Box 5044, 2600 GA Delft, the Netherlands; k.w.pilarczyk@dww.rws.minvenw.nl
3. Environmental Design of Low Crested Coastal Defence Structures "D31 Wave basin experiment final form-3D stability tests at AUU- by Morten kramer and Hans Burcharth".
4. Report 2D laboratory study and protection measures for LWD wave transmission at porous breakwaters on mangrove foreshore and large-scale near-shore sandbank nourishment "AFD, SIWRR, European Union.
5. Angremond, K., Van der Meer, J.W. and de Jong, R.J., 1996. Wave transmission at low-crested structures. Proc. 25th ICCE, ASCE, Orlando, USA.
6. Implications for the concept of "bound" wave release at short wave breaking. Coastal Engineering, 60, pp. 276-285.
7. Horstman, E., Dohmen-Janssen, M., Narra, P., van den Berg, NJ., Siemerink, M., Balke, T., Bouma, T., and Hulscher, S., 2012. Wave attenuation in mangrove forests; field data obtained in Trang, Thailand. *Proc. 33nd Int. Conf. Coastal Eng.*, ASCE , pp. 40.
8. Hughes, A.S., 1993. Physical models and laboratory techniques in coastal engineering, *World Scientific, Singapore*, 568 pp.
9. Zanuttigh, B., van der Meer, J.W. Wave reflection from coastal structures in design conditions. Coastal Engineering (55). 2008. pp. 771-779.
10. Tuan, T.Q., Tien, N.V. and Verhagen, H.J., 2016. Wave transmission over submerged, smooth and impermeable breakwaters on a gentle and shallow foreshore. In: Proc. 9th PIANC-COPEDEC, pp. 897-905, Rio de Janeiro, BRAZIL.
11. Van der Meer, J.W., Daemen, I.F.R., 1994. Stability and wave transmission at low crested rubble mound structures. Journal of Waterway, Port Coastal and Ocean Engineering, 1, 1-19.
12. Van der Meer, J. W., Briganti, R., Zanuttigh, B. and Wang, B., 2005. Wave transmission and reflection at low-crested structures: Design formulae, oblique wave attack and spectral change. Coastal Engineering, 52, 915 - 929.
13. Zelt, J.A. and Skjelbreia, J.E., 1992. Estimating incident and reflected wave fields using an arbitrary number of wave gauges. *Proc. 23rd Int. Conf. Coastal Eng.*, ASCE, pp. 777-789.
14. Wave reflection characteristics of permeable and impermeable submerged trapezoidal Breakwaters – Mathew Hornack (2011).

ĐÁNH GIÁ TÌNH HÌNH SẠT LỞ, HỆ THỐNG BẢO VỆ BỜ BIỂN Ở ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG VÀ ĐỊNH HƯỚNG GIẢI PHÁP BẢO VỆ

Assessing of the situation erosion and orienting coastal protection solutions in the Mekong Delta coastal zone

ThS. Lê Xuân Tú, KS. Đỗ Văn Dương, KS. Lương Thanh Tùng
Viện khoa học Thủy lợi miền Nam

TÓM TẮT: *Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu, đánh giá tình hình sạt lở và hệ thống bảo vệ bờ biển khu vực cửa sông ven biển Đồng bằng sông Cửu Long dựa trên số liệu điều tra thu thập và phân tích từ ảnh vệ tinh và định hướng giải pháp bảo vệ. Kết quả cho thấy chiều dài bờ biển bị xói lở lên tới 268 km và chiều dài cần nâng cấp bảo vệ 365km. Hầu hết các giải pháp bảo vệ bờ hiện nay còn đơn lẻ, thiếu sự kết hợp giữa các giải pháp dẫn tới hiệu quả bảo vệ bờ biển chưa cao.*

Từ khóa: Hệ thống bảo vệ bờ biển, đê biển, kè biển, đê giảm sóng, rừng ngập mặn, đồng bằng sông Cửu Long

ABSTRACT: *The paper presents the assessment results of erosion and coastal protection system in coastal and estuaries of the Mekong Delta, the research results based on data investigated and analyzed satellite images. The results show that the eroded coastline is 268 km and the coastline needs to protected is 365 km. Most of the coastal protected solutions are independent, which lack of a combination of solutions is leading to low effectiveness on coastal protection.*

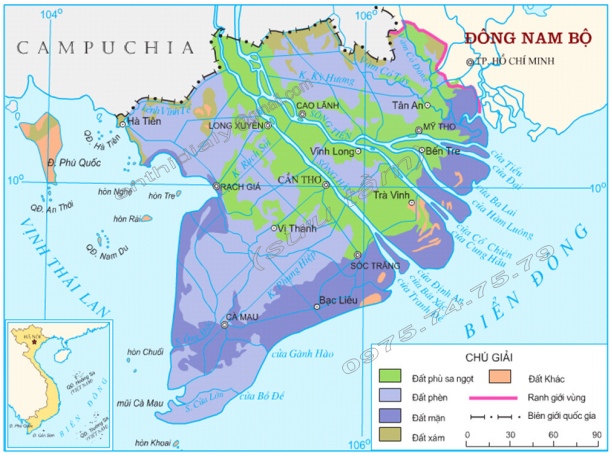
Keywords: Coastal protection system, sea dyke, revetment, breakwater, mangrove forest, Mekong Delta

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Dải ven biển đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL) bao gồm 7 tỉnh: Tiền Giang, Bến Tre, Trà Vinh, Sóc Trăng, Bạc Liêu, Cà Mau và Kiên Giang với chiều dài bờ biển 744 km. Đây là vùng đất ven biển có hệ sinh thái đa dạng và có vai trò quan trọng trong chiến lược phát triển kinh tế xã hội và an ninh quốc phòng. Nơi đây có những điều kiện thuận lợi để phát triển các ngành nghề, kinh tế xã hội như: du lịch, nuôi trồng thủy sản, diêm nghiệp,... Tuy nhiên, ĐBSCL đang đối mặt với nhiều thách thức. ĐBSCL là vùng đất thấp, đây là một trong mười vùng đất dễ bị tổn thương do biến đổi khí hậu. Trong đó dải bờ biển ĐBSCL cũng đang phải chịu nhiều áp lực trước sự thay đổi của tự nhiên và hoạt động của con người. Tình trạng sạt lở bờ biển diễn ra ngày càng nghiêm trọng, nguồn phù sa từ thượng nguồn suy giảm làm ảnh hưởng đến quá trình bồi lắng của đồng bằng trong thời gian qua, hệ sinh thái ven bờ biển và rừng ngập mặn ven biển đang bị suy giảm, cùng với đó là hiện tượng nước biển dâng và lún sụp ở ĐBSCL, xâm nhập mặn và lũ lụt đang đe dọa đến những thành quả đạt được về kinh tế và xã hội trong vài thập kỷ qua đồng thời ảnh hưởng đến sự tồn tại và phát triển của vùng đất này trong tương lai.

Trước tình hình sạt lở và ngập lụt ven biển hệ thống đê, kè biển, công trình giảm sóng đã được xây dựng, nâng cấp dọc theo bờ biển ĐBSCL trong quyết định 667 của chính phủ. Tuy nhiên, do kinh phí

còn hạn chế, các công trình chưa được đầu tư hoàn chỉnh do đó chưa đáp ứng được yêu cầu bảo vệ bờ biển hiện nay và thích ứng trong tương lai.



Hình 1. Bản đồ khu vực ĐBSCL

2. ĐÁNH GIÁ SẠT LỞ BỜ BIỂN ĐBSCL

Trong những năm gần đây quá trình sạt lở bờ biển đang diễn ra hết sức nghiêm trọng ở dải ven biển đồng bằng sông Cửu Long làm mất đất, hư hỏng cơ sở hạ tầng, suy thoái rừng ngập mặn. Kết quả điều tra, nghiên cứu của Viện khoa học Thủy lợi miền Nam (VKHTLMN) năm 2018 cho thấy xói lở bờ biển đã xảy ra trên 268/744 km đường bờ với tốc độ xói lở từ 1-40m/năm. Kết quả phân tích ảnh vệ tinh giai đoạn 1990-2015 (hình 3 và hình 4) cho thấy vị trí xói lở và bồi lắng dọc theo bờ biển ĐBSCL.

Sạt lở bờ biển Tân Thành – Tiền Giang

Sạt lở bờ biển Duyên Hải – Trà Vinh

Hình 2. Hình ảnh sạt lở khu vực ĐBSCL

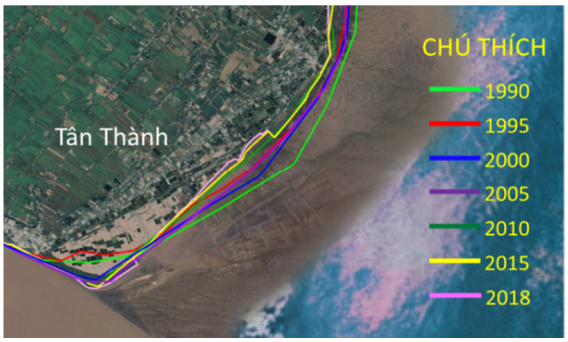
Các vùng điển hình xói lở mạnh có thể kể đến như: khu vực Tân Thành, huyện Gò Công Đông, tỉnh Tiền Giang (có tốc độ xói lở trung bình 30 m/năm); đoạn bờ phía nam Cửa Đại khu vực vực xã Thừa Đức, huyện Bình Đại, tỉnh Bến

Tre (20 m/năm); đoạn bờ phía nam Cửa Hàm Luông thuộc xã Thạnh Hải, huyện Thạnh Phú, tỉnh Bến Tre (37 m/năm); Hiệp Thạnh huyện Duyên Hải tỉnh Trà Vinh (30m/năm).

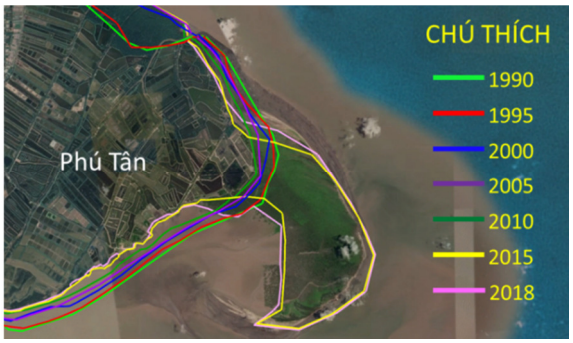
Vùng bờ biển đoạn từ cửa sông Cửa Tiểu đến Cửa sông Mỹ Thanh không chỉ là vùng điển hình cho xói lở mạnh mà còn tiêu biểu cho vùng có mức độ bồi tụ mạnh. Dọc theo dải bờ biển vùng này đều có những vùng bồi tụ mạnh như: khu vực bờ thuộc cù lao Tân Phú Đông, tỉnh Tiền Giang nằm giữa Cửa Tiểu và cửa Đại có giai đoạn có tốc độ bồi trung bình lên đến 50m /năm; khu vực từ nam Cửa Đại đến cửa Hàm Luông, tỉnh Bến Tre có tốc độ bồi trung bình 50 m/năm; Đoạn bờ từ xã Dân Thành huyện Duyên Hải đến cửa Định An, tỉnh Trà Vinh có tốc độ bồi 40m/năm; khu vực Cù Lao Dung, tỉnh Sóc Trăng có tốc độ bồi trung bình từ 30-50m/năm.

Đoạn từ Sóc Trăng đến mũi Đông Cà Mau, là đoạn bờ ít bị chia cắt bởi các cửa sông lớn. Diễn biến xói bồi khu vực này diễn ra xen kẽ cả về mặt không gian và thời gian. Hoạt động xói lở bờ biển ở khu vực này diễn ra hết sức phức tạp và mãnh liệt. Những khu vực có diễn biến xói lở mạnh gồm: khu vực Vĩnh Hải, Lai Hòa, Vĩnh Tân – Thị xã Vĩnh Châu tỉnh Sóc Trăng (30m/năm); Nhà Mát, Gành Hào - Bạc Liêu (có tốc độ sạt lở trung bình 25m/năm); khu vực cửa Bồ Đề, cửa Hố Gùi, xã Tam Giang Đông, Khai Long Đông Cà Mau (tốc độ sạt lở hơn 40m/năm).

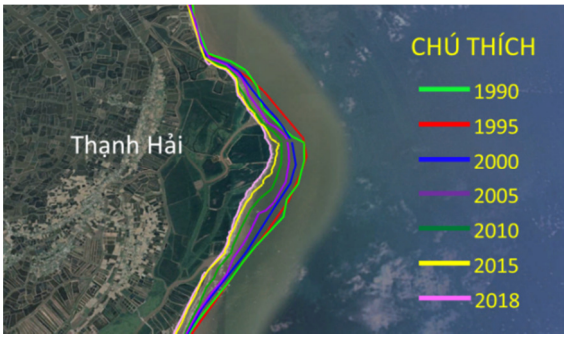
Đoạn bờ biển Tây từ Cà Mau đến Kiên Giang xói bồi diễn ra xen kẽ, xói lở mạnh nhất tại bờ biển huyện Trần Văn Thời và U Minh – Cà Mau với tốc độ 20-40m/năm, huyện An Minh - Kiên Giang với tốc độ 15-25m/năm. Khu vực bồi tụ mạnh là cửa sông Bảy Háp và sông Cửa Lớn và bờ biển Tây gần mũi Cà Mau tốc độ bồi lắng 15-40m/năm.



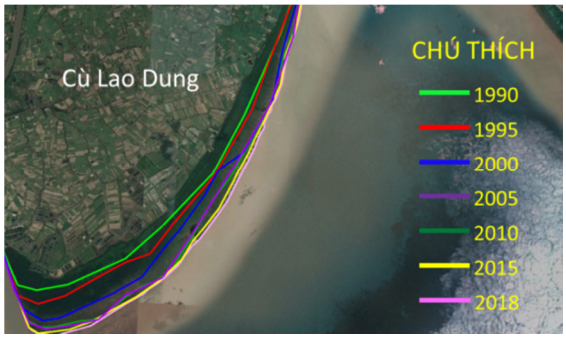
Tân Thành – Gò Công Đông – Tiền Giang



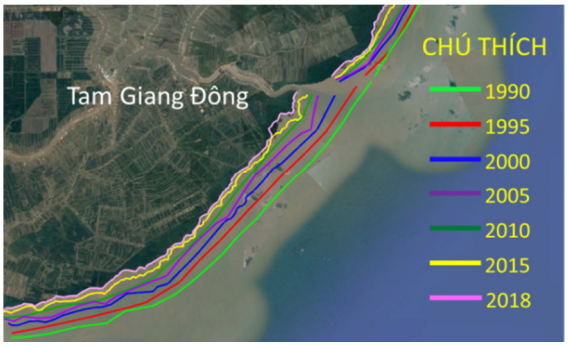
Phú Tân – Tân Phú Đông – Tiền Giang



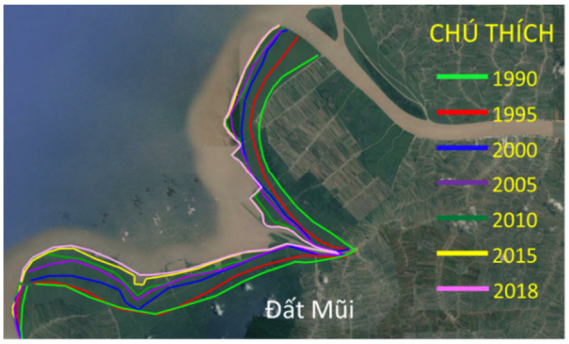
Thạnh Hải – Thạnh Phú – Bến Tre



Cù Lao Dung – Sóc Trăng

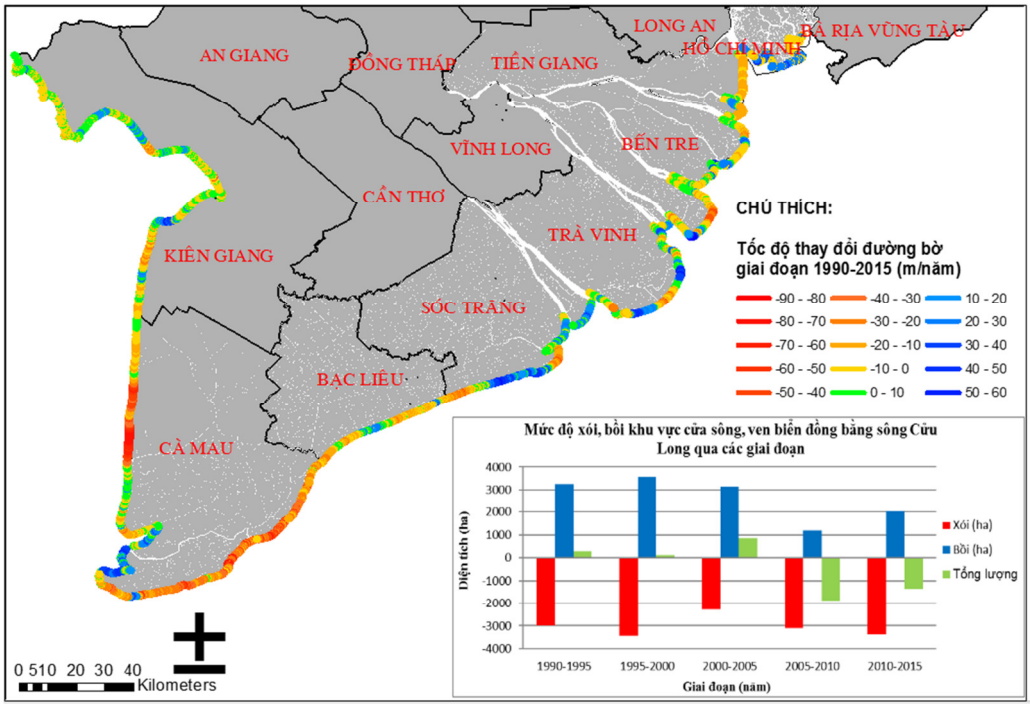


Tam Giang Đông – Năm Căn – Cà Mau

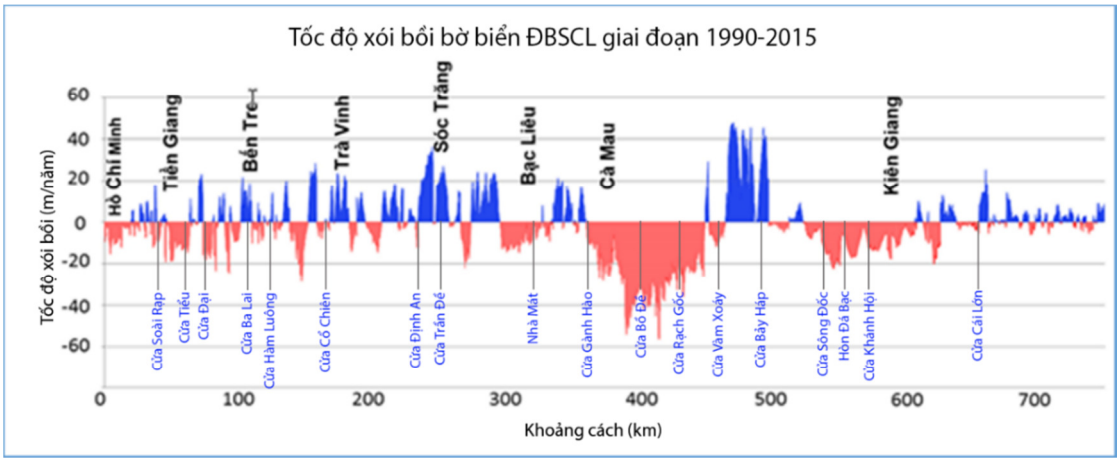


Đất Mũi – Ngọc Hiển – Cà Mau

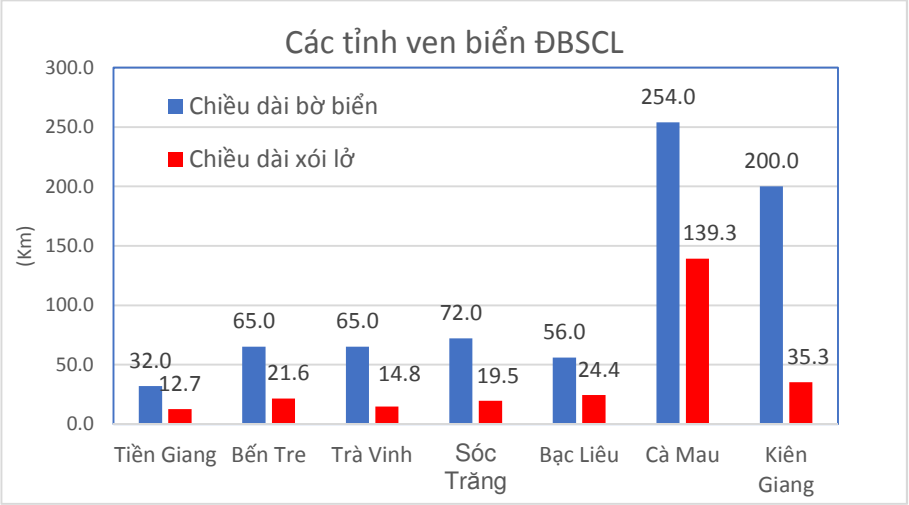
Hình 3. Hình ảnh diễn biến đường bờ (1990-2018) một số khu vực xói lở/bồi lắng ở ĐBSCL



Hình 4. Bản đồ xói bồi bờ biển ĐBSCL giai đoạn (1990-2015)



Hình 5. Tốc độ xói bồi trung bình đường bờ biển ĐBSCL giai đoạn 1990-2015



Hình 6. Chiều dài xói lở và chiều dài bờ biển từng tỉnh khu vực ĐBSCL T12/2018

3. ĐÁNH GIÁ VỀ HỆ THỐNG BẢO VỆ BỜ BIỂN ĐBSCL

Để đánh giá hệ thống bảo vệ bờ biển ở ĐBSCL hiện tại dựa trên 2 chức năng chính của hệ thống là chống xói lở và ngập lụt cho dải ven biển, không đi sâu vào đánh giá chức năng môi trường, hệ sinh thái…Dải bờ biển ĐBSCL hiện nay được bảo vệ bởi nhiều thành phần, mỗi thành phần trong hệ thống có chức năng khác nhau và cần được sử dụng và kết hợp hiệu quả: đê biển chỉ có chức năng ngăn nước tràn vào bên trong không có tác dụng chống xói lở; kè biển có chức năng như một áo giáp bảo vệ mái bờ biển hoặc mái đê nhưng không thể gây bồi tạo bãi; đê giảm sóng có chức năng giảm sóng từ xa khi sóng tiếp cận vào bờ, gây bồi tạo bãi, không có chức năng ngăn nước; rừng ngập mặn có chức năng giảm sóng, bẫy bùn cát duy trì và phát triển hệ sinh thái, chức năng bảo vệ của đai rừng ngập mặn chỉ có hiệu quả nếu có tán rừng dày với chiều rộng tối thiểu 150 m. Đây là chiều rộng đai rừng tối thiểu để giảm năng lượng sóng một cách hiệu quả (khoảng

50%). Đai rừng phòng hộ rộng hơn (khoảng 500 m) là lý tưởng và đạt được mức độ suy giảm tối ưu 90% đối với phổ sóng điển hình xung quanh đồng bằng sông Cửu Long (CPMD). Nếu chúng ta chú trọng vào một giải pháp nào đó và coi nhẹ các giải pháp còn lại thì việc bảo vệ bờ biển chưa mang lại hiệu quả kỹ thuật, kinh tế và môi trường. Ví dụ: nếu một bờ biển xói lở ta chỉ tập trung nâng cấp đê và làm kè thì giá thành đầu tư vào công trình này rất lớn và đôi khi vẫn chưa an toàn khi có thời tiết cực đoan xảy ra như bão hoặc làm mất cảnh quan khu vực ven biển do đê quá cao và diện tích mất đất do xây dựng đê, kè là rất lớn, tác động đến môi trường và khu vực lân cận. Kết quả tính toán thể hiện hiệu quả của giải pháp bảo vệ bờ biển đa tầng đại diện đê biển Đông ở ĐBSCL như hình dưới đây.

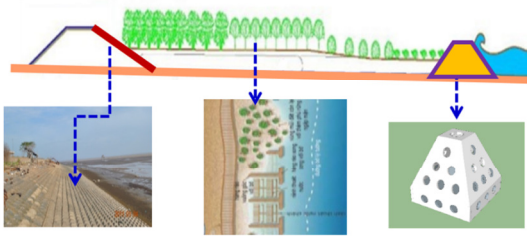
1. Tính cao trình đê biển tại vị trí trực diện với biển

$$Z_đ = Z_{tp} + H_{sl} + a$$

$$\mathbf{Z_đ = 2.5 + 3.5 + 0.4 = 6.4\ m}$$

2. Tính cao trình đê biển có đê giảm sóng phía trước

$$\mathbf{Z_đ = 2.5 + 1.8 + 0.4 = 4.7\ m.}$$



3. Tính cao trình đê biển có đê giảm sóng kết hợp rừng ngập mặn dày 150m

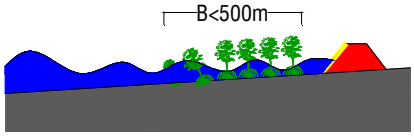
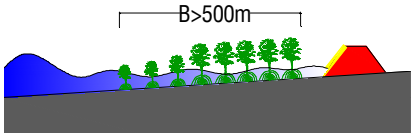
$$\mathbf{Z_đ = 2.5 + 1.1 + 0.4 = 4.0\ m.}$$

Theo tiêu chuẩn thiết kế hiện nay cho đê chống tràn khi đê trực diện với biển thì cao trình đỉnh đê tính toán gần +6.5m. Khi có đê giảm sóng xa bờ với hiệu quả giảm sóng 50% thì cao trình đỉnh đê bên trong chỉ còn khoảng + 4.7m. Và khi có cả đê giảm sóng kết hợp rừng ngập mặn dày 150m thì cao trình đỉnh đê bên trong chỉ cần +4.0m. Như vậy có thể thể thấy nếu bố trí không gian hợp lý các thành phần thì hiệu quả của hệ thống bảo vệ bờ biển đa tầng trong việc bảo vệ bờ biển và giảm cao trình đỉnh đê là rất lớn so với các giải pháp đơn lẻ, chưa nói đến hiệu quả của rừng ngập mặn trong việc tích tụ trầm tích, khôi phục hệ sinh thái ven biển, cung cấp dịch vụ sinh thái và bảo vệ môi trường. Đối với tuyến đê biển ở phía Đông ĐBSCL cao trình từ +3.5 ÷ +4.5m (do thiết kế trước đây phía ngoài rừng ngập mặn còn rất dày) hiện nay nhiều tuyến đê đang trực diện với biển hoặc đai rừng ngập mặn trước đê rất mỏng, nếu không có rừng ngập mặn hoặc đê giảm sóng bên ngoài thì khả năng nước tràn vào bên trong là rất cao, đặc biệt là trong điều kiện lún sụt ở khu vực ven biển của đồng bằng và nước biển dâng.

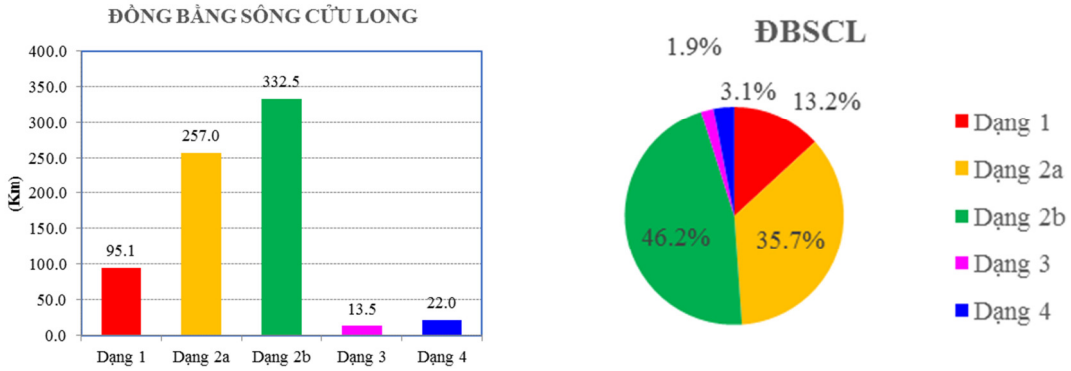
3.1. Phân loại và đánh giá hệ thống bảo vệ bờ biển ĐBSCL

Để đánh giá khả năng bảo vệ bờ biển hiện trạng dựa trên đặc điểm tự nhiên, hệ thống các công trình bảo vệ bờ biển hiện có và chức năng của các công trình ở ven biển ĐBSCL hệ thống bảo vệ bờ biển được phân thành 4 dạng chính như bảng 1:

Bảng 1. Phân loại và đánh giá hệ thống bảo vệ bờ biển (BVBB)

Phân loại hệ thống BVBB	Miêu tả	Đánh giá
Dạng 1: Đê, kè, trực diện biển	Dạng 1: Bao gồm các khu vực đất canh tác hoặc đê biển, kè biển trực diện với biển, chịu tác động trực tiếp từ sóng biển, nước dâng…	Hệ thống bờ biển loại này có nguy cơ hư hỏng và nước tràn vào rất cao đối với những đoạn đê chưa được kè hoặc đất canh tác trước đê, đối với đoạn đê có kè thì khả năng nước tràn vào bên trong, xói lở chân kè rất lớn khi triều cường và gió bão.
Dạng 2a: Đê biển, kè + Rừng ngập mặn (B<500m) 	***Dạng 2a:*** Bao gồm các đoạn bờ biển có đai rừng ngập mặn phía trước đê biển <500m. Bờ biển thường xảy ra xói lở, rừng ngập mặn không còn đủ dày để đảm bảo chức năng phòng hộ giảm sóng hoặc đang có nguy cơ suy thoái mạnh.	Hệ thống bờ biển loại này có nguy cơ hư hỏng cao do rừng phòng hộ bị xói lở hoặc đang có nguy cơ suy thoái mạnh. Khả năng bảo vệ khi triều cường và gió bão thấp. Nếu không có giải pháp bảo vệ và khôi phục thì theo thời gian và tốc độ xói lở dạng 2a sẽ tiến về dạng 1
Dạng 2b: Đê biển, kè + Rừng ngập mặn (B>500m) 	***Dạng 2b:*** Bao gồm các đoạn bờ biển có đai rừng phía trước đê biển lớn hơn 500m.	Hệ thống bờ biển loại này đảm bảo an toàn cho đê biển khỏi tác động trực tiếp của sóng biển. Khả năng bảo vệ khi triều cường và gió bão rất cao.
Dạng 3: Đê biển, kè + Đê giảm sóng*	***Dạng 3:*** Bao gồm các đoạn đê kè trực diện với biển phía trước có đê giảm sóng	Hệ thống bờ biển loại này chỉ đảm bảo an toàn cho đê biển phía trong trong trường hợp gió mùa, nước tràn vào bên trong khi gió bão cao. Khả năng bảo vệ là thấp.
Dạng 4: Đê biển, kè + Rừng ngập mặn + Đê giảm sóng	***Dạng 4:*** Bao gồm các đoạn mà đê giảm sóng được xây dựng phía ngoài rừng ngập mặn đang có nguy cơ xói lở hoặc rừng được khôi phục sau đê giảm sóng.	Hệ thống bờ biển loại này đảm bảo an toàn cho đê biển khỏi bị xói lở. Khả năng bảo vệ khi triều cường và gió bão cao.

Kết quả phân loại hệ thống bảo vệ bờ biển ở hình 7 cho thấy: Khoảng 49.2% (354.5km) đường bờ biển ĐBSCL có giải pháp bảo vệ, hoặc giải pháp kết hợp (Dạng 2b và Dạng 4) đem lại hiệu quả cao trong việc bảo vệ bờ biển. 50.8% (365.6km) chiều dài bờ biển chưa có giải pháp bảo vệ hoặc có nhưng chưa hoàn chỉnh (Dạng 1, Dạng 2a và Dạng 3) cần nâng cấp, kết hợp để bảo vệ. Rừng ngập mặn là một thành phần quan trọng và nằm trong các dạng bảo vệ bờ biển an toàn thân thiện với môi trường và phát triển hệ sinh thái ven biển.



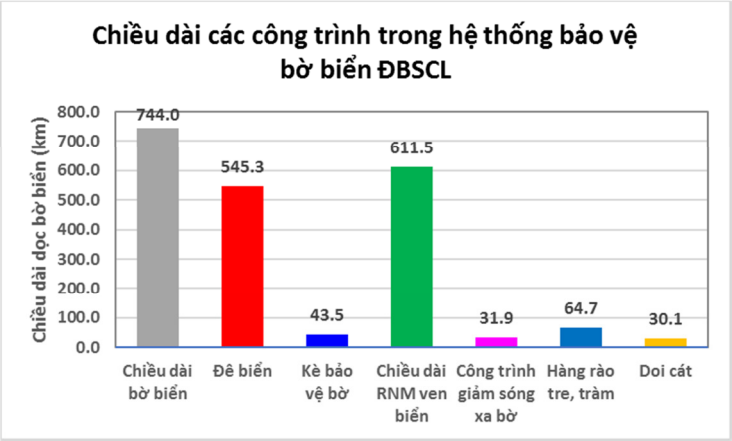
Hình 7. Chiều dài các thành phần và phần trăm phân loại hệ thống bảo vệ bờ biển

3.2. Đánh giá các thành phần bảo vệ bờ biển ĐBSCL

Dải ven biển ĐBSCL với chiều dài bờ biển 744 km và chiều dài sạt lở 268 km. Tuy nhiên, công trình bảo vệ bờ biển vẫn còn rất hạn chế. Bảng 2 và Hình 8 thể hiện thành phần bảo vệ bờ biển ở ĐBSCL gồm:

Bảng 2. Bảng thống kê các thành phần trong hệ thống bảo vệ bờ biển các tỉnh ĐBSCL T6/2019

Tỉnh	Chiều dài bờ biển (km)	Đê biển (km)	Kè bảo vệ bờ (km)	Chiều dài RNM ven biển (km)	Công trình giảm sóng			
					Kết cấu cọc ly tâm (km)	Cấu kiện đúc sẵn (km)	Geo - tube (km)	Hàng rào tre, tràm (km)
Tiền Giang	32.0	21.3	8.5	24.4	0.0	0.0	1.9	0.0
Bến Tre	65.0	65.0	0.2	54.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Trà Vinh	65.0	65.0	8.1	50.7	0.0	0.0	3.7	0.0
Sóc Trăng	72.0	72.0	2.2	78.0	0.0	0.0	0.0	7.3
Bạc Liêu	56.0	56.0	3.6	49.3	1.3	0.1	1.1	16.8
Cà Mau	254.0	97.0	5.6	225.1	20.5	3.4	0.0	4.2
Kiên Giang	200.0	169.0	15.3	129.5	0.0	0.0	0.0	36.4
Tổng	**744.0**	**545.3**	**43.5**	**611.5**	**21.8**	**3.4**	**6.7**	**64.7**



Hình 8. Chiều dài các thành phần trong hệ thống bảo vệ bờ biển ở ĐBSCL

- Đê biển: chiều dài 548km, bề rộng mặt đê 6÷8m, cao trình: +2.5 ÷ +4.5m, kết cấu thân đê chủ yếu là đất đắp. Đa phần tuyến đê tương đối ổn định, đảm bảo an toàn trong trường hợp triều cường. Những đoạn đê, kè trực diện với biển khả năng xói lở và nước biển tràn là rất cao khi triều cường kết hợp gió bão. Tuyến đê biển hầu hết đã được hình thành ở ĐBSCL trừ đoạn bờ biển phía Đông Cà Mau. Một số tuyến đê chưa được khép kín dẫn tới hiệu quả bảo vệ chưa cao.

- Kè bảo vệ bờ: chiều dài 43.5 km, kết cấu kè bảo vệ mái phía biển gia cố bằng tấm bê tông đúc sẵn, chân mái kè được bảo vệ bằng ống buy và đá đổ. Hầu hết công trình kè mái nghiêng đảm bảo chức năng chống xói lở, một số công trình thiết kế đỉnh dạng tường đứng không phù hợp đã xảy ra sự cố.

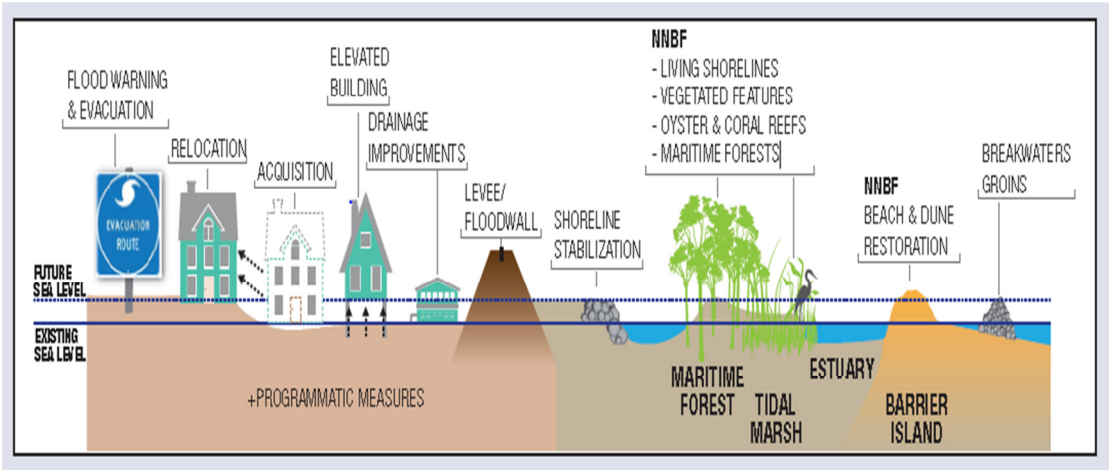
- Công trình giảm sóng: đê giảm sóng xa bờ (Đê giảm sóng xây dựng bằng cọc BTCT kết hợp đá đổ, cấu kiện bê tông lắp ghép, túi vải địa kỹ thuật Geotube) là 32km; hàng rào tre khoảng 65km và doi cát tự nhiên là 30km. Một số kết cấu đã bước đầu thành công như Hàng cọc ly tâm kết hợp đá đổ ở biển Tây Cà Mau, một số công trình khác cũng đã bị hư hỏng như Geotube, do việc áp dụng các giải pháp chưa phù hợp, chưa đúng chức năng dẫn đến hiệu quả thấp và gây lãng phí trong việc đầu tư. Một số kết cấu đê giảm sóng của Busadco và đê trụ rỗng đang thử nghiệm cần thời gian quan trắc đánh giá. Việc bố trí tuyến công trình liên tục dọc theo bờ biển quá dài sẽ ảnh hưởng đến quá trình vận chuyển bùn cát, hệ sinh thái và tàu thuyền khó tiếp cận bờ biển. Khoảng cách từ đê đến bờ nhiều vị trí bố trí chưa hợp lý dẫn đến sóng hồi phục sau công trình.

- Rừng ngập mặn: vẫn là thành phần chủ yếu bảo vệ bờ biển với chiều dài 622km chiếm 86% chiều dài bờ biển, tuy nhiên hiện nay rừng ngập mặn cũng đang bị sạt lở mạnh và suy thoái dẫn tới chiều rộng rừng ngập mặn trước đê không đảm bảo độ dày để giảm sóng và bảo vệ an toàn cho tuyến đê biển bên trong, có đến 242 km rừng ngập mặn bị xói lở với tốc độ từ 10-40m/năm và chiều rộng rừng nhỏ hơn 500m. Những đoạn rừng gần các cửa sông và nằm sau các doi cát đang phát triển tốt. Nhiều đoạn rừng ngập mặn được bảo vệ kết hợp với hàng rào tre đang phát triển và tái sinh tốt ở Sóc Trăng, Bạc Liêu, Kiên Giang.

Nhận xét: có thể thấy rằng dải ven biển ĐBSCL là vùng đất rất dễ bị tổn thương do xói lở bờ biển và ngập lụt khi hệ thống bảo vệ bờ biển hiện nay chưa hoàn chỉnh việc đầu tư cho hệ thống bảo vệ bờ biển còn rất hạn chế. Trong các thành phần bảo vệ bờ biển thì tuyến đê biển được đầu tư với chiều dài lớn nhất (548km), rừng ngập mặn dọc theo bờ biển dài 622km chủ yếu là rừng phát triển tự nhiên kết hợp với rừng trồng, trong khi đó các giải pháp bảo vệ bờ khác như: đê giảm sóng, kè bảo vệ bờ được đầu tư rất hạn chế. Các giải pháp bảo vệ bờ hiện nay còn đơn lẻ, chưa có sự kết hợp giữa các giải pháp dẫn tới hiệu quả bảo vệ bờ chưa cao. Do đó, cần thiết phải tiếp tục nâng cấp bảo vệ bờ biển theo hướng kết hợp nhiều giải pháp với chức năng phù hợp, dễ thích nghi trong điều kiện biến đổi khí hậu, nước biển dâng và quá trình lún sụt đồng bằng tạo ra hệ thống bảo vệ bờ biển đa tầng hoàn chỉnh, thân thiện với môi trường, khôi phục hệ sinh thái ven biển.

4. ĐỊNH HƯỚNG GIẢI PHÁP BẢO VỆ BỜ BIỂN

Trên thế giới hiện nay để bảo vệ bờ biển cho vùng đất thấp thì giải pháp kết hợp nhiều thành phần bảo vệ bờ và khôi phục hệ sinh thái, với cách tiếp cận coi trọng nguyên tắc "Xây dựng cùng thiên nhiên" (Building with nature) là một khái niệm mới mà các nước phát triển trên thế giới đang sử dụng.

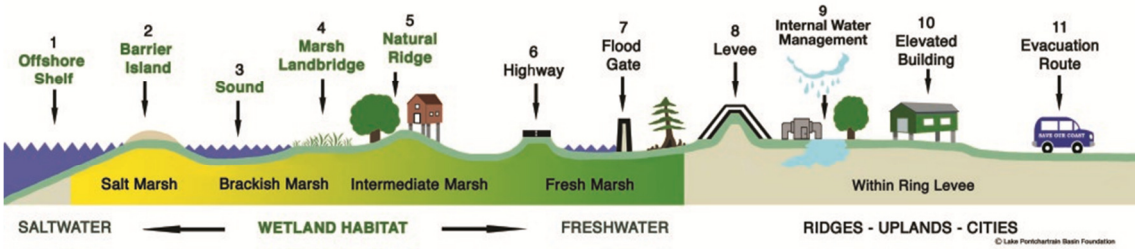


Hình 9. Giải pháp bảo vệ bờ biển đa tầng (USACE 2010)

Do đó, cách tiếp cận chung phải là tái tạo hệ thống bảo vệ bờ biển tự nhiên. Chiến lược bảo vệ bờ biển theo từng khu vực được coi là hiệu quả hơn so với việc sử dụng một yếu tố bảo vệ bờ biển đơn lẻ. Hơn nữa, cách tiếp cận này sẽ tạo điều kiện hiện thực hóa các lợi ích song song về kinh tế-xã hội và môi trường. Sơ đồ trình bày trong hình 9 là giải pháp bảo vệ bờ biển đa tầng "Multiple defence lines" nó bao gồm nhiều thành phần khác nhau như: đê giảm sóng, đụn cát, rừng ngập mặn, bờ kè, đê ngăn nước…, với mục đích nhằm chống xói lở, tạo ra môi trường hệ sinh thái tự nhiên và thích ứng với nước biển dâng.

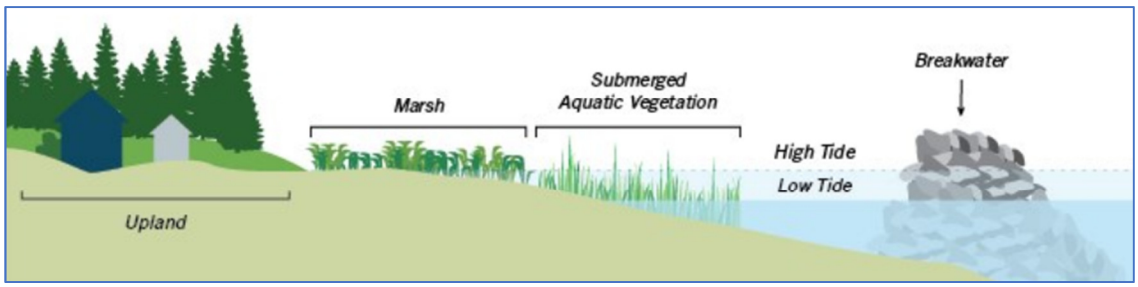
Trên thế giới những vùng đất thấp ven biển có điều kiện tương đồng như ĐBSCL cũng đã áp dụng giải pháp này như Hà Lan, Đức, Louisiana (Mỹ), Java (Indonexia) hay Samut Sakhon (Thái Lan)

với chương trình quản lý tổng hợp vùng ven biển (ICZM) đã xây dựng kế hoạch bảo vệ bờ biển theo hướng bảo vệ bờ biển bằng các giải pháp kết hợp tự nhiên và nhân tạo để duy trì hệ sinh thái ven biển cùng với phát triển kinh tế xã hội, chiến lược là dành không gian cho bờ biển "Room for the Coast".



Hình 10. Giải pháp bảo vệ bờ biển đa tầng ở Louisiana - Mỹ

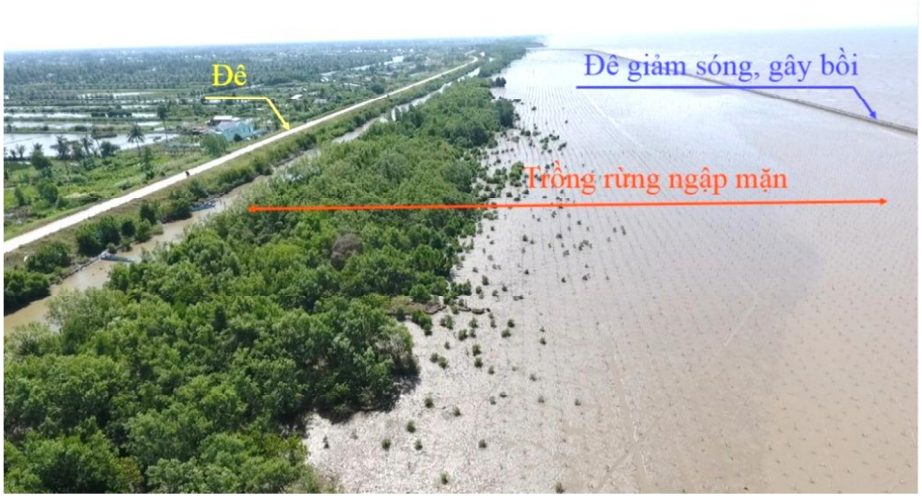
Để bảo vệ bờ biển khỏi xói lở và khôi phục hệ sinh thái ven bờ nước Mỹ có các dự án "Living shoreline" cách tiếp cận của các dự án này là kết hợp nhiều thành phần tự nhiên có thể để tạo ra vùng đệm hiệu quả nhằm giảm năng lượng sóng và chống lại xói lở tạo ra môi trường sống thuận lợi cho hệ động thực vật phát triển. Các cấu trúc và vật liệu hữu cơ phổ biến được sử dụng để tạo ra "Living shoreline" là bùn cát, các loại cây ngập mặn, thực vật sống dưới nước, đá, rạng nhân tạo, vật liệu địa phương thân thiện với môi trường. Các thành phần này được sắp sếp theo chức năng tạo ra hệ thống đa tầng bảo vệ bờ biển.



Hình 11. Một trong các dạng bảo vệ bờ biển trong "Living shoreline"

Xây dựng hệ thống bảo vệ bờ biển đa tầng ở ĐBSCL cũng đã hình thành tại một số vị trí như bờ biển Phú Tân, Trần Văn Thời – Cà Mau; bờ biển Gò Công Đông- Tiền Giang; bờ biển Gành Hào – Bạc Liêu; bờ biển Hiệp Thạnh, Đông Hải- Duyên Hải – Trà Vinh…. Một số vị trí đang phát huy hiệu quả theo đúng chức năng của hệ thống như bờ biển Phú Tân, Trần Văn Thời – Cà Mau với công trình đê giảm sóng phía ngoài, bên trong bồi lắng khôi phục lại rừng ngập mặn và hệ sinh thái ven bờ và trong cùng là tuyến đê biển ngăn nước tràn vào bên trong. Tuy nhiên, một số vị trí khác như Gò Công Đông - Tiền Giang; bờ biển Hiệp Thạnh, Đông Hải- Duyên Hải – Trà Vinh, các thành phần trong hệ thống chưa phát huy được chức năng do một số thành phần bị hư hỏng (đê giảm sóng), một số khác đang trong quá trình hình thành (trồng rừng

ngập mặn) dẫn đến khả năng bảo vệ của hệ thống còn hạn chế.



Hình 12. Giải pháp bảo vệ bờ biển đa tầng điển hình ở Cà Mau

Do đó, việc xây dựng hệ thống bảo vệ bờ biển đa tầng hoàn chỉnh là phù hợp với xu thế bảo vệ bờ biển của thế giới cho các vùng đất thấp hướng đến một giải pháp bền vững thân thiện với môi trường thích ứng trong điều kiện biến đổi khí hậu, nước biển dâng và lún sụt đất như ĐBSCL.

5. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

5.1. Kết luận

Dải bờ biển đồng bằng sông Cửu Long hiện nay đang trong giai đoạn biến động mạnh về hình thái xói bồi xen kẽ, xói lở diễn ra nghiêm trọng và chiếm ưu thế, ảnh hưởng đến các hoạt động kinh tế, xã hội và môi trường khu vực ĐBSCL.

Về quy hoạch và thiết kế các công trình bảo vệ bờ biển như đê biển, kè bảo vệ bờ và công trình phá sóng nhiều vị trí chưa hợp lý làm theo kiểu "xói lở ở đâu thì làm kè ở đó" chưa có giải pháp bảo vệ tổng thể do đó chất lượng và chức năng của các công trình ven biển là vấn đề cần phải tiếp tục nghiên cứu đánh giá ở ĐBSCL.

Hệ thống bảo vệ bờ biển ở ĐBSCL hiện nay đang làm việc chưa hiệu quả do bố trí các thành phần trong hệ thống chưa hợp lý và rời rạc, thiếu sự kết hợp chặt chẽ giữa các thành phần để tạo ra một hệ thống bảo vệ bờ biển vững chắc.

5.2. Kiến nghị

Để bảo vệ dải ven biển và phát triển ĐBSCL một cách bền vững cần có chính sách và chương trình quản lý tổng hợp vùng ven biển. Trong đó, về lập quy hoạch và thiết kế hệ thống bảo vệ bờ biển là rất quan trọng, cần có sự liên kết chặt chẽ giữa quy hoạch sử dụng đất, cơ sở hạ tầng và hệ thống bảo vệ bờ biển.

Việc quy hoạch hệ thống bảo vệ bờ biển gồm các công trình phá sóng, doi cát, hàng rào tre, rừng ngập mặn và đê biển cần được kết hợp và bố trí không gian hợp lý tạo ra hệ thống bảo vệ bờ biển đa tầng tối ưu hóa chức năng làm việc của mỗi thành phần và giảm chi phí so với thực hiện các giải pháp đơn lẻ.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Báo cáo kết quả dự án "Bảo vệ vùng ven biển Đồng bằng sông Cửu Long (CPMD)" 2018.
2. Báo cáo kết quả dự án "Điều tra, đánh giá hiện trạng, đề xuất giải pháp tổng thể phòng chống sạt lở cấp bách bờ sông, bờ biển Đồng bằng sông Cửu Long" Viện KHTLMN, 2018.
3. The Multiple Lines of Defense Strategy to Sustain Coastal Louisiana - John A. Lopez, 2006.
4. A Community Resource Guide for Planning Living Shorelines Projects New Jersey Resilient Coastlines Initiative, 3/2016.
5. ĐTĐL.CN-06/17: Nghiên cứu đánh giá tổng thể quá trình xói lở và dự báo diễn biến bờ biển Đồng bằng sông Cửu long phục vụ đề xuất giải pháp nhằm ổn định và phát triển bền vững vùng ven biển.
6. ĐTĐL.CN-07/17: Nghiên cứu giải pháp hợp lý và công nghệ thích hợp phòng chống xói lở, ổn định dải bờ biển và các cửa sông Cửu Long, đoạn từ Tiền Giang đến Sóc Trăng.
7. ĐTĐL.CN-08/17: Nghiên cứu giải pháp hợp lý và công nghệ thích hợp phòng chống xói lở, ổn định bờ biển đoạn từ Sóc Trăng đến Mũi Cà Mau.

DỰ BÁO MƯA TRÊN LƯU VỰC HỒ DẦU TIẾNG TỪ TÀI LIỆU DỰ BÁO THỜI TIẾT TOÀN CẦU PHỤC VỤ DỰ BÁO DÒNG CHẢY LŨ ĐẾN VÀ ĐIỀU TIẾT HỒ TRONG MÙA LŨ

Rainfall correlation estimation with global weather forecast models for flood flow forecast and reservoir regulation in flood season

PGS. TS. Đinh Công Sản [(1)], ThS. NCS. Nguyễn Văn Lanh [(2)], KS. Lưu Ngọc Thanh

[(1)]Trung tâm nghiên cứu chỉnh trị sông và Phòng chống thiên tai – Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam

[(2)]Công ty TNHH Một Thành Viên KTTL Dầu Tiếng-Phước Hòa

TÓM TẮT: *Một trong những nguyên nhân gây ra lũ lụt ở vùng hạ du hồ Dầu Tiếng là việc xả lũ trong mùa mưa để đảm bảo an toàn hồ chứa. Sau gần 40 năm khai thác vận hành hồ Dầu Tiếng, có rất nhiều nghiên cứu tính toán lũ, dự báo lũ về hồ và đề xuất các giải pháp điều tiết hồ hợp lý, nhằm giảm thiểu lưu lượng lũ xả về hạ du, để giảm thiểu ngập lụt cho vùng hạ du, đặc biệt là khu vực thành phố Hồ Chí Minh.*

Bài báo tổng hợp kết quả đánh giá khả năng dự báo mưa từ các mô hình trên thế giới của đề tài KC08.07/16-20 "Nghiên cứu đề xuất giải pháp nâng cao hiệu quả sử dụng nước, đảm bảo an toàn công trình đầu mối và hạ du hồ Dầu Tiếng trong điều kiện biến đổi khí hậu, thời tiết cực đoan". Nghiên cứu này rà soát các mô hình dự báo khí tượng đã được ứng dụng trên thế giới và ứng dụng cho việc dự báo mưa ở lưu vực hồ Dầu Tiếng. Kết quả từ nghiên cứu áp dụng dự báo mưa cho đợt áp thấp nhiệt đới tháng 11/2018 và so sánh với số liệu quan trắc mưa trong lưu vực bước đầu cho thấy mô hình ECMWF (Trung tâm châu Âu dự báo thời tiết trung hạn) có khả năng dự báo tốt lượng mưa trung bình ngày và thời gian dự báo 3 đến 4 ngày trước khi xảy ra áp thấp nhiệt đới. Kết quả bước đầu cho phép dự báo dòng chảy đến hồ và phục vụ cho việc điều tiết lũ một cách hiệu quả, giảm thiểu ngập lụt ở hạ du hồ Dầu Tiếng.

ABSTRACT: *One of the causes of flooding in the downstream area of Dau Tieng reservoir is the downstream flood discharge to ensure reservoir safety in the rainy season. After nearly 40 years of Dau Tieng reservoir operation, there are many studies on flood simulation and forecasting flood flow to the reservoir and proposing solutions for properly reservoir regulation in order to minimize the flood discharge downstream and mitigate downstream flooding, especially in Ho Chi Minh City area.*

The article summarizes the assessment of rainfall forecast ability of various models in the world from the scientific research project KC08.07/16-20 "Research and propose solutions to improve water use efficiency, ensure the safety of main works and downstream Dau Tieng reservoir in the conditions of climate change and extreme weather". This study reviewed various meteorological prediction models in the world and applied to forecast rainfall in the Dau Tieng reservoir basin. The results from the application of rainfall forecast for the tropical depression in November 2018 and compare with rainfall monitoring data in the basin initially showed that ECMWF model (European Central Medium-term Weather Forecast) is capable of good forecasting average daily rainfall prior 3-4 days before tropical depression event. Initial results allow forecasting flood flow to the reservoir and serve for effective flood regulation and mitigation downstream flooding of Dau Tieng reservoir.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hàng năm, lũ lụt ở hạ du hồ Dầu Tiếng, đặc biệt là ở khu vực thành phố Hồ Chí Minh đã gây thiệt hại to lớn về cơ sở

hạ tầng và làm giảm tốc độ phát triển kinh tế của một thành phố năng động nhất cả nước. Một trong những nguyên nhân gây ra lũ lụt ở hạ du hồ Dầu Tiếng là việc xả lũ trong mùa mưa. Thêm vào đó, mưa lớn tại chỗ và sự xâm nhập của thủy triều cường biển Đông, đã tạo ra những đợt lũ lụt nặng nề ở vùng hạ du [1].

Dòng chảy lũ chịu tác động của rất nhiều nhân tố như mưa, nhiệt độ, độ ẩm, khí hậu, địa chất, thổ nhưỡng, thảm phủ thực vật và các hoạt động của con người trên lưu vực… Trong đó, nhân tố địa chất, thổ nhưỡng, thảm phủ thực vật ít có sự thay đổi. Nên sự thay đổi của chế độ dòng chảy, nguồn nước theo thời gian chủ yếu do các yếu tố khí hậu quyết định, đặc biệt là mưa, sau đó là tác động của nguồn nước dự trữ trong các tầng chứa nước trong lưu vực. Mùa lũ trên sông Sài Gòn được xác định từ tháng 7 đến tháng 11. Hai tháng 6 và 7 là thời kỳ chuyển tiếp giữa mùa lũ và mùa kiệt. Trong mùa lũ các tháng 8, 9 và 10 là các tháng có lượng dòng chảy lũ lớn nhất và đỉnh lũ thường xuất hiện.

Để giảm thiểu lũ lụt cho vùng hạ du, trong đó có thành phố Hồ Chí Minh, nhiều giải pháp đã được nghiên cứu, đề xuất như chuyển lũ sang sông Vàm Cỏ, phân lũ qua rạch Tra, làm hồ điều hòa để chậm lũ, đắp đê ngăn lũ, nâng cao đập để nâng cao dung tích phòng lũ v.v…[2]. Tuy nhiên, các giải pháp phi công trình còn ít được nghiên cứu.

Đối với lưu vực hồ Dầu Tiếng, thời gian vận hành phức tạp nhất trong mùa lũ là khi hồ đã tích nước đạt cao trình thiết kế (+24,40 m), nhưng do tác động từ bão hay áp thấp nhiệt đới, thời gian này thường xuất hiện các hình thế thời tiết gây mưa lớn, nên việc tính toán và điều tiết lũ cần đặc biệt quan tâm đảm bảo an toàn công trình, phòng và giảm ngập lụt cho hạ du. Theo quy trình vận hành liên hồ chứa lưu vực sông Đồng Nai trong đó có hồ Dầu Tiếng của Thủ tướng Chính phủ năm 2016 (điều 12) đã quy định về vận hành giảm lũ cho hạ du đối với hồ Dầu Tiếng [4]:*"Trong trường hợp có bão khẩn cấp hoặc áp thấp nhiệt đới trong vùng, vận hành hồ với lưu lượng xả nhỏ hơn lưu lượng lũ đến, nhưng lưu lượng không quá 200 m3/s và mực nước hồ không vượt quá cao trình 25,10 m"*. Vì vậy, việc dự báo mưa để dự báo dòng chảy đến trong giai đoạn cuối mùa lũ là rất quan trọng. Nếu không dự báo được, vì lý do an toàn, hồ sẽ xả nước với lưu lượng quá lớn, làm thiếu hụt nước sử dụng cho giai đoạn sau. Ngược lại, nếu hồ xả nước với lưu lượng quá nhỏ, dẫn đến mực nước trong hồ vượt quá mực nước dâng gia cường, gây mất an toàn hồ chứa.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Nghiên cứu sử dụng phương pháp thu thập tài liệu, phân tích và thống kê số liệu dự báo mưa của các mô hình dự báo khí tượng đã được ứng dụng trên thế giới. Số liệu dự báo mưa được trích xuất từ các mô hình dự báo, so sánh với số liệu thực đo mưa của 13 trạm trên lưu vực hồ Dầu Tiếng. Từ tọa độ của các trạm đo mưa, sử dụng phương pháp đa giác Theissen để tính toán diện tích ảnh hưởng của từng trạm và tính toán lượng mưa của lưu vực. Các tham số thống kê được sử dụng để so sánh và đánh giá tương quan giữa số liệu dự báo và thực đo.

2.1. Hệ số tương quan Pearson I (Correlation coefficient)

Hệ số tương quan (r – công thức 2.1) cho phép đánh giá mối quan hệ tuyến tính giữa tập giá trị dự báo và tập giá trị quan trắc. Giá trị của nó biến thiên trong khoảng -1 đến 1, giá trị tốt nhất bằng 1. Giá trị tuyệt đối của hệ số tương quan

càng lớn thì mối quan hệ tuyến tính giữa hai biến càng chặt chẽ. Hệ số tương quan dương phản ánh mối quan hệ cùng chiều (đồng biến); ngược lại, hệ số tương quan âm biểu thị mối quan hệ ngược chiều (nghịch biến) giữa dự báo và quan trắc.

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{n}((O_i - \bar{O})(P_i - \bar{P}))}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(O_i - \bar{O})^2}\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(P_i - \bar{P})^2}} \quad (2.1)$$

Trong các công thức từ (2.1) đến (2.3), các ký hiệu được dùng gồm: n là độ dài số liệu quan trắc, Oi là giá trị số liệu quan trắc (thực đo) thứ I; Pi số liệu tính toán (dự báo) thứ I, và $\bar{O}$ và $\bar{P}$ là bình quân số liệu quan trắc và tính toán (I = 1 đến n).

2.2. Hệ số hiệu quả mô hình R^2 (model coefficient of efficiency)

Hệ số hiệu quả mô hình (model coefficient of efficiency NSE - R^2 – công thức 2.2), đánh giá mức độ liên kết giữa các giá trị dự báo và thực đo. Hệ số này được đề xuất bởi Nash và Sutcliffe (1970).

$$NSE = R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n}(O_i - P_i)^2}{\sum_{i=1}^{n}(O_i - \bar{O})^2} \quad (2.2)$$

2.3. Sai số tuyệt đối trung bình MAE

$$MAE = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}|O_i - P_i| \quad (2.3)$$

Giá trị MAE nằm trong khoảng (0,+∞). MAE biểu thị biên độ trung bình của sai số mô hình nhưng không nói lên xu hướng lệch của giá trị dự báo và quan trắc. Khi MAE = 0, giá trị của mô hình hoàn toàn trùng khớp với giá trị quan trắc, mô hình được xem là "lý tưởng". MAE càng tiến tới giá trị 0, mô phỏng càng tốt.

3. KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ THẢO LUẬN

3.1. Lựa chọn các mô hình dự báo thời tiết

3.1.1. Các mô hình dự báo và lựa chọn mô hình

Ngày nay thông tin dự báo thời tiết được chia sẽ rộng rãi qua mạng Internet từ nhiều nguồn khác nhau như: http://www.accuweather.com; http://wunderground.com; https://weather.com; http://weather.weatherbug.com; http://intellicast.com; https://www.windy.com; https://freemeteo.vn, các Website cung cấp thông tin dưới hai hình thức miễn phí và có trả phí.

Tuy nhiên, tổng kết kinh nghiệm ứng dụng các thông tin dự báo của các đơn vị trong nước cho thấy trang web https://www.windy.com đang được sử dụng rộng rãi và có độ tin cậy cao. Trong website của Viện Quy hoạch Thủy lợi [5] cũng có mục dự báo mưa dài hạn và ngắn hạn sử dụng nguồn dữ liệu từ https://www.windy.com. Trong báo cáo của Trung tâm quy hoạch và điều tra tài nguyên nước quốc gia (Bộ TN&MT) "Tổng quan về sử dụng mô hình mã nguồn mở với dữ liệu mưa toàn cầu trong dự báo nguồn nước mặt tại Việt Nam" cho biết từ năm 2011, Trung tâm Dự báo khí tượng thủy văn Trung ương đã được Bộ Tài nguyên và Môi trường đầu tư mua các sản phẩm và số liệu dạng số (dạng mã GRIB truyền qua mạng Internet) của Trung tâm Dự báo hạn vừa Châu Âu ECMWF (ECMWF - European Centre for Medium-range Weather Forecasts) phục vụ công tác dự báo khí tượng hạn ngắn - hạn dài nghiệp vụ. Các sản phẩm dự báo được cung cấp bao gồm các dữ liệu khí tượng trong đó có số trị mưa … theo dạng lưới với thời gian dự báo theo hạn ngắn, hạn vừa và hạn dài toàn diện nhất mà Trung tâm dự báo Trung ương có thể khai thác [6]. Do đó, nghiên cứu này tập trung

vào khai thác nguồn dữ liệu từ https://www.windy.com.

3.1.2. Khai thác thông tin dự báo từ Website Windy.com

Windy.com cung cấp thông tin về tốc độ gió, mật độ mây, nhiệt độ, lượng mưa, lượng tuyết rơi và song v.v… Các bản đồ tương tác của Windy.com cung cấp một dự báo đầy đủ cho một tuần tại thời điểm hiện tại. Dữ liệu của Windy.com bao gồm các thông số đo được từ các nguồn khác nhau cùng với dữ liệu nội suy, dự báo. Các mô hình sử dụng là GFS (Hệ thống Dự báo Toàn cầu) với lưới phân giải 22 km, ECMWF (Trung tâm châu Âu dự báo thời tiết trung hạn) với độ phân giải 09 km và rất nhiều mô hình địa phương với độ phân giải thậm chí còn 3 km. Windy.com có được dữ liệu nội suy cho bất kỳ nơi nào trên thế giới.

ECMWF được biết đến là "mô hình châu Âu" có độ phân giải là 0,1° (~ 9km). Nó dự báo mỗi 03 giờ trong 144 giờ đầu tiên, từ 06 giờ mỗi ngày đến ngày thứ 10.

GFS được điều hành bởi Dịch vụ Thời tiết Quốc gia Hoa Kỳ (NWS), có độ phân giải ~ 13 km. Nó dự báo mỗi giờ trong 120 giờ đầu tiên, 03 giờ cho đến ngày thứ 10.

Windy.com sử dụng cả hai hệ thống và người dùng có quyền chuyển đổi và chọn một trong hai hệ thống họ muốn sử dụng. Ngoài ECMWF và GFS là hai mô hình toàn cầu vượt trội so với các mô hình địa phương về độ phân giải và phạm vi, Windy.com cũng sử dụng các mô hình dữ liệu khác và cho phép người dùng lựa chọn bất cứ mô hình nào. Bốn mô hình địa phương Windy.com sử dụng là: NEMS, phát triển bởi Meteoblue.com có độ phân giải ~ 4 km chỉ có ở Châu Âu; NAM CONUS với độ phân giải ~ 5 km và chỉ có ở lục địa Mỹ; NAM Alaska, độ phân giải ~ 6 km và chỉ giới hạn ở Alaska; NAM Hawaii và độ phân giải là ~ 3 km.

Đây là trang web cung cấp các **API** (*Application Programming Interface)* về thời tiết. Yêu cầu **API** được thực hiện qua giao thức HTTP. Các tính năng dữ liệu trả về kiểu JSON hoặc kiểu XML (nghiên cứu này chọn kiểu dữ liệu trả về là JSON). Nhiều tính năng của **API** có thể được kết hợp thành một yêu cầu HTTP. Đây là một cách thuận tiện để giúp cho người sử dụng có thể thực hiện việc truy vấn dữ liệu nhanh chóng hơn, gọn nhẹ hơn.

Một số bước phân tích các chuỗi giá trị JSON Weather trả về như sau:

Bước 1: Tạo một lớp (class) giống như một đối tượng thể hiện vị trí cần lấy thông tin thời tiết chứa các thuộc tính như: temp, wind, pressure, precip, country, city…

Bước 2: Tạo một lớp để lưu các thông tin như Location, Wind, Rain…

Bước 3: Tạo một lớp để chuyển đổi dữ liệu từ JSON trả về.

Bước 4: Tạo mới một lớp để lấy chuỗi JSON từ API theo địa điểm cần biết.

Bước 5: Xây dựng giao diện cơ bản để hiển thị các lớp xử lý.

Với 5 bước phân tích và khai thác như trên, toàn bộ dữ liệu mưa dự báo cho bất kỳ điểm nào trên lưu vực được thống kê và phân tích. Tương ứng với 13 trạm đo mưa thực đo trên lưu vực hồ Dầu Tiếng, số liệu dự báo 3 giờ, dự báo theo ngày được thu thập để xem xét tương quan với số liệu thực đo.

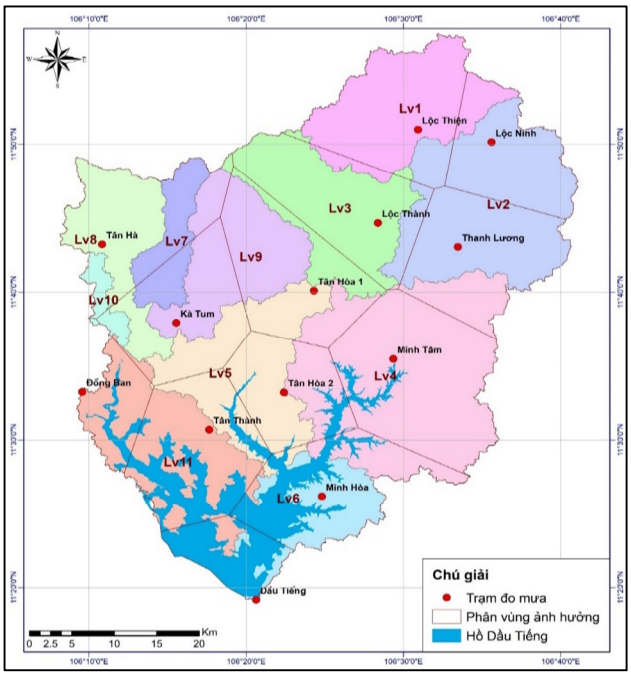
3.1.3. Khai thác thông tin mưa thực đo trên lưu vực hồ Dầu Tiếng

Sau khi công trình đưa vào khai thác

từ năm 1985, đến năm 1990 trên lưu vực hồ Dầu Tiếng đã hình thành 05 trạm đo mưa thủ công, đến tháng 8 năm 2013, những trạm mưa này được thay thế bằng các trạm đo mưa tự động, và đến tháng 9 năm 2017 lưu vực hồ Dầu Tiếng được lắp đặt bổ sung thêm 08 trạm đo mưa tự động, nâng tổng số trạm đo mưa tự động hiện có trên lưu vực là 13 trạm/2.700 km^2 lưu vực.

Bảng 1. Tọa độ địa lý các trạm đo mưa tự động và diện tích trạm tính theo phương pháp đa giác Theissen trên lưu vực hồ Dầu Tiếng [7]

STT	Trạm mưa	Vĩ độ	Kinh độ	Diện tích (km^2)	Trọng số theo đa giác Theissen
1	Tân Hà	11,72	106,18	215,64	0,085
2	Tân Thành	11,51	106,29	225,21	0,089
3	Tân Hòa 1	11,67	106,40	228,22	0,090
4	Tân Hòa 2	11,55	106,37	152,20	0,060
5	Minh Tâm	11,59	106,49	297,81	0,117
6	Thanh Lương	11,72	106,56	222,14	0,087
7	Lộc Thành	11,75	106,47	225,02	0,088
8	Lộc Thiện	11,85	106,52	227,01	0,089
9	Dầu Tiếng	11,32	106,34	86,68	0,034
10	Minh Hòa	11,44	106,41	209,35	0,082
11	Kà Tum	11,63	106,26	209,15	0,082
12	Lộc Ninh	11,84	106,59	167,01	0,066
13	Đồng Ban	11,55	106,16	78,66	0,031
	Lưu vực	**Tổng diện tích**		**2544,10**	**1.000**



Hình 1. Vị trí 13 trạm đo mưa thực đo trên hồ Dầu Tiếng và phân chia diện tích theo đa giác Theissen [7]

Hình 1 và Bảng 1 trình bày tọa độ địa lý của 13 trạm đo mưa và "tỷ trọng" diện tích của mỗi trạm tính theo phương pháp đa giác Theissen. Với mật độ các trạm đo mưa hiện nay, nguồn dữ liệu quan trắc gồm mưa giờ, mưa trận và mưa ngày đã đáp ứng nhu cầu tính toán vận hành công trình.

3.2. Kết quả phân tích tương quan giữa mưa dự báo và thực đo

Nghiên cứu này chỉ có điều kiện sử dụng dữ liệu quan trắc và dự báo theo cơn Bão số 9 năm 2018 để phân tích. Đây là cơn bão có tác động trực tiếp đến vùng Đông Nam bộ và khi hồ Dầu Tiếng đã tích gần đầy nước.

Từ nguồn cung cấp bằng hình ảnh thông qua trang tin Windy.com, có thể dự đoán từ ngày 24/11/2018 trở đi, bão sẽ tác động và gây mưa lớn trên lưu vực hồ Dầu Tiếng và có thể gây mưa lớn nhất trong ngày 25 hoặc 26/11/2018. Dữ liệu mưa từ các bản tin dự báo từ các mô hình ECMWF, GFS, NEMS đã được thống kê, tính toán và lập các chỉ số thống kê. Bảng 2.2 và 2.3 thể hiện một trường hợp điển hình về tương quan giữa mưa thực đo (r) và sai số dự báo ứng với bản tin dự báo ngày 25/11/2018.

Bảng 2. Chỉ số tương quan (r) mưa thực đo và mưa dự báo trong 3 ngày, từ 25/11/2018 đến 27/11/2018 (Bản tin dự báo ngày 25/11/2018)

Trạm mưa	**Tương quan giữa số liệu thực đo và dự báo theo các mô hình**					
	ECMWF		**GFS**		**NEMS**	
	r	MAE	r	MAE	r	MAE
Dầu Tiếng	0,63	7,45	0,09	18,08	0,07	13,24
Đồng Ban	0,80	4,80	0,25	15,09	0,38	9,65
Kà Tum	0,63	4,29	0,20	11,03	0,32	10,46
Lộc Ninh	0,14	4,69	0,37	11,39	0,11	10,45
Lôc Thành	0,32	5,20	0,40	10,29	0,25	9,10
Lộc Thiện	0,11	3,80	0,36	9,39	0,13	4,65
Minh Hòa	0,89	3,11	0,41	2,94	0,36	4,49
Minh Tâm	0,19	3,37	0,09	3,54	0,34	4,74
Tân Hà	0,89	3,37	0,38	4,56	0,57	4,74
Tân Hòa 1	0,23	4,17	0,27	5,27	0,60	5,54
Tân Hòa 2	0,17	3,88	0,10	4,24	0,30	5,54
Tân Thành	0,66	6,52	0,17	9,48	0,41	9,48
Thanh Lương	0,25	4,81	0,31	9,37	0,04	10,23
Bình quân lưu vực	**0,60**	**4.57**	**0,30**	**8.82**	**0,48**	**7.87**

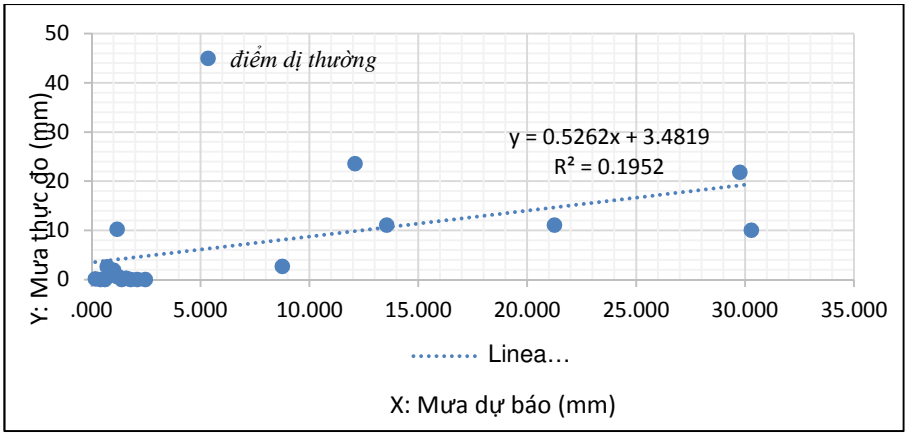
Bảng 3. Tổng lượng mưa (mm) bình quân lưu vực thực đo và mưa dự báo trong 3 ngày, từ ngày 25/11/2018 đến ngày 27/11/2018

Mô hình	**Thực đo** (mm)	**Bản tin dự báo**					**Tỷ lệ % đạt**
		Ngày 22	**Ngày 23**	**Ngày 24**	**Ngày 25**	**Bình quân ngày**	
ECMWF	141,66	115,06	133,98	161,26	118,52	132,21	93,33
GFS	141,66	205,11		211,34	126,01	180,82	127,64
NEMS	141,66	55,97	47,95	79,32	102,59	71,46	50,44

Từ kết quả phân tích cho thấy sự biến đổi của mưa dự báo có sự khác biệt so với sự biến đổi của mưa thực đo. Mưa dự báo nhìn chung có xu hướng nhỏ hơn so với mưa thực đo trên lưu vực (ngoại trừ mưa dự báo theo mô hình GFS). Kết quả phân tích đánh giá tổng hợp theo các chỉ số r và MAE có thể thấy mô hình ECMWF cho kết quả ổn định nhất, đặc biệt có sự sai khác nhỏ giữa tổng lượng mưa bình quân dự báo trong 3 ngày (132,21 mm) và tổng lượng mưa bình quân thực đo (141,66 mm). Trên cơ sở đánh giá đó, mô hình ECMWF được ứng dụng vào thực tế.

Để có thể sử dụng dữ liệu mưa dự báo trong thực tế, cần thiết lập tương quan giữa dữ liệu dự báo và dữ liệu thực đo theo phương pháp bình phương nhỏ nhất. Hình 1 thể hiện tương quan số liệu mưa trong 3 giờ. Bảng 4 thể hiện số liệu mưa ngày thực đo và dự báo mưa theo mô hình ECMWF trong cơn bão tháng 11/2018 và Hình 3 thể hiện đường xu thế và phương trình hồi quy tuyến tính với bước thời gian 01 ngày từ mô hình dự báo mưa ECMWF (từ ngày 25/11/2018 đến ngày 27/11/2018).

Kết quả thống kê phân tích cho thấy với số liệu dự báo mỗi 3 giờ, chỉ số R^2 rất thấp ($R^2 = 0,1952$). Ở Bảng 4 và Hình 3 với số liệu dự báo ngày thì chỉ số R^2 đã trở nên khá tốt ($R^2 = 0,9305$). Tuy nhiên, kết quả nghiên cứu mới phản ảnh mối liên hệ từ số liệu thu thập được của một cơn bão tháng 11 năm 2018. Trong tương lai cần phân tích nhiều hơn với bộ số liệu lớn hơn của các mô hình khác nhau, với số liệu của những đợt mưa lớn, áp thấp nhiệt đới hoặc những cơn bão khác.

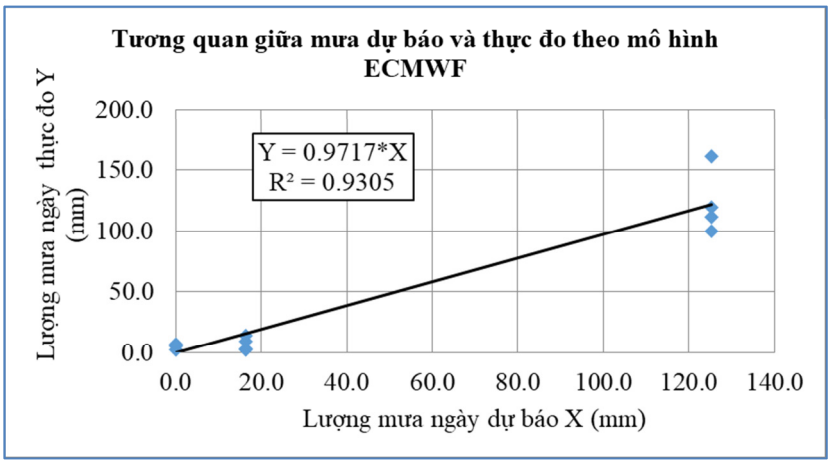


Hình 2. Tương quan giữa mưa dự báo và thực đo trong 3 giờ, từ ngày 25/11/2018 đến ngày 27/11/2018

Bảng 4. Số liệu mưa ngày thực đo và dự báo mưa theo mô hình ECMWF trong cơn bão tháng 11/2018

Ngày đo	Mưa thực đo lưu vực (mm)	Ngày dự báo (mô hình ECMWF)	Dự báo cho ngày	Mưa dự báo lưu vực (mm)
25/11/2018	0,03	22/11/2018	25/11/2018	1,85
26/11/2018	125,23		26/11/2018	111,47
27/11/2018	16,40		27/11/2018	1,74
25/11/2018	0,03	23/11/2018	25/11/2018	5,30
26/11/2018	125,23		26/11/2018	119,18

27/11/2018	16,40		27/11/2018	9,50
25/11/2018	0,03	24/11/2018	25/11/2018	7,14
26/11/2018	125,23		26/11/2018	161,26
27/11/2018	16,40		27/11/2018	3,13
25/11/2018	0,03	25/11/2018	25/11/2018	5,21
26/11/2018	125,23		26/11/2018	99,44
27/11/2018	16,40		27/11/2018	13,86



Hình 3. Đường xu thế và phương trình hồi quy tuyến tính với bước thời gian 01 ngày từ mô hình dự báo mưa ECMWF (từ ngày 25/11/2018 đến ngày 27/11/2018)

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Kết quả phân tích tương quan số liệu mưa dự báo và thực đo trên lưu vực hồ Dầu Tiếng trong cơn bão tháng 11/2018 cho thấy có thể sử dụng số liệu mưa ngày dự báo từ mô hình ECMWF để nội suy về các trạm mặt đất bằng phương trình hồi quy Y = 0,9717*X, trong đó: X: Là lượng mưa dự báo từ mô hình ECMWF và Y là lượng mưa theo trạm mặt đất trong lưu vực hồ Dầu Tiếng. Do hạn chế về nguồn dữ liệu dùng để phân tích (chỉ có dữ liệu của một cơn Bão năm 2018), nên kết quả phân tích có thể chưa phản ánh đúng bản chất về mối liên hệ giữa mưa dự báo toàn cầu và mưa thực đo. Trong thời gian tới, cần tiếp tục thu thập, phân tích và đánh giá về mối quan hệ giữa mưa dự báo và mưa thực đo của các mô hình khác nhau, nhằm củng cố phương pháp và nâng cao chất lượng trong công tác dự báo dòng chảy về hồ, chủ động điều tiết lũ hợp lý.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Đinh Công Sản và nnk (2016), Báo cáo tổng hợp kết quả gói thầu số 2 "Nghiên cứu xây dựng khung quản lý rủi ro lũ tổng hợp lưu vực sông Đồng Nai –Sài Gòn" – dự án hỗ trợ kỹ thuật "Nghiên cứu đề xuất giải pháp tổng thể kiểm soát ngập lũ lưu vực sông Đồng Nai" - Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.
2. Nguyễn Phú Quỳnh và nnk (2018), Báo cáo tổng kết đề tài cấp thành phố "Nghiên cứu đề xuất các giải pháp phân lũ, chậm lũ, giảm lũ nhằm giảm ngập lụt cho Tp. HCM khi hồ Dầu Tiếng xả lũ theo thiết kế hoặc gặp sự cố", Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.

3. Quyết định 137/2000/QĐ-BNN-QLN ngày 18/12/2000 của Bộ NN&PTNT về việc ban hành "Quy trình vận hành điều tiết tạm thời hồ chứa nước Dầu Tiếng" http://dautieng.mard.gov.vn/NewsDetail.aspx?newsid=9605&catid=28
4. Quyết định 471/QĐ-TTg ngày 24/03/2016 của Thủ tướng Chính phủ về việc ban hành vận hành liên hồ chứa trên lưu vực sông Đồng Nai.
5. http://iwarp.org.vn/c84/du-bao-mua
6. http://nawapi.gov.vn/index.php?option=com_content&view=article&id=3284%3Atng-quan-v-s-dng-mo-hinh-ma-ngun-m-vi-d-liu-ma-toan-cu-trong-d-bao-ngun-nc-mt-ti-vit-nam&catid=70%3Anhim-v-chuyen-mon-ang-thc-hin&Itemid=135&lang=vi
7. Trung tâm công nghệ phần mềm thủy lợi (2012), Dự án "Xây dựng và lắp đặt hệ thống giám sát hồ chứa nước Dầu Tiếng".

ẢNH HƯỞNG CỦA ĐÁ DĂM CÓ NGUỒN GỐC KHÁC NHAU TỚI ĐỘ CO NHIỆT CỦA BÊ TÔNG

Influence of aggregate from different mines to the heat shrinkage of concrete

TS. Khương Văn Huân
Khoa Kỹ thuật Công trình - Trường Đại học Công nghệ Sài Gòn

TÓM TẮT: *Đá có nguồn gốc khác nhau có tác động lớn đến hệ số dãn nở nhiệt của bê tông. Bê tông sử dụng đá dăm từ một số mỏ đá như mỏ Thiện Tân, mỏ Soklu, mỏ Tân Cang tỉnh Đồng Nai có độ co nhiệt nhỏ hơn cốt thép từ 23 đến 75% trong khi độ lệch thông thường giữa bê tông và cốt thép là ±20%. Vì vậy bê tông rất dễ bị nứt nẻ trong quá trình thi công. Để hạn chế nứt kết cấu bê tông cốt thép khi sử dụng các loại đá dăm có nguồn gốc như trên cần có giải pháp hạ thấp nhiệt độ khối đổ.*

Từ khóa: *Ảnh hưởng, cốt liệu, mỏ đá, co nhiệt, bê tông.*

ABSTRACT: *Rocks of different origins have a great impact on the coefficient of thermal expansion of concrete. Concrete using crushed stone from some quarries such as Thien Tan mine, Soklu mine, Tan Cang mine, Dong Nai province has a thermal shrinkage of 23 to 75% lower than the reinforcement steel while the normal deviation between concrete and reinforced steel is ±20%. Therefore, concrete is easy to crack during construction. In order to limit the cracking of reinforced concrete structures when using such macadam stones, a solution must be taken to lower the pouring temperature.*

Keywords: *influence, aggregate, mines, heat shrinkage, conrete.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hiện tượng kết cấu bê tông cốt thép nhà cao tầng trong quá trình thi công bị nứt nẻ hiện nay xảy ra khá phổ biến. Đã có rất nhiều tài liệu trong và ngoài nước đề cập đến nguyên nhân gây nứt kết cấu bê tông cốt thép (BTCT). Theo tài liệu hướng dẫn nghiên cứu, sửa chữa gia cố vết nứt kết cấu bê tông của Viện Bê tông Nhật Bản [3] có đưa ra khoảng hơn 40 chục nguyên nhân, trong đó có các nguyên nhân do chịu tác động của nhiệt thủy hóa xi măng; do chất lượng cốt liệu; do tính co ngót của bê tông; do sự thay đổi nhiệt độ môi trường; do mức chênh lệch nhiệt độ hoặc độ ẩm của cấu kiện,... Tuy nhiên, trong quá trình thi công nhà cao tầng ở nước ta ít được đề cập những yếu tố trên, thường thì chỉ quan tâm đến độ kháng nén của bê tông.

Trong Giáo trình bê tông cốt thép [11] có đề cập đến tính chất dãn nở nhiệt của bê tông. Khi nhiệt độ thay đổi trong phạm vi thông thường từ 26-100°C, thì hệ số dãn nở nhiệt của bê tông vào khoảng từ $10x10^{-6}$ đến $15x10^{-6}$/°C, hệ số dãn nở nhiệt của thép khoảng $12x10^{-6}$ đến $13x10^{-6}$/độ. Theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép TCVN 5574-2012 [8], đối với bê tông nặng, lấy hệ số dãn nở nhiệt $\alpha_{bt} = 10 \times 10^{-6}$/°C, trong điều kiện nhiệt độ thay đổi từ âm 40^0C đến 50^0C. Với sự chênh lệch độ dãn nở nhiệt như trên thì giữa bê tông và cốt thép có sự tương tác tốt và không gây ứng suất cục bộ. Tuy nhiên, thực tế hiện nay ở nước ta ít có số liệu đánh giá sự khác biệt về hệ hệ số co nhiệt của bê tông và cốt thép trong kết cấu bê tông cốt thép. Nếu độ co dãn nhiệt của bê tông và cốt thép chênh nhau quá lớn thì có thể ảnh hưởng đáng kể

đến sự làm việc đồng bộ giữa chúng, dẫn đến gây nứt bê tông. Nhất là ở giai đoạn thi công - giai đoạn rất nhạy cảm và rất dễ hình thành vết nứt bê tông khi độ dãn nỡ nhiệt giữa bê tông và cốt thép có sự chênh lệch dù nhỏ.

Hệ số dãn nở nhiệt của bê tông phụ thuộc vào nhiều yếu tố như khối lượng và chất lượng của đá xi măng, của cốt liệu. Trên thị trường khu vực phía nam hiện nay có nhiều mỏ đá khác nhau. Căn cứ vào cường độ kháng nén thì có thể xếp theo thứ tự giảm dần như sau: tốt nhất là đá Hóa An; sau đó đến đá Tân Cang, Bình Hóa, Tân Hạnh; tiếp theo nhóm Vĩnh Tân, Sông Trầu, Soklu, cuối cùng là đá Thiện Tân. Về lý thuyết, khi thành phần khoáng hóa của đá khác nhau thì độ dãn nở nhiệt của chúng cũng khác nhau và tất nhiên độ dãn nở nhiệt của bê tông cũng khác nhau.

Căn cứ vào những kết quả nghiên cứu liên quan đến hiện tượng nứt kết cấu bê tông cốt thép cho thấy trong nhiều nhân tố ảnh hưởng thì độ co nhiệt của bê tông là đại lượng cần tính tới khi nghiên cứu hiện tượng nứt nẻ kết cấu BTCT thực tế hiện nay, trong đó có ảnh hưởng của nguồn gốc của đá dăm. Bài báo nghiên cứu xem xét ảnh hưởng của một số loại đá dăm điển hình có nguồn gốc khác nhau ở khu vực phía nam ảnh hưởng tới kết quả co nhiệt của bê tông và nhận định tác động của nó tới hiện tượng nứt bê tông khá phổ biến hiện nay.

2. CƠ SỞ KHOA HỌC VÀ PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Để đánh giá ảnh hưởng của đá dăm có nguồn gốc mỏ khác nhau tới tính chất co nhiệt của bê tông, tác giả sử dụng phương pháp nghiên cứu lý thuyết kết hợp thực nghiệm và phương pháp so sánh đối chứng các kết qủa thực nghiệm.

Tiến hành thực nghiệm xác định độ co nhiệt trên 3 mẫu đá gốc và trên bê tông khi sử dụng các loại đá trên. Ba mỏ đá cụ thể là: mỏ Tân Cang thuộc ấp Tân Cang, xã Phước Tân, Thành phố Biên Hòa-Đồng Nai là loại đá được sử dụng khá phổ biến và được coi là đá dăm chất lượng tốt. Đá Tân Cang là đá Bazan có cường độ khá cao, độ kháng nén khoảng 1200-1300 kG/cm^2; một loại đá Bazan thuộc mỏ Soklu xã Quang Trung, huyện Vĩnh Cửu, tỉnh Đồng Nai, cường độ kháng nén khoảng 900-1100 kG/cm^2 và đá mỏ Thiện Tân thuộc xã Thiện Tân, huyện Vĩnh Cửu, tỉnh Đồng Nai, là đá trầm tích có độ kháng nén khoảng 500-600 kG/cm$^{2.}$

Tiến hành thử nghiệm xác định ảnh hưởng của 3 loại đá dăm có nguồn gốc như trên cùng các vật liệu phối hợp khác gồm cát sông (cát vàng); xi măng PCB40 Holcim cho bê tông có cấp độ bền B30 và B40 là loại bê tông sử dụng khá phổ biến hiện nay để nghiên cứu.

TT	Mã	Nguồn Đá dăm	Cấp độ bền bê tông	Số nhóm mẫu thí nghiệm
1	B30-TC	Tân Cang	B30	1 nhóm
2	B30-SL	Soklu	B30	1 nhóm
3	B30-TT	Thiện Tân	B30	1 nhóm
4	B40-TC	Tân Cang	B40	1 nhóm
5	B40-SL	Soklu	B40	1 nhóm
6	B40-TT	Thiện Tân	B40	1 nhóm

Bảo dưỡng mẫu bê tông ở điều kiện tự nhiên; thí nghiệm xác định độ co nhiệt và cường độ của bê tông ở tuổi 28 ngày. Thiết bị đo biến dạng sử dụng đồng hồ có độ chia 0,001mm; đo độ co nhiệt trên mẫu bê tông có kích thước Φ100.H200mm. Mẫu được gia nhiệt khoảng (110 ± 5)°C sau đó đặt mẫu vào thiết bị đo biến dạng Nhiệt độ mẫu giảm dần và trở về nhiệt độ môi trường không khí. Tiến hành xác định sự thay đổi chiều dài mẫu ở các nhiệt độ tương ứng. Cứ sau 30 phút thì xác định mức co mẫu chính xác đến 0,001 mm. Ghi lại nhiệt độ môi trường tương ứng thời điểm đo. Đo đến khi nào mức co 2 lần đo liền kề gần như không đổi thì dừng thí nghiệm. Tính kết quả hệ số co nhiệt α, được tính bằng 10^{-6}/°C, theo công thức:

$$\alpha = \frac{1}{L_0} \times \frac{\Delta L}{\Delta t}$$

Trong đó: L_o là chiều dài ban đầu của mẫu đo được ở nhiệt độ phòng, tính bằng milimét; ΔL là độ co lại của mẫu khi nhiệt độ mẫu giảm từ t_1 về nhiệt độ không khí trong phòng t_o, tính bằng phần nghìn milimét; Δt là mức chênh nhiệt độ của mẫu $\Delta t = t_1 - t_0$.

Khi đo độ co nhiệt trên mẫu đá gốc, sử dụng mẫu có kích thước Φ68.H100mm.

Để đánh giá sự khác biệt độ giữa độ co nhiệt của bê tông và cốt thép còn thí nghiệm độ co nhiệt của mẫu cốt thép CIII gân, chiều dài mẫu l=250mm.

3. KẾT QUẢ KHẢO SÁT VÀ THẢO LUẬN

Kết qủa thử nghiệm cường độ nén mẫu lập phương cạnh 15 cm theo TCVN 3118: 93 biểu thị trong Bảng 1; của đá gốc (mỏ) trong Bảng 2, của bê tông trong Bảng 3.

Bảng 1. Kết quả cường độ nén mẫu bê tông

TT	Ký hiệu	Nguồn đá dăm	Cường độ nén (Mpa)	
			7 ngày	28 ngày
1	B30-TT	Thiện Tân	30,9	37,6
2	B30-SL	Soklu	33,1	45,4
3	B30-TC	Tân Cang	32,0	43,5
4	B40-TT	Thiện Tân	37,6	44,0
5	B40-SL	Soklu	41,5	49,0
6	B40-TC	Tân Cang	39,6	46,0

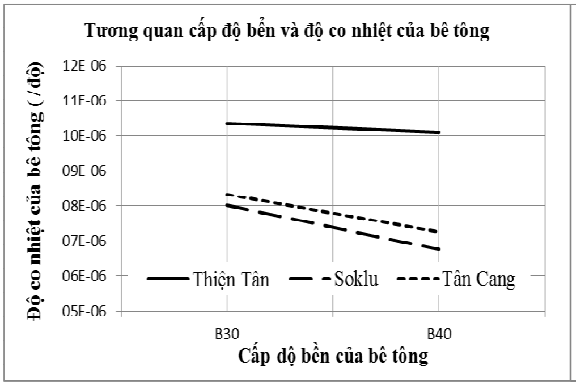
Bảng 2. Kết quả độ co nhiệt của đá gốc

Nguồn đá	Mỏ Thiện Tân	Mỏ Soklu	Mỏ Tân Cang
Độ co nhiệt (/°C)	$13,29 \times 10^{-6}$	$8,91 \times 10^{-6}$	$10,35 \times 10^{-6}$

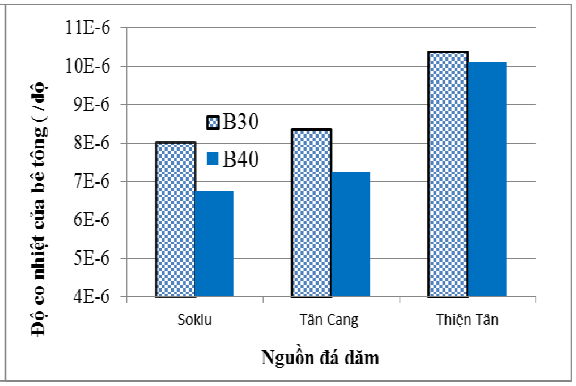
Bảng 3. Kết quả độ co nhiệt của bê tông

Nguồn đá	Độ co nhiệt (/°C) theo độ bền của bê tông	
	B30	B40
Mỏ Thiện Tân	$10,37 \times 10^{-6}$	$10,10 \times 10^{-6}$
Mỏ Soklu	$8,02 \times 10^{-6}$	$6,77 \times 10^{-6}$
Mỏ Tân Cang	$8,34 \times 10^{-6}$	$7,25 \times 10^{-6}$

Từ kết quả thí nghiệm, xác định ảnh hưởng của cấp độ bền bê tông tới sự co nhiệt của nó. Kết qủa thể hiện trọng Hình 1 *(Giá trị trên trục tung, hiển thị E-06 trên đồ thị tương đương 10^{-6}).*

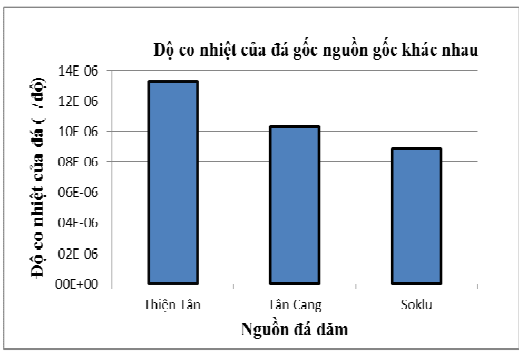


Hình 1. Ảnh hưởng của cấp độ bền tới độ co nhiệt của bê tông



Hình 2. Ảnh hưởng của nguồn gốc đá dăm tới độ co nhiệt của bê tông

Kết quả cho thấy cấp độ bền của bê tông có ảnh hưởng tới độ co nhiệt của nó. Mác bê tông tăng lên thì độ co nhiệt của nó giảm đi. Có thể lý giải bởi hồ xi măng có cường độ càng lớn thì cản trở sự co nhiệt của đá nhiều hơn. Kết quả độ co nhiệt của bê tông sử dụng đá dăm có nguồn gốc mỏ khác nhau thể hiện trên Hình 2. Độ co nhiệt của đá gốc thể hiện trên Hình 3



Hình 3. Độ co nhiệt của đá có nguồn gốc khác nhau

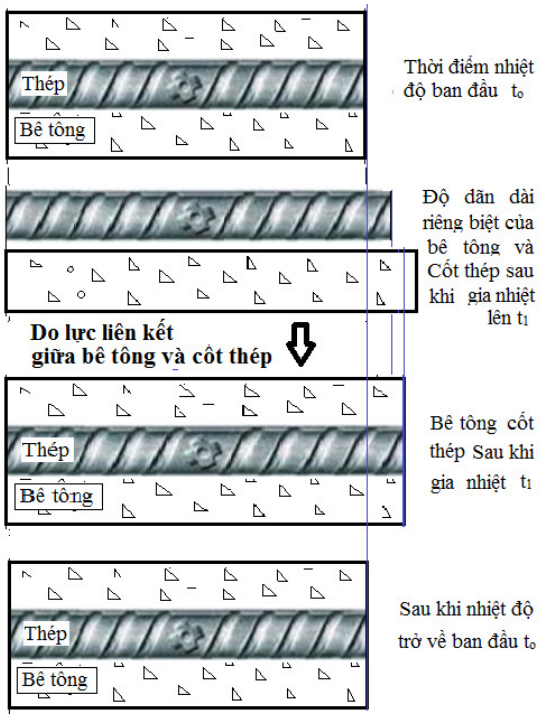
Nhận xét: Đá có nguồn gốc từ mỏ Thiện Tân có độ co nhiệt lớn hơn đá có nguồn gốc từ mỏ Soklu hoặc mỏ Tân Cang từ 28-49%. Bê tông sử dụng đá dăm có nguồn gốc từ mỏ Thiện Tân có độ co nhiệt lớn hơn bê tông sử dụng đá dăm có nguồn từ mỏ đá Soklu hoặc mỏ Tân Cang từ 25-44%; Như vậy đá dăm có nguồn gốc khác nhau có ảnh hưởng tới độ co nhiệt của bê tông. Đá gốc có giá trị độ co nhiệt lớn dẫn tới độ co nhiệt của bê tông cũng lớn.

Theo số liệu từ Giáo trình bê tông cốt thép [11] thì hệ số dãn nở nhiệt của bê tông vào khoảng $10x10^{-6}$ đến $15x10^{-6}$/độ, của cốt thép vào khoảng $12x10^{-6}$ đến $13x10^{-6}$/độ. Có thể hiểu là để liên kết giữa bê tông và cốt thép tốt thì mức chênh lệch giữa hai vật liệu trên vào khoảng ±20%. Theo kết quả thí nghiệm, thì bê tông sử dụng đá dăm mỏ Tân Cang có độ co nhiệt thấp hơn cốt thép tới 53-75%, bê tông sử dụng đá dăm nguồn Thiện Tân có độ co nhiệt thấp hơn cốt thép khoảng 23-26% thay vì giới hạn là 20% theo [11].

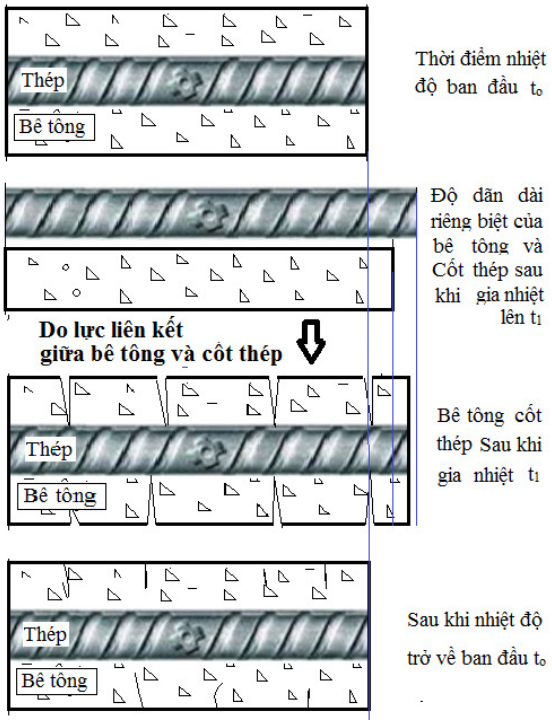
Tiến hành phân tích quá trình xảy ra với trường hợp độ dãn nở nhiệt của bê tông và cốt thép khác nhau. Trường hợp độ dãn nở nhiệt của bê tông lớn hơn của cốt thép: Khi mới đổ bê tông, ở nhiệt độ môi trường ban đầu t_o, chiều dài của cấu

kiện bê tông và chiều dài của cốt thép bằng nhau lo. Ngay sau khi vừa thi công, xi măng bắt đầu được hydrat hóa kèm quá trình tỏa nhiệt làm cho nhiệt độ cấu kiện tăng dần lên đến t_1. Nếu không cản trở lẫn nhau thì cốt thép sẽ giãn dài ra một đoạn ΔT_o; bê tông giãn dài ra một đoạn ΔB_o và $\Delta B_o > \Delta T_o$. Thời gian đầu, cường độ bê tông còn thấp, bê tông và cốt thép có thể tự do dịch chuyển tương đối với nhau mà không bị cản trở. Đến lúc nào đó cường độ bê tông đủ lớn, lực kiên kết giữa bê tông và cốt thép tăng lên và không cho bê tông giãn nở hết mức ΔB_o, hay nói cách khác, bê tông bị nén lại một phần và đồng thời cốt thép cũng bị bê tông kéo dài hơn so với ΔTo. Khi khối đổ giảm dần về nhiệt độ ban đầu t_o, bê tông và cốt thép đồng thời co lại. Lúc này bê tông bị nén nên không thể xuất hiện vết nứt. Quá trình trên được mô tả trên Hình 4.

Trường hợp ngược lại - độ dãn nở nhiệt của cốt thép lớn hơn của bê tông: Tương tự như trường hợp trên, vì hệ số dãn nở nhiệt của thép lớn hơn của bê tông nên $\Delta T_o > \Delta B_o$. Ban đầu khi cường độ bê tông còn thấp, giữa bê tông và cốt thép có thể tự do dịch chuyển tương đối với nhau mà không bị cản trở. Đến lúc nào đó cường độ bê tông đủ lớn, lực kiên kết giữa bê tông và cốt thép tăng lên, cốt thép sẽ kéo bê tông dài thêm một đoạn làm cho bê tông có biến dạng của là ΔB_1 và ΔB_1 lớn hơn giá trị ΔB_o. Do cường độ chịu kéo của bê tông thấp nên buộc bê tông xuất hiện các khe nứt nhỏ. Khi nhiệt khối đổ giảm dần; bê tông và cốt thép đồng thời co lại, vết nứt cũng khép lại. Vết nứt này đã xuất hiện ngay trong quá trình thi công. Điều này giải thích hiện tượng thực tế thường thấy là vết nứt xuất hiện sau khi gỡ cốt pha. Quá trình trên được minh họa trên Hình 5



Hình 4. Tương tác giữa bê tông và cốt thép khi độ dãn dài nhiệt của bê tông lớn hơn cốt thép



Hình 5. Tương tác giữa bê tông và cốt thép khi độ dãn dài nhiệt của cốt thép lớn hơn bê tông

Như vậy khi hệ số dãn nở nhiệt của chúng khác nhau giữa bê tông và cốt thép có sự tương tác. Trường hợp hệ số dãn nở nhiệt của bê tông nhỏ hơn của cốt thép thì bê tông dễ sinh nứt. Với bê tông sử dụng cốt liệu đá dăm có xuất xứ ở mỏ Tân Cang, Soklu tỉnh Đồng Nai như hiện nay rất dễ sinh nứt nẻ ngay trong quá trình thi công khi có sự chênh lệch nhiệt cao giữa môi trường và khối đổ.

Dựa vào Quy phạm thi công và nghiệm thu bê tông khối lớn [6] và các kết quả nghiên cứu của các tác giả trước đây, có thể chọn 2 cách tiếp cận để giải quyết vấn đề nứt kết cấu dầm nhà cao tầng hiện nay: một là khống chế mức chênh lệch nhiệt độ giữa các vùng trong bê tông thỏa mãn 2 điều kiện như quy định nhằm thỏa mãn điều kiện độ chênh lệch nhiệt độ ΔT giữa các điểm hoặc các vùng trong khối bê tông không vượt quá 20^0C và chênh lệch nhiệt độ giữa 2 điểm bất kỳ trong khối bê tông trên một đơn vị chiều dài đảm bảo thấp hơn 50^0C/m. Hai là giảm mức chênh lệch độ co dãn nhiệt của bê tông và cốt thép trong kết cấu BTCT khi nhiệt độ kết câu BTCT thay đổi so với nhiệt độ môi trường.

Dựa vào số liệu đo đạc trên công trình thực tế [10] cho thấy tuy kết cấu dầm nhà cao tầng không phải là bê tông khối lớn nhưng vi phạm hai điều kiện gây nứt bê tông là chênh lệch nhiệt độ giữa lòng khối đổ dầm và môi trường lớn hơn giới hạn 20^0C, hai là modun độ chênh lệch nhiệt độ MT lớn hơn mức quy định 50^0C/m (MT thực tế đạt 126^0C/m).

Một nguyên nhân gây nứt kết cấu BTCT khác là hệ số co nhiệt của bê tông thấp hơn nhiều so với hệ số co nhiệt của cốt thép, cụ thể là 53-75% thay vì 20% [11] như quy định làm cho bê tông chịu kéo khi có sự chênh lệch nhiệt độ đủ lớn.

Vì vậy, kết cấu bê tông cốt thép nhà cao tầng hay bị nứt là bởi cả 2 nguyên nhân trên. Một giải pháp chung hóa giải là tìm cách giảm chênh lệch nhiệt độ giữa khối đổ và môi trường. Chúng ta có thể áp dụng các giải pháp như sau:

- Sử dụng thành phần bê tông hợp lý: Hạn chế lượng dùng xi măng bằng các giải pháp sử dụng phụ gia giảm nước; độ lưu động nhỏ; sử dụng xi măng tỏa nhiệt thấp; hạn chế sử dụng bê tông ít ngày tuổi.

- Giải pháp bên ngoài: Hạ nhiệt hỗn hợp bê tông trước khi đổ, không cao hơn 25^0C. Để đạt được nhiệt độ này, cần phải có biện pháp hạ thấp nhiệt độ các vật liệu của bê tông, che đậy bảo vệ hỗn hợp bê tông trước khi đổ như sau: Che chắn nắng kho chứa cốt liệu khỏi tác động trực tiếp của bức xạ mặt trời làm nóng vật liệu chứa trong kho; Phun nước có nhiệt độ thấp lên đá dăm; Hạ thấp nhiệt nước trộn bê tông bằng nước đá ở dạng cục được đập nhỏ.

- Chống xung nhiệt khi tháo dỡ cốp pha; Chống mất nhiệt nhanh ở các gờ cạnh và góc kết cấu.

Tuy có nhiều giải pháp kỹ thuật để ngăn chặn tình trạng nứt nẻ kết cấu BTCT như trên, nhưng thực tế cho thấy, các nhà quản lý vẫn thường coi nhẹ hiện tượng nứt này bởi vấn đề còn liên quan đến tiến độ, kinh phí....Để hạn chế hiện tượng nứt trên nghiên cứu và lựa chọn những giải pháp ít tốn kém và phù hợp với tình hình thực tế.

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Đá có nguồn gốc khác nhau có tác động lớn đến hệ số dãn nở nhiệt của bê tông. Hiện nay bê tông sử dụng đá dăm từ một số mỏ đá như mỏ Thiện Tân, mỏ Soklu, mỏ Tân Cang tỉnh Đồng Nai bê tông có độ co nhiệt nhỏ hơn từ 23 đến 75%

, trong khi độ lệch thông thường giữa bê tông và cốt thép là ±20%, vì vậy bê tông rất dễ bị nứt nẻ trong quá trình thi công.

Để hạn chế nứt bê tông khi sử dụng các loại đá dăm có nguồn gốc trên, đề nghị các Cơ sở cấp bê tông áp dụng một số giải pháp dễ thực hiện, chi phí thấp như sử dụng bồn chứa xi măng chờ giảm nhiệt trước khi trộn; che và làm mát cốt liệu.

Nên nghiên cứu đánh giá tác dụng của cốt pha kim loại trong việc giải nhiệt cho khối đổ và sử dụng phụ gia nở để hạn chế gây nứt kết cấu BTCT trong quá trình thi công.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Chống nứt do co ngót nhiệt cho kết cấu bê tông. Cổng thông tin Bộ Xây dựng. *<http://www.xaydung.gov.vn/en/web/guest/thong-tin-tu-lieu/-/tin-chi-tiet/ek4I/86/15684/chong-nut-do-co-ngot-nhiet-cho-ket-cau-betong.html>*
2. Giải pháp ngăn ngừa nứt kết cấu bê tông cốt thép. Trung tâm Thông tin và Chuyển giao công nghệ VLXD - Hội VLXD Việt Nam. *<http://vatlieuxaydung.org.vn/nghien-cuu-ung-dung/giai-phap-ngan-ngua-nut-ket-cau-be-tong-cot-thep-3782.htm>*
3. Japan Concrete Institute. *Practical guideline for investigation, repair and strengthening of cracked concrete structure*– Hội Thảo Khoa học ngày 22/8/2017 tại Trường Đại học Kiến Trúc T.p HCM
4. Một số nguyên nhân hình thành khuyết tật trong bê tông và phân loại. *<http://www.epu.edu.vn/cnck/Default.aspx?BT=24738>*
5. Nứt nẻ trong bê tông, nguyên nhân và cách phòng tránh. *<http://auland.vn/tin-tuc/nut-ne-trong-be-tong--nguyen-nhan-va-cach-phong-tranh/>*
6. TCVN 9341:2012- *Quy phạm thi công và nghiệm thu bê tông khối lớn*
7. TCVN 7570:2006.-*Tiêu chuẩn kỹ thuật cốt liệu cho bê tông và vữa*
8. TCVN 5574:2012- *Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép*
9. Vấn đề nứt trong kết cấu bê tông cốt thép nhà cao tầng - *<https://www.google.com.vn>*
10. Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam, 2014. *Báo cáo xác định nguyên nhân gây nứt dầm bê tông cốt thép công trình Nhà ở xã hội HQC –PLAZA huyện Bình Chánh T.p HCM (10/2014)*
11. Võ Bá Tầm, 2016. *Giáo trình Kết cấu bê tông cốt thép.* Nhà xuất bản Đại học Quốc gia T.p HCM 2017.

ĐÁNH GIÁ HIỆU QUẢ CỦA ĐÊ GIẢM SÓNG XA BỜ KHU VỰC CỒN CỐNG – TIỀN GIANG BẰNG MÔ HÌNH TOÁN TRONG ĐIỀU KIỆN THỜI TIẾT CỰC ĐOAN

Evaluating the effectiveness of hollow breakwater in Con Cong - Tien Giang using mathematical models

ThS. Lê Xuân Tú, KS. Nguyễn Công Phong
Viện khoa học Thủy lợi miền Nam
ThS. Nguyễn Tấn Trường
Ban quản lý dự án ngành NN&PTNT Tiền Giang
TS. Bùi Thị Thùy Duyên
Đại học Giao Thông Vận tải Tp. HCM

TÓM TẮT: *Bờ biển vùng Đồng bằng sông Cửu Long, đặc biệt là vùng biển Đông trong thời gian qua bị xói lở nghiêm trọng. Vấn đề này thu hút sự quan tâm của nhiều nhà khoa học, có nhiều nghiên cứu liên quan đến xác định cơ chế gây xói, cũng như giải pháp bảo vệ bờ chống xói. Một trong những giải pháp bảo vệ bờ biển là đê giảm sóng xa bờ. Bài báo này trình bày kết quả đánh giá hiệu quả giảm sóng của tuyến đê giảm sóng xa bờ trong điều kiện thời tiết cực đoan với 2 kịch bản bão cấp 10 và 12, cho khu vực bờ biển Cồn Cống – Tiền Giang. Kết quả nghiên cứu cho thấy, hiệu quả giảm sóng của công trình không chỉ trong trường hợp khí hậu gió mùa mà trong trường hợp có bão thì hiệu quả giảm sóng của công trình rất đáng kể trung bình giảm khoảng 40% trong bão cấp 10 và 30% trong bão cấp 12.*

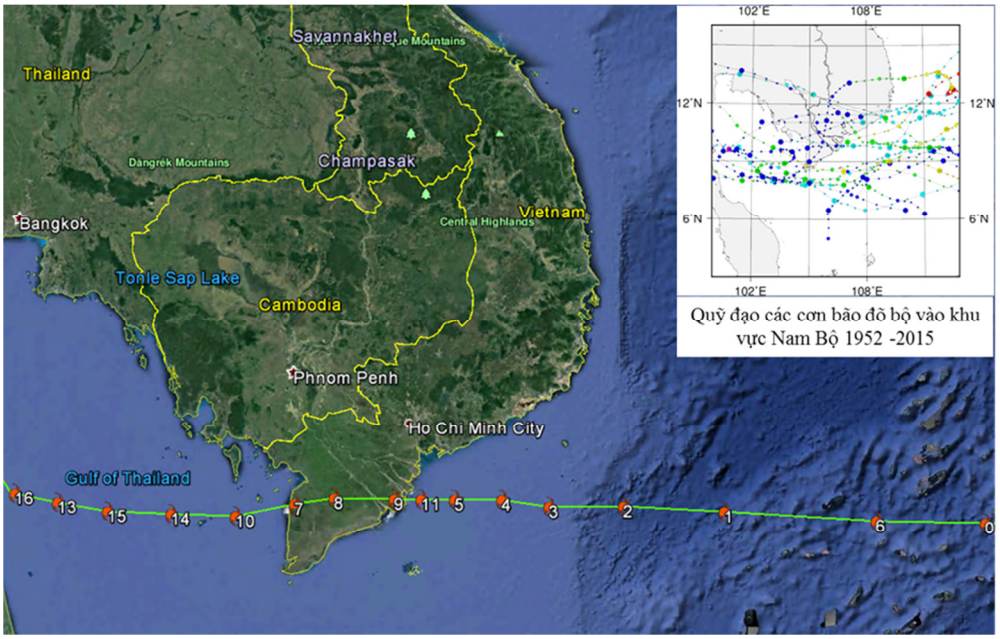
Từ khóa: Đê giảm sóng, mô hình toán, bão, hiệu quả giảm sóng.

ABSTRACT: *The coast of the Mekong Delta, especially the East Sea, has suffered from severe erosion. This issue has attracted the attention of many scientists, there are many studies related to identifying erosion mechanisms, as well as coastal erosion protection measures. One of the measures is breakwater. The research paper evaluates the wave reduction effect of the breakwater in extreme weather conditions with 2 scenarios of storms level 10 and 12, for the coastal Con Cong - Tien Giang. The research results show that the wave attenuation effect of the breakwater is not only in the case of monsoon climate but also in the event of a storm, the wave attenuation effect of the breakwater is significantly reduced by 40% on average in category 10 storms. and 30% during category 12 storms.*

1. MỞ ĐẦU

Biển Đông Việt Nam nằm ở khu vực Tây Bắc Thái Bình Dương, nơi phát sinh số lượng bão và áp thấp nhiệt đới vào loại cao nhất so với các khu vực khác trên trái đất (Hình 1). Bão là một loại hình thiên tai và ảnh hưởng đáng kể đến sự phát triển kinh tế xã hội. Việt Nam là một trong những quốc gia dễ bị tổn thương nhất trước các thảm họa ven biển, đặc biệt là nước dâng do bão nhiệt đới. Theo thống kê số lượng cơn bão ảnh hưởng đến khu vực Nam Bộ trong giai đoạn 1951-2018 là khoảng 26 cơn. Trong tình hình biến đổi khí hậu hiện nay, bờ biển ĐBSCL dễ bị tổn thương nhất trước các thảm họa ven biển, đặc biệt là nước dâng do bão nhiệt đới. Vấn đề nghiêm trọng hơn đối với khu vực ĐBSCL Việt Nam, nơi được đánh giá là dễ bị tổn thương nhất bởi thảm họa thiên nhiên. Khu vực này tuy ít bị tấn công bởi các cơn bão mỗi năm so với các

khu vực khác trong cả nước nhưng mức độ thiệt hại là cực lớn mỗi khi có bão xảy ra. Do sức mạnh ngày càng khủng khiếp của các cơn bão trong điều kiện cơ sở hạ tầng kém phát triển, các thảm họa tự nhiên liên quan đến bão ảnh hưởng sâu sắc đến nền kinh tế xã hội (Dorel *et al.*, 2016).



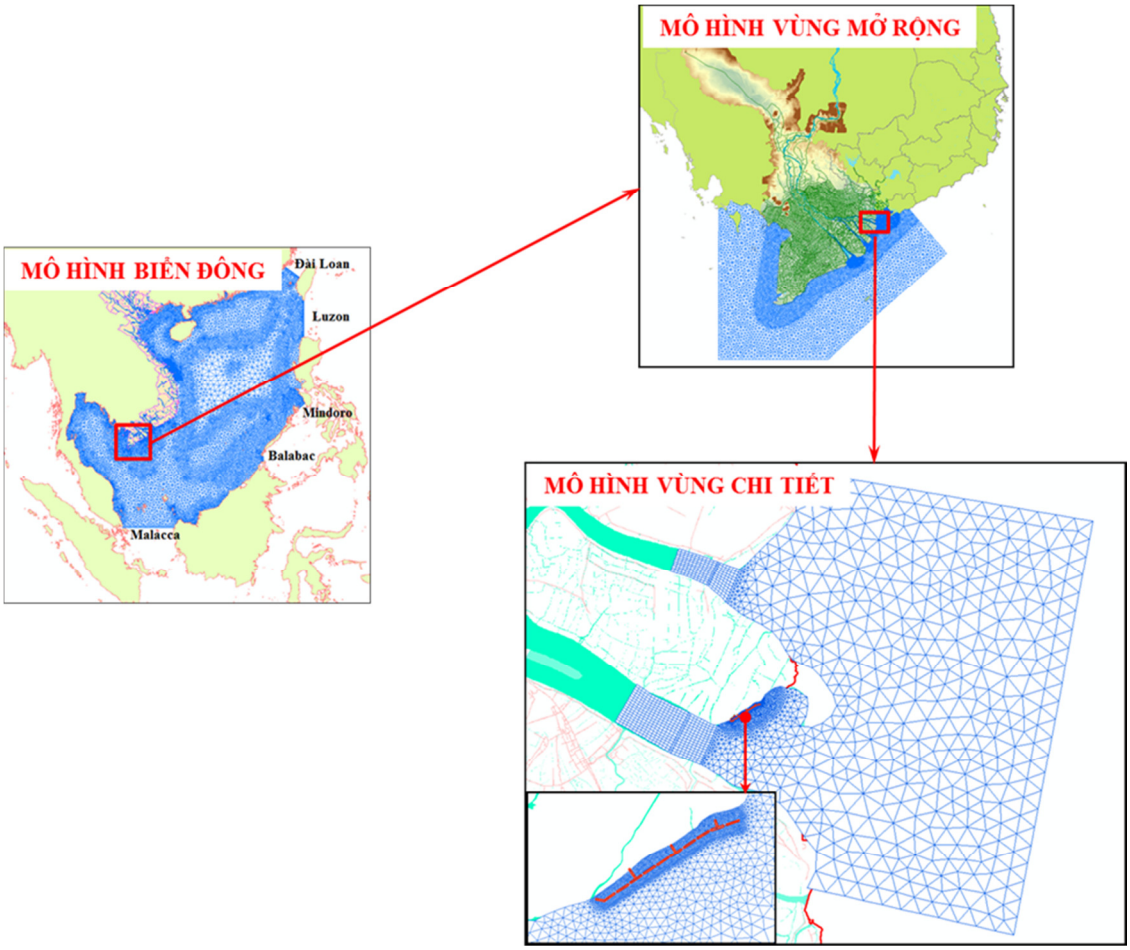
Hình 1. Quỹ đạo cơn bão giả định cho khu vực Cồn Cống – Tiền Giang (Source: http://agora.ex.nii.ac.jp/)

Để có cơ sở khoa học đề xuất và đánh giá hiệu quả giảm sóng cho tuyến đê giảm sóng xa bờ, nghiên cứu này đã tiến hành mô phỏng hiện tượng thủy động lực học tại bờ biển Cồn Cống – Tiền Giang trước và sau khi có giải pháp công trình đê giảm sóng xa bờ trong điều kiện sóng do gió bão giả định cấp 10-12 gây ra. Cơn bão cấp 10 -12 được giả định có quĩ đạo như hình 1. Kết quả nghiên cứu được trình bày qua 3 phần. Phương pháp, công cụ và các bước xây dựng mô hình nghiên cứu được trình bày trong phần 2. Công tác đánh giá kiểm định hiệu chỉnh đóng vai trò quyết định độ tin cậy của mô hình được thể hiện chi tiết ở phần 3. Phần 4, kết quả mô phỏng cũng như hiệu quả giảm sóng của tuyến đê được thảo luận.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Để tính toán các tham số sóng cực trị phục vụ thiết kế cũng như lập kế hoạch giảm thiểu tác động của nó đến các khu vực ven biển Cồn Cống – Tiền Giang, giải pháp chính của nghiên cứu là sử dụng mô hình số. Mô hình được thực hiện với chế độ thủy động lực học ven biển trong hai điều kiện khác nhau, thứ nhất với khí hậu bình thường để hiệu chỉnh và kiểm định, thứ hai trong trường hợp cực đoan để thể hiện ảnh hưởng của hiện tượng bão nhiệt đới. Mô hình số được chọn trong nghiên cứu này là mô hình MIKE 21 FM của DHI. MIKE 21 Flow Model FM là một hệ thống mô hình dựa trên cách tiếp cận lưới linh hoạt (DHI, 2012). Do tính chất đặc thù của sóng, để phản ánh đúng và đầy đủ

các đặc điểm sóng của khu vực nghiên cứu, nghiên cứu này sử dụng các mô hình với các tỷ lệ và mức độ chi tiết khác nhau. Toàn bộ mô hình Biển Đông (mô hình 1) được sử dụng để mô phỏng các quá trình thủy triều cũng như sóng và nước dâng do bão truyền từ ngoài khơi vào các khu vực ven biển. Kết quả của mô hình này sẽ được sử dụng để xây dựng các biên mở phía biển cho mô hình 2D mở rộng (mô hình 2) và mô hình ven biển chi tiết của khu vực nghiên cứu (mô hình 3).



Hình 2. Phân vùng nghiên cứu và vị trí xây dựng công trình bảo vệ bờ

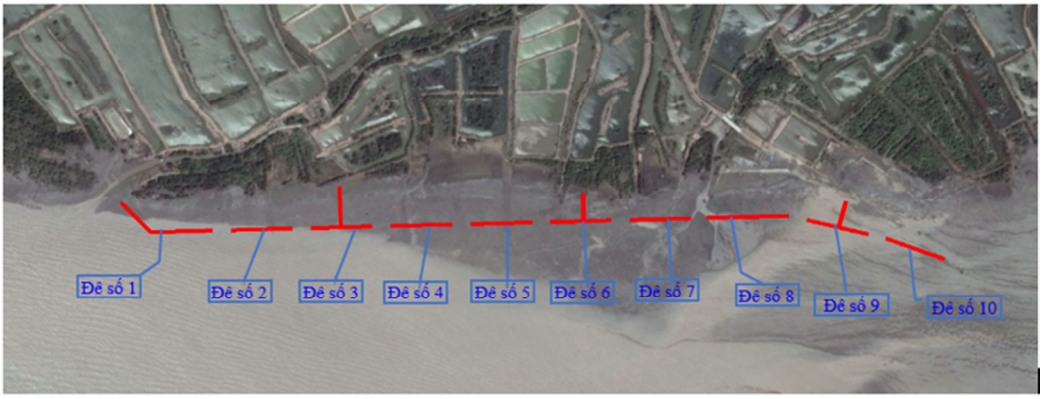
2.1. Thiết lập mô hình

Mô hình 1 (mô hình biển Đông) là mô hình thủy động lực vùng cho toàn bộ biển Đông và vịnh Thái Lan. Mô hình sử dụng cho vùng nghiên cứu này là MIKE 21 Coupled FM với các module HD (thủy động lực), SW (phổ sóng) được sử dụng do phạm vi nghiên cứu rộng. Mục đích của mô hình 1 là mô phỏng chế độ dòng chảy (thủy triều, dòng chảy ven bờ) và chế độ sóng nhằm cung cấp biên phía biển cho các mô hình với phạm vi nhỏ hơn (nhóm mô hình 2). Kết quả mô hình 1 được kế thừa từ các đề tài dự án trước được Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam thực hiện.

Nhóm mô hình 2 (mô hình mở rộng) bao gồm các mô hình: (i) 1D cho hệ thống sông kênh Mekong và Sài Gòn - Đồng

Nai, và (ii) 2D cho vùng nghiên cứu mở rộng phía biển từ Bà Rịa - Vũng Tàu đến Campuchia. Kết quả của mô hình này được dùng để trích xuất biên cho mô hình nghiên cứu chi tiết (nhóm mô hình 3). Đối với các mô hình 1D độc lập, các module được sử dụng sẽ là MIKE 11 HD, AD. Đối với mô hình 2D độc lập, các module sử dụng sẽ là MIKE 21 FM HD, SW. Kết quả mô hình 2 được kế thừa từ các đề tài dự án trước do Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam thực hiện.

Nhóm mô hình 3 (mô hình chi tiết) bao gồm các mô hình 2D chi tiết được xây dựng để nghiên cứu chế độ thủy động lực, vận chuyển bùn cát và biến đổi hình thái khu Cồn Cống và vùng lân cận trước và sau khi xây dựng công trình giảm sóng xa bờ. Phạm vi, các thông số của hệ thống công trình đưa vào tính toán trong mô hình nghiên cứu chi tiết được thể hiện trên *Hình 2*. Lưới tính phạm vi khu vực công trình được chia rất mịn với bước lưới khoảng 10m ÷ 15m, các khu vực xa công trình lưới tính được chia thưa hơn nhằm đảm bảo thời gian tính toán cho mô hình. Phạm vi bố trí không gian công trình bảo vệ bờ biển Cồn Cống đưa vào mô hình chi tiết như Hình 3. Với chiều dài bảo vệ tuyến đê là 1.600m, tuyến đê đặt cách bờ từ 80-100m, cao trình đỉnh đê là +1.6m khoảng hở giữa các đê là 20m, số lượng đê giảm sóng là 10 đê, chiều dài mỗi đê là 135m.



Hình 3. Bố trí không gian đê giảm sóng xa bờ

2.2. Dữ liệu đầu vào

Tài liệu địa hình các cửa sông (Soài Rạp, cửa Tiểu, cửa Đại, Ba Lai, Hàm Luông, Cung Hầu, Cổ Chiên, Trần Đề, Định An) và vùng ven bờ Gò Công, Cần Giờ và vịnh Gành Rái, địa hình được lấy từ kết quả khảo sát bình đồ tỉ lệ 1/5.000 trong các năm 2008, 2009, và 2010 trong khuôn khổ các dự án điều tra cơ bản, đề tài nghiên cứu thực hiện bởi Viện Khoa học Thủy lợi Miền Nam và Viện Kỹ thuật Biển (Viện KHTLMN, 2010; Viện KTB, 2009), bình đồ tỉ lệ 1:10.000 khảo sát năm 2012 trong khuôn khổ của đề tài cấp nhà nước " Nghiên cứu biến động của chế độ thủy thạch động lực vùng cửa sông ven biển chịu tác động của Dự án đê biển Vũng Tàu - Gò Công" (Viện KHTLMN, 2014). Địa hình khu vực Gò Công, được khảo sát trong khuôn khổ dự án "Quá trình xói lở vùng ven biển hạ lưu sông Mekong (LMDCZ) và các biện pháp để bảo vệ vùng bờ biển Gò Công và U Minh". Đối với các vùng ven bờ trong khu vực từ Vũng Tàu đến Bạc Liêu thì lấy theo địa

hình trong bản đồ tỉ lệ 1/100.000 của Hải quân xuất bản năm 1986. Đối với vùng ven bờ biển Tây và biển Đông là bản đồ địa hình tỉ lệ 1/50,000 đo vẽ năm 2013 do Cục Đo đạc và Bản đồ Việt Nam cung cấp. Địa hình tại các vùng nghiên cứu khác của biển Đông được lấy từ số liệu SRTM30_PLUS V8.0 của Viện Hải dương học Scripps thuộc đại học California, Mỹ. Đây là bộ số liệu có độ phân giải 30″ × 30″, được xây dựng từ mô hình vệ tinh-trọng lực (satellite-gravity model) trong đó hệ số chuyển đổi trọng lực qua cao độ (gravity-to-topography ratio) được hiệu chỉnh bằng 298 triệu điểm đo sâu hồi âm. Địa hình sông khu vực Cồn Cống được lấy từ tài liệu thực đo bình đồ tỉ lệ 1/2000 thực hiện năm 2018.

Dữ liệu mực nước thủy triều tại trạm Vũng Tàu, Vàm Kênh, Bình Đại trong giai đoạn 1995 – 2017 đã được thu thập và điều chỉnh theo hệ thống độ cao quốc gia cho mô hình chi tiết. Dữ liệu từ các trạm Côn Đảo, Phú Quý và Bạch Hổ được sử dụng để đánh giá chất lượng mô hình toàn biển Đông.

Số liệu sóng quan sát từ các vệ tinh của tổ chức AVISO (Pháp) và kết quả mô phỏng sóng theo mô hình WAVEWATCH-III của tổ chức NCEP / NOAA (Hoa Kỳ), các kết quả đo sóng của trạm Bạch Hổ (Tolman, 2009) và số liệu thực đo tại khu vực nghiên cứu.

Dữ liệu trường gió và áp suất khí quyển nền được sử dụng trong nghiên cứu này được trích từ mô hình khí hậu toàn cầu CFSR (Climate Forecast System Reanalysis) của Trung tâm dự báo môi trường quốc gia - Cơ quan khí quyển và đại dương quốc gia (NCEP / NOAA) (Saha *et al.*, 2014).

Dữ liệu về bão, áp thấp nhiệt đới (quỹ đạo và thông số bão) ảnh hưởng đến khu vực Biển Đông nói chung và tỉnh Tiền Giang nói riêng được thu thập từ cơ quan khí tượng Nhật Bản (http://agora.ex.nii.ac.jp/digital- bão /).

2.3. Các kịch bản tính toán

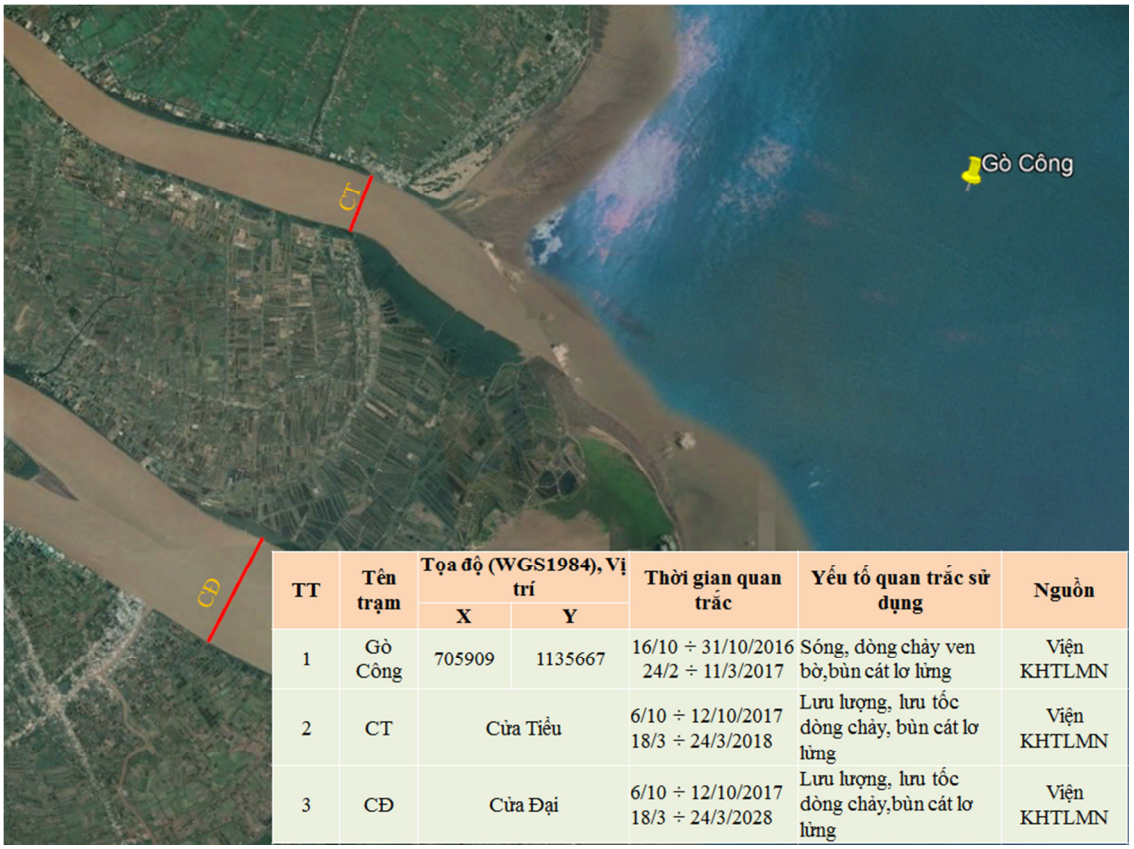
Các kịch bản tính toán được trình bày chi tiết ở Bảng 1

Bảng 1. Các kịch bản tính toán

STT	Ký hiệu kịch bản	Mô tả kịch bản
1	HT	Tính toán chế độ thủy thạch động lực học vùng nghiên cứu chi tiết khi chưa có công trình trong điều kiện bão cấp 10, cấp 12.
2	KB1	Tính toán chế độ thủy thạch động lực học vùng nghiên cứu chi tiết khi có công trình trong điều kiện gió bão cấp 10.
3	KB2	Tính toán chế độ thủy thạch động lực học vùng nghiên cứu chi tiết khi có công trình trong điều kiện gió bão cấp 12.

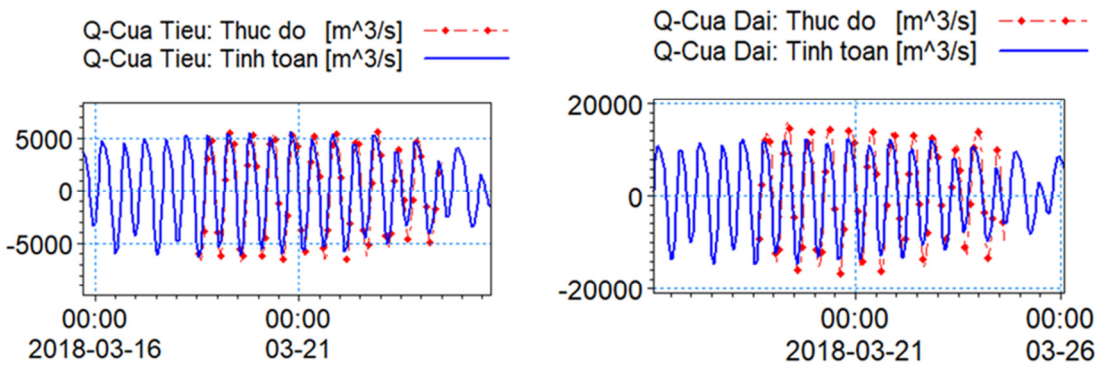
3. KẾT QUẢ HIỆU CHỈNH VÀ KIỂM ĐỊNH

Kết quả hiệu chỉnh và kiểm định mô hình biển Đông và mô hình mở rộng được trình bày chi tiết trong các nghiên cứu của Lê Thanh Chương và nnk, 2018, Nguyễn Duy Khang và nnk, 2012. Trong nghiên cứu này trình bày thêm kết quả hiệu chỉnh kiểm định cho khu vực nghiên cứu chi tiết lưu lượng, mực nước và sóng với số liệu khảo sát mới nhất các vị trí lân cận khu vực công trình. Kết quả được trình bày trên các hình 4 ÷ 7.

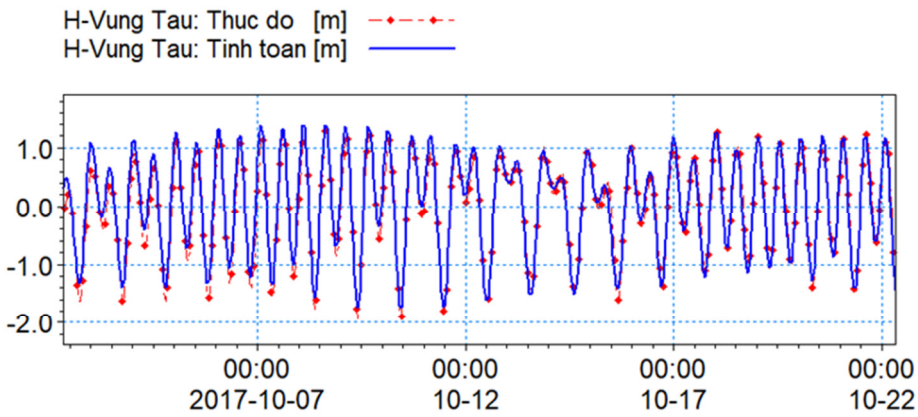


TT	Tên trạm	Tọa độ (WGS1984), Vị trí		Thời gian quan trắc	Yếu tố quan trắc sử dụng	Nguồn
		X	Y			
1	Gò Công	705909	1135667	16/10 ÷ 31/10/2016 24/2 ÷ 11/3/2017	Sóng, dòng chảy ven bờ,bùn cát lơ lửng	Viện KHTLMN
2	CT	Cửa Tiểu		6/10 ÷ 12/10/2017 18/3 ÷ 24/3/2018	Lưu lượng, lưu tốc dòng chảy, bùn cát lơ lửng	Viện KHTLMN
3	CĐ	Cửa Đại		6/10 ÷ 12/10/2017 18/3 ÷ 24/3/2028	Lưu lượng, lưu tốc dòng chảy,bùn cát lơ lửng	Viện KHTLMN

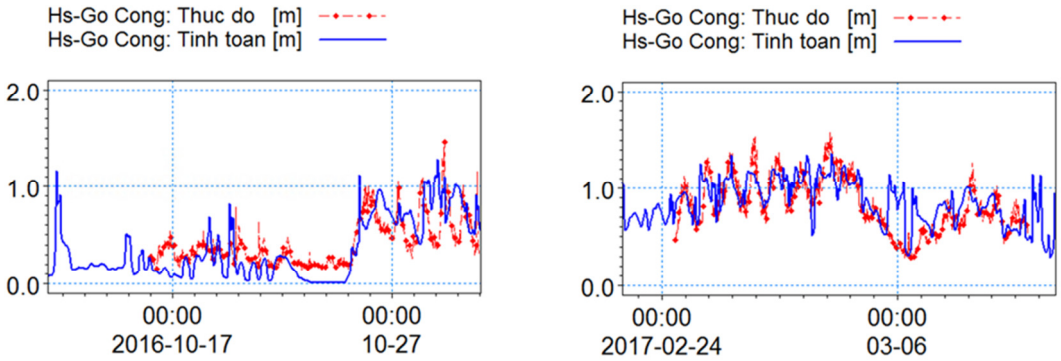
Hình 4. Vị trí khảo sát gần khu vực công trình Cồn Cống



Hình 5. So sánh lưu lượng thực đo và tính toán tại cửa Tiểu và cửa Đại



Hình 6. So sánh mực nước tổng hợp mô phỏng bằng mô hình MIKE21 và mực nước thực đo tại trạm Vũng Tàu

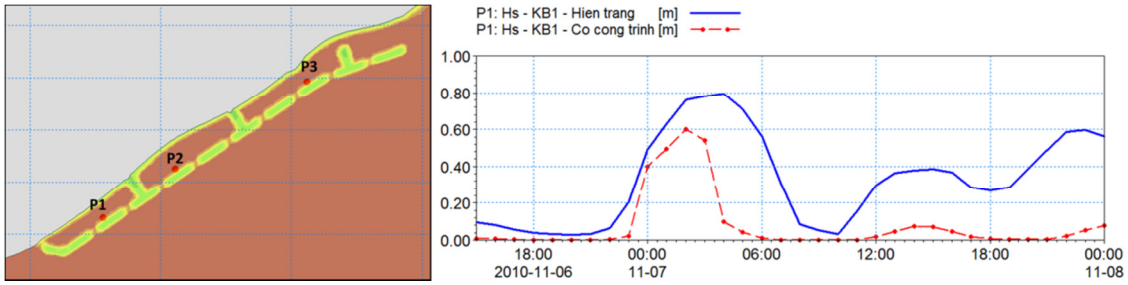


Hình 7. So sánh chiều cao sóng thực đo tại trạm Gò Công và mô hình MIKE 21 SW

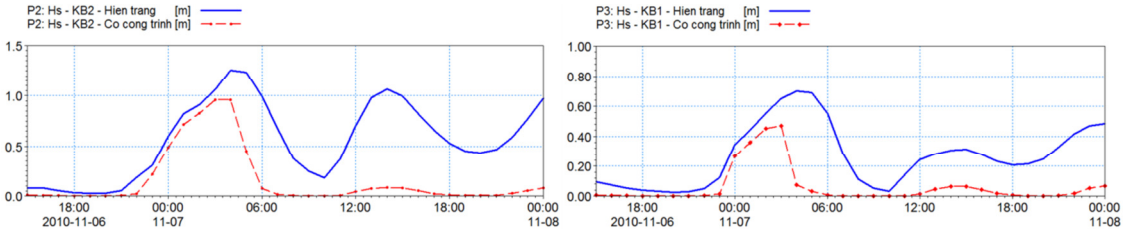
Mô hình đã được hiệu chỉnh kiểm định với các số liệu thực đo. Kết quả cho thấy sự tương đồng rất cao giữa mô hình MIKE21 SW và số liệu sóng quan trắc đảm bảo độ tin cậy để tiến hành tính toán các kịch bản.

4. KẾT QUẢ TÍNH TOÁN VÀ THẢO LUẬN

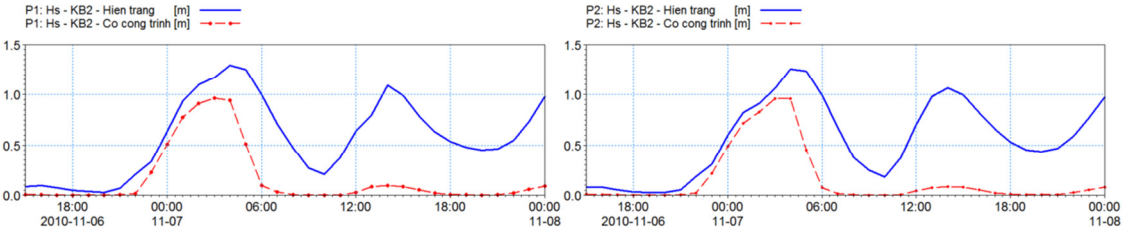
Để đánh giá hiệu quả giảm sóng của công trình thì chiều cao sóng ứng với cấp bão khác nhau KB1 (bão cấp 10), KB2 (bão cấp 12) trường hợp chưa xây dựng công trình, trường hợp có công trình tại các vị trí ven bờ biển phía trong hệ thống đê giảm sóng xem *Hình 8* (trái) trong quá trình bão đổ bộ được lần lượt trình bày trong các *Hình 8 ÷Hình 11*. Kết quả tính toán cho thấy hiệu quả giảm sóng khi xây dựng công trình đê giảm sóng xa bờ trong điều kiện thời tiết cực đoan. Với bão cấp 10 khi đổ bộ chiều cao sóng lớn nhất đạt 0.8m ÷ 1.3m ứng với kịch bản hiện trạng, khi có công trình chiều cao sóng giảm xuống còn 0.4m ÷ 0.8m. Trong trường hợp bão cấp 12 thì chiều cao sóng gần bờ trong bão khoảng 1.0m ÷ 1.4m ứng với kịch bản chưa xây dựng công trình (hiện trạng), còn khi có công trình xây dựng khi bão đổ bộ chiều cao sóng giảm xuống còn 0.8m. Trường phân bố chiều cao sóng ứng với các kịch bản tính toán cũng cho thấy hiệu quả giảm sóng sau khi xây dựng công trình được thể hiện *Hình 12 ÷Hình 13*.



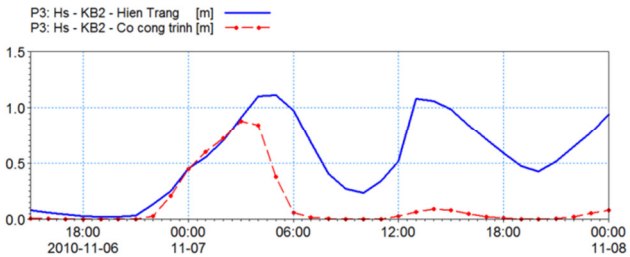
Hình 8. Vị trí trích xuất kết quả và chiều cao sóng tại P1 trong bão cấp 10 (KB1) trường hợp hiện trạng, có công trình



Hình 9. Chiều cao sóng tại P2,P3 trong bão cấp 10 (KB1) trường hợp hiện trạng, có công trình



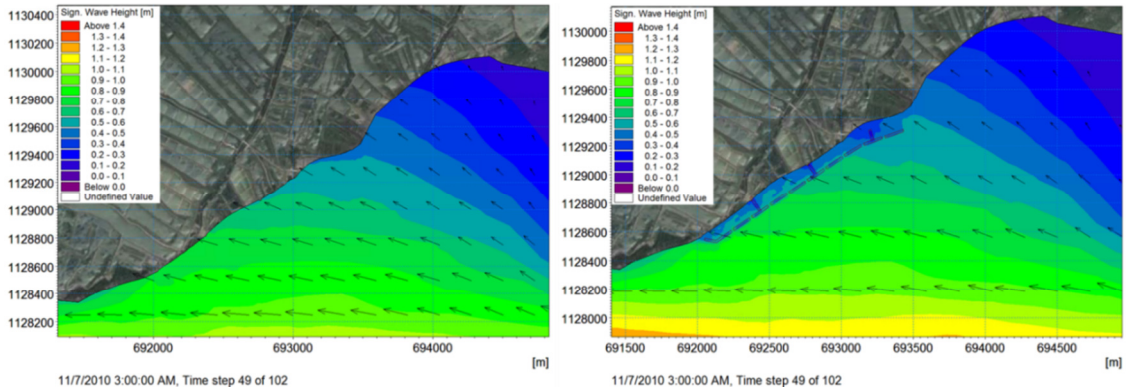
Hình 10. Chiều cao sóng tại P1,P2 trong bão cấp 12 (KB2) trường hợp hiện trạng, có công trình



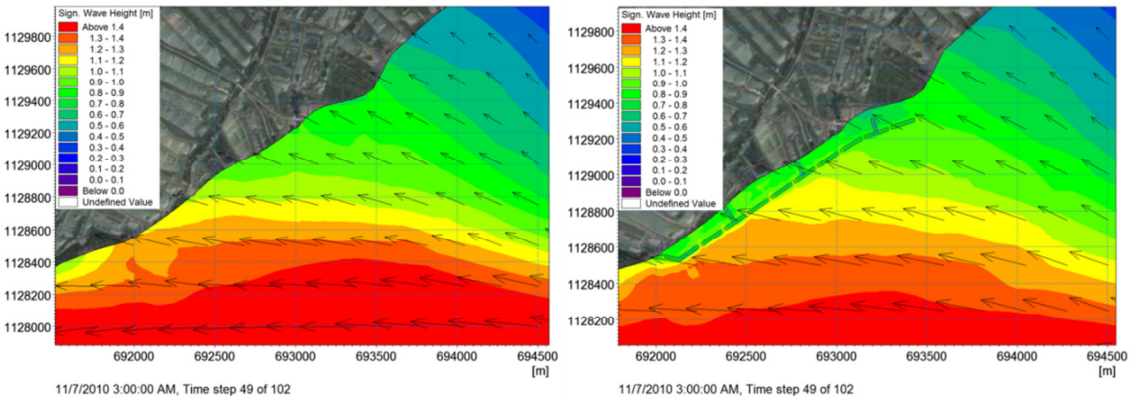
Hình 11. Chiều cao sóng tại P3 trong bão cấp 12 (KB2) trường hợp hiện trạng, có công trình

Bảng 2. Kết quả tính toán mực nước, sóng trong bão trường hợp chưa có công trình (hiện trạng) và trường hợp có công trình tại các vị trí P1, P2,P3

Điểm	Các thông số thủy lực	Bão cấp 10		Bão cấp 12	
		Hiện trạng	Có công trình	Hiện trạng	Có công trình
P1	Mực nước (m)	2.27	2.27	2.88	2.87
	chiều cao sóng Hs (m)	0.91	0.60	1.30	0.96
	Chu kỳ sóng Tp (s)	10.70	9.92	10.41	10.13
P2	Mực nước (m)	2.26	2.26	2.87	2.86
	chiều cao sóng Hs (m)	0.88	0.51	1.26	0.95
	Chu kỳ sóng Tp (s)	10.84	9.92	10.53	10.28
P3	Mực nước (m)	2.24	2.24	2.85	2.85
	chiều cao sóng Hs (m)	0.85	0.45	1.11	0.85
	Chu kỳ sóng Tp (s)	10.92	9.22	10.58	9.29



Hình 12. Phân bố trường sóng trong bão cấp 10 thời điểm bão đổ bộ vào khu vực nghiên cứu trường hợp chưa xây dựng công trình (trái) và trường hợp có công trình (phải)



Hình 13. Phân bố trường sóng trong bão cấp 12 thời điểm bão đổ bộ vào khu vực nghiên cứu trường hợp chưa xây dựng công trình (trái) và trường hợp có công trình (phải)

5. KẾT LUẬN

Dãi ven biển ĐBSCL nói riêng và vung ven biển Việt Nam nói chung luôn chịu ảnh hưởng đáng kể của thiên tai, đặc biệt là hậu quả bão nhiệt đới. Trong những

năm gần đây, dưới tác động của biến đổi khí hậu và sự nóng lên toàn cầu, các kiểu thời tiết cực đoan dường như xảy ra nghiêm trọng và thường xuyên hơn. Giải pháp đê giảm sóng xa bờ đang là một giải pháp được xây dựng khá phổ biến ở ven biển ĐBSCL để bảo vệ bờ biển khỏi sạt lở. Kết quả mô phỏng bằng mô hình toán cho thấy hiệu quả giảm sóng rõ rệt của tuyến đê giảm sóng xa bờ trong trường hợp bão và hiện trạng, điều này thể hiện tầm quan trọng của tuyến đê trong việc giảm sóng bảo vệ bờ biển khu vực Cồn Cống. Kết quả nghiên cứu cho thấy, hiệu quả giảm sóng của công trình không chỉ trong trường hợp khí hậu gió mùa mà trong trường hợp có bão thì hiệu quả giảm sóng của công trình rất đáng kể trung bình giảm khoảng 40% trong bão cấp 10 và 30% trong bão cấp 12. Kết quả của nghiên cứu này dự kiến sẽ là tài liệu tham khảo của chính quyền trong việc lập kế hoạch và giảm thiểu tác động của thảm họa thiên nhiên do bão. Mô phỏng được thực hiện trên mô hình MIKE 21 đã được hiệu chỉnh và kiểm đinh bằng dữ liệu đo được, quan sát vệ tinh, kết quả dự báo từ mô hình thủy triều FES2014 toàn cầu và các mô hình khác như WAVEWATCH III, AVISO.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. DHI. (2012). Mike 21 Flow Model-Hydrodynamic Module Scientific Documentation.
2. Dorel, C., Păcurar, I., ROŞCA, S., BILAŞCO, Ş., DÎRJA, M., & BO, A. I. (2016). Vulnerability Assessment of Land for Surface Erosion using Usle Model. Case Study: Someş Mare Hills. ProEnvironment Promediu, 9(25).
3. Lê Thanh Chương, Nguyễn Duy Khang, Lê Mạnh Hùng (2018). Kết quả tính sóng, nước dâng do bão vùng ven biển Đông đồng bằng sông Cửu Long. Tạp chí khoa học và công nghệ thủy lợi số 49.
4. National Institute of Informatics. (n.d.). Retrieved from http://agora.ex.nii.ac.jp/
5. Nguyễn Duy Khang, Trần Bá Hoằng và nnk, 2012. Báo cáo chuyên đề "Hiệu chỉnh và kiểm định mô hình tổng thể toàn vùng biển Đông". Đề tài độc lập cấp nhà nước ĐTĐL.2011-G/39 "*Nghiên cứu biến động của chế độ thủy thạch động lực vùng cửa sông ven biển chịu tác động của dự án đê biển Vũng Tàu - Gò Công*". Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.
6. Olson, C. J., Becker, J. J., & Sandwell, D. T. (2014). A new global bathymetry map at 15 arcsecond resolution for resolving seafloor fabric: SRTM15_PLUS. In AGU Fall Meeting Abstracts
7. Saha, S., Moorthi, S., Wu, X., Wang, J., Nadiga, S., Tripp, P., … Iredell, M. (2014). The NCEP climate forecast system version 2. Journal of Climate, 27(6), 2185–2208
8. Tolman, H. L. (2009). User manual and system documentation of WAVEWATCH III TM version 3.14. Technical Note, MMAB Contribution, 276, 220.

NGHIÊN CỨU MỨC ĐỘ ẢNH HƯỞNG CỦA SỰ SUY GIẢM PHÙ SA DO XÂY DỰNG ĐẬP THỦY ĐIỆN TRÊN SÔNG ME KONG ĐẾN XU THẾ BIẾN ĐỘNG ĐỊA HÌNH ĐÁY KHU VỰC VEN BIỂN TỈNH TRÀ VINH

Study of influences of changes in sediment load from the Mekong river to morphological change in the coastal region of Travinh province

TS. Nguyễn Thị Phương Thảo
Trường Đại học Tài nguyên và Môi trường Tp. HCM
**Email: ntpthao@hcmunre.edu.vn*

TÓM TẮT: *Việc phát triển thủy điện ở thượng lưu sông Me Kong đang gây nhiều hệ lụy đáng lo ngại cho đồng bằng sông Cửu Long Việt Nam như: sự thay đổi về chế độ thủy văn, dòng chảy, suy giảm phù sa cung cấp cho hạ du, làm giảm đáng kể nguồn lợi thủy sản, gia tăng xói lở, Bài báo trình bày các kết quả nghiên cứu dự báo sự biến động của hình thái vùng ven bờ biển Trà Vinh tương ứng với 3 kịch bản suy giảm phù sa sông Me Kong (giảm 20%, 30% và 50%). Năm hiện trạng tính toán là 2011. Phương pháp nghiên cứu là mô hình toán với phần mềm sử dụng là Mike 21C F/M. Miền tính toán được thiết lập đủ lớn để đánh giá được sự tương tác giữa dòng chảy và nguồn cung cấp bùn cát từ sông Me Kong, hệ thống sông Sài Gòn – Đồng Nai và các tác động từ mực nước, dao động triều, sóng, gió biển Đông. Kết quả tính toán trong 1 năm cho thấy, mức độ tăng xói ít hơn nhiều so với mức độ suy giảm phù sa sông và mức tăng này là không lớn so với sự xói lở do tác động của chế độ thủy thạch động lực hiện trạng (một năm xói 30cm). Có thể đặt ra nghi vấn rằng, sự suy giảm phù sa ở thượng lưu sẽ làm tăng xói khu vực bờ sông và lượng bùn cát này sẽ được mang ra biển.*

Từ khóa: *sông Me Kong, thủy điện, xói lở bờ biển, hình thái, Trà Vinh.*

ABSTRACT: *The construction of hydroelectric dams on the upper Mekong is causing many impacts on the Mekong Delta of Vietnam such as: a change in hydrodynamic regime, a decrease in the sediment load, a significant reduction in fisheries resources, an increase in erosion, etc. The paper presents the research results of the morphological changes in the coastal area of Travinh corresponding to 3 scenarios of decrease in the sediment load from the Mekong river (20%, 30% and 50% reduction). The current status year is 2011. The method of research is a mathematical model with the software used is Mike 21C F / M. The mesh is set up large enough to assess the interaction between flows and the supply of sediments from the Mekong, Saigon and Dong Nai Rivers and impacts from the East Sea. Calculation results in 1 year show that the level of erosion increase is much less than the level of decrease in the sediment load of the river and this increase is not large compared with the erosion due to the impact of the current hydrodynamic regime (one year of erosion 30cm). It is questionable that the decrease in the sediment load from the Mekong river will increase the erosion of the river banks and river beds and this sediment will be carried to the sea.*

Keywords: *Mekong river, hydroelectric dams, erosion, Travinh.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong những năm gần đây, việc xây dựng các công trình thủy điện trên thượng lưu và hạ lưu sông Me Kong gây ra những ảnh hưởng nghiêm trọng tới ĐBSCL, do nằm ở phần cuối cùng của châu thổ. Trong đó, tác động lớn nhất là sự suy giảm phù sa dẫn đến giảm năng suất nông nghiệp – thủy sản, gia tăng xói lở bờ biển,… Tuy nhiên, hầu như chưa có

các nghiên cứu tính toán cụ thể mức độ ảnh hưởng của sự suy giảm lượng phù sa sông Me Kong đến diễn biến hình thái khu vực ven biển Trà Vinh thuộc ĐBSCL. Do vậy, bài báo này được thực hiện để đánh giá vai trò của tác nhân thiếu hụt nguồn cung bùn cát từ sông Me Kong đến sự gia tăng xói lở khi vực ven biển trong những năm gần đây, đặc biệt là vùng ven biển Trà Vinh.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU VÀ SỐ LIỆU ĐẦU VÀO

2.1. Phương pháp nghiên cứu

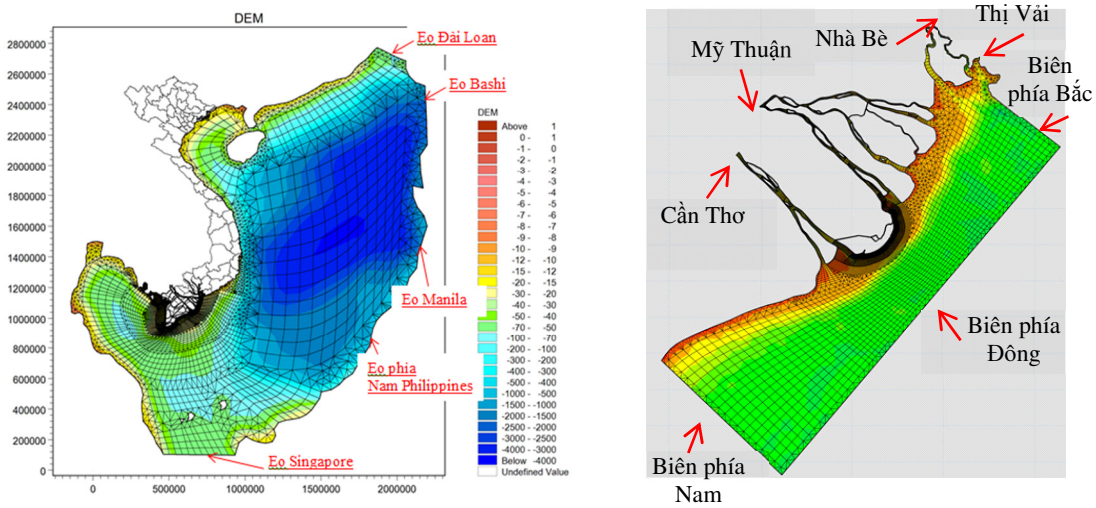
Phương pháp mô hình toán cho phép mô phỏng được hiện trạng và dự báo các quá trình biến đổi của các yếu tố tự nhiên tác động đến chế độ thủy thạch động lực, đồng thời giải thích được cơ chế hình thành và biến đổi của chúng. Nghiên cứu này sử dụng kết quả chạy mô hình thủy lực Mike 21C F/M đã được kiểm định chặt chẽ với số liệu thực đo để tính toán chế độ thủy thạch động lực vùng ven biển Trà Vinh.

2.2. Số liệu thiết lập mô hình

- *Số liệu địa hình*: được lấy từ (i) kết quả thực đo các đề tài, dự án điều tra cơ bản thực hiện bởi Viện Khoa học Thủy lợi Miền Nam (2010) và Viện Kỹ thuật Biển (2009), (ii) bản đồ tỉ lệ 1/100.000 của Hải quân xuất bản năm 1982, (iii) từ GEBCO của Trung tâm dữ liệu hải dương học Anh Quốc.

- *Số liệu trường gió*: sử dụng từ Trung tâm dự báo môi trường thuộc Cơ quan quản lý Hải dương và Khí quyển Hoa Kỳ (NCEP/NOAA). Số liệu trường gió có bước thời gian là 3 giờ và bước lưới là $0.5^o \times 0.5^o$ trong phạm vi toàn vùng biển Đông – Tây, trong khoảng thời gian toàn năm 2011.

- Vùng nghiên cứu (VNC) mở rộng được thiết lập có phạm vi toàn vùng biển Đông – Tây nhằm tính toán biên sóng nước sâu, biên dòng chảy tại các vị trí "Biên phía Bắc", "Biên phía Đông" và "Biên phía Nam" cho mô hình nghiên cứu chi tiết (Hình 1).



Hình 1. Vùng nghiên cứu mở rộng (trái) và chi tiết (phải).

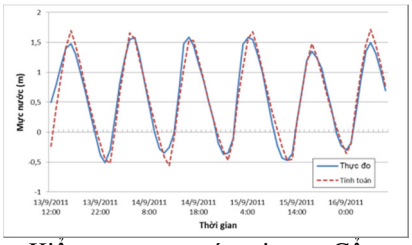
- Dữ liệu biên mực nước tại 5 eo biển (VNC mở rộng) nối với các đại dương được trích từ phần mềm dự báo triều toàn cầu, gồm: eo biển Đài Loan, Bashi, Manila, phía nam Philippines và Singapore (hình 1).

- Cơ sở dữ liệu lưu lượng tại Cần Thơ, Mỹ Thuận và mực nước tại Nhà Bè, Thị Vải là tài liệu thực đo. Cơ sở dữ liệu về hàm lượng phù sa lơ lửng tại Cần Thơ, Mỹ Thuận, Nhà Bè là số liệu bình quân tháng.

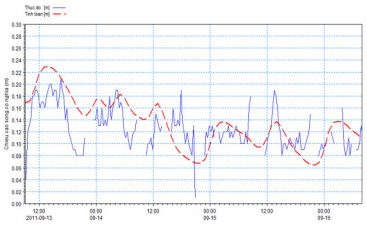
Số liệu đo đạc thực tế về sóng, lưu lượng, mực nước, vận tốc dòng chảy, bùn cát lơ lửng khu vực ven biển Trà Vinh [2][3] được sử dụng vào mục đích hiệu chỉnh và kiểm định mô hình.

2.3. Kết quả hiệu chỉnh và kiểm định mô hình

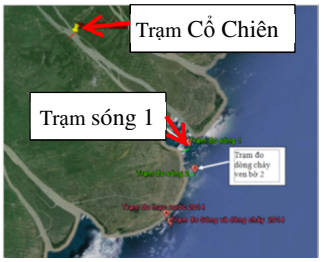
Việc hiệu chỉnh và kiểm định các thông số mô hình thủy lực, tính toán sóng và bùn cát đã được thực hiện cẩn thận, các số liệu tính toán và thực đo có sự tương quan cao (xem hình 2).

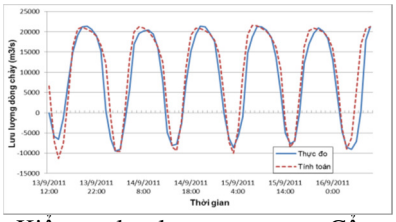


Kiểm tra mực nước tại trạm Cổ Chiên

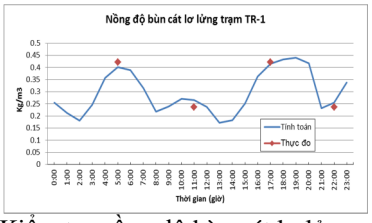


Kiểm tra độ cao sóng tại trạm 1

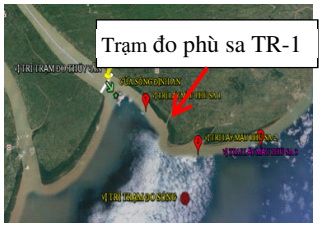




Kiểm tra lưu lượng qua trạm Cổ Chiên



Kiểm tra nồng độ bùn cát lơ lửng



Hình 2. Kết quả hiệu chỉnh - kiểm định mô hình và vị trí các trạm đo.

3. XÂY DỰNG KỊCH BẢN

3.1. Các kịch bản tính toán

- *Kịch bản 1:* Tính toán dự báo chế độ thủy động lực (dòng chảy, sóng) và diễn biến bồi xói hiện trạng (2011).

- *Kịch bản 2:* Tính toán dự báo chế độ thủy động lực (dòng chảy, sóng) và diễn biến bồi xói có xem xét đến yếu tố suy giảm lượng bùn cát sông Me Kong 20% (so với năm 2011).

- *Kịch bản 3:* Tính toán dự báo chế độ thủy động lực (dòng chảy, sóng) và diễn biến bồi xói có xem xét đến yếu tố suy giảm lượng bùn cát sông Me Kong 30% (so với năm 2011).

- *Kịch bản 4:* Tính toán dự báo chế độ thủy động lực (dòng chảy, sóng) và diễn biến bồi xói có xem xét đến yếu tố suy giảm lượng bùn cát sông Me Kong 50% (so với năm 2011).

3.2. Cơ sở xây dựng các kịch bản

Theo kết quả dự báo của Bộ Tài nguyên và môi trường năm 2016, việc xây dựng 11 đập thủy điện trên dòng chính hạ lưu sông Me Kong sẽ làm tổng lượng bùn cát lơ lửng tại Tân Châu, Châu Đốc giảm từ 57% đến 64% so với năm 2008 [4].

Nghiên cứu xây dựng 3 kịch bản phát triển thủy điện như sau:

Bảng 1: Các kịch bản phát triển thủy điện

Stt	Kịch bản	Năm điều kiện nền	Số lượng đập	Tên đập	Quốc gia	Mức độ suy giảm bùn cát lơ lửng
	Bộ TNMT	2008	11	Pắc Beng, Luông Phra-bang, Xay-nha-bu-li, Pắc Lay, Sa-na kham, Pắc Chom, Bản Kủm, Lạt Sửa, Đôn Sa-hông, Stung Treng, Sảm Bo	Lào, Thái Lan, Campuchia	60%
1	KB1	2011	3	Pắc Beng, Luông Phra-bang, Xay-nha-bu-li (3 đập lớn)	Lào	20%
2	KB2	2011	6	Pắc Beng, Luông Phra-bang, Xay-nha-bu-li, Pắc Lay, Sa-na kham, Pắc Chom	Lào	30%
3	KB3	2011	9	Pắc Beng, Luông Phra-bang, Xay-nha-bu-li, Pắc Lay, Sa-na kham, Pắc Chom, Bản Kủm, Lạt Sửa, Đôn Sa-hông,	Lào, Thái Lan, Campuchia	50%

3.3. Cách đưa biên đầu vào cho các kịch bản

Đối với kịch bản suy giảm lượng bùn cát sông Me Kong 20%, 30% và 50%: dữ liệu hàm lượng phù sa lơ lửng năm 2011 tại 02 biên mở phía sông Me Kong (gồm Mỹ Thuận và Cần Thơ) được tính giảm đi 20%, 30% và 50% tương ứng với các kịch bản. Các điều kiện khác về mực nước, sóng, gió biển Đông, mực nước, lưu lượng, tại các biên mở phía sông và hàm lượng phù sa tại biên Thị Vải, Nhà Bè được giữ nguyên.

4. NGHIÊN CỨU XU THẾ BIẾN ĐỘNG ĐỊA HÌNH ĐÁY KHU VỰC VEN BIỂN TỈNH TRÀ VINH TƯƠNG ỨNG VỚI CÁC KỊCH BẢN SUY GIẢM LƯỢNG PHÙ SA SÔNG ME KONG

4.1. Kết quả mô phỏng chế độ bồi xói vùng bờ biển Trà Vinh cho các kịch bản

- ***Kịch bản hiện trạng (xem hình 3)***

Khu vực xã Hiệp Thạnh: Nhìn chung hiện tượng bồi xói xảy ra xen kẽ. Tuy nhiên khu vực phía Bắc hiện tượng xói xảy ra nhiều hơn so với khu vực phía Nam. Đặc biệt tại khu vực ấp Bào diễn biến xói lở bãi biển (hạ thấp cao trình) ở đây khá lớn trung bình 0,3m/năm, diễn biến mép bờ biển cao nhất có thể đến 20 – 30 m/năm. Khu vực này chịu sự chi phối chế độ dòng chảy thủy triều vào ra cửa sông Cung Hầu với vận tốc dòng chảy trung bình vào khoảng 0,6 m/s, cộng thêm chịu tác động trực tiếp từ sóng có chiều cao trung bình 0,4 – 0,5 m. Sóng biển tác động trực tiếp đã phá vỡ kết cấu bờ, bào mòn thành chân bờ bãi biển, chuyển các dạng kết cấu bờ và đáy chủ yếu là bùn sét cát mịn thành dạng lơ lửng, một phần được vận chuyển đi ra xa cũng như được vận chuyển xuống phía Nam bởi dòng chảy xen bờ. Trong khi đó đoạn từ Vàm Thâu Râu đến bờ Bắc cửa sông Bến Giá hiện tượng bồi chiếm ưu thế với tốc độ 2 m/năm hoặc ổn định.

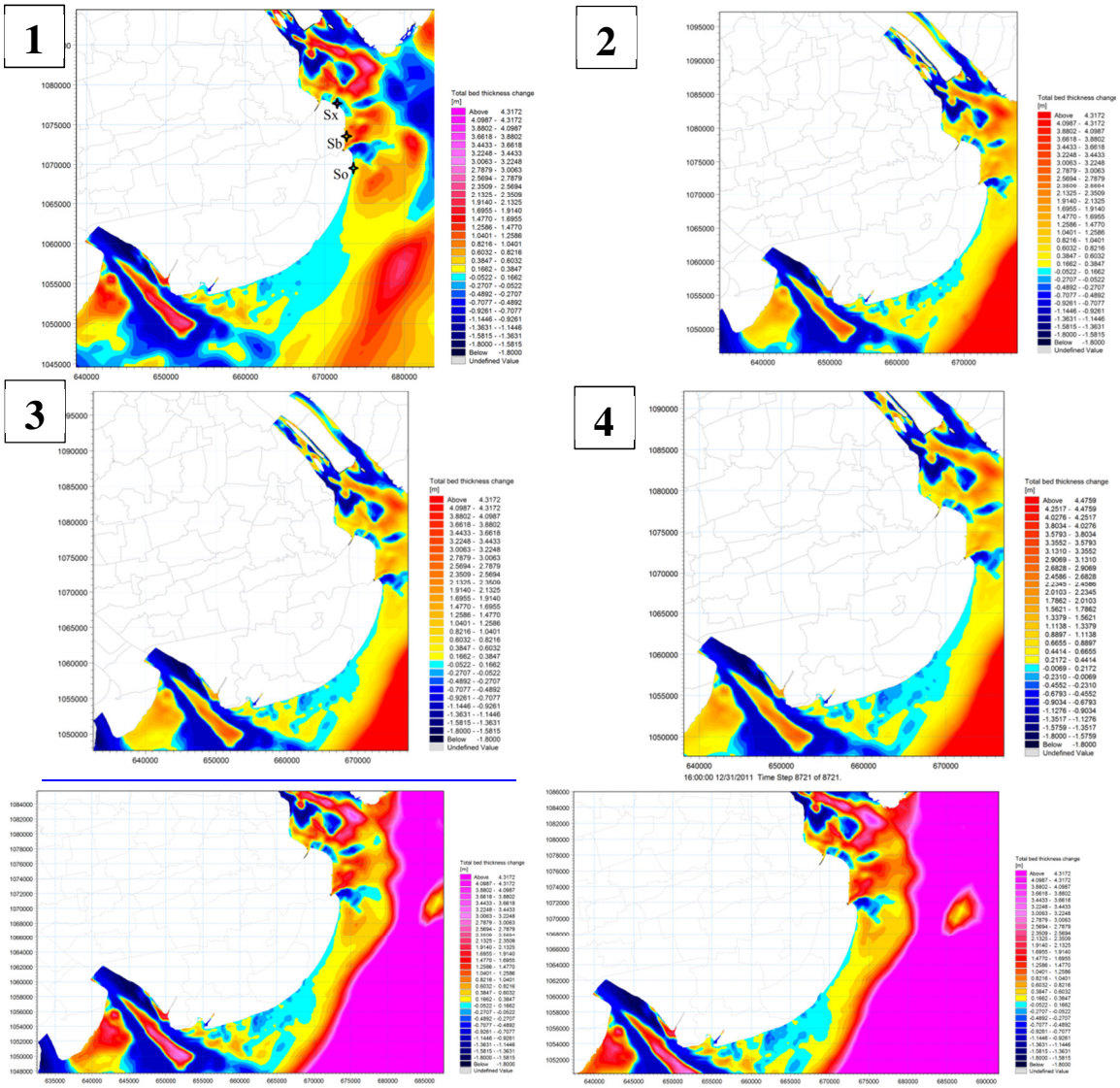
Đối với xã Trường Long Hòa: Nhìn chung khu vực này hiện tượng xói lở bờ biển chỉ xảy ra một số khu vực cục bộ như một đoạn nhỏ khoảng 1,2 km tại ấp Nhà Mát, do khu vực này nằm vị trí gần cửa sông Bến Giá nên dòng chảy khá phức tạp, tạo ra những dòng chảy có hướng gần vuông góc với bờ đặc biệt là triều dâng nên có hiện tượng hạ thấp cao trình đáy biển từ 0,5 – 0,7 m/năm tại vị trí này. Ngoài ra đoạn từ khu du lịch Ba Động đến cuối xã Trường Long Hòa, hiện tượng sạt lở bờ biển lại xảy ra khá mạnh mẽ, đặc biệt khu vực khu du lịch Ba Động và khu vực gần ấp Cồn Trứng có tốc độ sạt lở từ 8 m/năm. Chiều cao sóng tại khu vực này cao hơn các vị trí khác, đặc biệt là vào gió mùa Đông Bắc độ cao sóng trung bình là >0,5 m, do khu vực ven bờ tại đây có địa hình sâu hơn các vị trí khác, cho nên sóng từ ngoài khơi truyền vào đến gần tận tới bờ mới có hiện tượng sóng vỡ, do vậy xói lở ở đây diễn biến phức tạp.

Đối với xã Dân Thành: Khu vực này nhìn chung không có diễn biến bồi xói phức tạp, xói lở chỉ xảy ra trên bề mặt bãi và một phần cồn cát do hiện tượng nước biển dâng cao trong mùa gió Chướng. Xói lở kèm theo hiện tượng mất cân bằng tải cát trong hai mùa gió đặc trưng của một năm khí hậu làm cho bờ biển bị suy thoái nhanh chóng với phạm vi bề rộng lớn.

Đối với xã Đông Hải: Hiện tượng bồi chi phối mạnh tại khu vực này với tốc độ nâng lên của cao trình đáy trung bình từ 0,5 – 1 m/năm. Bên cạnh đó cũng có một số khu vực xảy ra hiện tượng xói lở như đoạn giáp với xã Dân Thành cũng như khu vực cuối thuộc ấp Động Cao. Tuy nhiên bản chất 2 khu vực sạt lở trên là khác nhau. Tại khu vực giáp với xã Dân Thành vì đây là khu vực có địa hình đáy bờ biển sâu hơn khu vực khác, cho nên năng lượng sóng không bị tiêu hao nhiều ở ngoài xa, do vậy chiều cao sóng tại khu vực này cao hơn các vị trí về phía Nam, tác động đến diễn biến xói tại đây. Còn khu vực thuộc ấp Động Cao bị ảnh hưởng dòng chảy của sông Hậu chảy qua cửa Định An, nên tốc độ dòng chảy khu vực này khá lớn so với các vị trí khác, trung bình từ 0,5 – 0,7m/s.

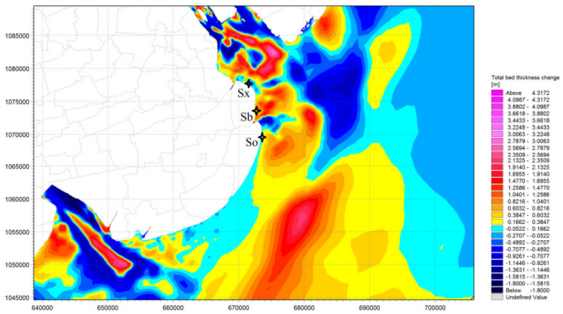
Các kịch bản khác

Kết quả tính toán diễn biến bồi xói khu vực bờ biển Trà Vinh sau 1 năm đối với các kịch bản khác thể hiện trên hình 3. Nhìn chung, hiện tượng bồi xói bị ảnh hưởng bởi bùn cát sông Me Kong giảm 20%, 30%, 50% không có sự thay đổi nhiều so với kịch bản hiện trạng, chỉ tăng xói – giảm bồi nhẹ.



Hình 3. Diễn biến bồi xói bờ biển Trà Vinh sau 1 năm – Kịch bản hiện trạng và phù sa sông Mêkong giảm 20%, 30%, 50% (theo thứ tự 1, 2, 3, 4 trên hình)

4.2. Xu thế biến động chiều dày bồi lắng tại một số khu vực đặc trưng bờ biển Trà Vinh

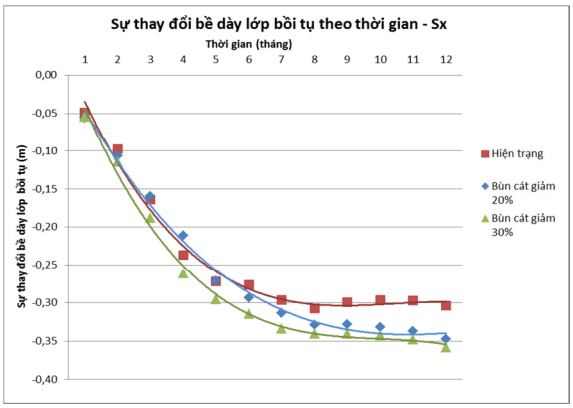


Để phân tích kỹ hơn về sự khác biệt giữa độ bồi xói giữa các kịch bản, nghiên cứu trích xuất kết quả về sự thay đổi bề dày bãi bồi tại 03 điểm tiêu biểu khu vực BBTV với các kịch bản khác nhau để so sánh (xem bảng 2 và hình 4).

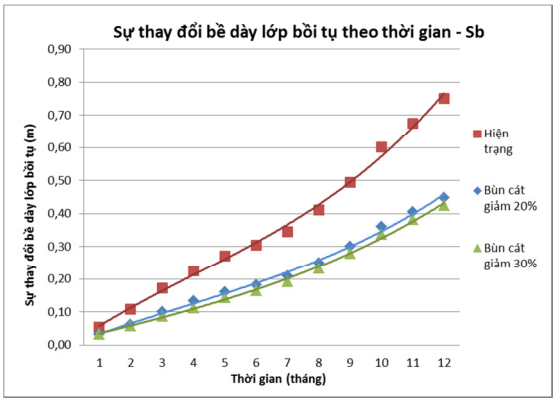
Hình 4. Diễn biến bồi xói BBTV sau 1 năm – kịch bản hiện trạng và vị trí các điểm trích xuất kết quả

Bảng 2: Tọa độ các điểm trích xuất giá trị thay đổi bề dày bồi lắng

STT	Tên điểm	Đặc điểm	Hệ tọa độ UTM	
			E	N
1	Sx	Xói nhiều	671329.1167	1077742.6050
2	Sb	Bồi nhiều	672460.0955	1074017.0276
3	So	Ổn định	673458.0181	1070091.8657

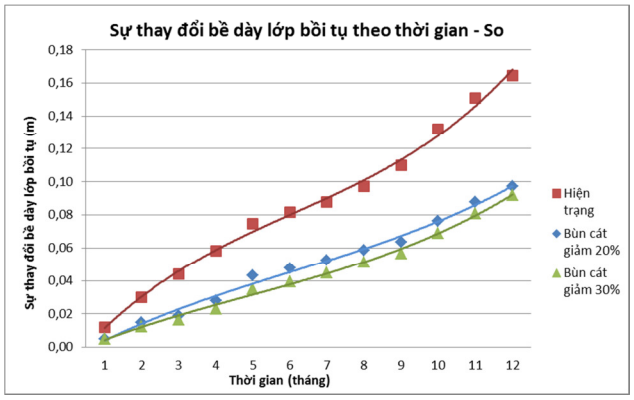


Hình 5. Sự thay đổi bề dày lớp bồi tụ điểm Sx với kịch bản hiện trạng, bùn cát giảm 20 – 30%



Hình 6. Sự thay đổi bề dày lớp bồi tụ điểm Sb với kịch bản hiện trạng, bùn cát giảm 20 – 30%

Hình 5 cho thấy, hàm lượng bùn cát sông Me Kong giảm đều làm gia tăng mức độ xói mòn tại khu vực bờ biển Trà Vinh, quá trình xói phù hợp với thực tế. Những tháng đầu năm (tháng I – V) là vào thời gian cuối của mùa gió đông bắc, lượng phù sa trong sông đổ về kém dồi dào, sóng tác động mạnh đã làm quá trình xói diễn ra mạnh mẽ. Các tháng tiếp theo vào mùa gió tây nam, nguồn phù sa dồi dào, sóng và dòng chảy ôn hòa hơn, quá trình xói chậm lại. Đến tháng XII, diễn biến xói tăng dần và sẽ trở nên mạnh mẽ vào nửa đầu năm sau.



Hình 7. Sự thay đổi bề dày lớp bồi tụ điểm So với kịch bản hiện trạng, bùn cát giảm 20 – 30%

Bảng 3: Mức độ thay đổi bề dày lớp bồi tụ so với kịch bản hiện trạng

Giá trị trung bình (%)			
Điểm	**Phù sa giảm 20%**	**Phù sa giảm 30%**	**Ước tính phù sa giảm 10%**
Sx	-1,6	-3,3	-0,9
Sb	-14,7	-16,4	-6,4
So	-3,7	-4,3	-1,7

Theo bảng 3, sự suy gảm phù sa sông Me Kong làm tăng mức độ xói (hoặc giảm độ bồi tụ) khu vực ven biển. Sự ảnh hưởng mạnh nhất đến các điểm bồi nhiều, ước tính trung bình phù sa giảm 10% sẽ giảm bồi đi 6,4%. Các điểm đang xói lở bị ảnh hưởng ít hơn hẳn, ước tính trung bình phù sa giảm 10% sẽ tăng mức độ xói lên khoảng 0,9%. Điều này cho thấy, mức độ tăng xói ít hơn nhiều so với mức độ suy giảm phù sa sông và mức tăng này là không lớn so với sự xói lở do tác động của chế độ thủy thạch động lực hiện trạng (một năm xói 30cm). Có thể đặt ra nghi vấn rằng, sự suy giảm phù sa ở thượng lưu sẽ làm tăng xói khu vực bờ sông và lượng bùn cát này sẽ được mang ra biển.

Nhận xét chung

Các đồ thị cho thấy ý nghĩa về mặt biểu diễn xu thế làm tăng mức độ xói (hoặc giảm độ bồi tụ) tại khu vực ven bờ biển Trà Vinh dưới tác động của sự suy giảm lượng phù sa sông Me Kong do xây dựng các công trình trên thượng nguồn. Các tác động này là không lớn so với sự xói lở do tác động của chế độ thủy thạch động lực hiện trạng.

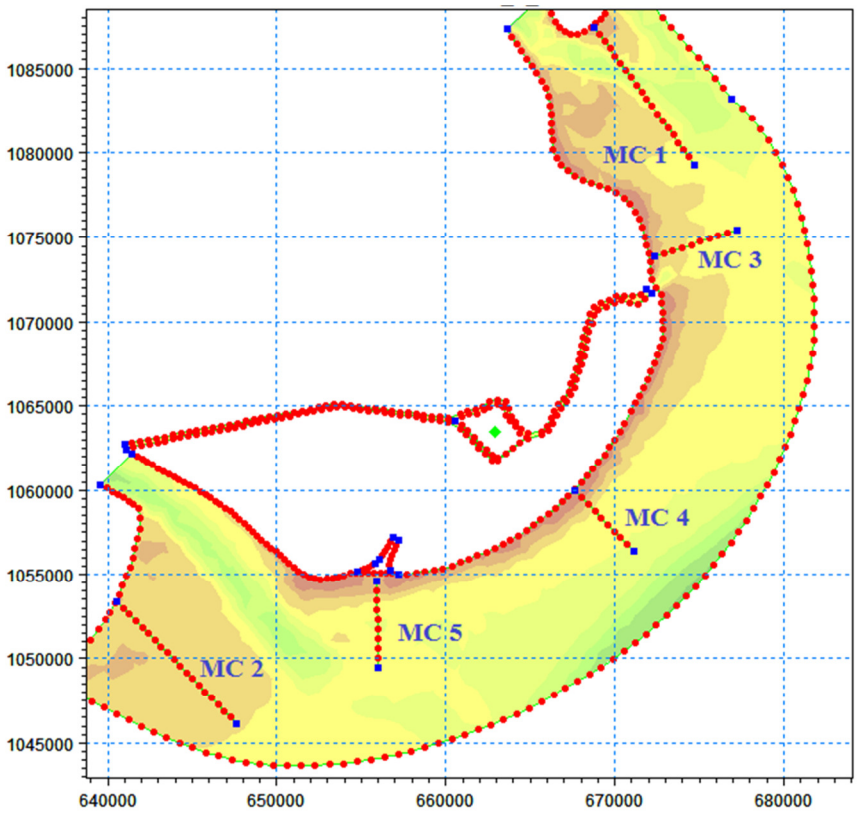
Đối với nguyên nhân do suy giảm lượng phù sa sông Me Kong, xu thế này là điều dễ hiểu. Theo nhiều tài liệu nghiên cứu đã có, vùng đồng bằng sông Cửu Long được hình thành từ những trầm tích phù sa của sông Me Kong. Lượng phù sa sông Me Kong giảm, dẫn đến lượng bùn cát cung cấp cho khu vực ven biển giảm đi, từ đó làm tăng mức độ xói và giảm độ bồi tụ khu vực ven biển Trà Vinh.

4.3. Diễn biến địa hình đáy ven biển Trà Vinh giữa các kịch bản

Để phân tích kỹ hơn diễn biến địa hình đáy khu vực cửa sông, ven biển Trà Vinh qua các kịch bản, đề tài trính xuất cao trình địa hình đáy vào thời điểm cuối cùng của 1 năm tính toán (ngày 31/12/2011). Vị trí các mặt cắt thể hiện trên hình 8 và bảng 4.

Bảng 4: Tọa độ các mặt cắt ven bờ

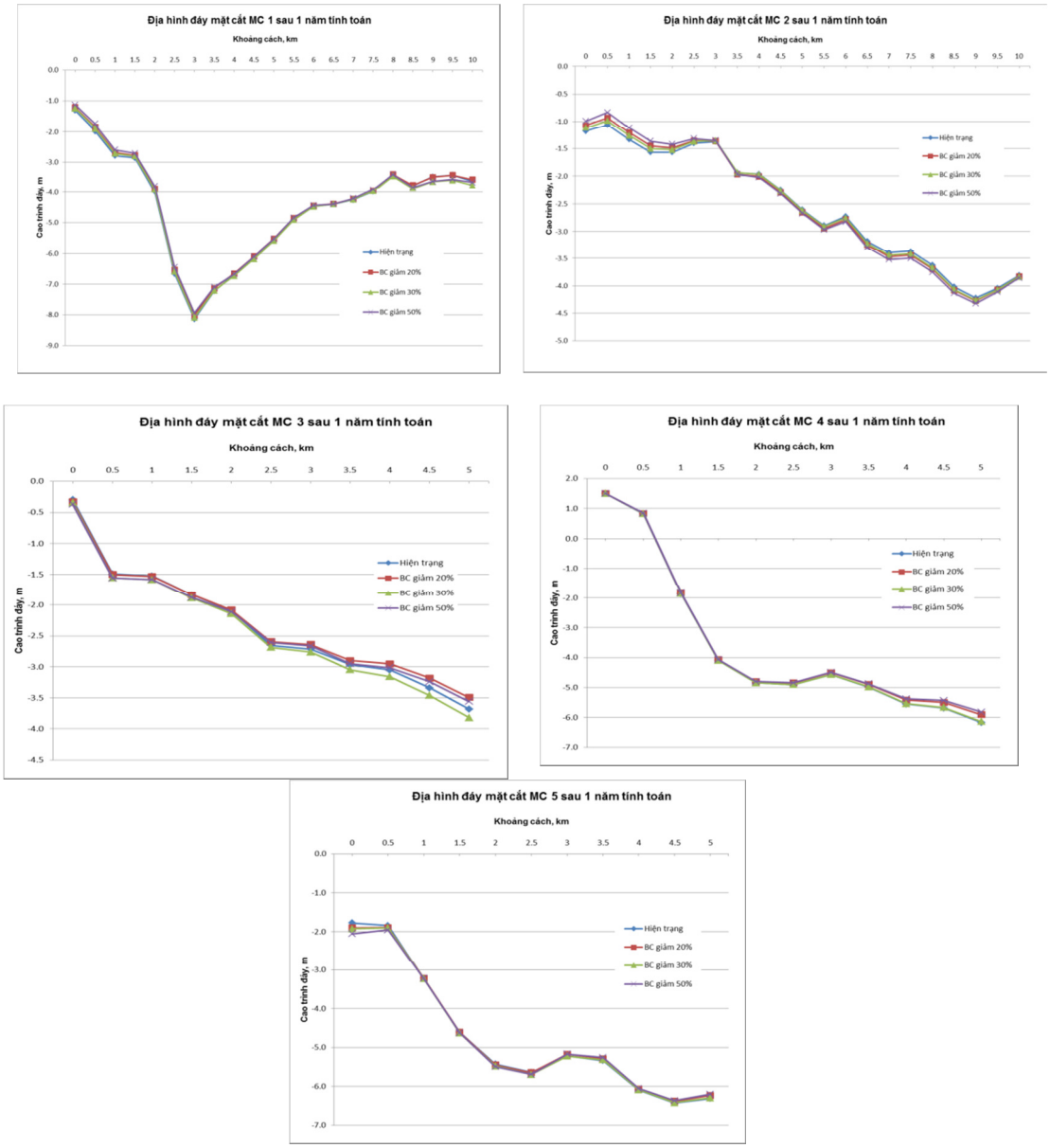
Mặt cắt	Hệ tọa độ UTM				Độ rộng mặt cắt (Km)
	Sát bờ		Xa bờ		
	E	N	E	N	
MC 1	668781,696	1087443,266	674703,787	1079305,521	10
MC 2	640537,857	1053372,478	647635,569	1046133,152	10
MC 3	672343,193	1073868,267	677216,937	1075470,894	5
MC 4	667668,488	1059936,179	671089,910	1056383,225	5
MC 5	655919,333	1054574,855	655990,232	1049466,076	5



Hình 8. Vị trí các mặt cắt trích xuất cao trình địa hình đáy ven biển

Biến động địa hình đáy biển vùng ven bờ TV phụ thuộc vào các điều kiện thủy động lực và nguồn cung trầm tích từ hệ thống sông đưa ra.Với giả thiết các điều kiện khác không thay đổi, chỉ có thay đổi về suy giảm hàm lượng phù sa tại trạm thủy văn phía sông Mỹ Thuận, Cần Thơ 20-30-50%, các kết quả tính toán mô phỏng cho thấy sự suy giảm phù sa sông có tác động nhất định đến đặc điểm biến động địa hình đáy ở khu vực nghiên cứu.

Kết quả trích xuất địa hình đáy tại các mặt cắt sau 1 năm tính toán thể hiện trên các hình dưới đây.



Hình 9. Xu thế biến động cao trình địa hình đáy ven biển giữa các kịch bản

Các biểu đồ cho thấy, những thay đổi gây ra suy giảm phù sa sông đến địa hình đáy theo không gian là khá nhỏ. Như vậy, sự suy giảm phù sa sông không gây ra những tác động lớn đến địa hình đáy ven biển TV. Tuy nhiên tác động này gây ra những xu thế biến động địa hình đáy trái ngược nhau ở các khu vực cửa sông và ven biển TV.

Nhận xét chung

Tập hợp các biểu đồ trên thấy rằng:

- Giá trị thay đổi cao trình đáy giữa các kịch bản tại các mặt cắt không quá lớn.

- Xu thế diễn biến cao trình đáy giữa các kịch bản tại các mặt cắt là khác nhau: sự suy giảm phù sa sông làm tăng bồi khu

vực cửa sông, nhưng gây xói ở các khu vực ven biển. Tuy nhiên các tác động này là khá nhỏ.

5. KẾT LUẬN

Nghiên cứu đã tính toán diễn biến bồi xói với kịch bản hiện trạng cho thấy các khu vực bị xói nhiều là Hiệp Thạnh, Trường Long Hòa, Dân Thành, khu vực có xu hướng bồi chủ đạo là Đông Hải. Kết quả trích xuất từ mô hình về sự thay đổi bề dày lớp bồi tụ tại 3 điểm tiêu biểu khu vực bờ biển Trà Vinh (Sx – xói nhiều, Sb – bồi nhiều, So - ổn định) với các kịch bản khác nhau (hiện trạng, suy giảm bùn cát sông Mekong 20%, 30% và 50% - so với năm 2011) và xây dựng được xu thế biến động chiều dày bồi lắng theo thời gian. Các ảnh hưởng từ sự suy giảm lượng phù sa sông Mekong do xây dựng các công trình trên thượng nguồn có xu thế làm tăng mức độ xói (hoặc giảm độ bồi tụ) tại khu vực ven bờ biển Trà Vinh.

Kết quả trích xuất tại các mặt cắt cửa sông, ven biển cho thấy, những thay đổi gây ra do suy giảm phù sa sông đến địa hình đáy theo không gian là khá nhỏ. Như vậy, sự suy giảm phù sa sông không gây ra những tác động lớn đến địa hình đáy ven biển Trà Vinh.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Hồ Trọng Tiến, *Nghiên cứu ứng dụng bộ công cụ của IPCC đánh giá ảnh hưởng của biến đổi khí hậu, nước biển dâng đến biến động rừng ngập mặn ven biển Đồng bằng sông Cửu Long*, Đề tài cấp bộ, Ed., 2016-2018.
2. Hoàng Văn Huân, *Nghiên cứu ứng dụng công nghệ giảm sóng thân thiện với môi trường phục vụ phòng chống sạt lở trên địa bàn tỉnh trà Vinh.*, 2014.
3. Hoàng Văn Huân, "Nghiên cứu đề xuất các giải pháp Khoa học Công nghệ dự báo, phòng chống biển lấn đoạn bờ biển tỉnh Trà Vinh và vùng phụ cận," thuộc *Đề tài cấp nhà nước.*, 2010-2013.
4. Tập đoàn HDR, Englewood, Colorado, Hoa Kỳ and Tập đoàn DHI, Đan Mạch, *Nghiên cứu tác động của các công trình thủy điện trên dòng chính sông Me Kong.*: Bộ Tài nguyên và Môi trường, 2016.

TÍNH TOÁN ĐÁNH GIÁ LẠI TẦN SUẤT LŨ HỒ DẦU TIẾNG SO VỚI THIẾT KẾ VÀ CÓ XÉT ĐẾN BIẾN ĐỔI KHÍ HẬU

Reassessment flood frequency of Dautieng reservoir and climate change impact consideration

PGS. TS. Đinh Công Sản, ThS. Nguyễn Tuấn Long

TÓM TẮT: *Trong quá trình khai thác vận hành hồ Dầu Tiếng, có rất nhiều nghiên cứu tính toán lũ, dự báo lũ về hồ và đề xuất các giải pháp điều tiết hồ hợp lý, nhằm giảm thiểu lưu lượng lũ xả về hạ du, để giảm thiểu ngập lụt cho vùng hạ du, đặc biệt là khu vực thành phố Hồ Chí Minh.*

Bài báo tổng hợp kết quả đánh giá lại tần suất lũ của hồ Dầu Tiếng có xét đến Biến đổi khí hậu phục vụ cho bài toán điều tiết lũ. Đây là kết quả của đề tài KHCN cấp nhà nước KC08.07/16-20 "Nghiên cứu đề xuất giải pháp nâng cao hiệu quả sử dụng nước, đảm bảo an toàn công trình đầu mối và hạ du hồ Dầu Tiếng trong điều kiện biến đổi khí hậu, thời tiết cực đoan".

Nghiên cứu sử dụngliệt tài liệu mưa thực đo trong 40 năm (1977-2016), dùng mô hình NAM để tính toán dòng chảy lũ và thống kê các tần suất lũ. Khi xét đến BĐKH, lượng mưa trong mùa lũ có xu thế gia tăng từ 38,6 đến 56,1% (ngưỡng phân vị 90%) ở các trạm khí tượng trong lưu vực ứng với kịch bản phát thải cao (RPC8.5). Kết quả so sánh cho thấy ứng với kịch bản RCP4.5, lưu lượng đỉnh lũ ở các tần suất hiếm, ứng với chu kỳ lặp lại từ 100 năm đến 10.000 năm (từ 1% đến 0,01%) gia tăng tương ứng từ khoảng 11 đến 15% và ở kịch bản RCP8.5 từ 20 đến 24%. Tuy nhiên, so sánh với giai đoạn thiết kế hồ Dầu Tiếng ở tất cả các tần suất lũ hiếm, lưu lượng đỉnh lũ đều giảmtrung bình khoảng 30% và 10% khi chưa và có xét đến BĐKH ở kịch bản RCP8.5. Từ đó cho thấy việc giải quyết vấn đề liên quan đến lũ ở hồ Dầu Tiếng "giảm căng thẳng" hơn nhiều. Chẳng hạn, lưu lượng lũ xả thừa qua tràn và mức độ ngây ngập lụt cho vùng hạ du (trong đó có thành phố Hồ Chí Minh) do xả lũ gây ra sẽ giảm hơn nhiều so với tính toán trước đây.

Từ khóa: hồ Dầu Tiếng, tần suất lũ, biến đổi khí hậu, gia tăng lượng mưa mùa lũ, giảm thiểu ngập lụt, hạ du sông Sài Gòn – Đồng Nai.

ABSTRACT: *During Dau Tieng reservoir's is the, there are many studies on flood simulation and flood forecast to propose appropriate solutions on reservoir's regulationfor flood discharge downstreamand flood reductionin downstream areas, especially in Ho Chi Minh City.*

The article summarizes the results of the re-evaluation of flood frequency of Dau Tieng reservoir considering climate change (CC) for flood regulation problem. This is the result of state-level scientific research project KC08.07/16-20 "Research and propose solutions to improve water use efficiency, ensure the safety of main works and downstream Dau Tieng reservoir in the conditions of climate change and extreme weather ".

This study used observed rain data for 40 years (1977-2016), used NAM model to calculate flood flow and analysed flood frequencies. Considering CC, the rainfall in the flood season increases from 38.6 to 56.1% (threshold of 90%) in meteorological stations in the Dau Tieng basin corresponding to the high emission scenario (RPC8.5). The comparison results show that corresponding to the scenario RCP4.5, flood peak discharge at rare frequencies, corresponding to the return periods from 100 years to 10,000 years (1% to 0.01%) correspondingly increased from about 11 to 15% and in the RCP8.5 scenario from 20 to 24%. However, compared to the design phase of Dau Tieng reservoir, the results show that for all rare flood frequencies, the

flood peak discharges reduced 30% and 10% in everage without and with RPC8.5 scenario. The consequence is the issue of the flood-related problems in Dau Tieng Reservoiris "much less stressful". For instance, the excess flood discharge and the level of flood inundation downstream (including Ho Chi Minh City) caused by flood discharge would be much lower than previous simulation.

Keywords: Dau Tieng reservoir, flood frequency, climate change, rainfall increase in flood season, inundation reduction, Lower Sai Gon – Dong Nai river basin

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Lưu lượng xả lũ xuống hạ du hồ Dầu Tiếng luôn là một vấn đề gây "tranh cãi" giữa các nhà quản lý vận hành hồ và vùng hưởng lợi, đặc biệt là đối với thành phố Hồ Chí Minh (Tp.HCM). Từ ngày vận hành (1985) đến nay, hồ chưa bao giờ xả lũ lớn, ngoại trừ sự cố cửa van làm cho lưu lượng xả lớn nhất vào mùa lũ năm 2000 khoảng 500 m^3/s và được đánh giá là đã gây ngập lụt nghiêm trọng cho hạ du.

Năm 2000, Bộ Nông nghiệp và Phát triển Nông thôn đã ban hành Quy trình vận hành tạm thời cho hồ Dầu Tiếng[5] và quy trình này vẫn được áp dụng cho đến năm 2016. Trong quá trình vận hành hồ, có nhiều vấn đề có liên quan đã thay đổi, như nhu cầu dùng nước trong vùng, sự chuyển nước về hồ Dầu Tiếng từ hồ Phước Hòa, chế độ thuỷ văn dòng chảy có nhiều thay đổi. Sau khi Thủ tướng Chính phủ ban hành quy trình vận hành liên hồ chứa trên lưu vực sông Đồng Nai (theo Quyết định số 471/QĐ-TTg ngày 24 tháng 3 năm 2016)[6], thì quá trình vận hành hồ Dầu Tiếng đã gặp phải nhiều khó khăn trong việc tích nước và vận hành xả lũ [7].

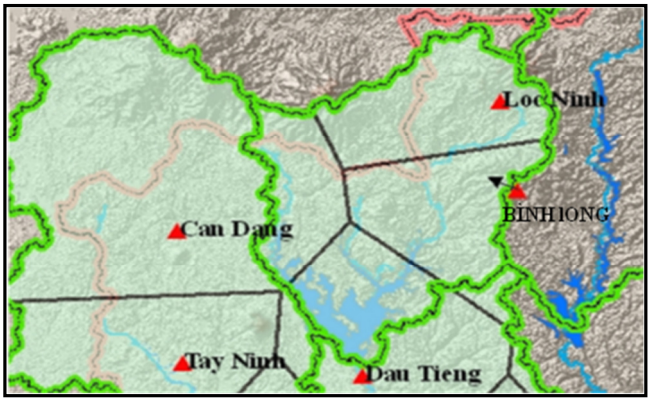
Đối với vùng thượng nguồn hồ Dầu Tiếng, do thảm phủ thực vật (rừng) đã giảm đi, nước lũ tập trung nhanh hơn có khả năng làm cho đỉnh lũ gia tăng. Thêm vào đó, trong bối cảnh biến đổi khí hậu (BĐKH), mưa ở thượng nguồn nếu gia tăng cũng sẽ làm gia tăng áp lực xả lũ về hạ du. Do vậy, việc xem xét đánh giá lại tần suất lũ của hồ Dầu Tiếng trong bối cảnh mới là rất cần thiết để giải quyết mâu thuẫn giữa an toàn công trình và ngập lụt ở hạ du.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Phương pháp tính toán dòng chảy lũ từ mưa

Nghiên cứu này sử dụng liệt tài liệu mưa thực đo trong 40 năm (1977-2016) của các trạm khí tượng trong lưu vực hồ Dầu Tiếng bao gồm các trạm Cần Đăng, Lộc Ninh, Tây Ninh và Dầu Tiếng với các trọng số tính theo phương pháp Đa giác Thiessen. Mưa được thống kê theo các mô hình mưa 1, 3, 5 và 7 ngày lớn nhất để phục vụ cho việc tính dòng chảy lũ đến hồ.

Để xác định dòng chảy lũ đến hồ, mô hình mưa dòng chảy NAM đã được sử dụng. NAM là từ viết tắt của tiếng Đan Mạch "Nedbor-afstromnings-Model", có nghĩa là mô hình giáng thuỷ dòng chảy. Mô hình này đầu tiên do Khoa Tài nguyên nước và Thuỷ lợi của trường Đại học Đan Mạch xây dựng. Mô hình NAM đã được ứng dụng ở các nước trên thế giới và đã được ứng dụng nhiều tại Việt Nam trong đó có lưu vực hồ Dầu Tiếng [2]. Mô hình NAM được kiểm định đảm bảo độ tin cậy trong mô phỏng.



Hình 1. Đa giác Thiessen phân chia lưu vực Dầu Tiếng với các trọng số 0,19; 0,20; 0,32 và 0,29 ứng với các trạm Cần Đăng, Dầu Tiếng, Lộc Ninh và Bình Long[2]

2.2. Phương pháp chi tiết hóa biến đổi khí hậu

Khi xem xét đến BĐKH, các mô hình đã được sử dụng trong tính toán xây dựng kịch bản biến đổi khí hậu độ phân giải cao cho khu vực hồ Dầu Tiếng: Mô hình PRECIS của Trung tâm Hadley - Vương quốc Anh, mô hình CCAM của Tổ chức Nghiên cứu Khoa học và Công nghiệp Liên bang Úc (CSIRO), Mô hình RegCM của Ý, mô hình clWRF của Mỹ.

Bảng 1. Các mô hình khí hậu khu vực được sử dụng trong tính toán xây dựng kịch bản biến đổi khí hậu cho hồ Dầu Tiếng

STT	Mô Hình	Điều kiện biên	Độ	Thời kỳ có số liệu		
		Từ mô hình toàn cầu	phân giải	Thời kỳ cơ sở	RCP4.5	RCP8.5
1	CCAM	ACCESS1-0	10km	1970-2005	2006-2099	2006-2099
2		CCSM4				
3		CNRM-CM5				
4		GFDL-CM3				
5		MPI-ESM-LR				
6		NorESM1-M				
7	RegCM	ACCESS1-0	20km	1980-2000	2046-2065	2046-2065
8		NorESM1-M			2080-2099	2080-2099
9	PRECIS	HadGEM2-ES	25km	1960-2005	2006-2099	2006-2099
10		GFDL-CM3				
11		CNRM-CM5				
12	CLWRF	NorESM1-M	30km	1980-2005	2006-2099	2006-2099

Về số liệu, các số liệu nhiệt độ, lượng mưa ngày, tháng của các trạm khí tượng thủy văn thuộc khu vực hồ Dầu Tiếng. Ngoài ra còn có số liệu mưa quy mô giờ phục vụ tính toán đường IDF. Ngoài các trạm trong khu vực hồ Dầu Tiếng, số liệu quan trắc các trạm trên lưu vực sông Đồng Nai và phụ cận (tổng cộng 43 trạm) cũng được thu thập để có thêm

thông tin về nền kịch bản BĐKH xung quanh khu vực Hồ Dầu Tiếng.

Các kịch bản BĐKH được xem xét theo các phương án tổ hợp của kịch bản quốc gia sau khi đã hiệu chỉnh thống kê các mô hình khí hậu cho biến đổi của lượng mưa và nhiệt độ tại khu vực Hồ Dầu Tiếng. Hai kịch bản RCP 4.5 và RCP 8.5 được xây dựng theo 3 giai đoạn: đầu thế kỷ 21 (2016-2035), giữa thế kỷ 21 (2045-2065) và cuối thế kỷ 21 (2080-2099) so với thời kỳ cơ sở (1986-2005).

3. KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ THẢO LUẬN

3.1. Kết quả thống kê về lượng mưa trong lưu vực hồ Dầu Tiếng

Từ tài liệu thực đo lượng mưa của 40 năm từ 4 trạm khí tượng lưu vực hồ Dầu Tiếng, giai đoạn 1977-2016 thu thập từ đài khí tượng thủy văn Nam Bộ, với trọng số tính theo phương pháp Thiessen, lượng mưa thống kê theo các mô hình mưa điển hình 1, 3, 5,7 ngày max (lớn nhất) của lưu vực hồ được thống kê trên Bảng 3 và thể hiện trên Hình 2.

Bảng 2. Mức biến đổi trung bình và khoảng tin cậy (các ngưỡng phân vị 10, 25, 75 và 90%) của lượng mưa 3 ngày lớn nhất mùa mưa (%) so với thời kỳ 1986 - 2005 theo kịch bản RCP4.5 và RCP8.5 của các trạm trên lưu vực hồ Dầu Tiếng

Kịch bản	**Trạm**	**Thời kỳ**		
		2016-2035	**2046-2065**	**2080-2099**
RCP4.5	**Cần Đăng**	13,0 (3,3 ÷ 7,0 ÷ 19,2 ÷ 22,6)	17,1 (10,1 ÷ 12,4 ÷ 21,3 ÷ 24,3)	28,5 (9,1 ÷ 19,0 ÷ 41,6 ÷ 45,2)
	Dầu Tiếng	16,9 (3,9 ÷ 7,0 ÷ 24,4 ÷ 31,8)	18,9 (11,6 ÷ 13,6 ÷ 23,2 ÷ 27,1)	24,3 (1,1 ÷ 8,9 ÷ 38,6 ÷ 48,5)
	Lộc Ninh	17,7 (3,3 ÷ 7,7 ÷ 26,3 ÷ 33,1)	14,9 (1,9 ÷ 5,5 ÷ 22,6 ÷ 29,3)	16,0 (-0,4 ÷ 6,8 ÷ 26,6 ÷ 31,3)
RCP8.5	**Cần Đăng**	23,6 (8,6 ÷ 15,9 ÷ 33,5 ÷ 36,8)	35,4 (15,9 ÷ 22,2 ÷ 47,3 ÷ 56,1)	33,7 (19,8 ÷ 25,1 ÷ 42,5 ÷ 47,6)
	Dầu Tiếng	26,2 (10,9 ÷ 15,1 ÷ 35,2 ÷ 43,0)	**30,2 (14,4 ÷ 19,0 ÷ 40,2 ÷ 47,6)**	35,0 (26,1 ÷ 27,9 ÷ 40,0 ÷ 45,4)
	Lộc Ninh	26,8 (7,2 ÷ 15,1 ÷ 39,1 ÷ 45,7)	28,6 (9,5 ÷ 15,8 ÷ 40,3 ÷ 48,7)	26,5 (11,0 ÷ 16,9 ÷ 36,2 ÷ 41,8)

Kết quả thống kê và đường quá trình biểu diễn trong 40 năm qua cho thấy xu thế gia tăng lượng mưa theo thời gian, mặc dù không lớn, nhưng có thể thấy BĐKH đã thể hiện thông qua lượng mưa gia tăng trên lưu vực này.

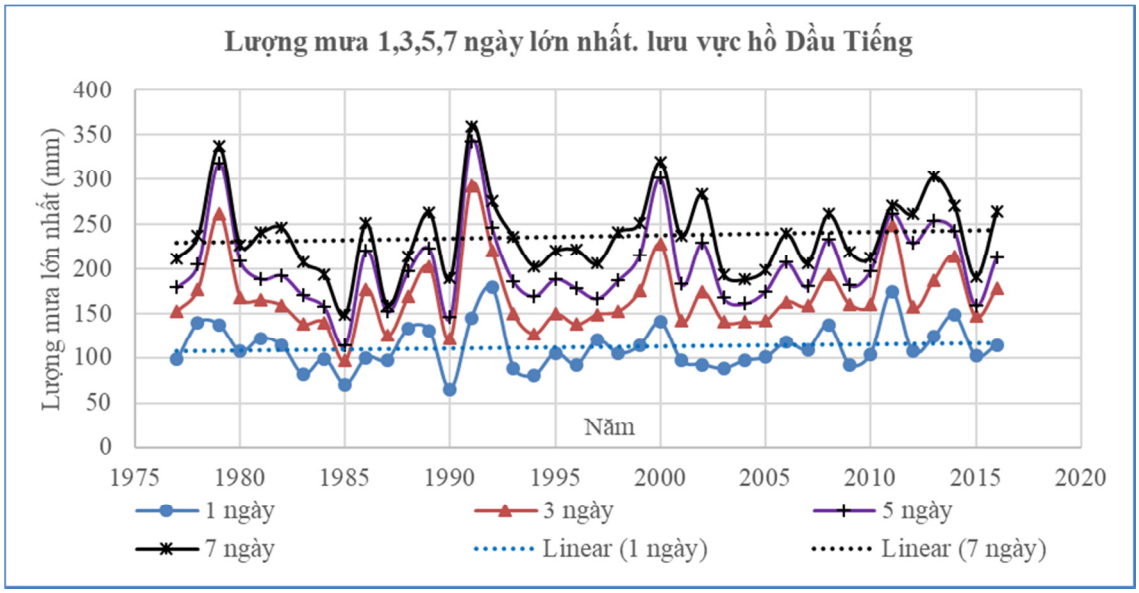
Kết quả tính toán mưa theo các kịch bản BĐKH (thể hiện trên Bảng 2) cho thấy lượng mưa trong mùa lũ có xu hướng gia tăng ở tất cả các trạm và theo các kịch bản phát thải trung bình (RCP4.5) và phát thải cao (RCP8.5). Chẳng hạn, ở trạm Dầu Tiếng, lượng mưa gia tăng trung bình 26,2%, 30,2% và 35% cho các thời kỳ đầu, giữa và cuối thế kỷ 21. Kết quả này dường như phù hợp với nghiên cứu về BĐKH của Đinh Công Sản và nnk (2019)

[2] tại trạm Tân Sơn Hòa (thuộc thành phố Hồ Chí Minh - hạ lưu hồ Dầu Tiếng). Nghiên cứu đó đã áp dụng hai Mô hình khí hậu toàn cầu (CGCM3 của Canada và HadCM3 của Anh) và kết quả nghiên cứu cho thấy đối với kịch bản A2 (tương đương với kịch bản RCP8.5), cường độ mưa với chu kỳ lặp lại hai năm một lần (tần suất 50%) gia tăng 22,1%, 25,6% và 34,5% cho những năm 2020, 2050 và 2080 tương ứng.

Sử dụng phần mềm FFC2008 của Trường Đại học Thủy lợi để tính toán các tần suất 1%, 0.5%, 0.1%, 0.02 và 0.01% ứng với các mô hình mưa điển hình trên lưu vực Dầu Tiếng. Kết quả tính toán các tần suất lượng mưa 1, 2, 5 và 7 ngày lớn nhất và so sánh với kết quả tính toán trong giai đoạn thiết kế (từ HEC2) được trình bày trong Bảng 4. Từ bảng này có thể nhận thấy giai đoạn 1977 – 2016 lượng mưa trung bình (X_{bq}) và lượng mưa 1, 3 và 5 ngày lớn nhất ứng với các tần suất khác nhau đều có thay đổi so với tính toán trước đây ở giai đoạn thiết kế (của HEC2). Đối với lượng mưa trung bình lớn nhất, lượng mưa 1 ngày giảm 1.5% trong khi lượng mưa 3 ngày và 5 ngày lại tăng tương ứng là 11,5 và 13,4%. Lượng mưa ngày lớn nhất ở các tần suất 0.01%, 0.1%, 0.5% và 1.0 % giảm đi tương ứng là 28,2%, 24,4%, 22,2% và 20,5%. Lượng mưa 3 ngày lớn nhất ở các tần suất 0.01%, 0.1%, 0.5% và 1.0 % giảm đi ít hơn so với lượng mưa 1 ngày lớn nhất, tương ứng là 8,5%, 7,8%, 5,2% và 3,7%. Ngược lại so với lượng mưa 1 ngày và 3 ngày, lượng mưa 5 ngày lớn nhất ở các tần suất 0.01%, 0.1%, 0.5% và 1.0 % tăng nhẹ khoảng dưới 2%, mặc dù lượng mưa trung bình tăng tới 13,4%.

Bảng 3. Kết quả tính toán lượng mưa 1,3,5,7 ngày max (mm)lưu vực hồ Dầu Tiếng (khi sử dụng trọng số đa giác Thiessen)

Stt	Năm	1 ngày	3 ngày	5 ngày	7 ngày	STT	Năm	1 ngày	3 ngày	5 ngày	7 ngày
1	1977	97,9	152,9	179,2	211,5	21	1997	119,8	149,1	167,1	206
2	1978	139,7	177,4	205	237,6	22	1998	104,9	152,6	187,6	241,5
3	1979	137,4	262,3	318,7	337	23	1999	113,4	175	215,2	250,9
4	1980	107,2	168,2	209	226,7	24	2000	140,4	228,3	301	320
5	1981	122,2	165	188,8	241,1	25	2001	96,8	141,9	183,3	237,2
6	1982	113,4	159	192,8	246,1	26	2002	92,4	174,5	229	283,3
7	1983	81,3	138,5	170,4	207,7	27	2003	87,9	141,4	167,8	194
8	1984	98,9	140	157,7	193,9	28	2004	96,8	140,6	161,1	188,1
9	1985	70,6	96,7	114	148,4	29	2005	100,7	141,9	174,9	199,2
10	1986	100,3	177,4	220,9	251,1	30	2006	117,1	163,3	207,2	239,4
11	1987	97,5	125,2	152,5	159	31	2007	109,3	158,6	180,2	206,9
12	1988	133,7	168,8	197,3	214	32	2008	137,5	194,1	233,6	261,1
13	1989	131	202,7	223,4	263,5	33	2009	92,2	160,5	182,1	218,9
14	1990	64,9	121,6	146,1	189,3	34	2010	104	160,3	198	213,1
15	1991	145,3	293,1	342,7	360,1	35	2011	174,9	248,6	261,7	270,5
16	1992	178,8	220,5	245,7	276,4	36	2012	107	158,1	229,2	261,8
17	1993	88,7	150,4	186,5	236,4	37	2013	123,5	187	254,1	302,8
18	1994	80,5	127,3	169,6	202,8	38	2014	148,6	213,7	242,8	270,4
19	1995	105,4	149,4	188,8	220,3	39	2015	102,4	146,8	159,3	190,9
20	1996	92,3	137,8	178,5	221,7	40	2016	114,2	177,8	213,5	264,2



Hình 2. Lượng mưa lớn nhất theo các mô hình mưa 1, 3, 5, 7 ngày max, lưu vực hồ Dầu Tiếng, giai đoạn 1977-2016

Bảng 4. Kết quả thống kê lượng 1,3,5,7 ngày max (mm) lưu vực hồ Dầu Tiếng và so sánh với giai đoạn thiết kế (tài liệu của HEC2)

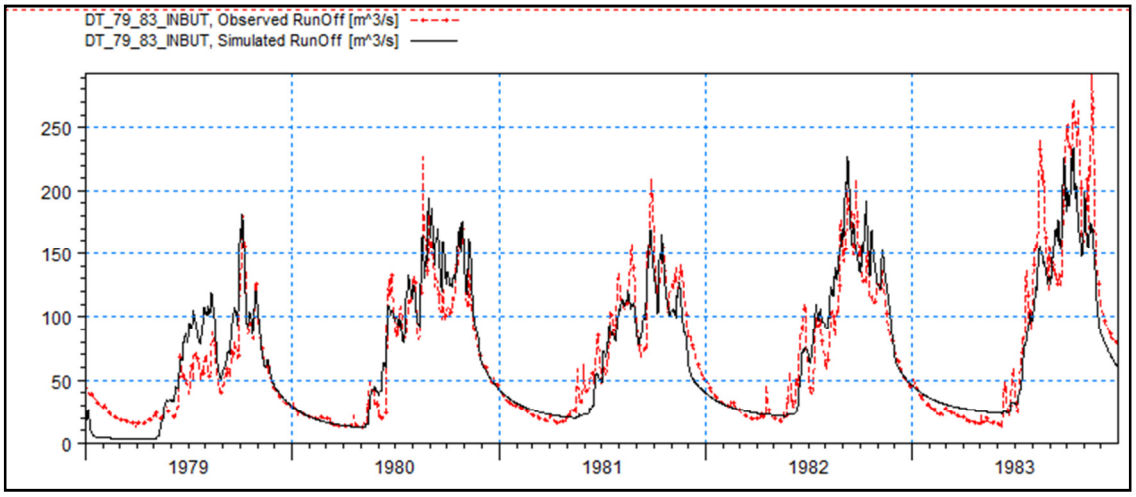
	Lượng mưa lớn nhất X (mm)						
	1 ngày		**3 ngày**		**5 ngày**		**7 ngày**
Thời kỳ	**1977-2016**	**Trước 1991 (HEC2)**	**1977-2016**	**Trước 1991 (HEC2)**	**1977-2016**	**Trước 1991 (HEC2)**	**1977-2016**
X_{bq}	111.3	**113.0**	168.3	**151.0**	203.0	**179.0**	236.2
Thay đổi (%)	-1.5		11.5		13.4		
Cv	0.3	0.4	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2
Cs	0.8	5Cv	1.1	5Cv	1.1	4Cv	0.7
X-0,01%	298.5	**416.0**	462.8	**506.0**	558.5	**546.0**	570.2
Thay đổi (%)	-28.2		-8.5		2.3		
X-0,1%	248.6	**333.4**	384.2	**416.8**	463.6	**456.0**	481.1
Thay đổi (%)	-25.4		-7.8		1.7		
X-0,5%	213.6	**275.7**	329.2	**347.3**	397.2	**393.0**	418.7
Thay đổi (%)	-22.5		-5.2		1.1		
X-1%	198.5	**249.7**	305.5	**317.1**	368.6	**363.0**	391.8
Thay đổi (%)	-20.5		-3.7		1.5		

3.2. Kết quả hiệu chỉnh và kiểm định mô hình NAM

Số liệu dùng để hiệu chỉnh mô hình NAM là tài liệu thực đo lưu lượng dòng chảy (Q) trước khi xây dựng hồ Dầu Tiếng, giai đoạn 1979 -1983. Kết quả hiệu chỉnh mô hình thể hiện trên Hình 3. Các thông số mô hình sau khi hiệu chỉnh trình bày trên Bảng 4 và thể hiện tương quan giữa thực đo và mô phỏng khá tốt với hệ số tương quan R^2=0.864.

Tuy nhiên, mức độ thay đổi của thảm phủ thực vật lưu vực Dầu Tiếng trước và sau khi xây dựng hồ Dầu Tiếng liên quan đến vấn đề mưa-dòng chảy là đáng kể. Kết quả nghiên cứu của đề tài KC08.16/06-10 cho thấy thảm phủ thực vật đã thay đổi kể cả mức độ che phủ và loại cây trồng [2], làm cho khả năng tập trung dòng chảy nhanh hơn. Vì thế, không thể sử dụng các thông số mô hình kiểm định ở giai đoạn 1979-1983 để tính toán dự báo dòng chảy lũ đến hồ từ mưa, mà cần thay đổi các thông số làm tập trung nhanh dòng chảy lũ (L_{max}, U_{max}, C_{qof}). Tính toán thử nghiệm cho thấy nếu giữ nguyên thông số mô hình đã kiểm định giai đoạn 1979-1983, sai số đỉnh lũ mô phỏng cho giai đoạn 2012 -2016 thấp hơn thực đo từ 20% đến 40%, mặc dù lượng mưa lưu vực ở giai đoạn sau lớn hơn giai đoạn trước.

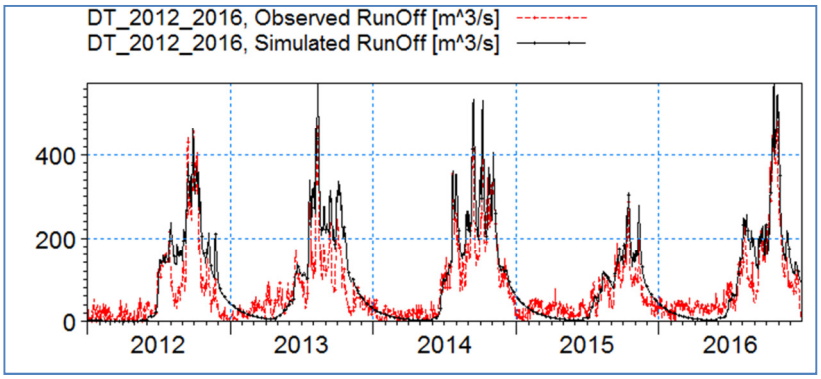
Mặc dù không có tài liệu thực đo dòng chảy về hồ sau năm 1983, nhưng trong những năm gần đây, mực nước trong hồ đã được đo đạc tự động, thường xuyên với độ chính xác cao (mỗi giờ đo 1 lần, độ chính xác ±3 mm). Do đó, sáng kiếnđã được thực hiện là sử dụng số liệu mực nước hồ giai đoạn 2012 -2016 (5 năm) đểkhôi phục dòng chảy lũ đến hồ bằng phương pháp cân bằng nước, làm số liệu kiểm định lại mô hình NAM. Giai đoạn này cũng có lũ tương đối lớn trong năm 2014 (lưu lượng đỉnh lũ đạt đến 750m^3/s). Kết quả hiệu chỉnh mô hình và so sánh với lưu lượng hoàn nguyên lũ, giai đoạn 2012 -2016 trình bày trên Hình 4 và Bảng 4. Các thông số của mô hình NAM đã được hiệu chỉnh và kiểm định lại với L_{max} giảm từ 24 còn 19; U_{max}giảm từ 214 còn 170 và giá trị C_{qof} tăng từ 0,114 thành 0,456. Kết quả hiệu chỉnh này cho hệ số tương quan giữa mô phỏng và thực đo R^2=0.84 là khá tốt.



Hình 3. Kết quả hiệu chỉnh mô hình NAM, giai đoạn 1979-1983

Bảng 5. Thông số mô hình NAM hiệu chỉnh giai đoạn 1979-1983 và 2012-2016

Ký hiệu	Thông số mô hình	1979-1983	2012-2016
R^2	Hệ số tương quan lưu lượng thực đo và tính toán	0.864	**0,84**
Umax (mm)	Hàm lượng nước tối đa trữ trong bề mặt	24	**19**
Lmax (mm)	Lượng nước tối đa tầng rễ cây	214	**170**
CQOF	Hệ số dòng chảy tràn	0.114	**0.456**
CKIF (tg)	Hằng số thời gian dòng chảy sát mặt	553.8	553.8
CK1,2 (tg)	Hằng số thời gian dòng chảy mặt và sát mặt	41.1	41.1
TOF	Giá trị ngưỡng dòng chảy mặt	0.925	0.925
TIF	Giá trị ngưỡng dòng chảy sát mặt	0.48	0.48
TG	Giá trị ngưỡng dòng chảy ngầm	0.027	0.027
CKBF (tg)	Hệ số thời gian dòng chảy mặt ngầm	1141	1141



Hình 4. Kết quả hiệu chỉnh và kiểm định mô hình NAM thời kỳ 2012-2016

3.3. Kết quả tính toán và thống kê dòng chảy lũ lưu vực hồ Dầu Tiếng

Tính toán dòng chảy lũ từ kết quả thống kê mưa theo các tần suất khác nhau của lưu vực hồ Dầu Tiếng (xem Bảng 3), với mô hình mưa 3 ngày lớn nhất, là mô hình sinh ra dòng chảy lũ cao nhất trong tất cả các mô hình mưa 1, 3, 5 và 7 ngày lớn nhất [2]. Khi xét đến BĐKH, lượng mưa được tính toán gia tăng như trình bày trong Bảng 2. Kết quả tính toán dòng chảy lũ về hồ Dầu Tiếng ứng với các tần suất khác nhau khi chưa và có xét đến BĐKH trình bày ở Bảng 6. Kết quả so sánh cho thấy ứng với kịch bản RCP4.5, lưu lượng đỉnh lũ ở các tần suất hiếm, ứng với chu kỳ lặp lại từ 100 năm đến 10.000 năm (từ 1% đến 0,01%) gia tăng tương ứng từ khoảng 11 đến 15% và ở kịch bản RCP8.5 từ 20 đến 24%.

Tuy nhiên, so sánh với giai đoạn thiết kế hồ Dầu Tiếngở tất cả các tần suất lũ hiếm, lưu lượng đỉnh lũ đều giảm trung bình khoảng 30% và 10% khi chưa và có xét đến BĐKH ở kịch bản RCP8.5. Bảng 7 tổng hợp các kết quả tính toán lưu lượng đỉnh lũ đến hồ Dầu Tiếng từ các cơ quan/đơn vị tư vấn trong các giai đoạn khác nhau. Có thể thấy rằng, tài liệu tính toán bằng mô hình NAM từ các cơ quan cho kết quả thấp hơn nhiều so với tính toán bằng công thức kinh nghiệm

Xokolopsky mà trong giai đoạn thiết kế. Có thể là vì liệt tài liệu chưa đủ dài hoặc là do tầm quan trọng của hồ Dầu Tiếng dẫn đến việc gia tăng "an toàn" đối với bài toán lũ đã được các cơ quan/ đơn vị tư vấn đưa vào.

Với kết quả tính toán đã được cập nhật chuỗi số liệu dài hơn cho thấy việc giải quyết vấn đề liên quan đến lũ ở hồ Dầu Tiếng "giảm căng thẳng" hơn nhiều. Chẳng hạn, lưu lượng lũ xả thừa qua tràn và mức độ ngây ngập lụt cho vùng hạ du (trong đó có thành phố Hồ Chí Minh) do xả lũ gây ra sẽ giảm hơn nhiều so với tính toán trước đây hoặc là trong giai đoạn thiết kế hồ Dầu Tiếng.

Bảng 6. Tổng hợp tính lưu lượng lũ theo các kịch bản BĐKH và so sánh với trường hợp chưa xét BĐKH

Kịch bản	Tần suất	$Q_{lũ}$ _BĐKH (m^3/s)				$Q_{lũ}$ _chưa có BĐKH (m^3/s)	Gia tăngdo BĐKH (%)
		2016-2035	2046-2065	2080-2099	$Q_{lũ\text{-}BĐKH}$		
RCP4.5	0.01_%	5409,9	5320,6	5470,3	5400	4614	14,6
	0.02_%	5,011,0	4,931,8	5,071,0	5005	4279	14,5
	0.1_%	4025,6	3962,9	4074,8	4021	3490	13,2
	0.5_%	3162,0	3115,9	3203,8	3161	2790	11,7
	1_%	2818,8	2778,4	2856,0	2818	2510	10,9
RCP8.5	0.01_%	5952,7	6128,4	6063,3	6048	4614	23,7
	0.02_%	5,512,7	5,675,6	5,615,3	5601	4279	23,6
	0.1_%	4421,1	4551,8	4505,6	4493	3490	22,3
	0.5_%	3466,8	3568,3	3533,3	3523	2790	20,8
	1_%	3085,6	3175,8	3145,8	3136	2510	20,0

Bảng 7. Tổng hợp so sánh một số kết quả tính toán lũ hồ Dầu Tiếng

Đơn vị thực hiện	Tần suất lũ (%)					Cách tính/mô hình
	0.01	0.02	0.10	0.50	1.00	
HEC2-Luận chứng KTKT năm 1980			4.750	3.800	3.100	Xokolopsky
HEC2-Quy trình vận hành 1986	6.900		4.800			Xokolopsky
HEC2-Hồ sơ điều chỉnh 1991			4.910	3.980	3.540	Xokolopsky
Đại học Thủy lợi			4.910		3.710	Xokolopsky
HASKONING	6.870		4.910	3.980		Xokolopsky
Phòng chống lụt bão					2.800	Xokolopsky
Viện Quy hoạch thủy lợi			3.952			NAM
Viện Thủy lợi và nôi trường	4.583		3.625			NAM
Đề tài *Tp.HCM - VKHTLMN*	5.342		3.982	2.111	1.488	NAM
QTVH-QĐ 471/QĐ-TTg (2016)		6.200	4.910			Bộ TN&MT
Tài liệu "thiết kế"	**6.900**	**6.200**	**4.910**	**3.980**	**3.540**	**Xokolopsky**
Đề tài KC08.07/16-20 Chưa xét đến BĐKH	4.614	4.279	3.490	2.790	2.510	NAM
So với Thiết kế (1986) – Giảm (%)	**- 33**	**-31**	**-27**	**-28**	**-29**	**T/b -30%**
Đề tài KC08.07/16-20 xét đến RPC8.5, cuối thế kỷ - 2080-2099)	6.063	5.615	4.505	3.533	3.146	NAM
So với Thiết kế (1986) – Giảm (%)	**-12.5**	**-9.4**	**-8.3**	**-11.1**	**-10.6**	**T/b - 10%**

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Nghiên cứu tính toán dòng chảy lũ đến hồ Dầu Tiếng với liệt tài liệu mưa thực đo trong 40 năm (1977-2016) bằng mô hình NAM, thống kê các tần suất lũ và so sánh cho thấy:

- Khi xét đến BĐKH, lượng mưa trong mùa lũ ở lưu vực có xu thế gia tăng từ 38,6 đến 56,1% (ngưỡng phân vị 90%) ở các trạm khí tượng trong lưu vực ứng với kịch bản phát thải cao (RPC8.5).

- Kết quả tính lưu lượng đỉnh lũ ở các tần suất hiếm ứng với chu kỳ lặp lại từ 100 năm đến 10.000 năm (từ 1% đến 0,01%) cho thấy đỉnh lũ gia tăng tương ứng từ khoảng 11 đến 15% ứng với kịch bản RCP4.5 và từ 20 đến 24% ở kịch bản RCP8.5.

- Tuy nhiên, so sánh với giai đoạn thiết kế hồ Dầu Tiếng ở tất cả các tần suất lũ hiếm, lưu lượng đỉnh lũ đều giảm trung bình khoảng 30% và 10% khi chưa và có xét đến BĐKH ở kịch bản RCP8.5.

Kết quả tính toán cho thấy việc giải quyết vấn đề liên quan đến lũ ở hồ Dầu Tiếng "giảm căng thẳng" hơn nhiều. Chẳng hạn, lưu lượng lũ xả thừa qua tràn và mức độ ngây ngập lụt cho vùng hạ du (trong đó có thành phố Hồ Chí Minh) do xả lũ gây ra sẽ giảm hơn nhiều so với tính toán trước đây.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Bảo Thạnh (2017) Báo cáo tổng hợp chuyên đề *"Mô hình hoá chi tiết BĐKH (downscaling) trong lưu vực trong điều kiện lũ cực đoan (trên nền của kịch bản BĐKH của Bộ TN&MT)*", đề tài KHCN cấp nhà nước KC08.07/16-20 *"Nghiên cứu đề xuất giải pháp nâng cao hiệu quả sử dụng nước, đảm bảo an toàn công trình đầu mối và hạ du hồ Dầu Tiếng trong điều kiện biến đổi khí hậu, thời tiết cực đoan"*. Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam.
2. San Dinh Cong, Duong Nguyen Binh, Kim Dan Nguyen, Van-Thanh-Van Nguyen (2019), *"A possible solution for flood risk mitigation in Ho Chi Minh City and the lower Saigon-Dong nai River Basin"*, La Houille Blanche, International Water Journal (accepted and sent to production office 2/8/2019).
3. Đinh Công Sản và nnk (2010), Báo cáo tổng hợp đề tài KC08.16/06-10: *"Nghiên cứu cơ sở khoa học nhằm quản lý và phát triển bền vững hệ thống công trình Dầu Tiếng phục vụ phát triển kinh tế - xã hội vùng kinh tế trọng điểm phía Nam",* Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.
4. Nguyễn Phú Quỳnh và nnk (2018), Báo cáo tổng hợp kết quả đề tài "Nghiên cứu đề xuất các giải pháp phân lũ, chậm lũ, giảm lũ nhằm giảm ngập lụt cho Tp. HCM khi hồ Dầu Tiếng xả lũ theo thiết kế hoặc gặp sự cố", Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.
5. Quyết định 137/2000/QĐ-BNN-QLN của Bộ Thủy Lợi (Nay là Bộ NN&PTNT) về việc ban hành "Quy trình vận hành điều tiết tạm thời hồ chứa nước Dầu Tiếng" http://dautieng.mard.gov.vn/NewsDetail.aspx?newsid=9605&catid=28
6. Quyết định 471/QĐ-TTg ngày 24/03/2016 của Thủ tướng Chính phủ về việc ban hành vận hành liên hồ chứa trên lưu vực sông Đồng Nai.
7. http://baotayninh.vn/can-sua-doi-quy-trinh-van-hanh-a104160.html

ĐÁNH GIÁ BIẾN ĐỘNG ĐƯỜNG BỜ CỬA SÔNG TIỀN TẠI TỈNH BẾN TRE TRONG 30 NĂM TỪ 1988 ĐẾN 2018 BẰNG CÔNG CỤ DIGITAL SHORELINE ANALYSIS SYSTEM (DSAS)

Evaluation of fluctuation of Tien river estuary shoreline in Ben Tre province in 30 years from 1988 to 2018 using the Digital Shoreline Analysis System (DSAS)

ThS. Nguyễn Văn Hoàng, ThS. Phạm Văn Hồi, KS. Huỳnh Thị Kim Nhân
Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam

TÓM TẮT: *Nghiên cứu thu thập, sử dụng dữ liệu ảnh viễn thám cho trích xuất đường bờ cửa sông Tiền tỉnh Bến Tre. Tỷ lệ thay đổi đường bờ được tính toán, thống kê sử dụng công cụ Digital Shoreline Analysis System phần mềm ArcGIS. Kết quả tính toán cho thấy trong 30 năm từ 1988 đến 2018 đường bờ sông Tiền tại tỉnh Bến Tre biến động phức tạp, phần lớn tốc độ thay đổi đường bờ trong khu vực vào khoảng từ -3 đến +5 mét/năm.*

Từ khóa: Bến Tre, cửa sông, DSAS, đường bờ, sông Tiền

ABSTRACT: *Research on collecting and using remote sensing data for extracting the shoreline of Tien river mouth in Ben Tre province. The shoreline rate is calculated and statistically using the Digital Shoreline Analysis System of ArcGIS software. Calculation results show that in 30 years from 1988 to 2018, the shoreline of Tien river in Ben Tre province is fluctuations complicated, most of the speed of shoreline changes in the area ranges from -3 to +5 meters/year.*

Keywords: Ben Tre province, estuary, DSAS, shoreline, Tien river

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong nhiều năm gần đây, dưới tác động của biến đổi khí hậu, dòng chảy thượng nguồn, chế độ thủy triều vùng cửa sông, mưa trên đồng bằng làm thay đổi rất lớn tới chế độ dòng chảy vùng cửa sông. Điều này làm cho sạt lở bờ khu vực cửa sông Tiền trở nên phức tạp, khó lường và ngày một gia tăng, gây nên những tổn thất rất nặng nề về người và của (Lê Mạnh Hùng và ctv, 2017).

Sự thay đổi đường bờ cửa sông đã được tính toán trong một số nghiên cứu trước đây (Gibson *et al*., 2006; Thieler *et al*., 2001), sử dụng các phương pháp khác nhau, bao gồm cả lĩnh vực quan sát và phương pháp tiếp cận dựa trên đo đạc thực địa (Phillips *et al.*, 1985; Price *et al*, 2006; Thieler *et al*., 1994). Tuy nhiên phương pháp tiếp cận dựa trên đo đạc hiện trường rất tốn kém, đòi hỏi nhiều nhân lực và nguồn lực. Ngoài ra, phân tích thay đổi đường bờ trong giai đoạn lịch sử lâu dài không thể đạt được chỉ bằng cách quan sát thực địa trừ khi giám sát các chương trình đã bắt đầu trước đó.

Theo đó, khai thác và áp dụng phương pháp dựa trên mặt cắt trở nên dễ dàng hơn với hệ thống phân tích đường bờ kỹ thuật số (DSAS), được tạo bởi USGS (Thieler *et al.*, 1992), công cụ cho phép người dùng tính toán thống kê tỷ lệ thay đổi đường bờ từ nhiều vị trí đường bờ lịch sử. DSAS tạo điều kiện thuận lợi cho quá trình tính toán thay đổi đường bờ và cung cấp thông tin về tỷ lệ thay đổi và dữ liệu

thống kê cần thiết để thiết lập độ tin cậy của kết quả tính toán.

Do đó, nghiên cứu "*Đánh giá biến động đường bờ cửa sông Tiền tại tỉnh Bến Tre trong 30 năm từ 1988 đến 2018 bằng công cụ Digital Shoreline Analysis System (DSAS)*" được thực hiện.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Khu vực nghiên cứu

Sông Tiền là một nhánh thuộc vùng hạ lưu của lưu vực sông Mêkông, chảy thành một dòng thẳng tắp theo hướng Tây Bắc – Đông Nam, chảy qua Tân Châu (An Giang), Hồng Ngự và Cao Lãnh (Đồng Tháp) đến Cái Bè (Tiền Giang) thì chia thành bốn nhánh sông đổ ra biển qua sáu cửa:

- Sông Mỹ Tho chảy qua thành phố Mỹ Tho và phía Nam Gò Công thuộc tỉnh Tiền Giang qua cửa Đại và cửa Tiểu ra biển.

- Sông Ba Lai chảy qua phía Bắc tỉnh Bến Tre, ra cửa Ba Lai.

- Sông Hàm Luông đi qua phía Nam tỉnh Bến Tre qua cửa Hàm Luông.

- Sông Cổ Chiên là ranh giới tỉnh Bến Tre và Trà Vinh, đổ ra biển qua cửa Cổ Chiên và cửa Cung Hầu.

Hình 1. Khu vực nghiên cứu

2.2. Dữ liệu ảnh viễn thám

Để thành lập bản đồ hiện trạng đường bờ cửa sông Tiền tại tỉnh Bến Tre và những diễn tiến của nó trong 30 năm qua (từ 1988 đến 2018), dữ liệu ảnh Landsat 5 TM, Landsat 8 và Sentinel 2 đã được thu thập và sử dụng (Bảng 1). Dữ liệu ảnh được thu thập vào các tháng mùa khô nhằm giảm thiểu mây che phủ và sự biến động mực nước biển trung bình do các điều kiện thời tiết như mưa, ngập lũ trong khu vực ảnh hưởng đến độ chính xác của kết quả.

Bảng 1. Dữ liệu ảnh viễn thám thu thập

STT	Tên ảnh	Thời gian thu nhận	Độ phân giải không gian (m)	Hệ tọa độ	Phép chiếu bản đồ
1	Landsat 5 TM	30/01/1988	30	WGS 84	UTM-48N
2	Landsat 5 TM	03/06/1995	30	WGS 84	UTM-48N
4	Landsat 8	24/01/2015	30	WGS 84	UTM-48N
5	Sentinel 2	24/03/2018	10	WGS 84	UTM-48N
6	Sentinel 2	24/03/2018	10	WGS 84	UTM-48N

2.3. Trích xuất thông tin đường mực nước

Đường bờ được định nghĩa là đường tiếp xúc giữa dòng nước cao trung bình và bờ (Boak *et al*., 2005). Để tách đường bờ, nghiên cứu sử dụng phương pháp tính tỷ số ảnh giữa band 4 và 2 và giữa band 5 và 2 (Alesheikh *et al*., 2007; Pritam Chand *et al*, 2010). Theo Đào Đình Châm và ctv (2013), tỷ số giữa các band ảnh trên được đánh giá là tối ưu nhất trong xác định vị trí đường bờ bởi tỷ số B2/B4 được sử dụng để tách vùng bờ có thực vật, B2/B5 được sử dụng để tách vùng bờ không có thực vật, kết quả hai ảnh tỷ số trên sẽ bổ sung cho nhau để tạo ra một ranh giới tách biệt giữa đất và nước.

$$\frac{B2}{B4} \times \frac{B2}{B5}$$

Trong đó:

B2: kênh màu lam (Blue)

B4: kênh màu đỏ (Red)

B5: kenh hồng ngoại gần (Nir)

Đường bờ theo định nghĩa phải được quy chiếu về một mức thủy triều nào đó. Quá trình hiệu chỉnh dựa trên độ dốc bờ sông, thời gian thu nhận ảnh (ngày, giờ, mật trăng, mùa) và các điều kiện thời tiết khác (Elizabeth *et al*., 2005). Bến Tre thuộc khu vực bán nhật triều không đều, chênh lệch giữa đỉnh - chân triều những ngày triều lớn từ 2,5 tới 3,5 m, những ngày triều kém thường dưới hoặc xấp xỉ 1 m (Cổng thông tin điện tử tỉnh Bến Tre, 2019). Do không có số liệu bản đồ địa hinh đáy khu vực, nên hạn chế trong nghiên cứu này là chưa hiệu chỉnh đường bờ ở các năm về một mức thủy triều chung.

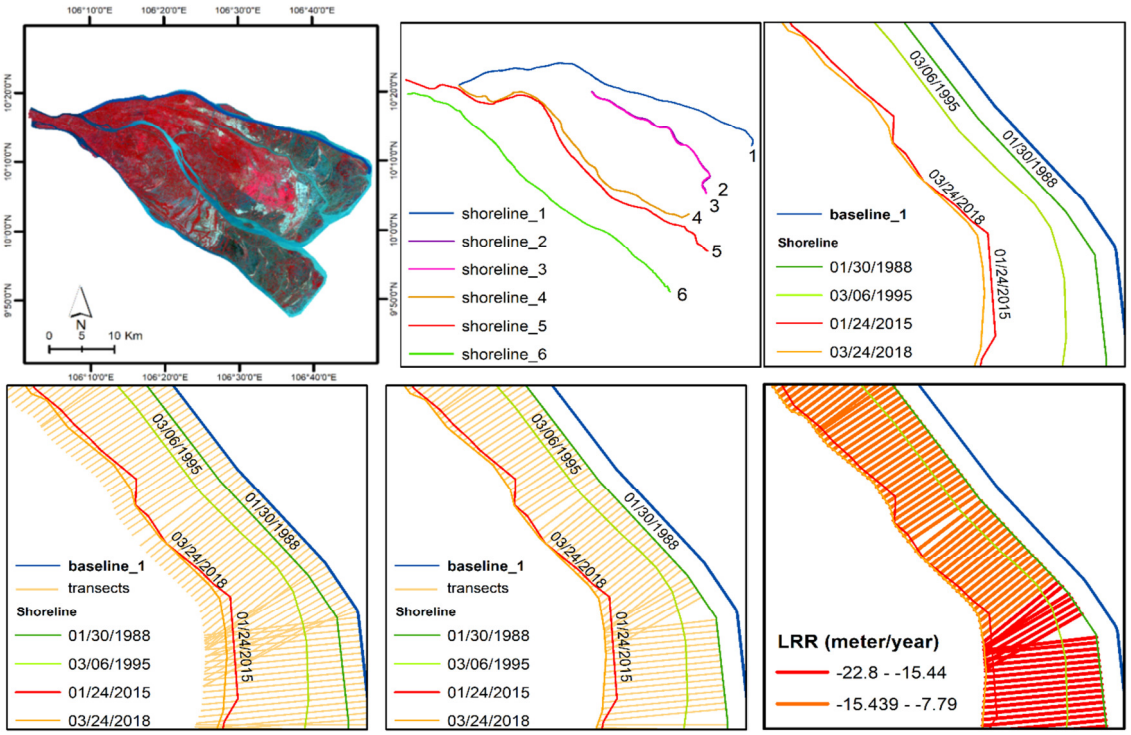
2.4. Phân tích biến động đường bờ

Để thực hiện phân tích thay đổi đường bờ, nghiên cứu sử dụng hệ thống phân tích đường bờ kỹ thuật số DSAS (Digital Shoreline Analysis System), một phần mở rộng trong phần mềm ArcGIS do USGS phát triển. Phần mở rộng này chứa ba nội dung chính: (1) xác định đường cơ sở, (2) tạo ra các đường cắt ngang dọc theo đường bờ và (3) tính toán tốc độ thay đổi.

Nhằm tiện việc phân tích, khu vực nghiên cứu được chia thành 6 đường bờ, đánh số từ Bắc xuống Nam. Đầu tiên, đường cơ sở được tạo ra song song với đường bờ cách đường bờ 50m ngoài khơi, các mặt cắt ngang được đặt vuông góc với bờ với chiều dài 2000 mét, mỗi mặt cắt cách nhau 30 mét dọc theo bờ cho toàn bộ đường bờ từ đường cơ sở.

Một số phương pháp thống kê được sử dụng để tính toán tốc độ thay đổi đường bờ, trong đó phép tính tỷ lệ điểm cuối (EPR) hay hồi quy tuyến tính (LRR) được sử dụng phổ biến nhất (Dolan *et al*. 1991; Crowell *et al*., 1997). Tính toán tỷ

lệ điểm cuối là tỷ lệ được xác định dựa trên những thay đổi về vị trí giữa các đường bờ cũ nhất và gần đây nhất trong một tập dữ liệu nhất định. Hồi quy tuyến tính là kết quả của việc ước tính tốc độ trung bình của các thay đổi đường bờ theo thời gian, chỉ số LRR có các giá trị "-" và "+", điều này thể hiện tốc độ bồi hoặc xói của đường bờ với các mức độ cao thấp khác nhau. Tỷ lệ thay đổi đường bờ sau đó có thể được sử dụng để ngoại suy các thay đổi trong tương lai (Crowell *et al*. 1997; Ferreira 2006).



Hình 2. Mô tả các bước thực hiện

3. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

3.1. Đánh giá biến động đường bờ sông Tiền tại tỉnh Bến Tre qua các giai đoạn thời gian, từ năm 1988 đến 2018

- Giai đoạn 1988 – 1995: Trong vòng 7 năm, chiều dài đường bờ bị xói lở là 373,9km, bồi tụ chỉ xảy ra trên 43,2km, phần lớn tập trung tại các vị trí chuyển dòng của nước sông. Trong giai đoạn này, tốc độ xói lở và bồi tụ đều ở mức cao, xói lở trung bình đạt từ -1,6 đến -13,8 mét/năm, bồi tụ có thể lên đến 7,5 mét/năm. Xét trên toàn bộ đường bờ sông Tiền chảy qua tỉnh Bến Tre trong giai đoạn này, cho thấy khu vực xói lở mạnh nhất tập trung tại các cửa sông, nơi tiếp xúc trực tiếp với sóng biển như Thừa Đức (86,4ha), đoạn bờ thuộc xã An Điền đến xã Thạnh Hải với chiều dài 16,9km đều xảy ra tình trạng sạt lở, xã Thạnh Phước với 6,6km đường bờ xói lở với tổng diện tích 18,6ha.

Bảng 2. Thống kê biến động đường bờ từ 1988 đến 1995

Đường bờ	Dài (Km)	Xói lở (Km)	Bồi tụ (Km)	Diện tích xói lở (ha)	Diện tích bồi tụ (ha)	Tỷ lệ (xói), (bồi) (%)
1	78,1	72,4	5,8	202,9	17,6	(93)(7)
2	41,1	30,7	10,4	52,7	28,9	(75)(25)
3	44,9	37,3	7,6	114,3	25,8	(83)(17)
4	72,0	66,3	5,7	154,2	5,6	(92)(8)
5	93,0	86,5	6,5	340,0	4,6	(93)(7)
6	87,9	80,7	7,2	185,0	85,4	(92)(8)

- Giai đoạn 1995 – 2015: Trong giai đoạn này diễn tiến bồi tụ chiếm ưu thế với 311km chiều dài đường bờ, xói lở với 106km. Trên vùng ven biển thuộc địa phận các xã Thừa Đức, Thạnh Hải đường bờ vẫn xảy ra hiện tượng xói lở mạnh với tốc độ trung bình -1,2 mét/năm, song song với quá trình xói lở mạnh là hiện tượng bồi tụ mạnh, đặc biệt tại khu vực cửa sông Ba Lai với tốc độ lên đến 2,8 mét/năm, cụ thể đường bờ trải dài từ xã Đại Hòa Lộc đến xã Thới Thuận với chiều dài 13,9km, bồi tụ với tổng diện tích là 279,8ha; từ xã Tân Xuân đến Bảo Thành tổng diện tích bồi tụ trong 20 năm là 337,2ha.

Bảng 3. Thống kê biến động đường bờ từ 1995 đến 2015

Đường bờ	Dài (Km)	Xói lở (Km)	Bồi tụ (Km)	Diện tích xói lở (ha)	Diện tích bồi tụ (ha)	Tỷ lệ (xói), (bồi) (%)
1	78,1	28,4	49,7	173,0	152,4	(36)(64)
2	41,1	7,0	34,1	39,2	324,7	(17)(83)
3	44,9	10,4	34,5	9,0	361,5	(23)(77)
4	72,0	10,3	61,7	60,7	175,1	(14)(86)
5	93,0	26,7	66,3	206,4	206,2	(71)(29)
6	87,9	23,2	64,7	56,6	165,5	(26)(74)

- Giai đoạn 2015 – 2018: Dữ liệu phân tích cho thấy, trong giai đoạn này chiều dài đường bờ xói lở là 156,8km, bồi tụ là 172,3km. Dựa vào kết quả phân tích trên ảnh viễn thám cho thấy, đường bờ khu vực nghiên cứu quá trình xói lở chiếm ưu thế, với độ rộng vùng xói lở lớn nhất lên tới 710m, các trọng điểm xói lở có thể kể đến như: xã Thừa Đức, xã Bảo Thành, xã Thạnh Phước, tốc độ xói lên đến 8 mét/năm.

Bảng 4. Thống kê biến động đường bờ từ 2015 đến 2018

Đường bờ	Dài (Km)	Xói lở (Km)	Bồi tụ (Km)	Diện tích xói lở (ha)	Diện tích bồi tụ (ha)	Tỷ lệ (xói), (bồi) (%)
1	78,1	15,5	62,6	22,1	78,0	(20)(80)
2	41,1	23,2	17,9	152,1	26,6	(56)(44)
3	44,9	21,4	23,5	152,2	25,3	(48)(52)
4	72,0	45,9	26,1	63,6	24,9	(64)(36)
5	93,0	50,8	42,2	56,9	44,3	(55)(45)
6	87,9	63,6	24,3	71,7	33,4	(72)(28)

- Giai đoạn 1988 – 2018: Trong 30 năm, xói lở đã làm mất một diện tích đất là 248,7 ha, trung bình mỗi năm mất 8,29 ha. Trong khi đó diện tích bồi tụ trong 30 năm là 168,3ha, 5,61ha/năm. Tính toán trong giai đoạn này, cho thấy đường bờ thuộc cửa Đại, cửa Hàm Luông và cửa Cổ Chiên quá trình xói lở chiếm ưu thế, đường bờ thuộc cửa Ba Lai quá trình bồi tụ chiếm ưu thế.

Bảng 5. Thống kê biến động đường bờ từ 1988 đến 2018

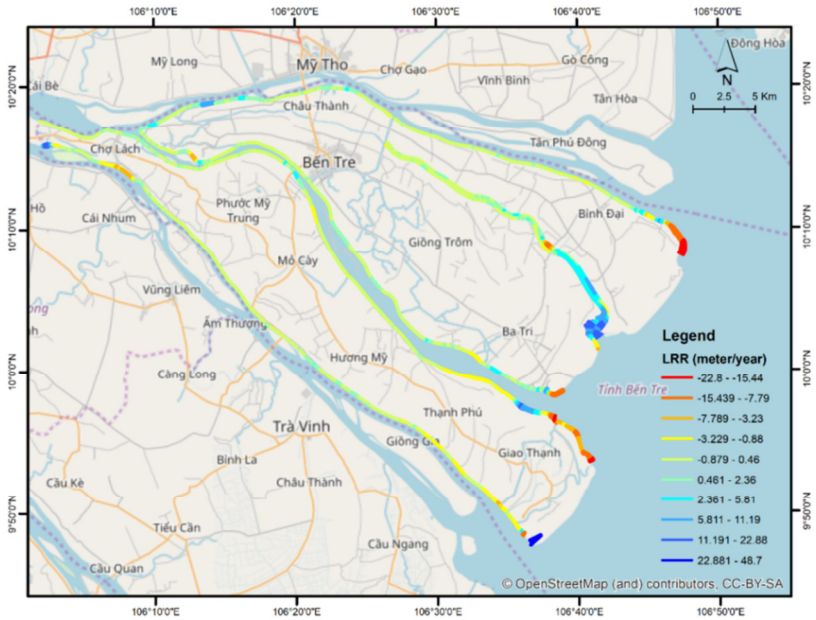
Đường bờ	Dài (Km)	Xói lở (Km)	Bồi tụ (Km)	Diện tích xói lở (ha)	Diện tích bồi tụ (ha)	Tỷ lệ (xói), (bồi) (%)
1	78,1	40,7	37,4	280,9	131,3	(52)(48)
2	41,1	15,0	26,1	48,7	182,3	(37)(73)
3	44,9	15,3	29,6	29,3	148,2	(34)(66)
4	72,0	41,7	30,3	133,5	73,0	(58)(42)
5	93,0	65,5	27,5	351,9	74,5	(70)(30)
6	87,9	70,5	17,4	197,5	155,9	(80)(20)

3.2. Tốc độ biến động đường bờ sông Tiền tại tỉnh Bến Tre từ năm 1988 đến 2018

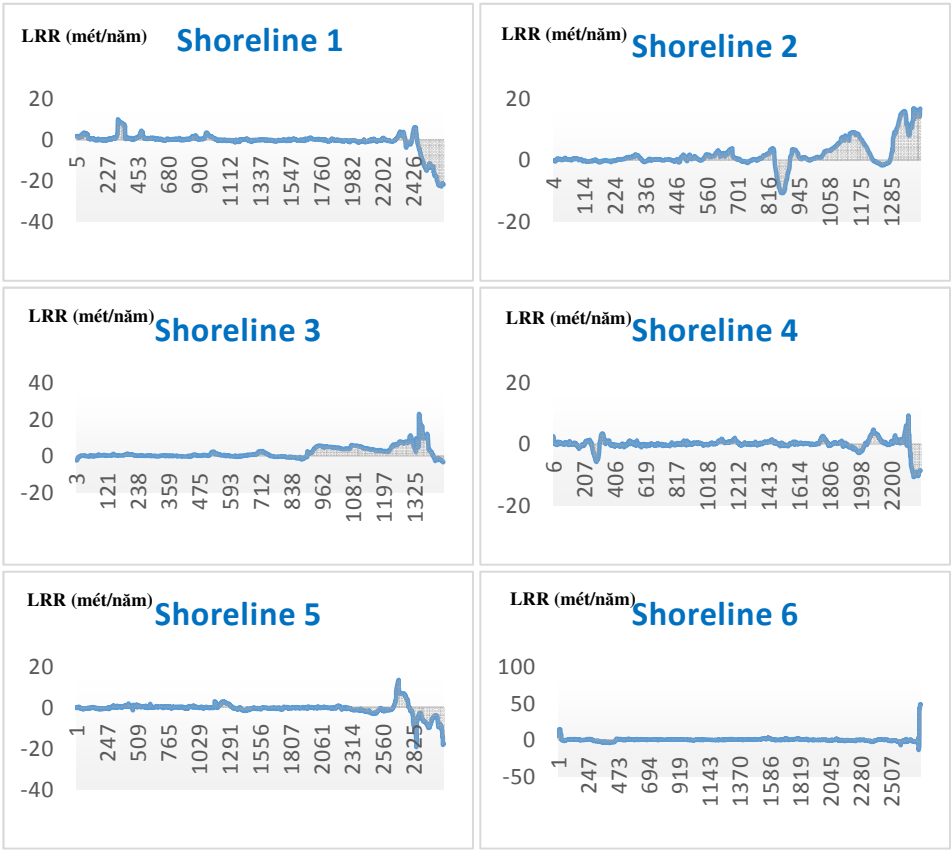
Kết quả tính toán tốc độ thay đổi đường bờ sông Tiền tại tỉnh Bến Tre trong 30 năm từ 1988 đến 2018 (Hình 3), cho thấy biến động đường bờ tại khu vực nghiên cứu diễn biến khá phức tạp, phần lớn tốc độ thay đổi đường bờ trong khu vực vào khoảng từ -3 đến +5 mét/năm, một số nơi có tốc độ xói lở ở mức báo động trung bình từ -15 đến -22,8 mét/năm, phần lớn ở tại vị trí các cửa sông do tiếp xúc trực tiếp với tác động của sóng biển, một số nơi có xu hướng bồi tụ lớn với tốc độ từ +22 đến +48,7 mét/năm, đặc biệt là đường bờ thuộc cửa sông Ba Lai, có thể lý giải hiện tượng bồi tụ lớn ở khu vực này là do sau khi cống đập Ba Lai được vận hành năm 2002 để ngăn mặn và trữ ngọt, lòng sông Ba Lai đã có những biến đổi nhanh chóng, vùng đầu nguồn gần như bị bồi lấp hoàn toàn, vùng cửa sông cũng bị bồi lắng rất mạnh bởi bùn cát từ biển đưa vào vì không còn dòng chảy nguồn.

Hình 4, trình bày các biểu đồ thể hiện tốc độ thay đổi của từng đường bờ sông Tiền tỉnh Bến Tre từ 1988 đến 2018. Trên các biểu đồ, giá trị âm (-) biểu thị cho tốc độ xói lở hàng năm, giá trị dương (+) biểu thị cho tốc độ bồi tụ. Kết quả cho thấy đường bờ số 1, 4, 5 có xu hướng xói lở, bồi tụ khu vực đầu nguồn khá ổn định, càng về cuối nguồn ở các cửa sông, tiếp xúc trực tiếp với sóng biển thì quá trình xói lở chiếm ưu thế. Tương tự, đường bờ số 6 thuộc cửa Cổ chiên, cũng cho thấy tốc độ xói, bồi khá ổn định từ -0,8 đến +2,4 mét/năm, càng về phía cửa sông sự xói lở chiếm ưu thế, kết quả này tương đồng với nghiên cứu diễn biến hình thái học cửa Cổ Chiên của Lê Thị Hòa Bình và ctv (2014), tuy nhiên đường bờ thuộc vành đai rừng ngập mặn có xu hướng bồi tụ mạnh, với tốc độ lên đến +48,7 mét/năm.

Các đường bờ số 2, 4 thuộc cửa Ba Lai, quá trình bồi tụ chiếm ưu thế, đặc biệt tại vị trí từ cống đập Ba Lai trở ra biển, với tốc độ bồi tụ mạnh từ +2 đến +22,8 mét/năm thì trong thời gian tới cửa Ba Lai có thể bị bồi lấp hoàn toàn nếu không có lưu lượng sông đủ lớn để đẩy dòng chảy ra xa, đây sẽ là thông tin quan trọng cho các giải pháp chống bồi lấp sau này.



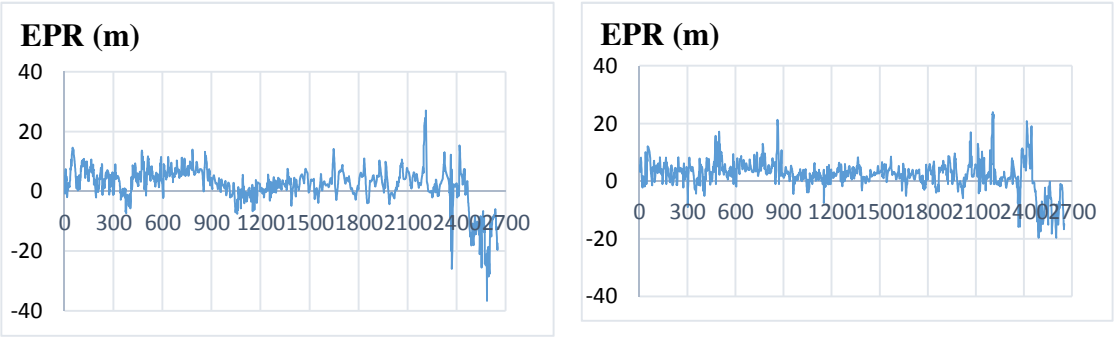
Hình 3. Tốc độ thay đổi đường bờ sông Tiền tỉnh Bến Tre



Hình 4. Biểu đồ thể hiện tốc độ thay đổi của từng đường bờ

3.3. Đánh giá, kiểm nghiệm kết quả xác định biến động đường bờ

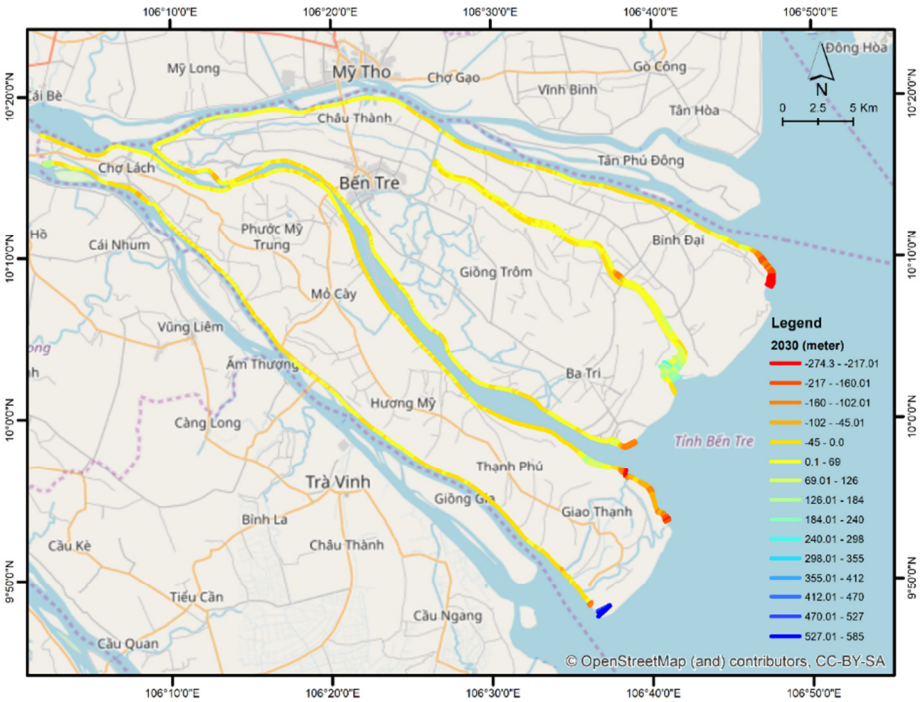
Để đánh giá, kiểm nghiệm kết quả xác định biến động đường bờ khu vực cửa sông Tiền tại tỉnh Bến Tre từ tư liệu ảnh vệ tinh, nghiên cứu sử dụng tư liệu ảnh vệ tinh độ phân giải cao Google Earth năm 2018 để so sánh với kết quả xác định đường bờ cửa Đại từ ảnh Sentinel-2 năm 2018. Kết quả cho thấy, trong giai đoạn 2015 – 2018, những khu vực được xác định là xói lở mạnh cũng như bồi tụ trên ảnh vệ tinh cũng trùng khớp với kết quả quan sát trực quan từ ảnh Google Earth.



(a) *(b)*

Hình 5. Tỷ lệ điểm cuối (EPR) đường bờ giai đoạn 2015-2018 tính toán từ hình ảnh: (a) Google Earth; (b) Sentinel-2

3.4. Dự báo biến động đường bờ sông Tiền tỉnh Bến Tre đến năm 2030



Hình 6. Dự báo biến động đường bờ đến năm 2030

Dự báo biến động đường bờ sông Tiền tỉnh Bến Tre đến năm 2030 được thực hiện dựa trên tốc độ biến động đường bờ hàng năm theo phương pháp hồi quy tuyến tính. Theo đó, tính đến năm 2030, trong điều kiện tốc độ xói lở như hiện tại và chưa có sự can thiệp của các công trình thủy lợi bảo vệ bờ thì xói lở có thể lên đến hơn 0,25 km, khu vực xã Thừa Đức-Bình Đại, An Thủy-Ba Tri, Thạnh Hải-Thạnh Phú, có tốc độ xói lở bờ ở mức báo động. Bên cạnh đó với xu hướng bồi tụ trung bình +23 mét/năm thì đến năm 2030 dự báo cửa sông Ba Lai sẽ bị bồi lắp hoàn toàn.

Sự phân tích trên đây có thể chưa toàn diện vì chỉ dựa trên tính toán tốc độ biến động đường bờ trong 30 năm, từ đó tính toán biến động bờ đến năm 2030 trong điều kiện không có gì thay đổi, nhưng phần nào góp phần cho thấy được xu thế cũng như vị trí xói, bồi theo không gian khu vực nghiên cứu.

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Đường bờ được rút trích từ dữ liệu ảnh viễn thám khu vực nghiên cứu theo thời gian giúp tiết kiệm thời gian, nhưng vẫn đảm bảo độ chính xác cho việc tính toán thay đổi. Tuy nhiên, cần thiết phải tiến hành hiệu chỉnh mức nước thủy triều, địa hình đáy,… để đạt độ chính xác cao hơn.

Công cụ phân tích đường bờ DSAS cho phép tính toàn tốc độ thay đổi đường bờ theo thời gian và dự báo sự biến động trong tương lai. Theo đó, đường bờ sông Tiền tại tỉnh Bến Tre biến động phức tạp, tốc độ trung bình hàng năm từ -3 đến +5 mét/năm. Khu vực xã Thừa Đức-Bình Đại, An Thủy-Ba Tri, Thạnh Hải-Thạnh Phú có tốc độ xói lở ở mức báo động, trong khi đường bờ thuộc cửa Ba Lai có xu hướng bồi tụ mạnh.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Alesheikh, A. A., Ghorbanali, A., and Nouri, N., 2007. “Coastline change detection using r emote sensing”, International Journal of Environment Science and Technology, 4, pp 61-66
2. Boak, E.H., and Turner, I.L., 2005: “Shoreline definition and detection: A review”, Journal of Coastal Research, 21 (4), pp 688–703.
3. Dolan, R., Fenster, M.S., and Holme, S.J., 1991. “Temporal analysis of shoreline rec ession and accretion”, Journal of Coastal Research, 7 (3), pp 723–744.
4. Elizabeth, H., B. I. L. T., 2005. Shoreline Definition and Detection: A Review. Journal of Coastal Research 21(4), pp. 688–703.
5. Lê Thị Hòa Bình, Lê Trung Thành, 2014. Diễn biến hính thái học của cửa sông Cổ Chiên và Cung Hầu thuộc hệ thống sông Cửu Long, Việt Nam. Tạp chí khoa học kỹ thuật Thủy lợi và Môi trường, số 4 năm 2014.
6. Lê Mạnh Hùng, Trần Bá Hoằng, 2017. Sạt lở bờ hệ thống sông vùng ĐBSCL và những đóng góp của KH&CN vào việc phòng chống giảm nhẹ thiệt hại. Tạp chí Khoa học và Công nghệ Việt Nam, số 9 năm 2017.
7. Phillips, J.D., 1985. Spatial Analysis of Shoreline Erosion, Delaware Bay, New Jersey. Ph.D. Dissertation, Department of Geography, Rutgers-The State University, New Brunswick, NJ, USA, 1985.

8. Price, F.D., 2006. Quantification, Analysis, and Management of Intracoastal Waterway Channel Margin Erosion in the Guana Tolomato Matanzas National Estuarine Research Reserve, Florida; National Estuarine Research Reserve Technical Report Series 2006:1; National Estuarine Research Reserve: Apalachicola, FL, USA, 2006.
9. Thieler, E.R.; Danforth, W., 1994. Historical shoreline Mapping(II): Applications of the digital Shoreline mapping and analysis systems (DSMS/DSAS) to shoreline change mapping in Puerto Rico. J. Coast. Res. 1994, 10, 600-620.
10. Thieler, E.R.; O'Connell, J.F.; Schupp, C.A., 2001. The Massachusetts Shoreline Change Project: 1800s to 1994; US Geological Survey Administrative Report 2001; USGS: Woods Hole, MA, USA, 2001.

NGHIÊN CỨU KHẢ NĂNG TRUYỀN SÓNG CỦA ĐÊ KẾT CẤU CỌC LY TÂM ĐỔ ĐÁ HỘC TRÊN MÔ HÌNH MÁNG SÓNG

Hydraulic performance and wave transmission through pile – rock breakwater on 2D physical Model

ThS. Lê Xuân Tú, KS. Đỗ Văn Dương
Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam

TÓM TẮT: *Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu khả năng truyền sóng của đê giảm sóng kết cấu cọc ly tâm đổ đá hộc và sự thay đổi các thông số sóng. Kết quả cho thấy dạng kết cấu này làm việc hiệu quả hệ số truyền sóng Kt = 0.3÷0.4 khi đê làm việc ở trạng thái đê nhô, tuy nhiên hệ số sóng phản xạ khá lớn Kr = 0.45÷0.56. Kết quả phân tích đã xây dựng được công thức thực nghiệm hệ số truyền sóng cho loại đê này.*

Từ khóa: Đê giảm sóng cọc ly tâm đổ đá hộc, hệ số truyền sóng, hệ số sóng phản xạ.

ABSTRACT: *The paper presents the results of studying the wave transmission of the Double-Row Pile Breakwater and wave parameters. The results show that this structure works effectively in case of emerger, the wave transmission coefficient Kt = 0.3 ÷ 0.4, but the wave reflection coefficient is quite large Kr = 0.45 ÷ 0.6. The empirical formula of wave transmission coefficient was established for this structure.*

Keywords: Double-Row Pile Breakwater, wave transmission, wave reflection.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Đê giảm sóng bằng hai hàng cọc ly tâm tạo khung và đổ đá hộc bên trong (người dân địa phương hay gọi tắt là kè ly tâm) được xây dựng khá phổ biến ở bờ biển Tây Cà Mau nói riêng và các tỉnh ven biển Đồng bằng bông Cửu Long (ĐBSCL) nói chung. Theo thống kê đến tháng 10/2019 chiều dài đê giảm sóng xây dựng bằng kết cấu này lên tới trên 22km [2]. Qua thời gian làm việc có thể nói loại kết cấu này có hiệu quả cao trong việc giảm sóng gây bồi và khôi phục rừng ngập mặn ở bờ biển Tây Cà Mau. Tuy nhiên, những nghiên cứu về hiệu quả giảm sóng của loại đê này gần như chưa được nghiên cứu một cách khoa học, việc thiết kế hầu hết dựa trên kinh nghiệm và sử dụng một số công thức tính toán cho đê giảm sóng đá đổ truyền thống do đó chưa phản ảnh đúng bản chất làm việc của loại đê này.

Hình 1. Đê giảm sóng bằng hai hàng cọc ly tâm kết hợp đá đổ ở Phú Tân Cà Mau (2017)

Để có những hiểu biết tốt hơn về khả năng làm việc của loại đê giảm sóng này một loạt các thí nghiệm truyền sóng của đê giảm sóng cọc ly tâm kết hợp đá đổ đã được thực hiện và phân tích trong bài báo này.

2. THIẾT LẬP THÍ NGHIỆM VÀ CÁC KỊCH BẢN

2.1. Thiết lập thí nghiệm

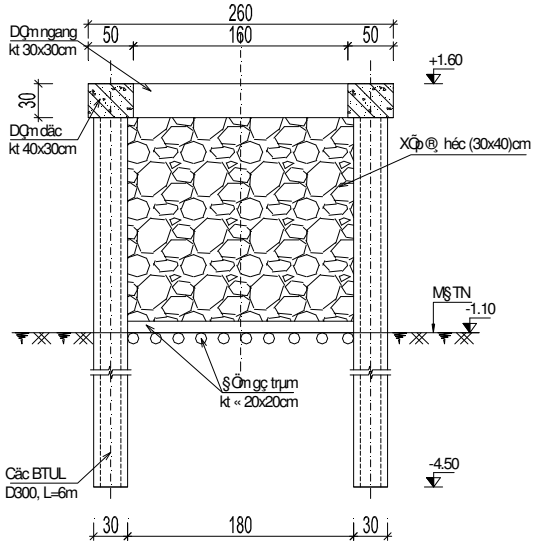
2.1.1. Mô hình thí nghiệm

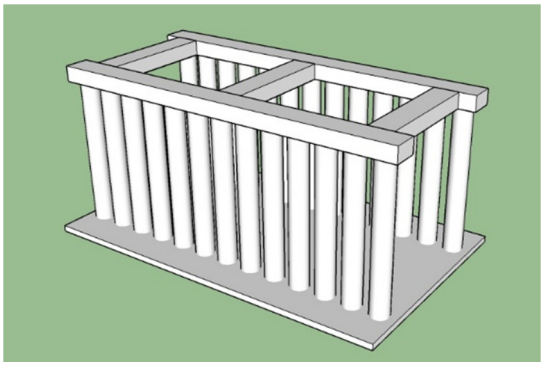
Thí nghiệm được thực hiện trong máng sóng của phòng thí nghiệm thủy động lực sông biển - Viện Khoa học Thủy lợi Miền nam (Hình 2). Các cơ sở thiết bị máy móc được cung cấp bởi HR Wallingford. Chiều dài máng sóng là 35m, chiều rộng 1.2m và cao 1.5m. Hệ thống máy tạo sóng được trang bị khả năng hấp thụ sóng phản xạ (Active Reflection Compensation), có thể tạo ra sóng ngẫu nhiên hoặc sóng đều với chiều cao lên đến 0.40m và chu kỳ đỉnh 3.0s, sóng được đo với tần số 100Hz (độ chính xác ±0.1mm).

Hình 2. Máng sóng thí nghiệm Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam

Với chức năng chính là giảm sóng, gây bồi trong điều kiện khí hậu trung bình do vậy điều kiện sóng theo chế độ khí hậu được lựa chọn làm cơ sở cho xây dựng mô hình thí nghiệm. Chiều cao sóng trong gió mùa Tây Nam lớn nhất trên thực tế ở nước sâu của khu vực nghiên cứu vào khoảng 1÷1.5m, chu kỳ 3 – 6 s. Điều kiện biên thông số sóng được mô phỏng bằng dạng phổ JONSWAP với γ=3.30. Tham số sóng được lựa chọn thí nghiệm là tham số sóng đặc trưng của ĐBSCL, dựa trên các nghiên cứu về sóng, gió của khu vực ĐBSCL, kết hợp với tính toán truyền sóng trên các mô hình toán và số liệu đo đạc thực tế từ dự án AFD [3], các tài liệu thiết kế công trình bảo vệ bờ biển thu thập trong dự án điều tra công trình bảo vệ bờ biển ĐBSCL [1]; [2].

Tỷ lệ mô hình lớn tối đa được lựa chọn dựa trên năng lực máng sóng và thông số điều kiện biên từ đó tỷ lệ của mô hình được lựa chọn: N_L=5 (tỷ lệ dài, tỷ lệ cao), $N_t = \sqrt{N_L}$ =2.24 (tỷ lệ thời gian), $N_v = \sqrt{N_L}$ = 2.24 (tỷ lệ vận tốc), $N_m = N^3_L$ = 125 (tỷ lệ khối lượng).





Hình 3. Kích thước công trình thực tế

Kích thước công trình được thu nhỏ theo tỷ lệ mô hình 1/5 và phù hợp với kích thước máng sóng. Trên thực tế bề rộng kết cấu công trình đã thực hiện ở phần lớn biển Tây rộng khoảng 2.5m đến 2.7m. Căn cứ vào các số liệu thiết kế thông các kích thước đê được lựa chọn để xem xét nghiên cứu Bảng 1..

Bảng 1. Thông số kết cấu công trình

STT	Thông số	Nguyên hình (cm)	Mô hình (cm)
1	Chiều cao	285	57
2	Chiều dài	600	120
3	Bề rộng	250	50

Theo thông số thiết kế các công trình thực tế thì đá đổ sử dụng trong kết cấu đang có cấp phối D_n=25 ÷ 35cm, quy đổi ra tỷ lệ mô hình, loại cấp phối đá sử dụng trong thí nghiệm được cho trong Bảng 2.. Cấp phối đá sử dụng cho thí nghiệm được sàng lọc theo đúng cấp phối thiết kế trong phòng thí nghiệm để đảm bảo kích thước, độ rỗng và tính tương tự. Trước công trình được bố trí thảm đá chống xói với chiều cao 7cm (tương đương với 2 lớp đá thả rối) và bề rộng 50cm (Hình 4).

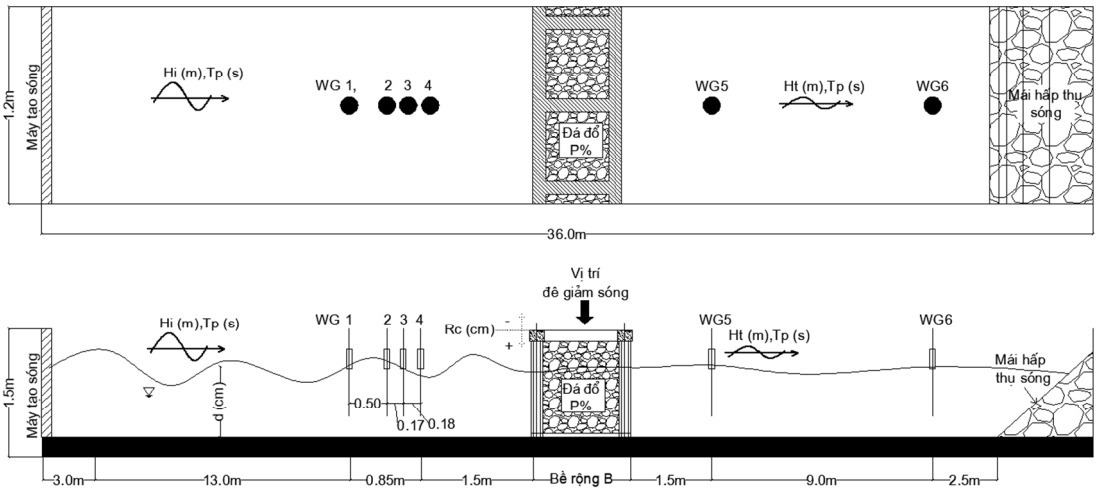
Bảng 2. Thông số đá đổ trong thân đê

D_{n50} nguyên hình (cm)	D_{n50} mô hình (cm)	Độ rỗng (%)
25÷35	5÷7	44%

Hình 4. Mô hình thí nghiệm theo tỷ lệ 1/5

2.1.2. Bố trí thí nghiệm

Thông số sóng trước và sau công trình được đo bằng 8 đầu kim đo. Sóng tới và sóng phản xạ được phân tách dựa trên thuật toán tích hợp trong phần mềm đó sóng HR Wallingford sử dụng 4 đầu kim đo sóng. Kim đo sóng được bố trí trước và sau công trình, 4 kim đo trước công trình (WG1, 2, 3, 4) dùng để xác định sóng đến phía trước công trình, trong đó 4 kim (WG 1, 2, 3, 4) được bố trí để tách sóng phản xạ và sóng tới trước công trình, kim đo sóng sau công trình (WG5, 6) được dùng để xác định chiều cao sóng sau khi qua công trình. Vị trí các kim đo được bố trí như trong sơ đồ Hình 5.



Hình 5. Bố trí kim đo sóng trong máng sóng

Mỗi chuỗi số liệu thí nghiệm sử dụng cho phân tích được thực hiện ít nhất trong khoảng thời gian $500T_p$ (s) đủ dài để đảm bảo hình dạng phổ sóng tạo ra trong thí nghiệm phù hợp với thực tế.

2.1.3. Kịch bản thí nghiệm

Chương trình thí nghiệm bao gồm tổng số 63 kịch bản thí nghiệm:

- 06 trường hợp thay đổi mực nước và chiều cao lưu không đỉnh đê (Rc);
- 13 thay đổi tham số sóng (Hs, Tp, L) thay đổi tùy theo mực nước thí nghiệm;

Bảng 3. Kịch bản thí nghiệm

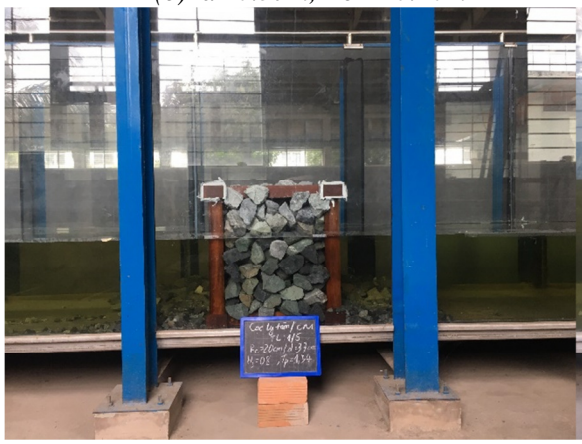
Kịch Bản		**Mực nước d (cm)** **Chiều cao lưu không Rc (cm)**		**Tham số sóng**
Không công trình Có công trình	x	d=17cm (Rc=+40cm) d=27cm (Rc=+30cm) d=37cm (Rc=+20cm) d=47cm (Rc=+10cm) d=57cm (Rc=0cm) d=67cm (Rc= -10cm)	x	Hs=0.08m; Tp=1.34s Hs=0.08m; Tp=1.79s Hs=0.08m; Tp=2.23s Hs=0.12m; Tp=1.34s Hs=0.12m; Tp=1.79s Hs=0.12m; Tp=2.23s Hs=0.16m; Tp=1.34s Hs=0.16m; Tp=1.79s Hs=0.16m; Tp=2.23s Hs=0.20m; Tp=1.34s Hs=0.20m; Tp=1.79s Hs=0.20m; Tp=2.23s Hs=0.20m; Tp=2.68s

3. KẾT QUẢ VÀ PHÂN TÍCH

(a) d=0.17m, Rc=+0.40m

(b) d=0.27m, Rc=+0.30m

(c) d=0.37m, Rc=+0.20m



(d) d=0.47m, Rc=+0.10m

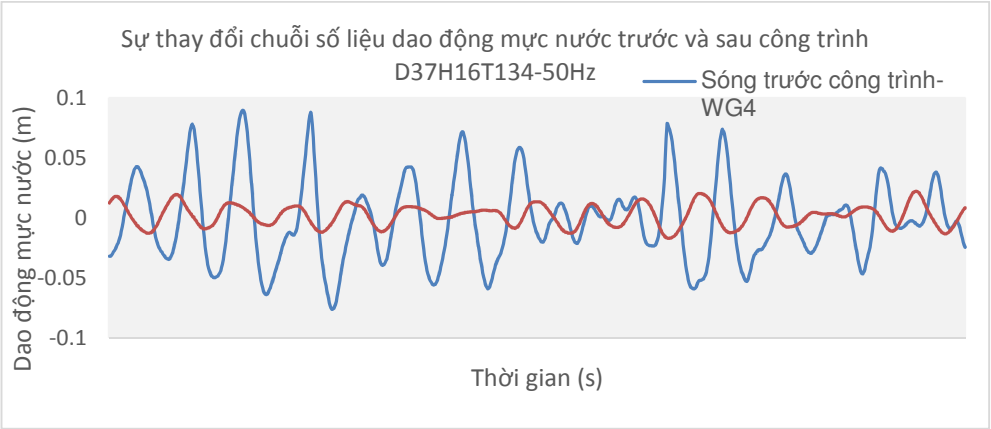
(e) d=0.57m, Rc=0.00m

(f) d=0.67m, Rc=-0.10m

Hình 6. Các mực nước thí nghiệm

3.1. Sự biến đổi phổ sóng trước và sau công trình

Khi truyền qua kết cấu giảm sóng thì sóng phía sau công trình đã bị suy giảm về biên độ sóng thể hiện qua đường quá trình sóng Hình 7.



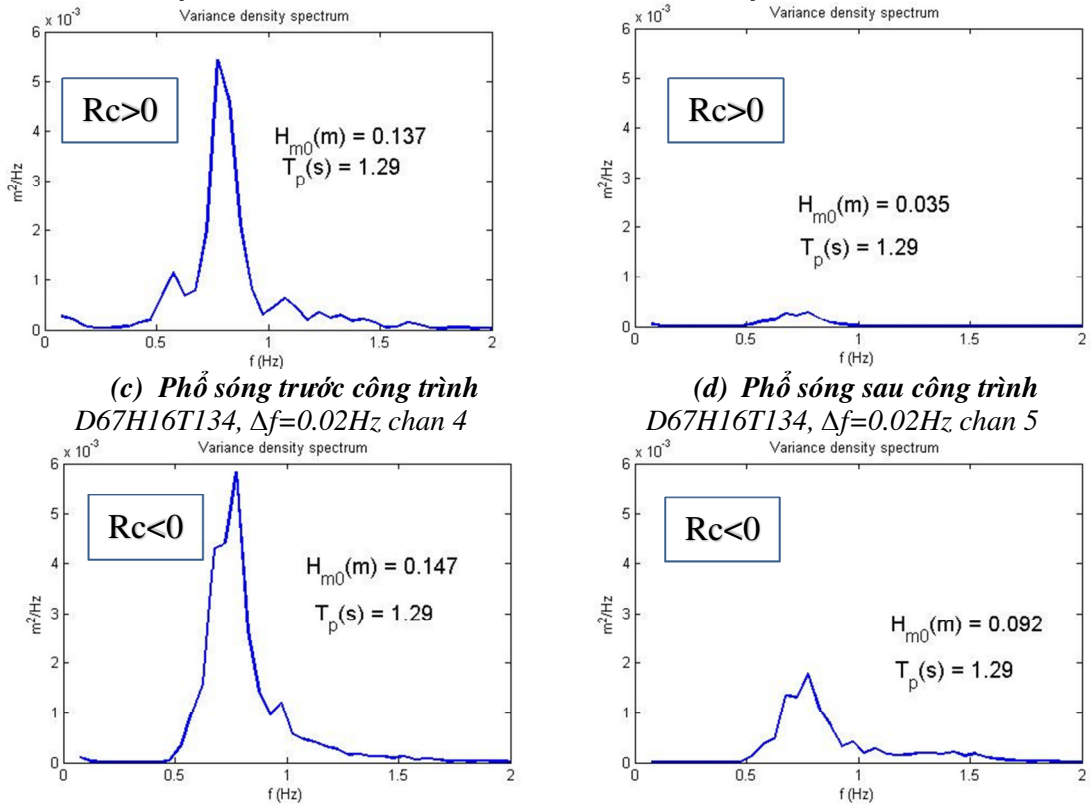
Hình 7. Đường quá trình sóng trước và sau công trình

(a) Phổ sóng trước công trình *D37H16T134, Δf=0.02Hz chan 4*

(b) Phổ sóng sau công trình *D37H16T134, Δf=0.02Hz chan 5*

(c) Phổ sóng trước công trình *D67H16T134, Δf=0.02Hz chan 4*

(d) Phổ sóng sau công trình *D67H16T134, Δf=0.02Hz chan 5*

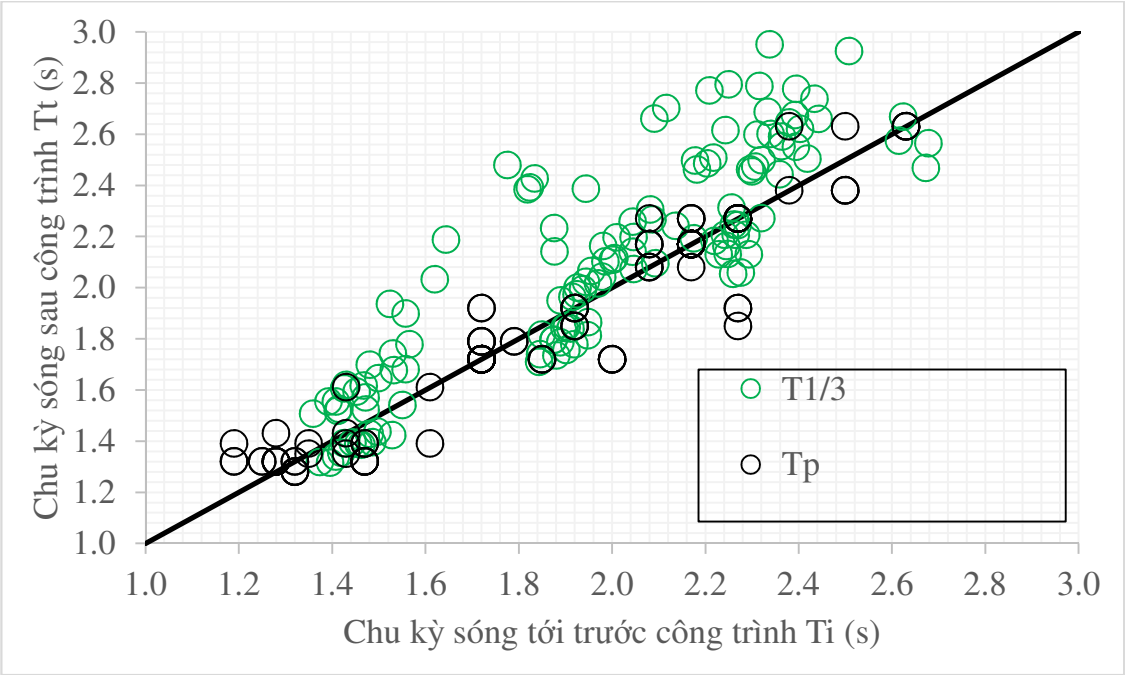


Hình 8. Sự biến đổi phổ năng lượng sóng khi truyền qua cấu kiện

Hình 8 thể hiện chu kỳ đỉnh phổ Tp gần như không có sự thay đổi lớn trước và sau công trình, khi sóng tới trước công trình tần số nào có năng lượng chiếm ưu thế thì khi sóng truyền qua phía sau công trình tần số đó vẫn chiếm ưu thế về năng lượng. Tuy nhiên nếu như trước công trình sự chênh lệch về mật độ năng lượng phổ của tần số chiếm ưu thế so với các dải tần số khác là rất lớn thì phía sau công trình sự chênh lệch này bị suy giảm đáng kể do năng lượng sóng đã bị tiêu tán hoặc phản xạ khi qua tương tác với công trình. Sự tương tác với công trình càng nhiều thì đỉnh phổ càng dẹt và ngược lại.

3.2. Sự thay đổi chu kỳ sóng trước và sau công trình

Hình 9 thể hiện sự thay đổi của chu kỳ đỉnh phổ T_p và chu kỳ $T_{1/3}$ của sóng đo được tại điểm trước và sau công trình. Xu hướng cho thấy chu kỳ sóng thống kê $T_{1/3}$ có sự thay đổi lớn hơn so với chu kỳ đỉnh phổ T_p tại thời điểm trước và sau công trình. Sau công trình thì chu kỳ $T_{1/3}$ có xu hướng lớn hơn so với trước công trình, trong khi chu kỳ T_p không có sự biến đổi nhiều (điều này hoàn toàn phù hợp với sự phân tích biến đổi phổ sóng tại mục 0.0). Nguyên nhân là do hầu hết sóng có chu kỳ ngắn bị tiêu tán khi tương tác với công trình, chỉ còn sóng chu kỳ dài truyền qua công trình do đó giá trị $T_{1/3}$ sau công trình sẽ lớn hơn $T_{1/3}$ trước công trình.

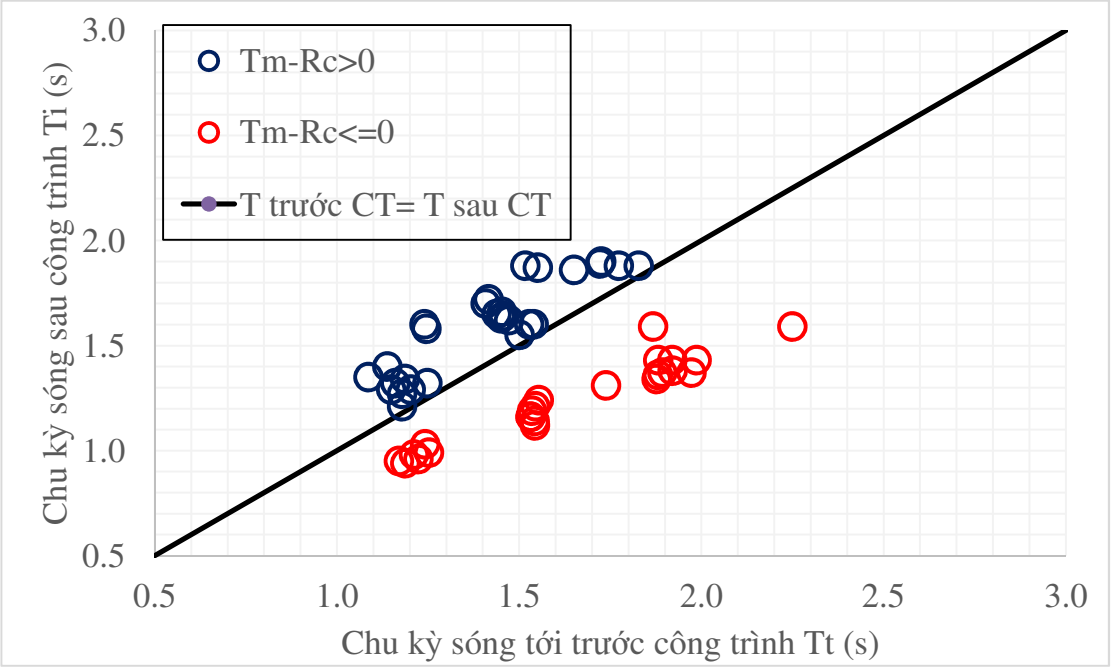


Hình 9. Biến đổi chu kỳ đỉnh phổ T_p; $T_{1/3}$ trước và sau công trình

Sự thay đổi chu kỳ sóng trước và sau công trình còn có sự khác nhau rõ ràng khi xem xét trong trường hợp đê nhô Rc>0 và đê ngầm Rc<0 với chu kỳ trung bình phổ T_m

Đối với trường hợp đê nhô sóng không tràn qua đỉnh đê thì chu kỳ T_m sau công trình có xu hướng lớn hơn trước công trình, tuy nhiên trong trường hợp đê ngầm thì chu kỳ T_m sau công trình lại nhỏ hơn so với trước công trình.

Trong trường hợp Rc<0, đê giảm sóng với bề rộng đỉnh $B=1/4L_{m,min}$, $B=1/10L_{m,max}$ làm việc như một bãi truyền sóng nước nông, tuy nhiên bề rộng đỉnh đê chưa đủ để cho sóng vỡ trên mặt đỉnh để (quan sát hiện tượng trong quá trình thí nghiệm), ảnh hưởng của hiệu ứng nước nông làm cho chu kỳ sóng tại ngay thời điểm đo phía sau công trình giảm so với trước công trình.

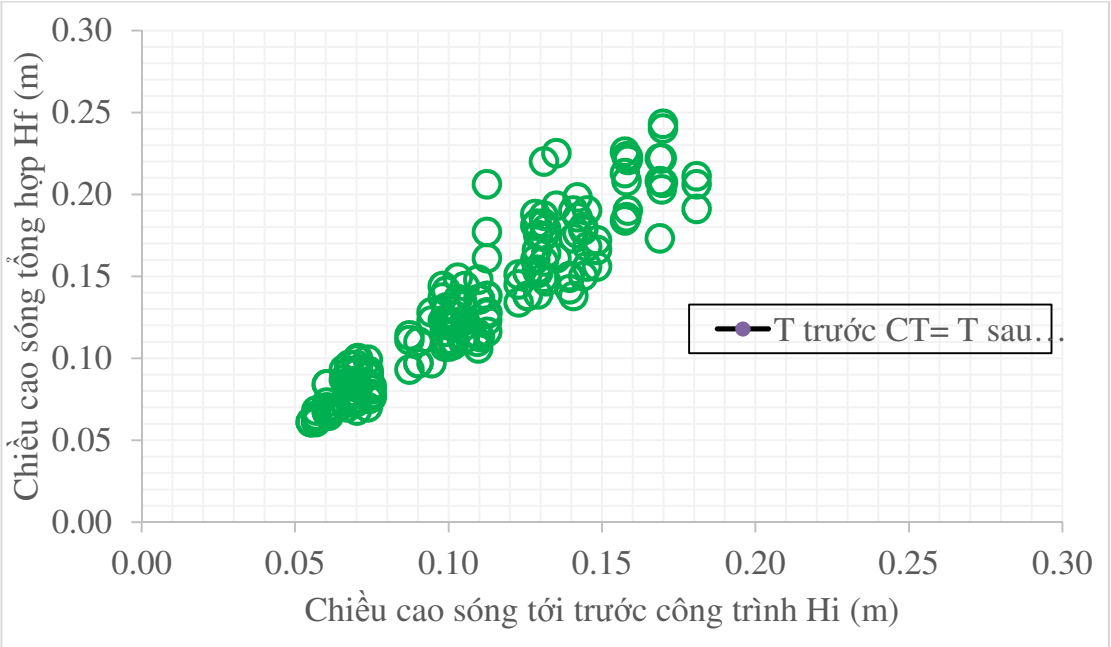


Hình 10. Biến đổi chu kỳ phổ trung bình T_m trước và sau công trình

3.3. Sự biến đổi chiều cao sóng trước công trình

Do ảnh hưởng của sóng phản xạ tạo thành khi sóng tới tương tác với công trình làm cho dao động mực nước trước công trình tăng lên. Khi sóng tới trước công trình giao thoa với sóng phản xạ sẽ tạo thành dao dộng mực nước tổng hợp trước công trình, dao dộng này được thể hiện qua chiều cao sóng tổng hợp trước công trình H_f (Hình 11).

Sóng tổng hợp trước công trình luôn lớn hơn sóng tới trước công trình, xu hướng cho thấy khi sóng tới càng lớn thì sóng tổng hợp càng tăng cao.



Hình 11. Biến đổi sóng tổng hợp trước công trình so với sóng tới

3.4. Ảnh hưởng của các yếu tố đến quá trình truyền sóng

- Chỉ tiêu đánh giá

Khi sóng tác động công trình đê giảm sóng có độ rỗng thì một phần năng lượng sóng sẽ bị phản xạ phía trước công trình, một phần sẽ bị tiêu tán, hấp thụ bởi công trình và phần còn lại sẽ được truyền qua phía sau công trình. Về mặt lý thuyết thì vấn đề thủy động lực học này tuân thủ định luật bảo toàn năng lượng và được thể hiện dưới dạng toán học băng công thức cân bằng năng lượng (Burcharth and Hughes 2003):

$$E_i = E_t + E_r + E_d \qquad (1)$$

Trong đó, E_I, E_t, E_r và E_d là năng lượng của sóng đến, sóng truyền, sóng phản xạ và sóng bị tiêu tán. Và hàm cân bằng năng lượng có thể được viết lại như sau:

$$1 = \left(\frac{H_t}{H_i}\right)^2 + \left(\frac{H_r}{H_i}\right)^2 + \frac{E_d}{E_i} \qquad (2)$$

$$1 = K_t^{\,2} + K_r^{\,2} + K_d^2 \qquad (3)$$

Trong đó:

$K_t = \dfrac{H_{m0,t}}{H_{m0,i}}$ Hệ số truyền sóng được xác định bằng giá trị chiều cao sóng truyền phía sau công trình ($H_{m0,t}$) trên giá trị chiều cao sóng tới trước công trình ($H_{m0,i}$);

$K_r = \dfrac{H_{m0,r}}{H_{m0,i}}$ Hệ số truyền sóng được xác định bằng giá trị chiều cao sóng phản xạ trước công trình ($H_{m0,r}$) trên giá trị chiều cao sóng tới trước công trình ($H_{m0,i}$);

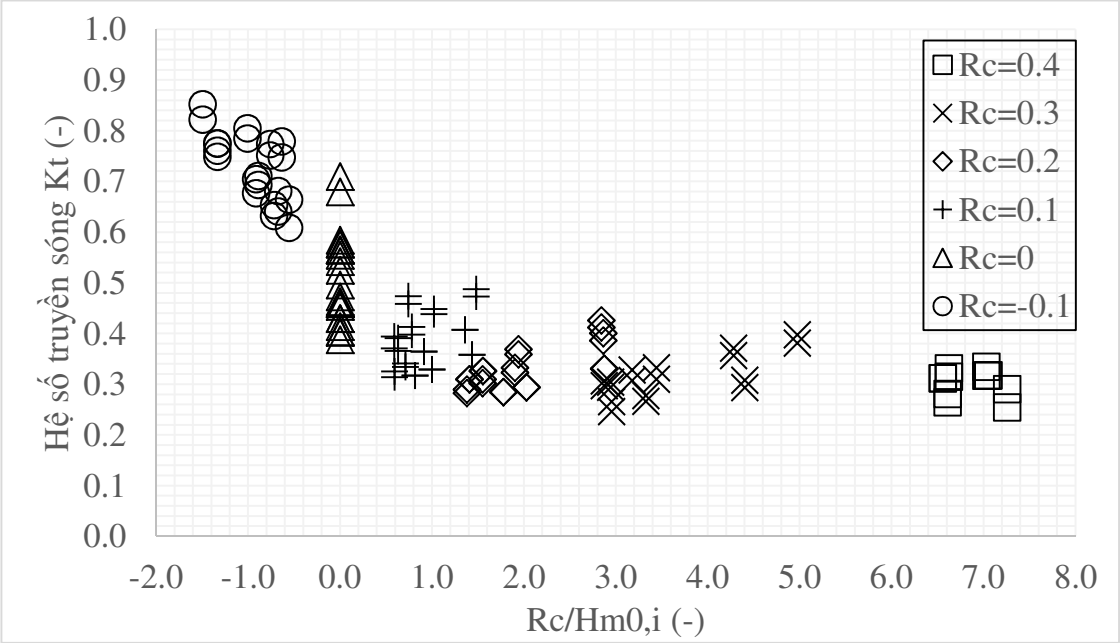
K_d được xác định dựa vào kết quả của công thức biến đổi từ công thức (3):

$$K_d^2 = 1 - K_t^2 - K_r^2 \quad (4)$$

3.4.1. Ảnh hưởng của chiều cao lưu không đỉnh đê

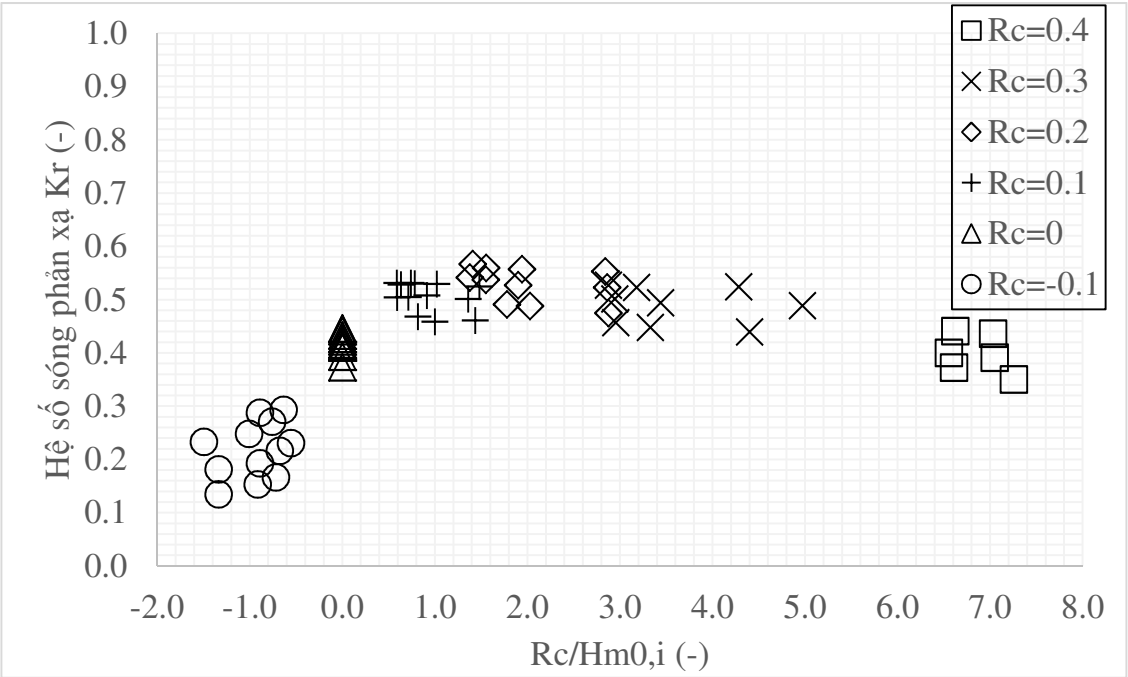
Chiều cao lưu không tương đối đỉnh đê ($R_c/H_{m0,i}$) phụ thuộc vào các yếu tố: mực nước trước công trình (d), chiều cao công trình (h), chiều cao sóng đến trước công trình ($H_{m0,i}$).

Quan hệ giữa $R_c/H_{m0,i}$ và các hệ số K_t, K_r, K_d được thể hiện rõ nét khi -1.5<$R_c/H_{m0,i}$ <1.5 (Hình 12, 13, 14), là khoảng ranh giới chuyển tiếp giữa đê nhô và đê ngầm. Trong khi hệ số truyền sóng K_t thể hiện quan hệ nghịch biến với chiều cao lưu không tương đối đỉnh đê thì hệ số sóng phản xạ và hệ số sóng tiêu tán cho quan hệ đồng biến. Khi đê ngầm R_c<0 sóng truyền qua đê tương đối nhiều làm hệ số truyền sóng lớn, sóng phản xạ nhỏ và sóng tiêu tán bởi kết cấu giảm sóng cũng nhỏ, tuy nhiên khi đê càng nhô cao (R_c càng lớn) thì sóng truyền qua đê càng ít, hệ số truyền sóng nhỏ đi và đồng thời hệ số sóng phản xạ lớn lên, hệ số sóng tiêu tán cũng tăng. Đê nhô cho đến khi sóng tràn qua đỉnh đê tương đối ít ($R_c/H_{m0,i}$ >1.5) thì biểu đồ quan hệ giữa $R_c/H_{m0,I}$ với các hệ số K_t, K_r, K_d gần như nằm ngang, chứng tỏ ảnh hưởng lúc này của chiều cao lưu không tương đối đỉnh đê đến các hệ số xem xét không còn lớn.

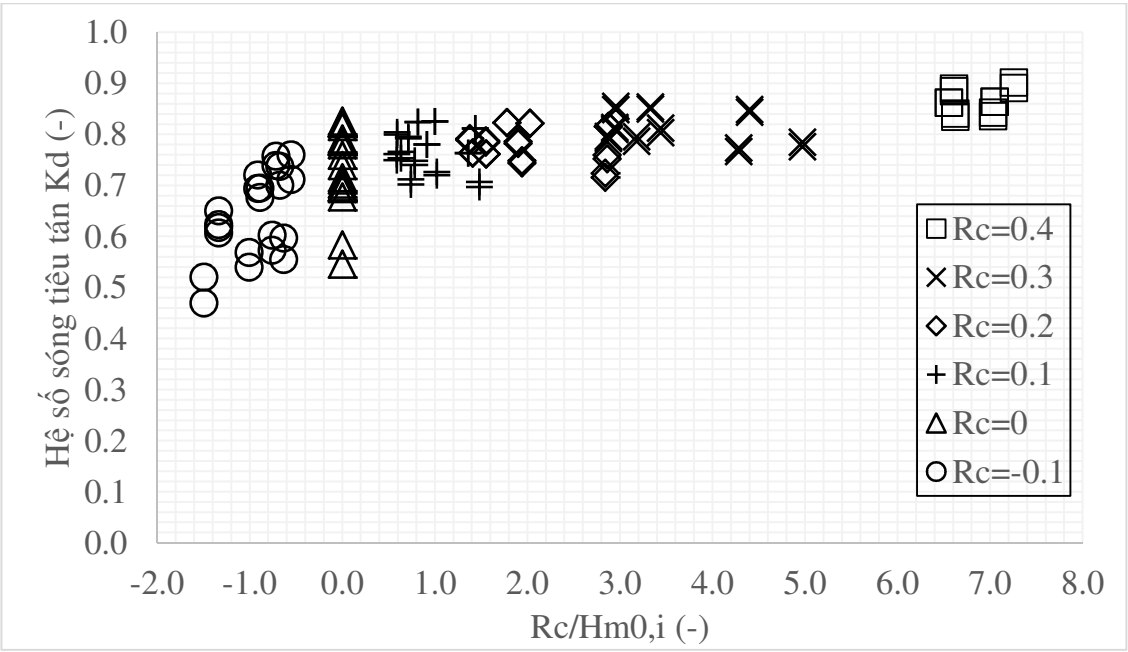


Hình 12. Ảnh hưởng của $R_c/H_{m0,i}$ đến K_t ứng với các giá trị chiều cao lưu không

- Hệ số sóng phản xạ

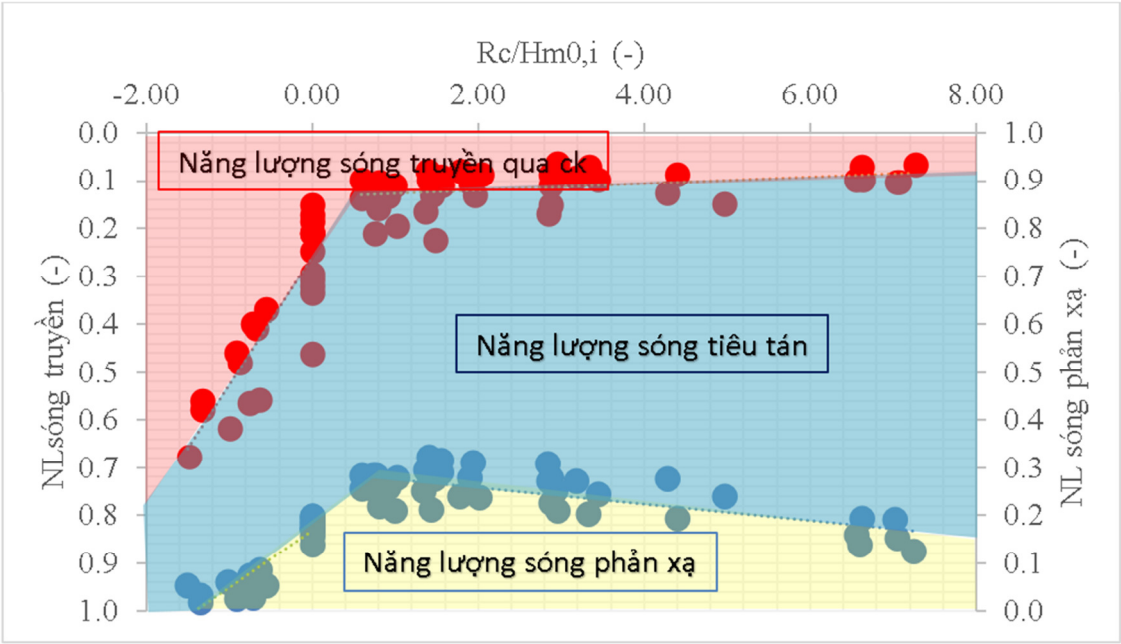


Hình 13. Tương quan giữa K_r và $R_c/H_{m0,i}$ ứng với các giá trị chiều cao lưu không



Hình 14. Tương quan giữa Kd và $R_c/H_{m0,i}$ ứng với các giá trị chiều cao lưu không

Khi chiều cao lưu không tương đối đỉnh đê càng lớn thì năng lượng sóng bị tiêu tán bởi kết cấu giảm sóng càng lớn (Hình). Sóng phản xạ trước công trình đạt giá trị cực đại khi $R_c/H_{m0,i}$=1÷2 với giá trị hệ số sóng phản xạ K_r=0.5÷0.56, khi $R_c/H_{m0,I}$ > 2 thì sóng phản xạ lại có xu hướng giảm nhẹ do ảnh hưởng của thảm đá chống xói trước công trình có chức năng chống xói, hấp thụ một phần sóng phản xạ trước công trình như mực nước thấp.



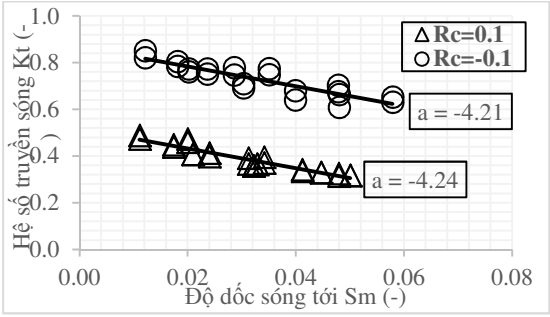
Hình 15. Sự biến đổi năng lượng sóng khi tương tác với kết cấu ứng với giá trị chiều cao lưu không đỉnh đê tương đối Rc/Hm0,i

3.4.2. Ảnh hưởng của độ dốc sóng tới trước công trình S_o

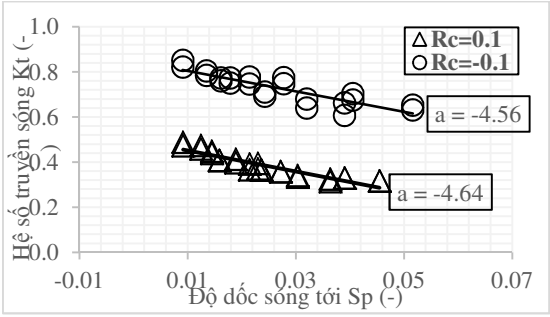
Quan hệ giữa độ dốc sóng tới trước công trình và các hệ số được xem xét dựa trên S_m và S_p trong đó S_m được tính toán dựa trên chu kỳ phổ mô-men bậc 2 $T_{m0,2} = \sqrt{m_0/m_2}$ và S_p là độ dốc sóng tương ứng với chu kỳ đỉnh phổ T_p.

Độ dốc sóng trước công trình có quan hệ nghịch biến với hệ số truyền sóng cũng như hệ số sóng phản xạ (Hình 3.11). Giữa hệ số sóng phản xạ và hệ số truyền sóng được đo trực tiếp thí nghiệm thì độ nhạy của tương quan giữa độ dốc sóng trước công trình tới hệ số truyền sóng cao hơn so với hệ số sóng phản xạ, thể hiện ở hệ số góc |a| lớn hơn trong các đường tương quan (hình 16a, b, c, d).

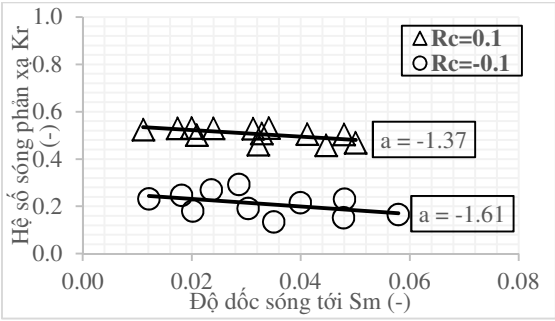
Được xây dựng dựa vào các kết quả đo trực tiếp từ thí nghiệm của hệ số truyền sóng và hệ số phản xạ, tương quan hệ số sóng tiêu tán và độ dốc sóng cho quan hệ đồng biến (Hình 3.11 e, f) tương đối rõ ràng, ảnh hưởng của độ dốc sóng tới hệ số sóng tiêu tán nhiều hay ít tùy thuộc vào giá trị chiều cao lưu không đỉnh đê R_c.



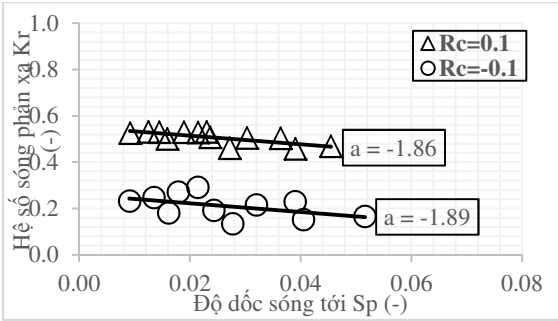
(a) Quan hệ K_t-S_m



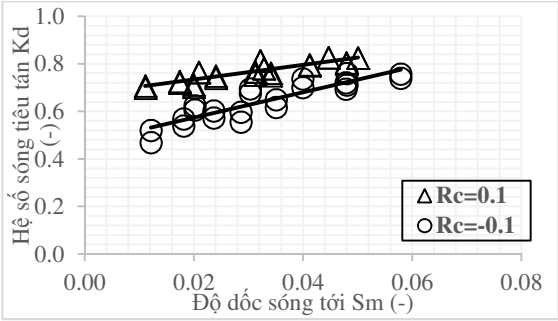
(b) Quan hệ K_t-S_p



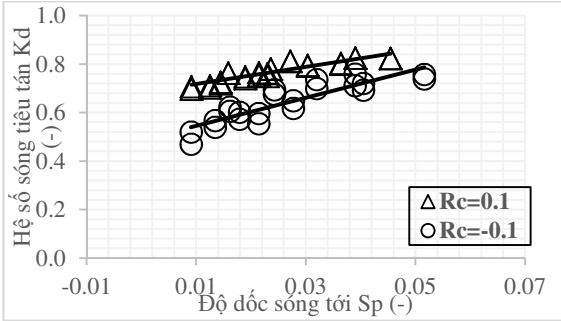
(c) Quan hệ K_r-S_m



(d) Quan hệ K_r-S_p



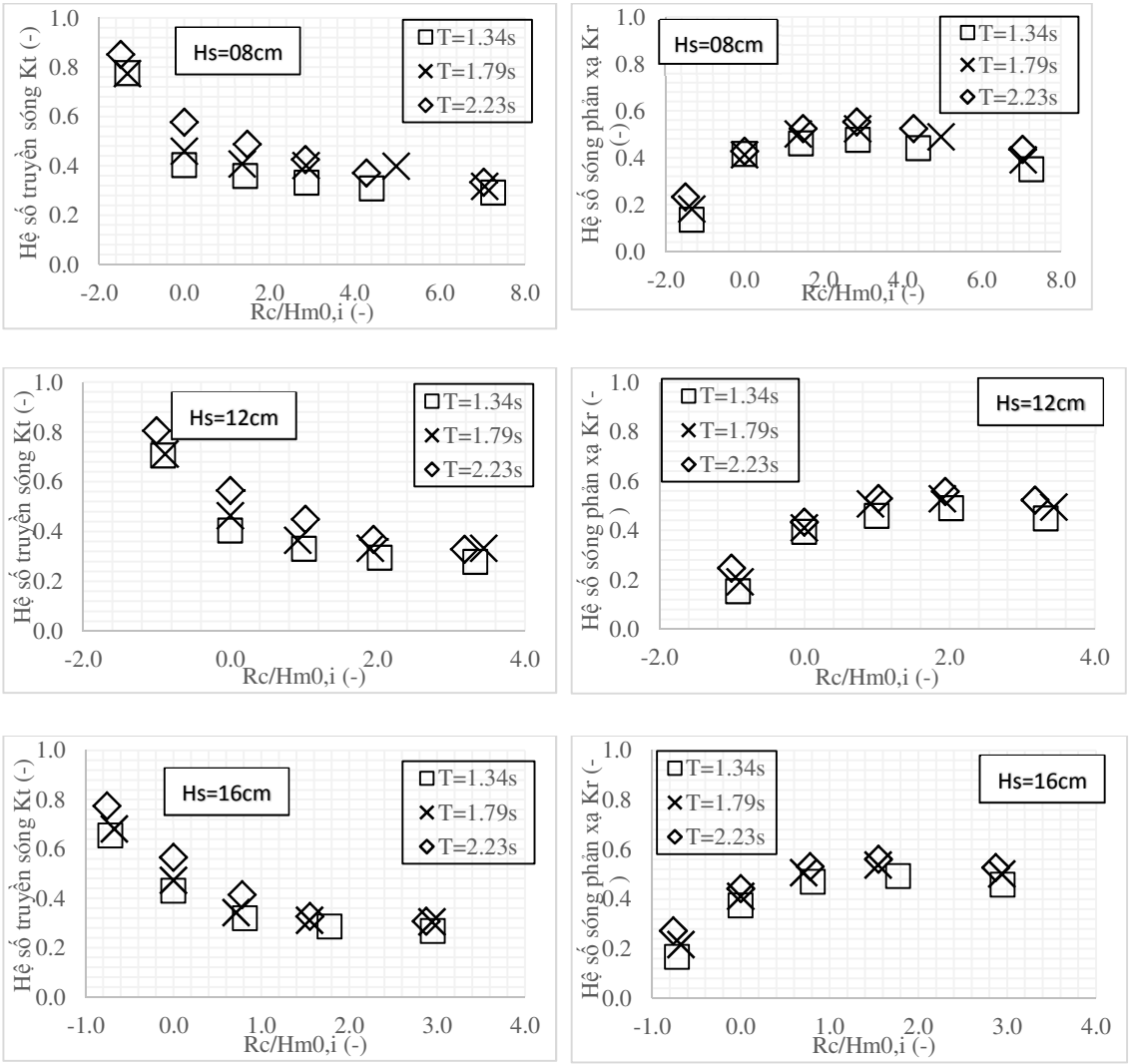
(e) Quan hệ K_d-S_m



(f) Quan hệ K_d-S_p

Hình 16. Tương quan giữa hệ số K_t, K_r,K_d và độ dốc sóng tới trước công trình

Quan hệ giữa $R_c/H_{m0,i}$ và các hệ số truyền sóng, hệ số sóng phản xạ ứng với các giá trị chu kỳ sóng khác nhau được thể hiện trong hình 17. Ảnh hưởng của sự thay đổi chu kỳ sóng đến hệ số truyền sóng có xu hướng rõ ràng hơn so với hệ số sóng phản xạ thể hiện trong cả 3 điều kiện sóng Hs= 8cm, 12cm và 16cm, đặc biệt trong khoảng $R_c/H_{m0,i}$=0÷1.5.



Hình 17. Ảnh hưởng của $R_c/H_{m0,I}$ tới K_t, K_r ứng với các chu kỳ sóng khác nhau

3.5. Công thức thực nghiệm

Các phân tích về các thông số ảnh hưởng đến quá trình truyền sóng ở trên là cơ sở cho việc xây dựng công thức thực nghiệm. Công thức thực nghiệm ở đây được xây dựng dựa trên công thức có sẵn của Van der Meer and Daemen (1994) [4] và Angremond et al (1996) [5]. Theo đó hệ số truyền sóng và hệ số sóng phản xạ bị ảnh hưởng bởi các yếu tố chính bao gồm: Chiều cao lưu không tương đối đỉnh đê ($R_c/H_{m0,i}$), độ dốc sóng (S_p) được biểu thị bằng công thức tổng quát:

$$K_t = f\left(\frac{R_c}{H_{m0,i}}, S_p\right)$$

$$K_t = a\frac{R_c}{H_{m0,i}} + bS_p + c$$

a, b là các hằng số thực nghiệm đặc trưng cho ảnh hưởng của các yếu tố tương ứng: Chiều cao lưu không tương đối đỉnh

đê ($R_c/H_{m0,i}$), độ dốc sóng (S_p) đến hệ số truyền sóng.

c là hằng số tự do đặc trưng cho các yếu tố khác không được xem xét trong thí nghiệm này;

a, b, c được xác định thông qua phương pháp phân tích hồi quy với dữ liệu của các biến tương ứng có được từ kết quả thí nghiệm;

Công thức thực nghiệm

Các giá trị a, b, c sẽ được tính toán lựa chọn sao cho hệ số tương quan R^2 đạt giá trị lớn nhất. Kết quả phân tích cho giá trị hệ số tương quan R^2 đạt cực trị là 0.83 khi đó a=-0.167, b=-4.172, c=0.634. Các giá trị âm của a và b biểu thị cho quan hệ nghịch biến của 2 yếu tố chiều cao lưu không tương đối đỉnh đê và độ dốc sóng tới trước công trình so với hệ số truyền sóng. Kết quả của phép phân tích hồi quy cho ra công thức tương ứng:

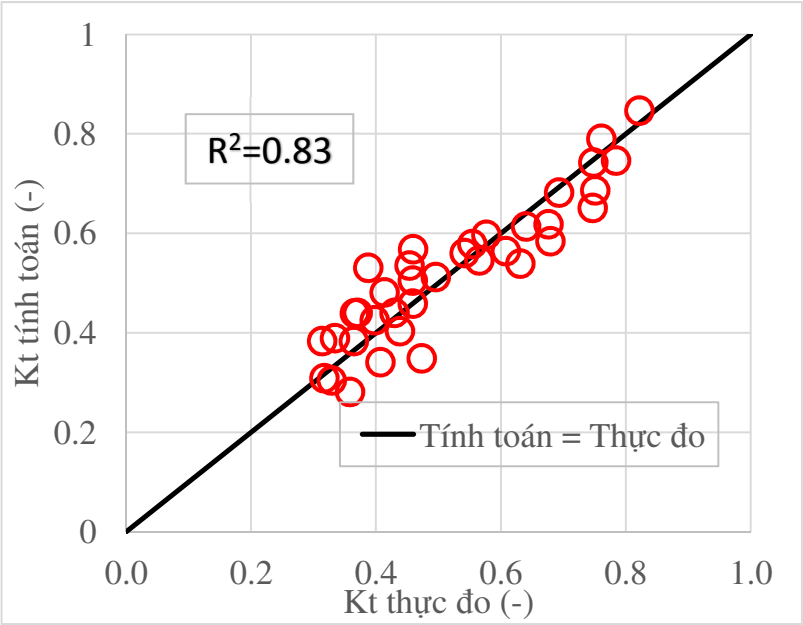
$$K_t = -0.167\frac{R_c}{H_{m0,i}} - 4.172S_0 + 0.634$$

Khoảng áp dụng của công thức:

$$\frac{R_c}{H_{m0,i}} = -1.49 \div 1.48$$

$$S_o = 0.009 \div 0.051$$

$$K_t = 0.28 \div 0.84$$



Hình 18. Kết quả phép phân tích hồi quy

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Quá trình truyền sóng qua kè ly tâm bị ảnh hưởng bởi hai yếu tố quan trọng là chiều cao lưu không tương đối đỉnh đê R_c/H_{m0} và độ dốc sóng. Kết quả của quá trình phân tích cho thấy năng lượng sóng ngắn hầu hết bị tiêu tán hoặc phản xạ, sóng phía sau công trình phần lớn là năng lượng sóng dài. Kết quả nghiên cứu cho thấy dạng kết cấu này làm việc hiệu quả ở

trạng thái đê nhô, hệ số truyền sóng Kt = 0.3÷0.4.

Ảnh hưởng của độ dốc sóng tới đến hệ số truyền sóng rõ ràng hơn so với hệ số sóng phản xạ.

Trong quá trình thiết kế kè ly tâm cần lưu ý với kết cấu công trình loại này hệ số sóng phản xạ lớn (Kr = 0.45 ÷0.56) trong trường hợp đê nhô, do đó giải pháp bảo vệ chân công trình cần được xem xét trong quá trình thiết kế.

Công thức thực nghiệm được xây dựng dựa trên số liệu thí nghiệm áp dụng cho kè ly tâm với độ tin cậy cao.

Ảnh hưởng của bề rộng đỉnh đê, kích thước đá hộc thân đê đến hệ số truyền sóng sẽ được xem xét trong các nghiên cứu tiếp theo.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Báo cáo kết quả dự án "Bảo vệ vùng ven biển Đồng bằng sông Cửu Long (CPMD)" 2018.
2. Báo cáo kết quả dự án "Điều tra, đánh giá hiện trạng, đề xuất giải pháp tổng thể phòng chống sạt lở cấp bách bờ sông, bờ biển Đồng bằng sông Cửu Long" Viện KHTLMN, 2018.
3. Report 2D laboratory study and protection measures for LWD wave transmission at porous breakwaters on mangrove foreshore and large-scale near-shore sandbank nourishment "AFD, SIWRR, European Union.
4. Van der Meer, J.W., Daemen, I.F.R., 1994. Stability and wave transmission at low crested rubble mound structures. Journal of Waterway, Port Coastal and Ocean Engineering, 1, 1-19.
5. Angremond, K., Van der Meer, J.W. and de Jong, R.J., 1996. Wave transmission at low-crested structures. Proc. 25th ICCE, ASCE, Orlando, USA.

XÂY DỰNG MÔ HÌNH XỬ LÝ GIẾNG KHOAN ĐIỂN HÌNH BỊ SUY GIẢM NĂNG SUẤT KHAI THÁC TRONG VÙNG ĐÁ CỨNG NỨT NẺ, MỰC NƯỚC ĐỘNG NẰM SÂU PHỤC VỤ CẤP NƯỚC SINH HOẠT

Model design for treatment of declined exploitable wells in the unconsolidated rock zone with the depth moving water table for domestic water supply

TS. Phạm Văn Tùng, PGS. TS. Lương Văn Thanh, ThS. Nguyễn Thanh Tùng

TÓM TẮT: *Do đặc điểm cấu tạo địa chất và địa chất thủy văn trên địa bàn tỉnh Bình Phước cho thấy hầu hết các giếng khoan đều nằm trong vùng đá cứng nứt nẻ nên rất khó khoan trúng nơi có mạch nước ngầm nên lưu lượng giếng khoan khai thác thường nhỏ và sau một thời gian khai thác việc suy thoái năng suất khai thác nước là một hiện tượng rất phổ biến. Nhóm tác giả đã nghiên cứu, đề xuất giải pháp cải tạo, phục hồi giếng khoan suy thoái trong vùng đá cứng nứt nẻ trên địa bàn tỉnh Bình Phước. Mô hình xử lý được chọn là giếng khoan tại sóc Ông Nẵng, ấp Vườn Bưởi, xã Lộc Thiện để triển khai mô hình. Giếng khoan cũ có độ sâu 115m với đường kính lỗ khoan là Ø110. Phương án chọn xử lý là khoan doa mở rộng đường kính ống từ Ø110 lên Ø140 tới độ sâu 115 m và dùng hóa chất (HCL 36%) ngâm, sục rửa để phá tan các cặn bám nhằm tăng cường khả năng thoáng cho các lớp đất đá nứt nẻ. Sau xử lý giếng đã đạt lưu lượng ổn định là 2,3 m^3/giờ so với 1,37 m^3/giờ trước khi xử lý.*

Từ khóa: *địa chất thủy văn, giếng suy thoái, phục hồi giếng khoan, khoan doa*

ABSTRACT: *Due to the geology and hydro-geoloy in Binh Phuoc province leading to the almost of the wells for water supply in to the unconsolidated rock layers and often to be small water discharge and to be declined after some years. The authors have studied and proposed the improvemnet solutions for the wells. The improved well has been chosen at Ong Nang area, Vuon Buoi group, Loc Thien village. The depth of old well is 115m with diameter of 110 mm. The chosen solution is open diemeter of the old well form 110 to 140 mm by the drill and to be flooded the well with HCL 36% in 6 hours in order to dessolve the resides to be adhered to the rock fissures. The stable water discharge has been 2,3 m^3/ hour after improved well instead of 1,37 m^3/hour before.*

Key words: *hydro-geoloy, declined well, improved well, drilling technology*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hiện nay ở khu vực các tỉnh miền Đông Nam Bộ, nguồn nước để cung cấp cho sinh hoạt và sản xuất của các hộ gia đình bao gồm nước mưa, nước mặt (sông, suối) và nguồn nước ngầm. Do đặc điểm cấu tạo địa chất và địa chất thủy văn trong vùng hầu hết các giếng khoan đều nằm trong vùng đá cứng nứt nẻ rất khó trúng nơi có mạch nước ngầm và sau một thời gian khai thác việc suy thoái năng suất khai thác nước là một hiện tượng rất phổ biến.

Nhóm tác giả đã nghiên cứu, đề xuất giải pháp cải tạo, phục hồi giếng khoan suy thoái trong vùng đá cứng nứt nẻ trên địa bàn tỉnh Bình Phước. Mô hình xử lý được chọn là giếng khoan tại sóc Ông Nẵng, ấp Vườn Bưởi, xã Lộc Thiện để triển khai mô hình. Giếng khoan cũ có độ sâu 115m với đường kính lỗ khoan là Ø110. Phương án chọn xử lý là khoan doa mở rộng đường kính ống từ Ø110 lên

Ø140 tới độ sâu 115 m và dùng hóa chất (HCL 36%) ngâm, sục rửa để phá tan các cặn bám nhằm tăng cường khả năng thoáng cho các lớp đất đá nứt nẻ. Sau xử lý giếng đã đạt lưu lượng ổn định là 2,3 m^3/giờ so với 1,37 m^3/giờ trước khi xử lý.

Do vậy đã tạo ra một áp lực về nước sinh hoạt trong mùa khô. Các giếng khoan khi bị hư hỏng, xuống cấp thường được thay thế bằng một giếng khoan mới dẫn đến sự lãng phí và nguy cơ gây ô nhiễm nguồn nước ngầm nếu như không được trám lấp cẩn thận.

2. ĐẶC ĐIỂM VÀ HIỆN TRẠNG GIẾNG CẦN XỬ LÝ

Tình hình khai thác nước ngầm trong khu vực

Xung quanh khu vực khảo sát hiện có một số giếng khoan và một số giếng đào hiện hữu. Qua quá trình kiểm tra thực địa và tham khảo ý kiến của người dân trong khu vực, mực nước ngầm trong các giếng khoan và giếng đào vào khoảng 4-5 m so với mặt đất tự nhiên (Hình 1). Một số giếng khoan xung quanh khu vực đã thực hiện nhưng không có nước mặc dù đã được khoan sâu tới 90 – 110 m nên những giếng này đã được người dân lấp bít lại. Việc lựa chọn được vị trí khoan một giếng khoan có nước là rất khó khăn đối với người dân trong vùng.

Hình 1. Mực nước ngầm trong giếng đào quanh vị trí xây dựng mô hình

Về chất lượng nước giếng cho thấy về mặt cảm quan, nước trong các giếng đào và giếng khoan tương đối trong, không mùi, không vị. Tuy nhiên, do vị trí các giếng thường đặt gần chuồng trại chăn nuôi, hệ thống thoát nước lại không được che chắn cẩn thận nên nước giếng có nguy cơ nhiễm vi sinh cao, cần lấy mẫu phân tích chất lượng nước một cách thường xuyên để đánh giá mức độ ô nhiễm vi sinh, đảm bảo chất lượng nước cho nhân dân trong khu vực.

Vào mùa khô, các giếng có hiện tượng bị hụt nước, đặc biệt là vào mùa khô năm 2016 vừa qua, các giếng đều cạn, không có nước để sử dụng. Mặt khác, vào mùa mưa, nhân dân vẫn có thói quen sử dụng nước mưa như nguồn cung cấp chính cho việc ăn uống nên giếng khoan thường chỉ sử dụng để phục vụ sinh hoạt chủ yếu vào thời gian mùa khô.

Từ kết quả nghiên cứu các điều kiện địa chất thủy văn đã thực hiện, trên địa bàn tỉnh Bình Phước tồn tại 8 tầng chứa nước và 4 thành tạo địa chất rất nghèo nước, trong đó cả 8 tầng chứa nước đều có ý nghĩa sử dụng đó là: tầng chứa nước lỗ hổng Pleistocen dưới (qp1), tầng chứa nước lỗ hổng Pliocen giữa (n_2^2), tầng chứa nước khe nứt các thành tạo phun trào bazan Pliocen giữa - trên (βn_2^{2-3}), tầng chứa nước khe nứt các thành tạo phun trào bazan Miocen trên (βn_1^3), tầng chứa nước khe nứt Jura trên - Creta dưới (j3-k1), tầng chứa nước khe nứt Jura dưới - giữa (j1-2), tầng chứa nước khe nứt Trias giữa (t2), tầng chứa nước khe nứt Pecmi trên - Trias dưới (p3-t1).

Hiện trạng của giếng cần xử lý

Giếng khoan sau một thời gian đưa vào khai thác, sử dụng cũng đã bị xuống cấp (thực tế lưu lượng khai thác đã suy

giảm khoảng 1/3 so với lưu lượng ban đầu: từ 60 m^3/ngày đêm xuống còn khoảng 40 m^3/ngày đêm).

Hệ thống cấp nước bao gồm một giếng khoan sâu 115m, lắp đặt bơm hoàn thiện, một bồn chứa nước Inox dung tích 4m^3 đặt trên khung đỡ bằng thép cao 1m. Bồn chứa nước được đặt trên nền bê tông, hướng ống xả về phía đường để người dân tiện lấy nước. Ngoài ra còn một bể chứa nước bằng bê tông dung tích khoảng 6m^3 dùng để tích trữ nước.

Theo tài liệu thiết kế và kết quả điều tra khảo sát thực địa giếng khoan tập trung sóc Ông Nẵng, ấp Vườn Bưởi, mực nước tĩnh khi chưa bơm nước ở độ sâu khoảng 5m so với mặt đất tự nhiên. Mực nước động khi bơm hoạt động ổn định là 28m. Độ sâu đặt bơm 35m. Giếng được lắp đặt máy bơm hỏa tiễn 1,5 Hp. Phần ống dẫn nước từ máy bơm lên trên mặt đất sử dụng ống nhựa, không phải là ống uPVC rất dễ bị gấp và gãy khúc. Hệ thống điện cung cấp cho máy bơm được đấu trực tiếp vào mạng điện của một hộ dân sinh sống gần giếng.

Kết cấu giếng khoan tập trung sóc Ông Nẵng được thể hiện trên Hình 2 (Phụ lục). Giếng được khoan với đường kính $\phi 180$ đến độ sâu khoảng 20m. Từ độ sâu 20m đến 115m, giếng được khoan với cấp đường kính $\phi 110$. Phần ống chống $\phi 168$ được lắp đặt đến độ sâu 20m. Phần còn lại của giếng là tầng đá cứng tự nhiên, không được chống ống.

Để đánh giá khả năng khai thác nước của giếng và tình hình suy giảm về lưu lượng của giếng chúng tôi đã tiến hành bơm đo lưu lượng khai thác của giếng khoan trước khi tiến hành xử lý được kiểm tra bằng cách bơm liên tục trong khoảng thời gian 15 phút. Theo quan sát thì nước chảy yếu dần theo thời gian và lưu lượng khai thác chỉ khoảng 1-1,5m^3/h, không đủ cung cấp cho sinh hoạt của nhân dân trong khu vực. Tuy nhiên theo thiết kế, giếng có lưu lượng khai thác từ 2-2,5 m^3/h. Như vậy đã có sự suy giảm lưu lượng khai thác một cách đáng kể sau 3 năm khai thác. Lưu lượng giếng bơm kiểm tra được cho trong bảng 1.

Do đó việc cải tạo, phục hồi lại giếng khoan để cấp nước cho các hộ dân đồng bào dân tộc ở vùng này có ý nghĩa rất thiết thực với cuộc sống của người dân địa phương và đáp ứng yêu cầu nâng cao tiêu chí cho phát triển nông thôn mới cho xã Lộc Thiện.

Bảng 1. Lưu lượng khai thác giếng khoan trước khi xử lý

STT	Thời gian bắt đầu	Thời gian đọc số	Số đọc đồng hồ ban đầu	Số đọc đồng hồ các lần đo	Lưu lượng đo đạc (m^3)	Lưu lượng quy đổi (m^3/h)
1	8:00	8:10	151.5	151.8	0.3	1.80
2	8:10	8:20	151.8	152.1	0.3	1.80
3	8:20	8:30	152.4	152.6	0.2	1.20
4	8:30	8:40	152.6	152.8	0.2	1.20
5	8:40	8:50	152.8	153.0	0.2	1.20
6	8:50	9:00	153.0	153.2	0.2	1.20
7	9:00	9:10	153.2	153.4	0.2	1.20
Lưu lượng bình quân (m^3/h)						**1.37**

Để kiểm định chất lượng nước giếng khoan, tháng 9/2016, các cán bộ Viện kỹ thuật Biển đã triển khai đi lấy mẫu nước của giếng khoan tập trung ấp Vườn Bưởi, xã Lộc Thiện, huyện Lộc Ninh để kiểm định trong phòng thí nghiệm và kết quả phân tích các thông số hóa – lý mẫu nước được cho trong bảng 2.

Căn cứ QCVN 02:2009/BYT – Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về chất lượng nước sinh hoạt: Các chỉ tiêu độ cứng, Coliform và *E.coli* đều lớn hơn giới hạn cho phép. Điều đó chứng tỏ nước giếng khoan có tính chất của nước cứng nên dễ có những mảng bám hóa học gây lấp nhét tầng chứa nước của giếng khoan làm giảm khả năng khai thác nước của giếng.

Ngoài ra nước giếng khoan cũng có các chỉ số Coliform và *E.coli* cao hơn mức cho phép. Nguyên nhân do việc giếng khoan được bố trí tương đối gần các nguồn ô nhiễm vi sinh như chuồng trại chăn nuôi, hệ thống thoát nước. Ngoài ra miệng giếng vẫn nằm trên nền đất, chưa được trám lấp kín bằng xi măng và xây bao lại nên việc các chất ô nhiễm chảy theo nước mưa, thấm xuống dưới giếng. Do đó, ngoài việc cải tạo, khôi phục lưu lượng khai thác của giếng thì nước giếng cũng cần phải được làm sạch, khử trùng bằng cách xử lý hóa chất.

3. XỬ LÝ GIẾNG KHOAN

Lựa chọn phương án xử lý

Theo như kết quả điều tra cho thấy giếng khoan cần xử lý đã bị suy thoái về lưu lượng vào khoảng 33% so với khi mới đưa vào khai thác (từ 60 m^3/giờ xuống còn 40 m^3/giờ). Ngoài ra, việc tìm được vị trí khoan giếng có nước ở nơi đây là rất khó, do vậy tìm giải pháp xử lý giếng để khôi phục được lưu lượng khai thác và cấp ổn định cho người dân nơi đây là rất cần thiết và có giá trị trong việc ổn định đời sống, phát triển nông thôn mới vùng dân tộc thiểu số.

Theo như kết quả điều tra và phân tích mẫu nước giếng cho thấy giếng bị suy thoái do mảng bám lấp trét các khe nứt của các tầng đá nứt nẻ gây nên tình trạng bít kín đường dẫn nước vào giếng khoan.

Có một số phương án xử lý được nhóm nghiên cứu đề tài đã đưa ra để phân tích lựa chọn đó là: (i) Phương án nổ mìn dưới tầng sâu nhằm gia tăng độ nứt nẻ tầng lấy nước; (ii) Phương án dùng hóa chất ngâm súc rửa để hòa tan các cặn bám vào thành vách giếng hạn chế khả năng bơm hút lấy nước; (iii) Phương án bổ cập nguồn nước vào giếng (trong thời đoạn mùa mưa) và các tầng chứa nước của giếng nhằm tăng khả năng trữ nước để cấp lại trong mùa khô; (iv) Phương án xử lý là mở rộng đường kính giếng khoan (khoan doa) để trực tiếp phá vỡ các mảng bám thành giếng và mở rộng lỗ khoan nhằm gia tăng khả năng thông thoáng của các khe nứt; và (v) Phương án xử lý kết hợp là mở rộng đường kính giếng khoan (khoan doa) và kết hợp dùng hóa chất ngâm súc rửa để hòa tan cặn bám vào các khe nứt và thành vách giếng.

Qua nghiên cứu và phân tích điều kiện thực tế tại địa phương và vị trí giếng khoan đã lựa chọn chúng tôi đã lựa chọn phương án (v) là Phương án xử lý kết hợp là mở rộng đường kính giếng khoan (khoan doa) và kết hợp dùng hóa chất ngâm súc rửa để hòa tan cặn bám vào các khe nứt và thành vách giếng.

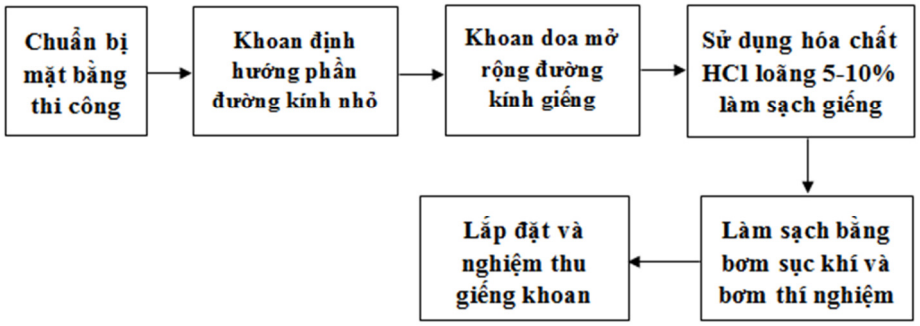
Kế hoạch dự kiến là khoan doa toàn bộ phần đường kính lỗ khoan từ độ sâu 20m đến 115m với đường kính từ $\phi 110$

lên $\phi 140$ để gia tăng khả năng lấy nước, phá tan các mảng bám mặt trong giếng khoan. Ngoài ra cần dùng hóa chất (axit HCl) để giúp làm tan các mảng bám xung quanh phía ngoài thành giếng khoan nhằm tăng cường khả năng thông thoáng các lớp đá nứt nẻ để tăng lượng nước khai thác cho giếng.

Giải pháp xử lý giếng

a) Quy trình xử lý:

Sơ đồ công nghệ xử lý giếng khoan bao gồm các giải pháp kết hợp với nhau nhằm hỗ trợ, nâng cao hiệu quả làm sạch giếng khoan, phục hồi khả năng khai thác nước cho giếng khoan đáp ứng yêu cầu cấp nước tập trung trên địa bàn ấp Vườn Bưởi, xã Lộc Thiện Hình 3.



Hình 2. Quy trình công nghệ xử lý giếng khoan

b) Giải pháp công nghệ

Máy khoan sử dụng loại XJ100 và các loại cần khoan đường kính $\phi 60$. Mỗi đoạn cần khoan có chiều dài 4,7m và sử dụng mối nối vặn ren ở hai đầu.

Mũi khoan sử dụng loại mũi đúc kim cương tự chế, có độ cứng đảm bảo chịu được ma sát khi khoan trong các tầng đá cứng.

Hóa chất sử dụng để làm sạch giếng là loại axit HCl có nồng độ 0.1M và được pha loãng theo tỷ lệ tạo thành dung dịch axit HCl loãng 5-10%.

Quy trình thực hiện

a) Chuẩn bị mặt bằng

Dọn dẹp vệ sinh mặt bằng trước khi tiến hành thi công. Kiểm tra các thiết bị của máy bơm, tủ điện, đồng hồ đo lưu lượng; vận hành thử xác định hiện trạng thực tế của giếng và máy bơm.

Lắp đặt tháp tời, máy tời để kéo máy bơm chìm và ống lên khỏi giếng. Các thiết bị nằm dưới giếng phải được đưa lên để tiện cho xử lý. Dùng quả rọi đo chiều sâu thực tế của giếng trước khi thổi rửa.

Phải cố định giàn khoan 3 chân bằng cách cắm sâu xuống nền đất cứng hoặc sử dụng các tấm thép để lót phía dưới mỗi chân của giàn khoan để đảm bảo máy khoan phải ổn định, không xê dịch, lún trong quá trình khoan.

b) Công tác khoan mở rộng đường kính

Giếng cũ cần xử lý đã lắp đặt ống chống và xử lý ống chống đến độ sâu 20 m với đường kính ống chống là 168 mm.

Quy trình khoan doa mở rộng đường kính phần giếng khoan nằm trong tầng đá

cứng nứt nẻ từ đường kính $\phi 110$ lên $\phi 140$. Tiến hành khoan doa toàn bộ phần đường kính lỗ khoan từ độ sâu 20m đến 115m với đường kính $\phi 140$.

Để đảm bảo công suất của giếng khoan thì bơm chìm thả giếng phải có công suất tương ứng. Bơm chìm thả giếng được nối với ống hút bằng nhựa hoặc thép có đường kính tương ứng với ống vách của giếng.

Việc thả bơm chìm của giếng có thể thực hiện thủ công hoặc được tiến hành bằng palăng xích. Tuy nhiên, sau khi khoan xong chúng tôi chưa thả bơm chìm xuống giếng vì sẽ được cho hóa chất xuống giếng để ngâm từ 4 – 6 tiếng. Sau 6 tiếng thì thả bơm chìm xuống và tiến hành đấu nối điện cho máy bơm chìm giếng khoan vào tủ điện, chú ý các yêu cầu về an toàn điện và tự ngắt điện khi có sự cố xảy ra.

Công đoạn cuối cùng của việc thi công khoan giếng là vận hành chạy thử máy bơm trong vòng 2 -3 tiếng nhằm mục đích làm sạch nước giếng khoan và thử công suất của giếng sau khi khoan.

c) Sử dụng hóa chất làm sạch giếng

Cặn lắng dính bám có nguồn gốc: từ $CaCO_3$, $CaSO_4$ do nước cứng sinh ra dùng axit clohydric HCl, nếu tầng ngậm nước là đá vôi thì phải dùng axit hữu cơ như photphoric hoặc citric $C_6H_8O_7$, sunphamic NH_2SO_3H vì axit H_2SO_4 và HCl có khả năng hòa tan đá vôi.

Trong mô hình này chúng tôi sử dụng axit clohydric HCl để làm tan mảng bám hóa học có gốc canxi với nồng độ là 0,1M; pH $\leq$ 1, thời gian cho tiếp xúc là 4-6 giờ, sau đó phải bơm rửa ngay, nếu để pH $\geq$ 2 có khả năng gây dính bám lại. Với nồng độ HCl cho tẩy rửa giếng ở nồng độ 0,1M thì cần pha loãng theo tỷ lệ 1:120 *(tỷ lệ pha: 1 lít HCl 36% và 120 lít H_2O).*

Tính toán lượng hóa chất cần dùng:

Khi vận tốc dòng chảy của nước trong khe rỗng của tầng chứa nước $\leq$ 5 mm/s thì hiện tượng dính bám cặn hóa học và cặn sinh học vào các hạt làm giảm thể tích các lỗ rỗng hầu như không xảy ra. Do đó chỉ cần tẩy rửa bằng hóa chất các lớp sỏi cát nằm trong hình trụ vành khuyên từ đường kính ngoài của ống lọc đến mặt chu vi ngoài có vận tốc nước trong lỗ rỗng v = 5 mm/s.

Lượng acid HCl (V) cần dùng làm sạch giếng tính như sau:

$$V = V_1 + V_2 \qquad (m^3)$$

Trong đó:

V_1: thể tích nước chứa trong giếng gồm nước ở đoạn ống vách nằm trên ống lọc và nước trong suốt chiều dài ống lọc;

$V1 = \pi \times r^2 \times L = 3,14 \times 0,084^2 \times 110 = 2,44\ m^3$.

[r: bán kính ống chống (m);

L: chiều dài đoạn ống chống tương ứng với đường kính (m)].

V_2: Thể tích khe rỗng nằm trong hình trụ vành khuyên cần tẩy rửa

$V_2 = \pi \times (r_t^1 - r_1^2) \times h \times p = \pi \times (r_t + r_1) \times e \times h \times p$

r_l: bán kính ngoài ống chống, ống lọc (r_l = 0,084 m)

h: chiều dày tầng chứa nước khai thác (do tầng chứa nước trong đá cứng nứt nẻ là toàn bộ chiều dài lỗ khoan mà không sử dụng ống lọc (tạm tính h =20 m)

e: độ dày thành trụ vành khuyên (e = $r_l - r_t$),

p: độ rỗng của tầng chứa nước p = 0,8978 x $F^{-0,66}$ = 0,19

[tạp chí các khoa học về trái đất số 33(2)[CĐ], 220-223;

F: hiệu chỉnh tham số độ rỗng của tầng chứa nước từ (310 – 334) = 10,78]

r_t: bán kính ngoài của hình trụ vành khuyên

$$r_t = \frac{Q_0}{2\pi \times h \times p \times v_{min}}$$

Qo: lưu lượng khai thác,

Q = 40 m^3/ngày đêm = 1,67 m^3/h, v_{min} = 0,005 m/s

Từ đó ta có:

$$r_t = \frac{Q}{113 \times h \times p}$$

$\Rightarrow r_t = 0,004$ m

V_2= 3,14 x (0,004+0,084) x 0,08 x 20 x 0,19 = 0,8 m^3

Thay các thông số vào tính được thể tích HCl cần làm sạch giếng là

V_{HCl} = 2,44 + 0,8 = 3,24 m^3 = 3240 lít HCl 0,1M

Dung dịch axit có tỉ trọng khoảng 2,1 được đổ vào giếng theo ống cao su hoặc ống nhựa mềm với toàn bộ khối lượng đã tính được ở mục trên, có thể ép bằng khí nén từ trên mặt nước xuống giếng với áp lực 2-5 bar cho hóa chất thấm sâu vào đất để đủ thời gian tiếp xúc.

Dung dịch axit được pha chế và đựng trong bình phục vụ cho công tác làm sạch giếng khoan, đánh tan các mảng bám, các chất cặn có trong giếng. Chuẩn bị một thùng nhựa dung tích 300l để tiến hành pha chế dung dích axit trước khi cho xuống dưới giếng (Hình 3).

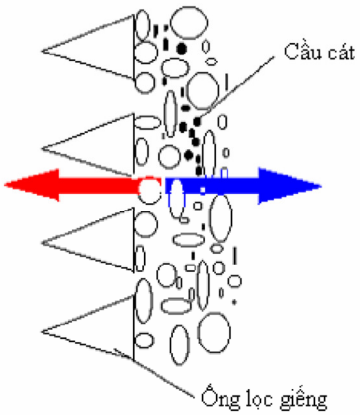
Lưu ý: HCl nồng độ 36% là acid đậm đặc gây nguy hiểm nếu xảy ra sự cố do đó cần thiết phải có quy tắc an toàn khi tiếp xúc và sử dụng với acid này.

Hình 3. pha dung dịch để đưa axit xuống giếng

d) Bơm sục bằng khí nén

Để khắc phục nhược điểm của phương pháp trên, người ta dùng biện pháp sục bằng khí. Trên Hình 4 thể hiện sơ đồ súc rửa giếng bằng máy nén khí áp lực cao.

Khi cột nước bắt đầu dâng lên đến miệng giếng khoan, lập tức đóng van cung cấp khí, cột nước lúc này chuyển động nhanh xuống dưới tạo nên một áp lực ép nước trong giếng khoan chảy ra bên ngoài qua khe nứt tầng chứa nước.



Hình 4. Sơ đồ hướng dòng chảy của nước và cát hạt mịn 2 chiều

Như vậy, trong phương pháp này, nước và các hạt mịn di chuyển theo hai hướng giúp phá vỡ các cầu cát bên ngoài ống lọc, loại bỏ nhanh các hạt mịn và làm cho giếng ổn định trong quá trình khai thác sau này.

4. KẾT QUẢ MÔ HÌNH XỬ LÝ

Kết quả bơm thử nghiệm

Để đánh giá được hiệu quả của giải pháp mang lại, tiến hành bơm hút nước thử nghiệm. Trước tiên về mặt cảm quan, nước bơm lên mạnh hơn nhiều so với trước khi tiến hành xử lý. Sau khi đã tiến hành bơm loại bỏ phần hóa chất sử dụng để làm sạch giếng, lưu lượng nước bơm lên ổn định, sử dụng thùng chứa có dung tích 300l và đồng hồ đo lưu lượng để đánh giá chính xác lưu lượng khai thác tăng thêm sau khi áp dụng giải pháp xử lý mà mô hình đặt ra.

Kết quả lưu lượng bơm liên tục trong 3 giờ của giếng sau khi xử lý được cho trong bảng 2. So sánh kết quả lưu lượng bơm giếng trước khi xử lý (Bảng 1) và lưu lượng bơm sau khi xử lý giếng (Bảng 2) cho thấy: khi bắt đầu bơm thì ở giai đoạn giếng chưa xử lý chỉ đạt lưu lượng 1,8 m^3/giờ trong khi đó sau khi xử lý lưu lượng bơm của giai đoạn này là 3,6 m^3/giờ, lưu lượng nước bơm tăng gấp 2 lần so với trước khi xử lý. Ngoài ra, khi giếng chưa xử lý chỉ bơm trong thời gian 1 giờ là lưu lượng từ 1,8 m^3/giờ (khi bắt đầu bơm) giảm xuống còn 1,2 m^3/giờ. Trong khi đó giếng sau khi được xử lý thì lưu lượng lúc bắt đầu bơm là 3,6 m^3/giờ thì sau khi bơm liên tục 3 giờ đồng hồ lưu lượng mới giảm xuống còn 1,2 m^3/giờ và lưu lượng bình quân trong 3 giờ bơm của giếng sau khi hoàn thành xử lý đạt 2,3 m^3/giờ.

Bảng 2. Kết quả bơm thử nghiệm giếng sau khi xử lý

STT	Thời gian bắt đầu	Thời gian đọc số	Số đọc đồng hồ ban đầu	Số đọc đồng hồ các lần đo	Lưu lượng đo được (m^3)	Lưu lượng quy đổi (m^3/h)
1	15:00	15:10	155.8	156.4	0.6	3.60
2	15:10	15:20	156.4	156.9	0.5	3.00
3	15:20	15:30	156.9	157.3	0.4	2.40
4	15:30	15:40	157.3	157.7	0.4	2.40
5	15:40	15:50	157.7	158.1	0.4	2.40
6	15:50	16:00	158.1	158.5	0.4	2.40
7	16:00	16:10	158.5	158.9	0.4	2.40
8	16:10	16:20	158.9	159.3	0.4	2.40
9	16:20	16:30	159.3	159.7	0.4	2.40

10	16:30	16:40	159.7	160.1	0.4	2.40
11	16:40	16:50	160.1	160.5	0.4	2.40
12	16:50	17:00	160.5	160.9	0.4	2.40
13	17:00	17:10	160.9	161.2	0.3	1.80
14	17:10	17:20	161.2	161.5	0.3	1.80
15	17:20	17:30	161.5	161.8	0.3	1.80
16	17:30	17:40	161.8	162.1	0.3	1.80
17	17:40	17:50	162.1	162.4	0.3	1.80
18	17:50	18:00	162.4	162.7	0.3	1.80
19	18:00	18:10	162.7	162.9	0.2	1.20
Lưu lượng bình quân (m^3/h)						**2.30**

Với lưu lượng bơm của giếng đạt được sau khi xử lý như vậy đã đạt và vượt lưu lượng thiết kế ban đầu của giếng khoan (lưu lượng thiết kế cũ là từ 2 – 2,5 m^3/giờ tuy nhiên chỉ đạt 2,0 m^3/giờ khi khai thác). Lưu lượng bơm của giếng đạt bình quân 2,3 m^3/giờ hoàn toàn đáp ứng yêu cầu cấp nước sinh hoạt cho 45 hộ dân trong vùng và 1 lớp học với 40 em học sinh tiểu học trong ấp Vườn Bưởi giải quyết được vấn đề khó khăn, rất cấp bách cho xã về cấp nước sinh hoạt trong thời gian mùa khô.

Chất lượng nước giếng khoan sau xử lý

Sau khi bơm nước kiểm tra đạt đến độ ổn định (sau khi bơm 3 giờ) tiến hành lấy mẫu và mẫu nước được kiểm định trong phòng thí nghiệm và kết quả chất lượng nước giếng thể hiện trong bảng 3.

Chất lượng nước giếng sau khi xử lý đã được cải thiện khá nhiều so với nước giếng trước khi được xử lý. Tuy nhiên, vẫn còn 3 thông số vượt chỉ tiêu so với tiêu chuẩn nước sạch sử dụng cho sinh hoạt theo Quy chuẩn của bộ Y tế QQCVN 02:2009/BYT. Về độ cứng từ 425 mg/L giảm xuống còn 365 mg/L (giảm 60 mg/L), điều này xảy ra khi các mảng cặn bám xung quanh thành vách lỗ khoan cũng như các khe nứt trong các tầng đá được hòa tan và sục rửa sạch trong quá trình xử lý hóa chất và bơm thổi rửa.

Tổng hàm lượng Coliform giảm từ 93 cfu/100ml xuống còn 53 cfu/100ml (giảm 40 cfu/100ml). Như vậy, hàm lượng Coliform của nguồn nước giếng sau xử lý chỉ còn vượt 3 cfu/100ml so với tiêu chuẩn nước cấp sử dụng cho sinh hoạt theo Quy chuẩn của bộ Y tế QQCVN 02:2009/BYT. Hàm lượng *E. co*li trong nước giếng sau xử lý chỉ còn 1 cfu/100ml (giảm 19 cfu/100ml) và vượt 1 cfu/100ml so so với tiêu chuẩn nước cấp sử dụng cho sinh hoạt theo Quy chuẩn của bộ Y tế QQCVN 02:2009/BYT.

Hàm lượng vi khuẩn trong nước giếng giảm mạnh sau khi xử lý có thể được lý giải là quá trình diệt khuẩn khi sử dụng dung dịch HCl nồng độ 36% ngâm trong giếng 6 giờ đã có tác dụng rất lớn vệ sinh bên trong lòng giếng suốt từ trên xuống tới đáy giếng cũng như quá trình sục rửa đã thực hiện tốt. Ngoài ra, khi cải tạo xây trát lại sân giếng và ụ bảo vệ giếng không cho các nguồn nước thải xâm nhập (chảy, thấm vào phần bảo vệ giếng) đã hạn chế các nguồn vi khuẩn từ các chất thải khu vệ

sinh, chuồng trại chăn nuôi gần giếng xâm nhập vào nguồn nước giếng.

5. KẾT LUẬN

Trên cơ sở nghiên cứu hiện trạng giếng khoan, điều kiện tự nhiên, đặc điểm địa chất thủy văn của khu vực xây dựng mô hình, đề nghị áp dụng các giải pháp xử lý hiện trạng suy thoái lưu lượng các giếng khoan trong thành hệ đá cứng nứt nẻ trên địa bàn tỉnh Bình Phước như sau:

1. *Sử dụng phương pháp khoan doa mở rộng đường kính giếng phần nằm trong tầng đá cứng nứt nẻ để mở rộng đường kính giếng, tăng khả năng tiếp xúc với các khe nứt, tăng nguồn cung cấp nước vào giếng.*
2. *Sử dụng các giải pháp làm sạch giếng khoan bằng các loại hóa chất phù hợp (khu vực đá cứng nứt nẻ đề nghị sử dụng axit HCl nồng độ 36%) để làm tan các mảng bám tạo thành từ tính chất của nước cứng.*
3. *Việc sử dụng bơm thổi rửa bằng máy nén khí áp lực cao làm tăng hiệu quả làm sạch giếng sau khi khoan doa và sử dụng hóa chất axit HCl để làm thông thoáng bên trong các tầng đá nứt nẻ gia tăng khả năng cấp nước cho giếng.*

Với sự kết hợp của các phương pháp nêu trên, khi so sánh với các công trình đã được thi công cải tạo thì hiệu quả hồi phục sau khi xử lý làm tăng lưu lượng khai thác 95% so với trước khi xử lý. Với điều kiện cụ thể của xã Lộc Thiện nói riêng và các vùng khác trên địa bàn tỉnh Bình Phước nói chung, việc áp dụng các giải pháp nêu trên là hoàn toàn phù hợp.

Chất lượng nước giếng khoan sau xử lý súc rửa kỹ bằng hóa chất và bơm thổi rửa bằng máy nén khí được phân tích kiểm định cho thấy hầu như đạt được chỉ tiêu cho nước sinh hoạt theo QCVN 02:2009/BYT.

Đối với mô hình xử lý giếng khoan trên địa bàn sóc Ông Nẵng, ấp Vườn Bưởi, xã Lộc Thiện sau khi hoàn tất các quá trình xử lý, bàn giao lại cho địa phương vận hành khai thác, kiến nghị địa phương có kế hoạch cải tạo lại hệ thống đường ống cung cấp nước cho đồng bào cho thuận tiện.

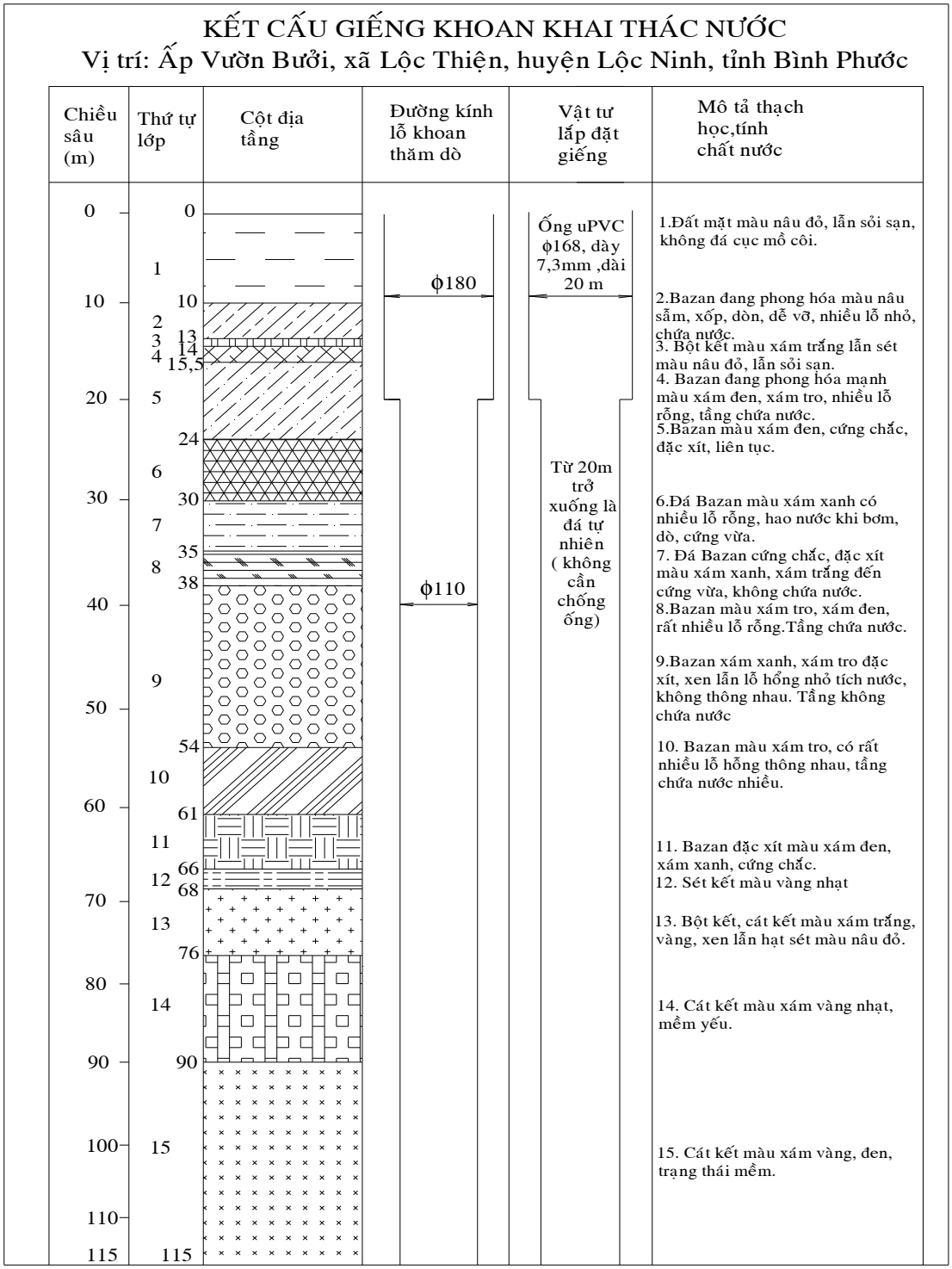
Bên cạnh đó chính quyền địa phương cũng cần quan tâm đến việc vận hành, bảo dưỡng, súc rửa giếng định kỳ nhằm tạo điều kiện tốt nhất để cấp nước sinh hoạt cho nhân dân địa phương. Hằng năm cần tiến hành lấy mẫu phân tích chất lượng nước giếng đảm bảo nguồn cung cấp nước sinh hoạt cho nhân dân trên địa bàn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Đoàn Văn Cánh và nnk (2015), *Nghiên cứu tài nguyên nước dưới đất đồng bằng Nam Bộ,* Đề tài KHCN cấp Nhà nước mã số KC.08.06/11-15, Bộ Khoa học và Công nghệ.
2. Phan Vĩnh Cẩn và nnk (1990), *Chống suy thoái giếng khoan khai thác nước ngầm,* Đề Tài KHCN cấp Nhà nước.
3. Trịnh Xuân Lai (2/2012), *Giáo trình Quản lý vận hành và thiết kế nâng cấp Nhà máy nước,* Nhà xuất bản Xây dựng.
4. Đặng Ngọc Quý (4/2017), *Đặc trưng của giếng khoan thân nhỏ và các yếu tố ảnh hưởng đến thời gian, chi phí khoan và hoàn thiện giếng*, Thăm dò và Khai thác Dầu khí.

5. Lương Văn Thanh và nnk (2015-2018), *Nghiên cứu công nghệ và giải pháp kỹ thuật để xử lý các giếng khoan có hiệu suất thấp và mực nước động nằm sâu phục vụ cấp nước sạch bền vững cho các vùng khan hiếm nước khu vực Nam bộ*, Đề tài KHCN cấp Nhà nước mã số ĐT ĐL.CN-66/15, Bộ Khoa học và Công nghệ.
6. "Báo cáo tổng thể quy hoạch cấp nước và VSMT nông thôn tỉnh Bình Phước giai đoạn 2010-2020," Viện Kỹ thuật Biển, 2012
7. QCVN 02:2009/BYT "Quy chuẩn kỹ thuật Quốc gia về chất lượng nước sinh hoạt"
8. Amjad Aliewi, House of Water and Environment, *Well maintenance and rehabilitation Part I*, Session 32.
9. Environmental Security and Technology Certification Program (ESTCP) Project ER-0429, October, 2005, *A review of biofouling controls for enhanced in situ bioremediation of groundwater*.
10. Internet, Google search images, *https://www.alibaba.com/showroom/sodium-tripolyphosphate-price.html.*
11. Orsorno Enterprise Inc., 976 Elgin Avenue, Canada, *Well cleaning and disinfection new approach*, 2008.
12. Ray Reece, Water Well Product Manager, Utility Service Group, August, 2014, *Water well rehabilitation technologies and well asset management.*

PHỤ LỤC



Hình 5. Kết cấu giếng khoan hiện tại của giếng ấp Vườn Bưởi

Bảng 3. Chất lượng nước giếng khoan trước và sau khi xử lý

STT	Chỉ tiêu phân tích	Đơn vị	Kết quả		Phương pháp thử	QQCVN 02:2009/BYT Giới hạn TĐCP
			Trước XL	Sau XL		
1	Độ đục	NTU	1,96	2,01	TCVN 6184-1996	5
2	Độ màu	TCU	6	5	TCVN 6185-2008	15
3	pH	-	8,32	8,02	TCVN 6492-2011	6,0-8,5
4	Mùi vị	-	không có mùi vị lạ	không có mùi vị lạ	cảm quan	không có mùi vị lạ
5	Asen (As)	mg/L	<0,002	<0,001	TCVN 6186-1996	<0,01
6	Amoni	mg/L	KPH	KPH	TCVN 6179-1:1996	3
7	Chỉ số Pemanganat	mg/L	3,57	1,97	TCVN 6626:2000	0,01
8	Florua	mg/L	0,1	0,1	TCVN 6195-1996	1,5
9	Độ cứng	mg/L	**425**	**365**	TCVN 6224-1996	350
10	Mangan tổng	mg/L	KPH	KPH	TCVN 6002:1995	-
11	Sắt tổng	mg/L	0.23	0.32	TCVN 6177-1996	0,5
12	Clorua	mg/L	29,5	32,5	TCVN 6194-1996	300
13	Sunphate	mg/L	0,3	0,4	TCVN 6200:1996	-
14	Coliform	cfu/100ml	**93**	**53**	TCVN 6187-1:2009	50
15	E. Coli	cfu/100ml	**20**	**1**	TCVN 6187-1:2009	0

MỘT SỐ TỔNG KẾT VỀ CÔNG NGHỆ KHOAN KHAI THÁC NGUỒN NƯỚC TRONG VÙNG ĐỊA CHẤT CÓ THÀNH TẠO BỞ RỜI KHU VỰC ĐBSCL PHỤC VỤ CẤP NƯỚC SINH HOẠT

The drilling technologies for exploitation of the ground water source in the unconsolidated formations in the mekong delta area for domestic water supply

PGS. TS. Lương Văn Thanh, TS. Phạm Văn Tùng,
KS. Hà Thị Xuyến, ThS. Nguyễn Thanh Tùng

TÓM TẮT: *Cho đến nay, tất cả các giếng khoan địa chất thủy văn, khai thác nước dưới đất đều áp dụng các phương pháp khoan là: khoan xoay – rửa thuận, khoan xoay – thổi khí, khoan xoay – rửa nghịch và khoan đập cáp. ĐBSCL là vùng có địa chất thành tạo bở rời nên có nhiều công nghệ khoan có thể áp dụng. Khoan xoay rửa thuận sử dụng máy khoan tự hành đặt trên xe ô tô cho các lỗ khoan đường kính lớn với công suất lớn; máy khoan cải tiến cho các công suất vừa và nhỏ có thể di chuyển vào những vùng khó khăn trong đi lại. Khoan xoay rửa ngược là công nghệ tiên tiến hơn và cũng đã được áp dụng khá phổ biến ở ĐBSCL. Qua kết quả nghiên cứu, khảo sát các tác giả đã sơ bộ tổng kết và đánh giá chung về ưu nhược điểm của các công nghệ khoan khai thác nước ngầm trong vùng địa chất có thành tạo bở rời làm cơ sở cho công tác ứng dụng, triển khai thực hiện nhiệm vụ cấp nước sinh hoạt và bảo vệ nguồn nước ngầm quý hiếm khu vực ĐBSCL.*

Từ khóa: Công nghệ khoan, Khoan xoay rửa thuận, Khoan xoay rửa nghịch, Khoan xoay thổi khí, Khoan đập cáp, Khoan phun áp lực cao, Khoan thân nhỏ kết hợp khoan bung.

ABSTRACT: *Up to now, all groundwater exploitation wells have been applied the drilling methods: rotary drilling – direct (conventional) circulation, air rotary drilling, rotary drilling - reverse circulation and cable tool drilling. The Mekong Delta is a region with unconsolidated formations so many drilling technologies can be applied. The conventional circulation drilling method uses a self-propelled drilling machine mounted on the truck for large diameter boreholes with high productivity; improved drilling machines for medium and small capacity boreholes can move into the areas of difficulty in travelling. Reverse circulation rotary drilling method is a more advanced technology and has been applied quite popular in the Mekong Delta. From the studied results, the authors have collected and assessed for the advantages/weakness of well drilling technologies in the unconsolidated formations in order to use and apply for domestic water supply and protect the important ground water in the Mekong Delta.*

Keywords: Drilling technology, Conventional circulation rotary drilling, Reverse circulation rotary drilling, Air rotary drilling, Cable tool drilling, High pressure jet drilling, Slim hole drilling combined with extend drilling.

1. MỞ ĐẦU

Những năm gần đây, nhu cầu sử dụng nước ngầm gia tăng mạnh mẽ do tình trạng bùng nổ các hoạt động nuôi trồng thủy sản không theo quy hoạch, nhất là nuôi tôm tại các địa phương ven biển của Đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL) như Cà Mau, Bạc Liêu, Sóc Trăng, Trà Vinh, Kiên Giang,… Theo thống kê của Liên đoàn quy hoạch và Điều tra Tài nguyên nước Miền Nam tính đến năm 2010, tổng số giếng khoan đang khai thác nước dưới đất tại 13 tỉnh/thành vùng ĐBSCL là 553.135 giếng, trong đó: phần

lớn các lỗ khoan khai thác có lưu lượng nhỏ hơn 200 m^3/ngày đêm (552.203 lỗ khoan, chiếm tới 99,8% tổng số lỗ khoan), số lỗ khoan có lưu lượng lớn hơn 200 m^3/ngày đêm chỉ có 932 lỗ khoan. Số lỗ khoan cho mục đích sinh hoạt và nông nghiệp lên tới 551.507 lỗ khoan, chiếm tới 99,8% tổng số lỗ khoan. Số lượng lỗ khoan ở các địa phương ĐBSCL đang ngày càng gia tăng nhanh chóng. Mặt khác, do hầu hết các tỉnh chưa có quy hoạch tài nguyên nước nên việc khai thác phần lớn tự phát, nhiều khu vực phân bố mật độ giếng quá dày, lưu lượng vượt quá khả năng bổ cập của tầng chứa nước nên đã xảy ra hàng loạt các tác động tiêu cực do khai thác như cạn kiệt cục bộ, gia tăng quá trình ô nhiễm trên bề mặt, gia tăng quá trình nhiễm mặn, sụt lún nền đất.

Theo Hội Địa chất thủy văn Việt Nam [3], tính đến năm 2015, mực nước ngầm của Đồng bằng sông Cửu Long đã bị tụt giảm khoảng 15m. Nếu như trước đây, giếng khoan cần độ sâu khoảng 100m là có thể khai thác được nguồn nước đáp ứng nhu cầu sinh hoạt thì nay phải khoan sâu gấp đôi, một tỷ lệ lớn nguồn nước ngầm ở ĐBSCL đã bị nhiễm mặn, ô nhiễm nguồn nước không sử dụng được.

Có rất nhiều phương pháp khoan khai thác nguồn nước dưới đất. Tùy thuộc vào mục đích sử dụng cũng như đặc điểm cấu tạo tầng địa chất mà sử dụng các phương pháp khoan giếng khác nhau. Tuy nhiên, cho đến nay tất cả các giếng khoan địa chất thủy văn, khai thác nước dưới đất đều áp dụng các phương pháp khoan sau: khoan xoay – rửa thuận, khoan xoay – thổi khí, khoan xoay – rửa nghịch và khoan đập cáp.

2. CÁC CÔNG NGHỆ KHOAN KHAI THÁC NGUỒN NƯỚC TRONG VÙNG ĐỊA CHẤT CÓ THÀNH TẠO BỞ RỜI KHU VỰC ĐBSCL

Giới thiệu công nghệ khoan thăm dò và khai thác nước dưới đất

Các công nghệ khoan thăm dò và khai thác nước dưới đất hiện nay đã áp dụng trên thế giới và ở Việt Nam gồm 4 loại hình thức khoan chính:

(i) Phương pháp khoan xoay - rửa thuận;

(ii) Phương pháp khoan xoay thổi khí;

(iii) Phương pháp khoan xoay rửa ngược;

(iv) Phương pháp khoan đập cáp.

Về phương pháp khoan xoay rửa thuận, một trong những nhược điểm chủ yếu của khoan xoay có rửa bằng dung dịch sét là sự tạo thành vỏ sét trên thành lỗ khoan và tầng đất đá chứa nước. Mặc dù lỗ khoan sau đó đã được làm sạch dung dịch sét, khôi phục độ nhả nước của tầng chứa nước, nhưng ít nhiều vẫn ảnh hưởng đến hiệu suất khai thác của giếng khoan sau này. Tổng hợp một số nhược điểm như: (i) trong quá trình khoan, mùn khoan sẽ bít nhét vào các khe nứt, gây khó khăn cho việc súc rửa phục hồi tầng chứa nước, (ii) rủi ro trong quá trình khoan cao do mùn khoan lắng đọng nhanh, (iii) tốc độ khoan trong đá cứng rất chậm và (iv) hạn chế đường kính của giếng khoan. Việc khoan các giếng nước trong thành tạo bở rời (là đặc điểm địa chất của vùng ĐBSCL) bằng công nghệ khoan xoay rửa thuận có thể dẫn tới sự suy thoái năng suất các giếng khoan sau một thời gian khai thác, thậm chí ngay sau khi mới thi công xong nếu như giếng không được thi công

một cách chính xác và đảm bảo các yêu cầu về kỹ thuật.

Công nghệ khoan tuần hoàn ngược là một trong những công nghệ khoan có hiệu quả rất cao khi khoan các giếng khoan khai thác nước quy mô lớn trong các vùng trầm tích bở rời. Từ các cơ sở lý thuyết và thực tiễn áp dụng công nghệ tuần hoàn ngược vào sản xuất, phân tích và lựa chọn sơ đồ công nghệ phù hợp với vùng đồng bằng Nam Bộ. Tuy nhiên, công nghệ khoan này chỉ thích hợp cho việc khoan lỗ khoan có đường kính lớn, chiều sâu lỗ khoan bị hạn chế và phải khoan nhanh – liên tục trong thời gian ngắn vì thành lỗ khoan dễ bị sập – lở do không sử dụng dung dịch sét tạo thành vỏ lỗ khoan.

Khoan đập cáp hiện nay rất ít sử dụng vì nó đạt được tốc độ khoan thấp, hao tốn năng lượng, hay bị sự cố và chiều sâu giếng khoan bị hạn chế. Choòng khoan hoàn toàn khác với các phương pháp khoan xoay, tiết diện ngang của choòng có các hình chữ I, chữ thập, hình móng ngựa và mũi nhọn (pick). Sự đập trong lỗ khoan được tạo ra nhờ máy khoan có các cơ cấu tay quay, thanh truyền chuyển động lệch tâm tạo ra các cú đập của choòng lên đáy. Sau mỗi cú đập thì choòng tự xoay đi một góc cố định (khoảng 15 độ) theo chiều tùy theo chiều bện của cáp (cáp thuận và cáp nghịch). Như vậy tải trọng lên đáy nhờ vào sự rơi tự do của choòng từ trên độ cao nhất định cách đáy lỗ khoan (thường độ cao này trong khoảng 0,8 - 1,2m).

Phương pháp khoan tiên tiến thân nhỏ (slim hole) hiện nay đã được áp dụng trong khai thác dầu khí và khoan thăm dò khai thác nước dưới đất. Giếng khoan thi công theo công nghệ này tiêu hao ít vật tư nguyên liệu hơn (thép, xi măng, dung dịch...). Nhưng một số vấn đề có thể nảy sinh liên quan đến làm sạch hố khoan, trám xi măng bởi khoảng trống hình xuyến hạn chế hoặc không gian để ứng phó với sự cố dẫn đến giảm thiểu lợi nhuận trong thi công.

Các công nghệ khoan đã và đang áp dụng ở vùng ĐBSCL

Các giếng khoan trước đây đều được thi công theo các dây chuyền công nghệ truyền thống như khoan xoay rửa thuận, khoan đập cáp, khoan xoay thổi khí. Qua quá trình khảo sát thực tế thực hiện đề tài KHCN cấp Nhà nước [5], nhận thấy hầu hết các công nghệ khoan giếng ở các tỉnh khu vực ĐBSCL là giống nhau và là các công nghệ khoan truyền thống theo hình thức tuần hoàn thuận. Chỉ một số ít giếng công suất lớn hiện nay được thi công bằng công nghệ tiên tiến là khoan tuần hoàn ngược trong các vùng địa chất có thành tạo bở rời.

Khoan xoay rửa thuận

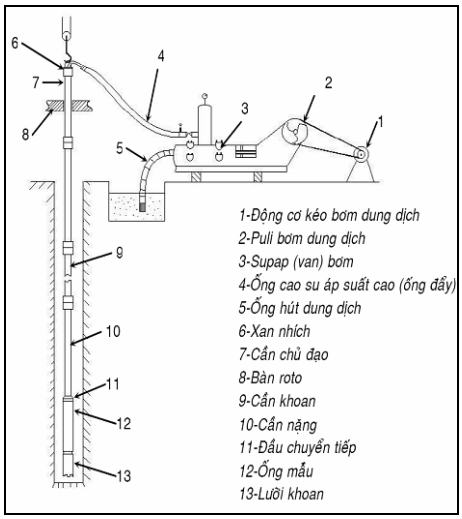
Khoan xoay là phương pháp khoan giếng truyền thống và được ứng dụng rộng rãi nhất hiện nay. Các nguyên tắc của khoan xoay được dựa trên một thân cây khoan xoay làm bằng ống khoan có chiều dài dài khoảng 6m. Một mũi khoan được gắn liền với một bộ ổn định có khối lượng lớn hoặc cổ khoan ở cuối cột ống khoan. Phần trọng lượng gia tải và đường kính ngoài lớn hơn của bộ ổn định ở ngay trên mũi khoan giúp duy trì lỗ khoan ở vị trí thẳng đứng khi tiến hành quá trình khoan. Cuống khoan là kết cấu rỗng và có chứa dung dịch khoan được làm bằng bùn hoặc không khí lưu thông giúp hạ thấp thân khoan thông qua các vòi phun trong các mũi khoan và dọc theo bên ngoài của thân máy khoan. Các hoạt động quay của các mũi khoan làm vỡ vụn vật liệu và các dung dịch khoan mang những mảnh khoan

lên trên mặt đất nơi họ sắp đặt sẵn trong một bể chứa bùn.

Đây là một phương pháp rửa mùn khoan ở đáy lỗ khoan, đem mùn từ đáy lên khỏi mặt đất thông qua khoảng không vành xuyến giữa bên ngoài cần khoan và thành trong lỗ khoan. Bộ dụng cụ khoan tuần tự từ dưới lên bao gồm:

- Lưỡi khoan hoặc choòng khoan (13) đến ống mẫu (nếu có) (12)
- Đầu chuyển tiếp (11)
- Cần khoan (9) (10) (có thể có cần nặng)
- Và trên cùng là cần chủ đạo (7)
- Các bộ phận còn lại thể hiện như trên Hình 1.

Như vậy, đường đi của dung dịch như sau: nước rửa từ hố dung dịch hút qua ống (5) nhờ máy bơm piston sau đó đẩy qua ống cao áp (4), qua đầu xanhich (6), qua cần chủ đạo (7) và các cần khoan (9) qua ống mẫu (12) và lưỡi khoan (13) làm sạch mùn khoan ở đáy sinh trong khi khoan đem qua khoảng không vành xuyến và đi lên mặt đất qua các máng dẫn, hố lắng mùn và tràn về hố chứa dung dịch. (Hình 1).



Hình 1. Bộ dụng cụ khoan xoay rửa thuận từ dưới lên trên [1]

Phương pháp khoan xoay có rửa thuận thường được sử dụng hai kiểu máy khoan là máy khoan có đầu mâm cặp điều khiển áp lực lên đáy bằng thủy lực (áp lực dầu ép) và quay cần chủ đạo nhờ mâm cặp này, kiểu máy khoan này thường là kiểu tĩnh tại đặt trên sắt xi và di chuyển nhờ vào cẩu và xe tải như trên Hình 2.

Hình 2. Máy khoan xoay rửa thuận có đầu mâm cặp [1]

Loại máy khoan khác là kiểu roto, loại này không có mâm cặp mà thay bằng bàn roto, cần chủ đạo quay nhờ bàn roto này và điều khiển áp lực lên đáy lỗ khoan nhờ bộ phanh tời, hệ thống cáp và toàn bộ hệ cần. Minh họa cho loại máy khoan này được thể hiện (Hình 3).

Hình 3. Máy khoan xoay rửa thuận kiểu roto [1]

Loại máy khoan kiểu tự chế theo phương pháp khoan xoay có rửa thuận hiện đang được áp dụng rộng rãi ở vùng ĐBSCL [5]. Do đặc điểm địa hình, địa mạo vùng sông nước, đường giao thông – cầu phà đi lại khó khăn nên người dân nơi đây đã cải tiến công nghệ chế tạo ra loại máy khoan này. Chúng có thể tháo - lắp thành nhiều cấu kiện nhỏ để vận chuyển và có thể lắp đặt lại dễ dàng khi sử dụng. Giàn khoan thoạt nhìn khá đơn giản, nhưng theo điều tra thực tế chúng có thể khoan đến độ sâu trên 500m trong vùng địa chất có thành tạo bở rời ở ĐBSCL; tốc độ khoan có thể đạt đến khoảng 20-30m/h; đường kính lỗ khoan có thể đạt đến 100-150mm ở độ sâu 500m. Nhược điểm của chúng là không thể khoan được lỗ khoan có đường kính lớn trên 300mm và lỗ khoan quá sâu. Việc khoan đường kính lớn và lỗ khoan sâu thường được thực hiện do máy khoan tự hành (Hình 4).

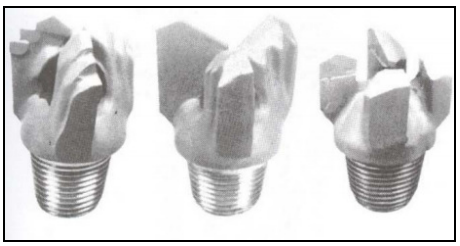
Hình 4. Máy khoan xoay rửa thuận, cần khoan, mũi khoan, kiểu tự chế ở ĐBSCL [5]

Như vậy trong khoan địa chất thủy văn thì phương pháp khoan xoay rửa thuận sử dụng các thiết bị khoan tĩnh tại và tự hành, còn điều áp lên đáy giếng bằng hai kiểu: thủy lực (mâm cặp – trục spinden) và phanh tời – hệ cột cần khoan (khoan roto).

Phương pháp khoan roto sử dụng trong khoan địa chất thủy văn phổ biến hơn vì có tốc độ khoan rất cao, có thể đạt tới 30m/h, thuận lợi cho công đoạn mở vỉa và gọi dòng tránh được các sự cố sập lở. Trong khi phương pháp điều áp thủy lực

chỉ sử dụng cho các giếng có địa tầng đá cứng và rắn chắc.

Các cơ chế điều khiển hoạt động khoan được cung cấp hoặc ở bàn quay (bàn ổ đĩa) hoặc tại cần xoay (ổ đầu trên cùng). Các giàn khoan cũng chứa một sợi dây cáp được sử dụng để nâng cao và hạ thấp ống khoan và ống chống thành giếng khoan.

a)  b)

Hình 5. Một số dạng mũi khoan điển hình cho khoan xoay (a - mũi khoan tiêu chuẩn [6]; b – mũi khoan tự chế ở ĐBSCL [5])

Trong khoan xoay, kích thước lỗ khoan lớn hơn kích thước ống chống. Trong các địa chất bồi tích, toàn bộ lỗ được hoàn tất trước khi ống chống được lắp đặt. Với các giếng trong các tầng đá, chiều dài phần lỗ khoan được chống đỡ sẽ được khoan, sau đó ống chống được lắp đặt, sau đó kích thước mũi khoan được giảm đi và phần giếng ở tầng đá được khoan cho đến khi hoàn thành.

Khoan xoay rửa thuận thường sử dụng dung dịch sét để làm ổn định thành lỗ khoan. Dung dịch đất sét có thành phần gồm dung dịch bentonite và nước. Dung dịch này phục vụ một số mục đích như: (i) loại bỏ mảnh vở và mùn khoan tạo ra khi khoan ra khỏi hố khoan, (ii) ngăn chặn sự sụp đổ của các lỗ khoan và giảm sự mất nước cho quá trình khoan bằng cách hình thành một lớp lọc phủ trên thành lỗ khoan, (iii) tạm hoãn quá trình cắt khi khoan thì dừng lại, (iv) làm mát và làm sạch các cuống khoan và mũi khoan, và (v) bôi trơn ổ trục mũi khoan và các bộ phận bơm bùn.

Sau khi mùn khoan được đưa lên các bể bùn, dung dịch được đưa trở lại bằng một máy bơm bùn vào ổ xoay ở đầu của cần truyền động, sau đó đi xuống qua thân khoan. Các bể bùn thường có dạng là hình chữ nhật với khối lượng bùn có thể chứa được từ 200-800 lít và có thể chứa nhiều vách ngăn để hỗ trợ trong việc tách mùn khoan từ dung dịch khoan trước khi đưa vào hệ thống bơm tuần hoàn. Một thiết bị tách cát có thể được sử dụng để tiếp tục loại bỏ cát và "ký sinh trùng" khác. Một số mùn khoan có thể lấy trực tiếp từ các lỗ khoan trước khi chất lỏng và mùn khoan tràn vào bể.

Ở Việt Nam, hầu hết các giếng khoan khai thác nước quy mô công nghiệp đều được khoan bằng phương pháp khoan tuần hoàn thuận thông thường. Khi khoan bằng phương pháp khoan tuần hoàn thuận, độ nhớt và vận tốc dâng lên của dung dịch khoan là những yếu tố quyết định hiệu quả rửa sạch mùn khoan tại đáy lỗ khoan. Tuy nhiên, do bị giới hạn về công suất của máy bơm dung dịch nên hiệu quả rửa sạch mùn khoan của hầu hết các máy khoan rôto tuần hoàn thuận bị giới hạn trong các lỗ khoan có đường kính từ 550mm trở lên, trong khi đường kính lỗ khoan này nhiều khi còn chưa phù hợp với các giếng khai

thác nước có công suất lớn, đặc biệt là các giếng được bọc sỏi. Hơn nữa khi tăng đường kính lỗ khoan thì tốc độ khoan của các máy khoan tuần hoàn thuận giảm đáng kể. Đường kính lỗ khoan lớn thì vận tốc dòng dung dịch từ đáy lỗ khoan lên đến miệng lỗ khoan rất chậm, các phoi khoan lại có xu hướng chìm xuống lại đáy lỗ khoan, như vậy tốc độ khoan sẽ chậm.

Khoan xoay sử dụng dung dịch đất sét: dung dịch đất sét có thành phần gồm dung dịch bentonite và nước. Dung dịch này phục vụ một số mục đích như: (i) loại bỏ mảnh vở và mùn khoan tạo ra khi khoan ra khỏi hố khoan, (ii) ngăn chặn sự sụp đổ của các lỗ khoan và giảm sự mất nước cho quá trình khoan bằng cách hình thành một lớp lọc phủ trên thành lỗ khoan, (iii) tạm hoãn quá trình cắt khi khoan thì dừng lại, (iv) làm mát và làm sạch các cuống khoan và mũi khoan, và (v) bôi trơn ổ trục mũi khoan và các bộ phận bơm bùn. Sau khi mùn khoan được đưa lên các bể bùn, dung dịch được đưa trở lại bằng một máy bơm bùn vào ổ xoay ở đầu của cần truyền động, sau đó đi xuống qua thân khoan. Các bể bùn thường có dạng là hình chữ nhật với khối lượng bùn có thể chứa được từ 200-800 lít và có thể chứa nhiều vách ngăn để hỗ trợ trong việc tách mùn khoan từ dung dịch khoan trước khi đưa vào lại vào hệ thống bơm tuần hoàn. Một thiết bị tách cát có thể được sử dụng để tiếp tục loại bỏ cát và "ký sinh trùng" khác. Một số mùn khoan có thể lấy trực tiếp từ các lỗ khoan trước khi chất lỏng và mùn khoan tràn vào bể.

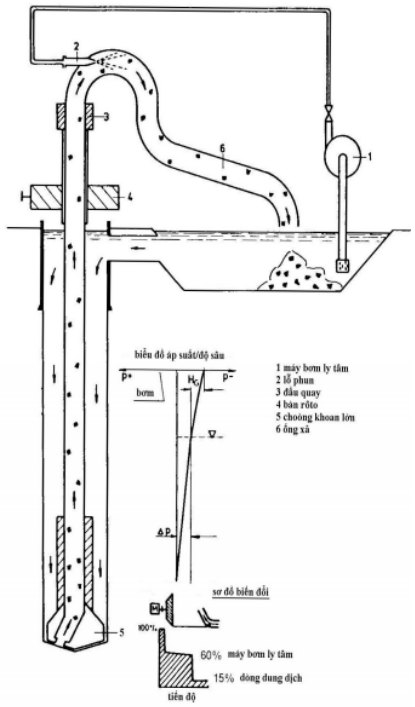
Khoan tuần hoàn ngược

Về công nghệ tiên tiến trong khai thác nước dưới đất làm tăng hiệu suất khai thác của các giếng khoan, năm 2009, tác giả Trần Văn Chung đã viết về việc lựa chọn sơ đồ công nghệ khoan tuần hoàn ngược trong khoan khai thác nước ngầm ở đồng bằng Nam Bộ [2]. Công nghệ khoan tuần hoàn ngược là một trong những công nghệ khoan có hiệu quả rất cao khi khoan các giếng khoan khai thác nước quy mô lớn trong các vùng trầm tích bở rời.

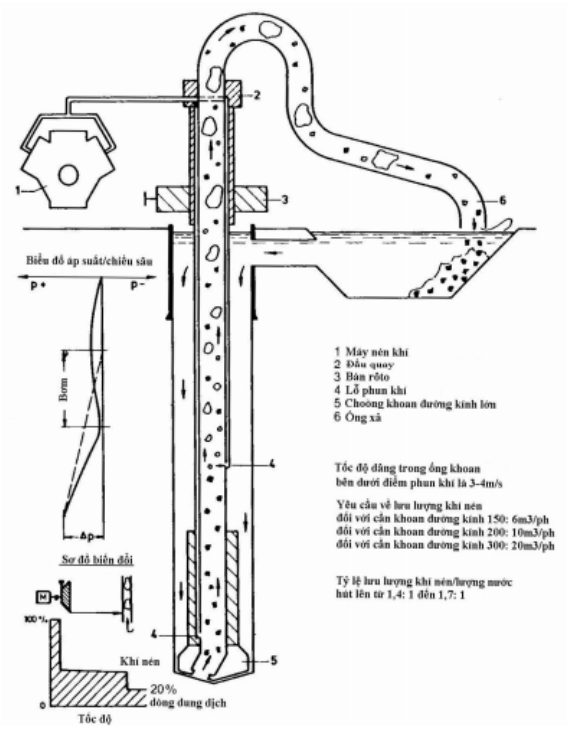
Nguyên lý khoan tuần hoàn ngược: Trong phương pháp khoan tuần hoàn ngược, dung dịch khoan chảy tự do bởi trọng lực từ hố chứa theo khoảng vành khăn bên ngoài cần khoan xuống đáy lỗ khoan và sau đó được hút lên bên trong cần khoan cùng với mùn khoan và xả vào hố lắng. Để ngăn ngừa sự sập lở của thành vách lỗ khoan, mực dung dịch cần được giữ tối thiểu là ngang bằng mặt đất trong suốt thời gian thi công, ngay cả khi máy khoan tạm ngừng hoạt động để ngăn chặn sự suy giảm áp lực thủy tĩnh trong lỗ khoan. Áp lực thủy tĩnh của cột nước cộng với áp lực của vận tốc (quán tính của dòng dung dịch chảy xuống) bên ngoài cần khoan giúp giữ ổn định thành lỗ khoan. Có nhiều phương pháp khác nhau để duy trì sự tuần hoàn dung dịch, tuy nhiên, trên thực tế, phương pháp sử dụng máy bơm ly tâm và phương pháp sử dụng máy nén khí được sử dụng phổ biến nhất.

Phương pháp sử dụng bơm ly tâm (Hình 6): Trong sơ đồ này vòi hút của máy bơm ly tâm được nối với cần "xa nhích" và qua đó là cần khoan. Hệ thống này khá đơn giản, tuy nhiên hiệu suất sử dụng không cao do giới hạn hút của máy bơm ly tâm.

Phương pháp sử dụng máy nén khí (Hình 7): phương pháp này sử dụng máy nén khí dựa trên nguyên lý bơm airlift. Sơ đồ này hiện được sử dụng phổ biến trong khoan tuần hoàn ngược do hiệu suất cao, có thể khoan được các giếng khoan đường kính lớn và sâu.



Hình 6. Sơ đồ khoan tuần hoàn ngược dùng bơm ly tâm [2]



Hình 7. Sơ đồ khoan tuần hoàn ngược dùng máy nén khí [2]

Các sơ đồ công nghệ khoan tuần hoàn ngược gồm: – Bơm ép dung dịch vào khoảng vành khăn – Bơm ly tâm. – Bơm jet – Bơm bằng máy nén khí.

Khoan rửa ngược hoàn toàn có ưu điểm đặc biệt khi khoan những giếng nước có đường kính lớn hơn 350-400mm. Trong khoan rửa ngược, bộ dụng cụ khoan hoàn toàn tương tự như khoan rửa thuận nhưng thông thường cần khoan sử dụng kích thước lớn hơn, cụ thể đường kính thay đổi từ 114-219mm.

Bơm dung dịch cũng sử dụng loại lưu lượng lớn hơn tùy thuộc vào đường kính và độ sâu giếng khoan thi công. Nước rửa được bơm nhờ bơm dung dịch đi từ máy bơm đến khoảng không vành xuyến tới đáy giếng làm sạch mùn khoan và đáy giếng, sau đó đi vào trong cột cần khoan và đi qua sàn rung tới hố chứa dung dịch. Như vậy chu trình đi của nước rửa ngược ngược với trong trường hợp rửa thuận.

Ưu điểm khoan tuần hoàn ngược: Các khu vực gần giếng của các lỗ khoan tương đối yên tĩnh, không bị xáo trộn và không bị ô nhiễm với các chất phụ gia thêm vào khi khoan; độ xốp và độ thấm của tầng kiến tạo vẫn giữ được gần như điều kiện địa chất thủy văn ban đầu của nó. Các lỗ khoan có đường kính lớn có thể được khoan một cách nhanh chóng và kinh tế. Không cần lắp ống chống trong khi thi công khoan giếng. Ống lọc cũng có thể được lắp đặt một cách dễ dàng như là một phần của quá trình lắp đặt ống chống. Hầu hết các cấu tạo địa chất có thể được khoan bằng phương pháp này, ngoại trừ các tầng địa chất tạo thành từ các loại đá magma và đá biến chất. Ít có khả năng xảy ra xói mòn trong các lỗ khoan vì vận tốc của dung dịch khoan là tương đối thấp.

Tuy nhiên, do các đặc điểm về dây chuyền thi công mà công nghệ khoan tuần hoàn ngược cũng có những nhược điểm của nó bao gồm: Cần cung cấp một lượng nước lớn trong quá trình khoan. Giàn khoan tuần hoàn ngược và các thành phần cấu tạo của nó thường có kích thước lớn và đắt tiền. Công nghệ khoan tuần hoàn ngược đòi hỏi hố lắng bùn phải có kích thước lớn.

Một số vị trí khoan ngoài thực địa không thể tiếp cận được vì kích thước giàn khoan quá lớn. Để hoạt động hiệu quả, công nghệ khoan tuần hoàn ngược thường đòi hỏi nhiều nhân viên hơn so với các phương pháp khoan khác.

Phương pháp khoan tuần hoàn ngược chỉ áp dụng thực sự thuận lợi và có hiệu quả trong điều kiện trầm tích bở rời và mực nước tĩnh tại vị trí khoan không nhỏ hơn 3-4m. Điều kiện để đảm bảo ổn định thành lỗ khoan được thể hiện qua công thức sau: $p \geq \sigma$.

Trong đó $p = h_o\gamma_o$ – áp suất lên thành lỗ khoan của cột nước, h_o - chiều cao của cột nước trong lỗ khoan tính từ mực nước tĩnh trở xuống (m), γ_o - tỷ trọng của nước, σ - áp suất tỏa tia của đất đá trong lớp kém ổn định nhất (có hệ số ma sát trong nhỏ nhất).

Các tính toán lý thuyết cũng như kinh nghiệm thi công thực tế cho thấy rằng trong các điều kiện kém ổn định nhất thì giá trị áp suất tỏa tia của đất đá ở trong khoảng 0,3 – 0,4kgc/cm^2, tức tương ứng với áp suất nén của cột nước có chiều cao 3-4m.

Khoan phun áp lực cao

Khoan trong các tầng kiến tạo không rắn chắc với nguồn nước sẵn có dồi dào cho phép khoan phun áp lực là một phương pháp khoan khả thi. Thường được sử dụng trong khoan giếng tưới tiêu nông nghiệp. Khoan phun áp lực hoạt động được bằng cách lưu thông nước xuống qua một cấu trúc que có khả năng cắt bằng xói rửa áp lực cao từ phía trước của các mũi khoan. Quá trình phun cắt theo khoảng trống hình khuyên và trong hố lắng để nước có thể được tái sử dụng vào quá trình khoan.

Khoan phun áp lực trong các tầng kiến tạo nửa rắn chắc có thể được hỗ trợ bằng cách sử dụng kỹ thuật đập liên tục để cắt qua các lớp địa chất cứng. Kỹ thuật này là sự kết hợp của phun và bộ va đập. Một mũi khoan xoay có hình đuôi cá có thể được sử dụng và các ống chuyển động xoay để cắt tạo lỗ khoan. Tất cả các dạng máy khoan thủy lực đều đòi hỏi các lỗ khoan phải được giữ đủ nước cho đến khi nó được chống đỡ hoàn toàn.

Một biến thể của phương pháp khoan phun áp lực là phương pháp xói rửa dưới mà ở đó các ống rửa được đưa vào bên trong phần ống lọc thu nước theo một sự sắp xếp trước đó sao cho nước dưới áp lực được bơm qua ống rửa ở dưới cùng của phần ống lọc thu nước. Các hoạt động phun áp lực liên tục cho phép phần ống lọc chìm xuống vị trí thiết kế mà không cần bất kỳ quá trình khoan nào trước đó. Các giếng đã được khoan phun nước áp lực tới độ sâu 1000 feet và các đơn vị khoan giếng đã sử dụng kỹ thuật phun hoặc rửa áp lực để đặt phần ống lọc thu nước ở các lỗ khoan đã hoàn tất để đảm bảo vị trí của chúng ở mức độ chính xác mong muốn.

Khoan thân nhỏ kết hợp khoan bung

Một trong những giải pháp giảm chi phí, rủi ro, thời gian thi công trong thăm dò khai thác nước dưới đất là khoan giếng

thân nhỏ, đơn giản hóa và kết hợp với lưỡi khoan bung. Khi đường kính ống kết thúc của giếng công nghiệp bằng hoặc nhỏ hơn 100mm, giếng thường được khoan với choòng 3 cánh hoặc 3 chóp xoay. Giếng có thể khoan bằng nước lã hoặc dung dịch sét. Giếng có thể được khoan theo chiều thẳng đứng hoặc xiên. Một điểm nổi bật là với loại giếng này có thể được thi công bởi giàn nhẹ, tháo lắp được, vận hành đơn giản, tiêu hao ít nhiên liệu.

Công nghệ khoan giếng đường kính nhỏ có những đặc điểm khác với các giếng có đường kính truyền thống. Sự khác biệt này liên quan đến khe hở vành xuyến giữa thành giếng và bộ khoan cụ, chế độ thủy động lực giếng khoan, tính chất dung dịch khoan sử dụng, độ bền và độ ổn định của thiết bị và dụng cụ khoan...

Công nghệ khoan giếng thân nhỏ được áp dụng vào các trường hợp đặc thù như: khoan vào các cấu tạo nhỏ, khoan cắt xiên từ thân các giếng đường kính lớn đang khai thác nhưng đã sụt giảm lưu lượng nhằm nâng cao hiệu quả khai thác và tăng cường khả năng thu hồi nước, dầu… Trên thế giới, công nghệ khoan xiên và khoan ngang với đường kính nhỏ mới được nghiên cứu áp dụng từ những năm 1985 trở lại đây.

Công nghệ khoan giếng thân nhỏ đã được ứng dụng thành công và hiệu quả để khoan các giếng tìm kiếm, thăm dò và khai thác nước dưới đất và dầu khí. Theo thống kê, đã có trên 6.000 giếng thân nhỏ được khoan tại bể trầm tích Pattani (vịnh Thái Lan), hàng trăm giếng thân nhỏ được khoan trong khu vực phía Bắc của bể Malay-Thổ Chu và một số giếng ngoài khơi Bintulu (Sarawak, Malaysia). Tại Việt Nam, Unocal và Chevron đã khoan 29 giếng thân nhỏ tại Lô B, 48/95 & 52/97 [1].

Giếng khoan thi công theo công nghệ này tiêu hao ít vật tư nguyên liệu hơn (thép, xi măng, dung dịch...). Nhưng một số vấn đề có thể nảy sinh liên quan làm sạch hố khoan, trám xi măng bởi khoảng trống hình xuyến hạn chế hoặc không gian để ứng phó với sự cố dẫn đến giảm thiểu lợi nhuận trong thi công.

Theo kết quả nghiên cứu địa chất - địa vật lý và kết quả thu được từ các giếng đã khoan, khu vực khoan giếng thân nhỏ có áp suất tương đối ổn định, có thể chia thành 02 khoảng với đặc điểm sau:

- Từ 0 - 150 - 200mTVDss là các trầm tích trẻ, tiềm ẩn rủi ro khí nông sẽ được loại trừ bằng cách sử dụng dung dịch khoan gốc nước 1.1 g/l và tránh khoan vào các khu vực nghi ngờ tồn tại tầng khí nông, thông qua kết quả nghiên cứu dị thường địa vật lý và khảo sát khí nông;

- Từ 300 - 600mTVDss là các trầm tích cát sét xen kẹp có tuổi Oliiocene muộn đến Pliocene có chế độ áp suất ổn định và không chứa túi khí;

Do đặc điểm địa chất là các trầm tích lục nguyên có thành phần thạch học chủ yếu là cát sét xen kẹp, vì vậy các choòng khoan chuyên dụng (choòng khoan cánh hàn cho đoạn mở lỗ và choòng khoan kim cương nhân tạo cho các cấp đường kính nhỏ) được nghiên cứu và áp dụng giúp tăng tốc độ khoan, tăng tuổi thọ choòng khoan và tiết kiệm thời gian thay choòng.

Theo kết quả của các giếng khoan, mặc dù có tồn tại dị thường áp suất ở các tầng chứa túi khí nâng, nhưng do tầng chứa chủ yếu là trầm tích sông ngòi, châu thổ gồm nhiều thân cát và sét khá mỏng, xen kẹp và mức độ liên tục kém dẫn đến thể tích tầng chứa bị giới hạn. Vì vậy, nếu gặp dị thường áp suất, thì quy mô sự cố nhỏ và

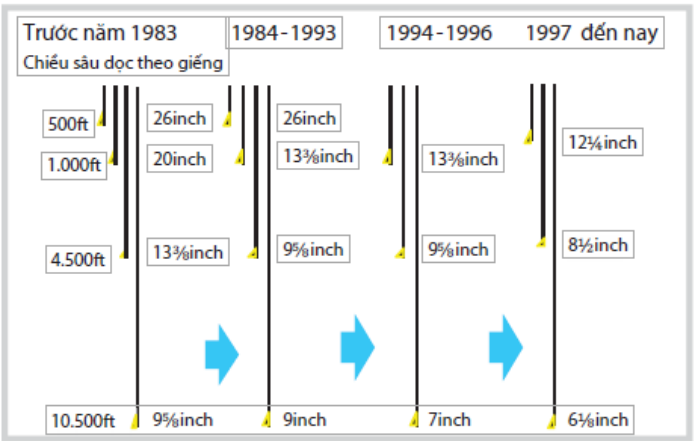
dễ dàng khống chế. Ngoài ra, đất đá khu vực này mềm, có thể khoan với tốc độ khoan (ROP) rất cao với chế độ thủy lực tối đa phù hợp nhất cho việc làm sạch giếng.

Yếu tố công nghệ:

Với đặc điểm địa chất trên, giếng thân nhỏ thường có 3 cấp đường kính giếng tương ứng. Các giếng khoan thân nhỏ được thiết kế và khoan bởi 3 cấp đường kính giếng là 450mm, 300mm và 200mm. Trong đó, cấp ống chống 168 hoặc 125mm được sử dụng làm ống chống và ống khai thác, được trám xi măng cho toàn bộ thân giếng đường kính 300mm. Theo đánh giá sơ bộ, thời gian khoan và hoàn thiện giếng khai thác nước thân nhỏ trung bình là 6 - 10 ngày/giếng với chi phí khoảng 200-300 triệu VNĐ. Ngoài ra, để phục vụ cho công tác sửa chữa giếng trong quá trình khai thác, quỹ đạo của giếng thân nhỏ phải tuân thủ theo các tiêu chí sau [1]:

- Điểm bắt đầu khoan xiên nằm dưới mặt đất 7 - 10m;
- Cấp đường kính giếng 300 có góc nghiêng không vượt quá 60°, độ gấp khúc lớn nhất không vượt quá 8°/30m cho phần trên và 4°/30m cho phần dưới;
- Cấp đường kính giếng 450 được khoan vào tầng sản phẩm tương đối thẳng và có góc nghiêng không vượt quá 50° và độ gấp khúc không vượt quá 4°/30m.

Để giếng thân nhỏ có cấu trúc phù hợp, đề xuất mô hình thay đổi cấu trúc giếng (Hìnhn 8 và giảm 1 cấp đường kính. Việc giảm số lượng và kích thước của cấp đường kính giếng đã giúp tăng tốc độ khoan và hoàn thiện giếng, giảm chi phí dung dịch khoan, ống chống và xi măng của giếng.



Hình 8. Lịch sử phát triển công nghệ khoan thân nhỏ [1]

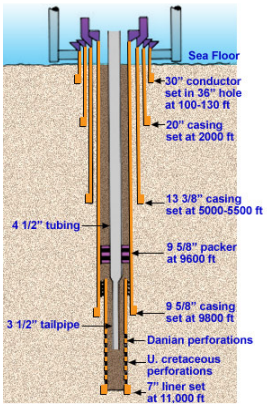
Trong quá trình khoan và hoàn thiện giếng thân nhỏ, chiều dài thân trần không nên vượt quá 600m nhằm hạn chế các sự cố có thể xảy ra do giới hạn moment xoắn của cần khoan, cũng như giới hạn thiết kế về thể tích của khí xâm nhập (kick tolerance).

Lưỡi khoan bung (Hình 9) được điều khiển bằng áp lực dung dịch khoan, có khả năng tự bung và khép lại, cho phép khoan tiếp tục sau khi đã chống ống khai thai thác trong khoảng tầng chứa với

đường kính lớn hơn bản thân đường kính ống khai thác nhằm tăng tiết diện nhận nước như vậy tăng hiệu suất làm việc của ống lọc.

Trong thực tế thi công, tùy thuộc điều kiện tự nhiên, giao thông, khả năng cung ứng vật tư, nguyên nhiên liệu phục vụ khoan, cũng như nhằm giảm rủi ro kẹt, bẹp cần ống chống, công nghệ khoan kết cấu phân đoạn kỹ thuật được áp dụng, thông qua việc thay đổi đường kính khoan (giảm, tăng), tách công tác kết cấu ống chống thành 2 hoặc nhiều bước (Hình 10) [6].

Hình 9. Hình ảnh lưỡi khoan tự bung [4]



Hình 10. Ví dụ kết cấu điển hình giếng khai thác dầu chống ống tách đoạn [7]

3. KẾT LUẬN

Trên thế giới và trong nước có nhiều giải pháp công nghệ khoan thăm dò khai thác nguồn nước. Tùy thuộc vào mục đích sử dụng cũng như đặc điểm cấu tạo tầng địa chất khu vực cần khoan mà sử dụng các phương pháp khoan giếng thăm dò khai thác khác nhau. ĐBSCL là vùng có cấu tạo địa chất thành tạo bở rời nên có nhiều giải pháp công nghệ khoan có thể áp dụng được. Mỗi giải pháp áp dụng đều có những ưu và nhược điểm riêng, nhưng phổ biến nhất từ xưa đến nay trong khu vực là phương pháp khoan xoay - rửa thuận vì những ưu điểm của nó là ngoài những máy khoa tự hành công suất lớn còn có những loại máy khoan gọn nhẹ có thể đến những nơi địa hình khó khăn, khoan nhanh và chi phí phù hợp, các giếng khoan đáp ứng đủ công suất vừa và nhỏ,... Kế đến là công nghệ khoan tuần hoàn ngược, cho hiệu quả kinh tế cao nhưng chỉ thích hợp cho nhưng vùng thuận tiện giao thông và cần nhu cầu khai thác nguồn nước lớn. Một số công nghệ khoan thăm dò và khai thác nguồn nước khác cũng có thể áp dụng nhưng không thích hợp nên khả năng áp dụng không cao.

Hiện nay vấn đề nghiên cứu, lựa chọn kỹ thuật khoan và phương pháp khoan sâu cấp nước cho vùng khó khăn về nguồn nước vùng ĐBSCL là rất quan trọng do người dân hoàn toàn khai thác nước ngầm dạng tự phát phục vụ nhu cầu riêng hộ gia đình hoặc cụm hộ gia đình nên nếu khoan giếng không có nước hoặc sử dụng giếng một thời gian lượng nước cung cấp kém là bỏ giếng mà không có các biện pháp xử lý phù hợp dễ dàng gây ô nhiễm nguồn nước ngầm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Đặng Ngọc Quý (4/2017), *Đặc trưng của giếng khoan thân nhỏ và các yếu tố ảnh hưởng đến thời gian, chi phí khoan và hoàn thiện giếng*, Thăm dò và Khai thác Dầu khí.
2. Đỗ Quang Khánh và nnk (11/2006), *Bài giảng Hướng dẫn thực tập khoan – Khai thác,* Trường Đại học Bách khoa Tp. Hồ Chí Minh, Khoa Kỹ thuật Địa chất và Dầu khí.
3. Đoàn Văn Cánh và nnk (2015), *Nghiên cứu tài nguyên nước dưới đất đồng bằng Nam Bộ,* Đề tài KHCN cấp Nhà nước mã số KC.08.06/11-15, Bộ Khoa học và Công nghệ.
4. Lương Văn Thanh và nnk (2015-2018), *Nghiên cứu công nghệ và giải pháp kỹ thuật để xử lý các giếng khoan có hiệu suất thấp và mực nước động nằm sâu phục vụ cấp nước sạch bền vững cho các vùng khan hiếm nước khu vực Nam bộ*, Đề tài KHCN cấp Nhà nước mã số ĐT ĐL.CN-66/15, Bộ Khoa học và Công nghệ.
5. Trần Văn Chung (2009), *Lựa chọn sơ đồ công nghệ khoan tuần hoàn ngược trong khoan khai thác nước ngầm ở Đồng bằng Nam bộ,* Tạp chí phát triển Khoa học & Công nghệ, Tập 12, Số 06-2009.
6. Tao Zhu and Herbert B.Carroll, September, 1994, *Status Report: A Review of Slimhole Drilling*, NIPER/BDM-0059, National Institute for Petroleum and Energy Research.
7. The Australian Drilling Industry Training Committee Ltd, April, 2015, *The Drilling Manual 5th edition,* CRC Press, Taylor & Francis Group.

TÍNH TOÁN XÁC SUẤT MẤT AN TOÀN CHO CÔNG TRÌNH KÈ THEO LÝ THUYẾT ĐỘ TIN CẬY

Calculation of the failure probability of embankments based on the theory of reliability

NCS. Doãn Văn Huế
Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam;
PGS. TS. Tô Văn Thanh
Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam

TÓM TẮT: *Nghiên cứu tính toán chỉ ra được đoạn kè nào là mất an toàn nhất, độ tin cậy là bao nhiêu trên hệ thống công trình kè đã xây dựng là yêu cầu cần thiết phục vụ cải tạo, nâng cấp và thiết kế xây dựng mới. Bài báo này giới thiệu cách tính toán ước lượng xác suất mất an toàn và độ tin cậy công trình kè bằng cách tiếp cận xác suất ở mức độ II và giới thiệu phương pháp Monte Carlo.*

ABSTRACT: *Computing results showed that the embankment segment is the most unsafe, how much reliability on the current system of embankment is a necessary requirement for improving, upgrading and re-building. This paper introduces the estimation of the failure probability and reliability of embankment by using a level II simulation method and introduces Monte Carlo method.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Mỗi công trình kè bảo vệ bờ là một hệ kết cấu trên nền làm việc trong điều kiện tương tác giữa ba môi trường: nước - nền - công trình. Trên một tuyến kè gồm nhiều đoạn liên kết với nhau thành một hệ thống công trình kè. Trong quá trình vận hành, sự cố lớn nhất xảy ra đối với hệ thống kè là sự cố vỡ kè, với sự cố này sẽ gây ra các thiệt hại lớn cho bản thân công trình và kết cấu hạ tầng xung quanh kè.

Hiện tại, ở Việt Nam, khi đánh giá an toàn kè thường sử dụng phương pháp thiết kế tất định và tính hệ số an toàn, khi tính toán theo phương pháp này có rất nhiều hạn chế và trong nhiều trường hợp không có cơ sở để tìm ra nguyên nhân gây đổ vỡ công trình. Phương pháp thiết kế ngẫu nhiên và tính độ tin cậy là phương pháp thiết kế theo xu hướng hiện đại, tiến bộ hơn phương pháp thiết kế tất định và tính hệ số an toàn. Các trạng thái giới hạn cũng như các cơ chế phá hoại được mô phỏng bằng các mô hình toán hoặc các mô hình tương ứng. Xác suất phá hoại của một bộ phận công trình hay công trình được tính từ hàm tin cậy có nhiều biến ngẫu nhiên được phân tích trên cơ sở các dữ liệu quan sát về công trình. Trong bài báo này tác giả giới thiệu cách tính toán ước lượng xác suất mất an toàn và độ tin cậy công trình kè bảo vệ bờ sông.

2. THIẾT LẬP BÀI TOÁN TÍNH XÁC SUẤT AN TOÀN CÔNG TRÌNH KÈ

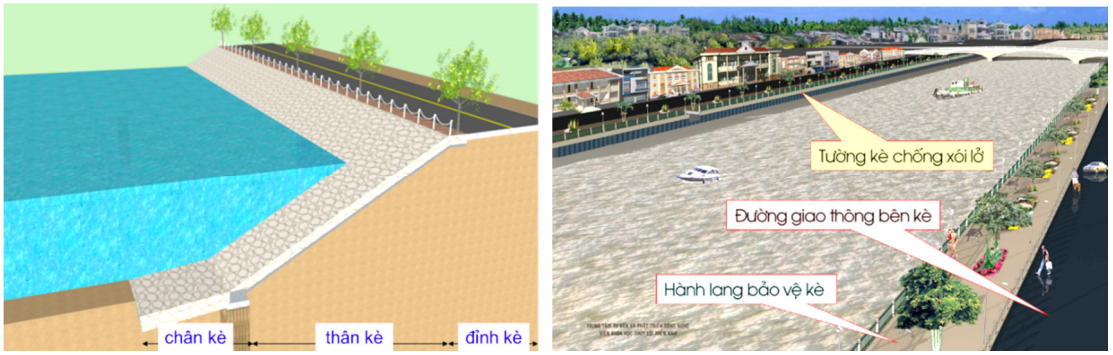
2.1. Cấu tạo công trình kè

Kết cấu công trình kè thường gồm 3 phần: chân kè, thân kè và đỉnh kè. Trên một mặt cắt ngang công trình kè sông, tại những cao trình khác nhau, mức độ ảnh hưởng của tải trọng lên công trình cũng khác nhau.

Chân kè là điểm tựa cho kết cấu mái và đỉnh kè. Kết cấu chân kè hiện nay thường được sử dụng là loại chân khay sâu bằng cừ tràm đóng thành cụm, cọc BTCT hoặc ống buy BTCT trong bỏ đá hộc, qua quá trình vận hành khai thác

nhiều công trình kè bị hư hỏng mà nguyên nhân được xác định là do mất ổn định kết cấu chân kè.

Thân kè chính là giới hạn phạm vi bảo vệ của kè đối với bờ tính từ cao trình đỉnh kè và chân kè, chịu tác động của dòng chảy, sóng, áp lực nước và áp lực dòng thấm. Cấu tạo lớp phủ mái kè gồm những cấu kiện rời ghép với nhau. Giữa chúng có khe hở để cho nước bên trong thoát ra ngoài, tránh tác động của áp suất nước trong đất. Cấu tạo lớp đệm nằm ngay dưới các cấu kiện của lớp phủ, đóng vai trò như một tầng lọc ngược với kích thước hạt cỡ hạt dăm, sạn, hoặc có thể dùng vải địa kĩ thuật.



Hình 1. Kết cấu công trình kè bảo vệ bờ sông

Đỉnh kè là phần nằm ngang phía trên cùng của kè, có tác dụng bảo vệ thân kè đối với tác động của dòng chảy mặt và các tác động khác; đồng thời có thể kết hợp đường quản lý, công viên, hành lang đi bộ và đường giao thông ven kè. Vật liệu làm đỉnh kè thường cùng loại với vật liệu làm nền đường phía trong.

2.2. Thiết lập bài toán tính xác suất an toàn các công trình kè

Để tính được độ tin cậy an toàn của công trình kè bảo vệ bờ sông, người thiết kế phải đặt được bài toán và giải được bài toán đó. Các công việc để tiến tới đặt và giải được bài toán bao gồm: thu thập các số liệu về công trình, phân tích thống kê, tạo các biến ngẫu nhiên, lập hàm tin cậy, phân tích mối liên kết giữa các công trình trong hệ thống, tính độ tin cậy của các công trình. Tùy thuộc vào mức độ phức tạp, các yêu cầu tính toán, mức độ quan trọng, khả năng cung cấp các dữ liệu quan sát và dữ liệu thiết kế về công trình để có thể giải bài toán tính độ tin cậy của công trình và hệ thống công trình theo: cấp độ I, cấp độ II hoặc cấp độ III.

Rất nhiều công trình bị sự cố trong thời gian vận hành do nhiều nguyên nhân khác nhau, phân loại các yếu tố ngẫu nhiên tác động lên kết cấu công trình kè về mặt kỹ thuật, gồm 3 nhóm yếu tố chính liệt kê ở bảng 1. Trong tính toán thực tế các công trình kè, tùy thuộc vào khả năng đo đạc, thu thập số liệu, loại kết cấu và mục đích tính toán mà lựa chọn các yếu tố ngẫu nhiên nói trên.

Bảng 1. Các yếu tố ngẫu nhiên được xét đến khi tính độ tin cậy của công trình kè sông

Nhóm	Tên	Nội dung
Nhóm 1: Yếu tố tự nhiên	Địa chất	Tính không đồng đều của địa chất nền công trình
	Địa hình	Vị trí xây dựng công trình
	Thủy lực	Tác động của nước lên công trình (áp lực nước, sóng)
Nhóm 2: Yếu tố thi công	Kết cấu và vật liệu xây dựng kết cấu	Sai lệch kích thước do thi công công trình, tính chất cơ lý không đồng đều
Nhóm 3: Quản lý khai thác	Gia tải mặt bến, neo đậu tàu thuyền	Tác động của hoạt động khai thác đến độ tin cậy hệ thống

2.2.1. Cơ chế phá hoại, trạng thái giới hạn

An toàn về ổn định của một bộ phận hoặc của công trình liên quan tới trạng thái giới hạn của một cơ chế phá hoại. Sự phá hoại công trình được phân thành hai loại, phá hoại cục bộ và phá hoại tổng thể. Các cơ chế phá hoại đã được lý thuyết cơ học, lý thuyết công trình xác định có quy luật được mô phỏng theo các bài toán phân tích ổn định như: ổn định trượt, ổn định lật, độ bền,...

Bảng 2. Một số cơ chế phá hoại và điều kiện an toàn chính của kè sông

TT	Cơ chế phá hoại	Điều kiện an toàn	Ghi chú
1	Nước tràn đỉnh kè	$Z_{dk} > Z_{ln}$	Z_{dk}: cao trình đỉnh kè Z_{ln}: mực nước sông cao nhất tính từ MN tĩnh tính toán cộng với chiều cao sóng leo và độ dềnh do gió
2	Trượt mái	$\Sigma M_{ct} > \Sigma M_{gt}$	ΣM_{ct} : tổng lực hoặc mô men chống trượt ΣM_{ct} : tổng lực hoặc mô men gây trượt
3	Ổn định lật	$\Sigma M_{cl} > \Sigma M_{gl}$	ΣM_{cl} : tổng mô men chống lật ΣM_{cl} : tổng mô men gây lật
4	Lún không đều giữa các đơn nguyên kè	$\Delta Z_{ktt} < [\Delta Z]_k$	ΔZ_{ktt} : chênh lệch lún tính toán giữa 2 đơn nguyên kè $[\Delta Z_k]$: chênh lệch lún cho phép giữa các đơn nguyên kè
5	Độ bền kết cấu theo phương ngang và phương dọc kè	$T_{tt} < T_{gh}$	T_{tt} : nội lực lớn nhất do tổ hợp tải trọng tính toán gây ra tại tiết diện đang xét T_{gh} : khả năng chịu lực lớn nhất của tiết diện đó

Các tính toán, trong đó toàn bộ công trình hoặc một bộ phận kết cấu vượt quá trạng thái xác định nào đó dẫn đến không đáp ứng được yêu cầu công năng thiết kế, trạng thái giới hạn xác định đó gọi là trạng thái giới hạn của công năng tương ứng.

Trong quá trình thiết lập bài toán tính xác suất an toàn kè sông, các bài toán được thực hiện theo nguyên tắc thiết kế trạng thái giới hạn. Trạng thái làm việc của công trình được mô tả bằng tham số công năng Z (X_i). Công trình thỏa mãn điều kiện ổn định theo một trạng thái giới hạn nào đó khi:

$$Z(X_1, X_2, ..., X_n) > 0 \quad (1)$$

Trong đó: X_i (i = 1,2,3,..., n) là các biến số cơ bản biểu thị mối quan hệ giữa sức chịu tải $R(x_i)$ và tải trọng tác dụng vào công trình $N(y_i)$. Với mỗi cơ chế phá hoại sẽ thiết lập được 1 hàm tin cậy tương ứng là:

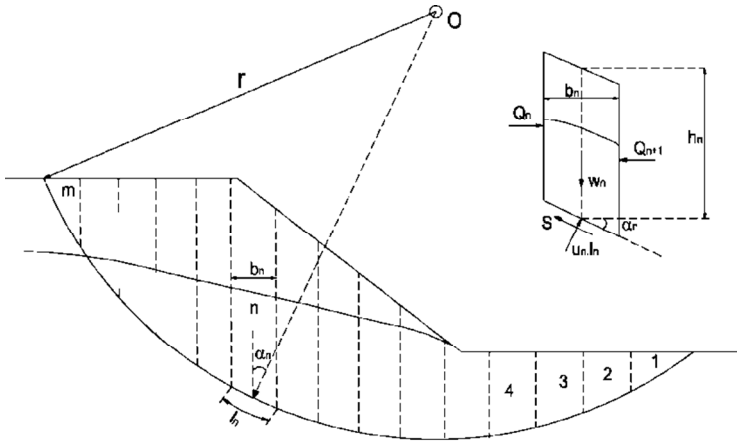
$$Z = R(x_i) - N(y_i) \quad (2)$$

Khi tính xác suất hay phân tích độ tin cậy an toàn công trình, các tác động vào công trình (lực tập trung và lực phân bố, ảnh hưởng thấm, từ biến của đất nền), tính chất đất nền, vật liệu xây dựng, kết cấu,… là những biến ngẫu nhiên.

2.2.2. Thiết lập hàm tin cậy

a. Hàm tin cậy mái kè bị trượt

Tính toán ổn định mái dốc được thực hiện theo phương pháp mặt trượt trụ tròn. Các tính toán thực hiện theo cách thử dần để tìm ra mặt trượt có khả năng chống trượt nhỏ nhất. Mức độ an toàn của mái kè được đánh giá từ kết quả tính toán với mặt trượt này. Hiện nay có nhiều phương pháp tính ổn định mái dốc, trong nghiên cứu này sử dụng kết quả tính theo phần mềm Geoslope, công thức Bishop để thiết lập hàm tin cậy. Như vậy tổng các mô men chống trượt được xem là hàm sức chịu tải, còn tổng mô men gây trượt được xem là hàm tải trọng.



Hình 2. Sơ đồ tính ổn định mái dốc theo phương pháp Bishop [58]

$$Z_1 = \left(\sum_{i=1}^{m}(c.b_n + (W_n - u_n.b_n).tan\varphi).\frac{1}{m_\propto}\right) - \left(\sum_{i=1}^{m} W_n.sin \propto_n\right) \quad (3)$$

Trong đó: $m_\propto = \left(1 + \frac{tan\propto_n.tan\varphi}{K_{at}}\right).cos \propto_n$ (4)

K_{at}, W_n, u_n, c, φ, α_a, b_n : lần lượt là hệ số an toàn mái dốc, trọng lượng thỏi đất, áp lực nước lỗ rỗng, lực dính đơn vị, góc nội ma sát, góc theo phương ngang và phương cung trượt, bề rộng của thỏi đất.

Các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu đất, nước và kích thước của công trình được lấy từ kết quả phân tích xác suất - thống kê của các số liệu thu thập và khảo sát tại công trình phù hợp với trạng thái và thời điểm tính toán.

b. Hàm tin cậy tường kè bị trượt phẳng

Hàm tin cậy trượt phẳng của kè được xây dựng từ công thức tính ổn định trượt tại mặt tiếp xúc giữa đáy tường kè và nền, có xét đến lực dính và lực ma sát trên mặt phá hoại [7].

$$Z_2 = (\sum G - W_t).f + C.A - \sum P \qquad (5)$$

Trong đó: thành phần lực ma sát $(\sum G - W_t).f$ và lực dính C.A trên mặt phá hoại được xem là hàm sức chịu tải, thành phần lực gây trượt $\sum P$ được xem là biến tải trọng trong hàm tin cậy.

Tương tự như tính ổn định mái dốc, các chỉ tiêu để tính trọng lượng công trình ($\sum G$), tính lực thấm (W_t), tính hệ số ma sát (f), tính lực dính đơn vị (C) phải là các giá trị xác định từ các tài liệu quan trắc khảo sát hiện trường tại thời điểm tính toán.

c. Hàm tin cậy tường kè bị lật

Tường kè có khả năng bị lật quanh một trục ở chân phía lòng sông khi tổng mô men chống lật $\sum M_{cl}$ nhỏ hơn tổng mô men gây lật $\sum M_{gl}$ [7]. Hàm tin cậy của cơ chế sự cố tường kè bị lật được thành lập theo công thức:

$$Z_3 = \sum M_{cl} - \sum M_{gl} \qquad (6)$$

Trong đó: tổng mô men chống lật $\sum M_{cl}$ được xem như hàm sức chịu tải, tổng mô men gây lật là biến tải trọng. Các biến ngẫu nhiên để tính các giá trị mô men như: mực nước sông, dung trọng của bê tông, kích thước của tường kè, các chỉ tiêu cơ lý của nền,... được xác định từ các tài liệu quan trắc về công trình trong nhiều năm, tài liệu khảo sát và tài liệu đánh giá hiện trạng công trình ở thời điểm tính toán.

d. Hàm tin cậy độ bền kết cấu kè

Kết cấu thân kè là kết cấu không gian đã suy biến, cơ chế phá hoại xảy ra thuộc loại phá hoại không quy luật. Hàm tải trọng là hàm thực nghiệm được thiết lập từ các kết quả phân tích nội lực của các đoạn kè đã được chọn để kiểm tra. Hàm sức chịu tải cũng là một hàm thực nghiệm được thiết lập từ các giá trị nội lực hiện hữu của kè thống kê được từ các số liệu quan trắc và khảo sát bằng phương pháp lấy mẫu không phá hoại ở các đoạn kè được chọn để kiểm tra. Tham số chung của hàm tải trọng và hàm sức chịu tải trong một trạng thái làm việc là cao trình mực nước sông trước kè thông qua cột nước thấm tác dụng vào kè (h_t).

Trong trường hợp mực nước ngầm sau kè thay đổi, tiến hành xác định các ngoại lực tác dụng lên thân kè rồi xác định mô men uốn lên các bộ phận của kè (trường hợp xét bài toán phẳng thì M_{tt} là mô men uốn tại các thanh ngang: đáy và đỉnh kè và thanh đứng: hai thành bên). Hàm tải trọng (M_{tt}) là hàm của các giá trị mô men thân kè thay đổi theo cột nước thấm tác dụng vào kè. Luật phân bố xác suất của mô men uốn được xác định theo các phương pháp trong thống kê: M_{tt} (μ_{Mi}, σ_{Mi})

Kỳ vọng của mô men uốn:

$$\mu_{Mi} = \sum_{i=1}^{n} \frac{M_i}{n} \qquad (7)$$

Độ lệch chuẩn của mô men uốn:

$$\sigma_{Mi} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(M_i - \mu_{Mi})}{(n-1)}} \qquad (8)$$

Trong đó: M_i là mô men uốn lớn nhất tại một vị trí của kè tính trong trường hợp cột nước sông phía trước kè là h_i; n là số trường hợp tính toán.

Hàm độ bền (M_{gh}) là hàm mô men chịu uốn giới hạn của thân kè, phụ thuộc cốt thép (cường độ chịu kéo, diện tích cốt thép), bê tông (cường độ chịu nén), chiều dày tường kè và kích thước mặt cắt kết cấu kè. Giá trị M_{gh} thay đổi theo các đại lượng phụ thuộc nêu trên, các đại lượng này được xác định bằng thí nghiệm hiện trường tại thời điểm đánh giá, từ đó xác định được các đặc trưng thống kê và luật phân bố xác suất của M_{gh} (μ_{Mgh} , σ_{Mgh}) được xác định giống như của M_{tt} theo hai công thức (7) và (8). Hàm tin cậy kiểm tra độ bền của kè Z_4 được viết theo công thức:

$$Z_4 = M_{gh} - M_{tt} \qquad (9)$$

2.2.3. Tính xác suất an toàn của công trình kè theo lý thuyết độ tin cậy cấp độ II

Khi tính toán độ tin cậy theo cấp độ II, luật phân bố xác suất của các biến ngẫu nhiên trong hàm tin cậy là phân bố chuẩn hoặc đã được biến đổi về dạng phân bố chuẩn, hàm tin cậy là hàm tuyến tính hoặc được biến đổi gần đúng về hàm tuyến tính. Với hàm tin cậy như công thức (2), trong đó: hàm tải trọng N và hàm sức chịu tải R có phân bố phù hợp với quy luật phân bố chuẩn thì hàm mật độ xác suất của chúng có dạng (10).

$$f(N) = \frac{1}{\sigma_N\sqrt{2\pi}}.\exp\left[-\frac{1}{2}.\left(\frac{N-\overline{N}}{\sigma_N}\right)^2\right], \qquad -\infty < N < \infty \qquad (10)$$

$$f(R) = \frac{1}{\sigma_R\sqrt{2\pi}}.\exp\left[-\frac{1}{2}.\left(\frac{R-\overline{R}}{\sigma_R}\right)^2\right], \qquad -\infty < R < \infty \qquad (11)$$

Kỳ vọng của hàm Z được thành lập từ kỳ vọng toán học của N và R cũng có dạng phân bố chuẩn:

$$\overline{Z} = \overline{R} - \overline{N} \qquad (12)$$

Độ lệch chuẩn của hàm Z được tính theo công thức:

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_N^2 + \sigma_R^2} \qquad (13)$$

Xác suất đảm bảo an toàn cho công trình không bị phá hoại là:

$$Pat = P(Z > 0) = \int_0^{\infty} \frac{1}{\sigma_Z\sqrt{2\pi}}.\exp\left[-\frac{1}{2}.\left(\frac{Z-\overline{Z}}{\sigma_Z}\right)^2\right].dZ \qquad (14)$$

Xác suất sự cố của từng cơ chế sự cố (P_{sc}) được xác định theo công thức:

$$P_{sc} = 1 - P_{at} \qquad (15)$$

Đánh giá xác suất an toàn các đoạn kè trong hệ thống công trình kè bằng cách lập ma trận xác suất làm việc an toàn của các đoạn kè trong hệ thống công trình kè như bảng 3, với giả thiết có n đoạn trong hệ thống và m cơ chế sự cố xảy ra với từng đoạn kè đó. Nếu các sự cố liên kết với nhau theo cổng "hoặc", xác suất an toàn của công trình thứ i: P_{at}^{CTi} xác định theo công thức (16) [3].

$$P_{at}^{CTi} = 1 - \sum_{j=1}^{m}(1 - P_{ij}) \quad (16)$$

Nếu các sự cố liên kết với nhau theo cổng "và", xác suất an toàn của công trình thứ i: P_{at}^{CTi} xác định theo công thức (15) [3].

$$P_{at}^{CTi} = 1 - \prod_{j=1}^{m}(1 - P_{ij}) \quad (17)$$

Trong đó: P_{ij} - xác suất an toàn của từng cơ chế sự cố.

Bảng 3. Ma trận xác suất làm việc an toàn của các công trình trong hệ thống

Sự cố	Công trình 1	Công trình 2	Công trình 3	…..	Công trình n
1	P_{11}	P_{21}	P_{31}	…..	P_{n1}
2	P_{12}	P_{22}	P_{32}	…..	P_{n2}
3	P_{13}	P_{23}	P_{33}	…..	P_{n3}
4	P_{14}	P_{24}	P_{34}	…..	P_{n4}
…				…..	
m				…..	
Xác suất an toàn của công trình	P_{at}^{CT1}	P_{at}^{CT2}	P_{at}^{CT3}	…..	P_{at}^{CTn}

Xác suất an toàn của hệ thống công trình kè là xác suất tổng hợp của các đoạn kè trong hệ thống, nó phụ thuộc vào xác suất an toàn của các đoạn kè và tác dụng tương hỗ giữa các đoạn kè, trong đó các đoạn kè là những hệ kết cấu con. Xác suất an toàn của các hệ kết cấu con đã tính được theo cách trình bày ở trên, xác suất an toàn của hệ thống công trình kè được xác định từ các định lý cộng và nhân xác suất.

2.2.4. Phân tích hạn chế của lý thuyết độ tin cậy

Các bài toán tính độ tin cậy của các công trình và hệ thống công trình kè trình bày ở trên là các bài toán tính theo lý thuyết độ tin cậy cấp độ II, trong đó đã sử dụng định lý giới hạn trung tâm của lý thuyết xác suất. Điều kiện để ứng dụng định lý này là: hàm phá hoại phải là hàm tuyến tính, các biến ngẫu nhiên tuy rằng không nhất thiết phải như nhau và độc lập nhưng mỗi biến này không giữ vai trò quá lớn trong hàm (trong nghiên cứu này coi các biến ngẫu nhiên có cùng luật phân bố chuẩn). Các tính toán xác suất an toàn kè có nhiều trường hợp không phù hợp với giả định này. Trong các hàm mô tả cơ chế phá hoại (Z) ở bảng 2 và mục 2.2.2 có những biến ngẫu nhiên không thể coi là các biến độc lập và phân bố không phải là phân bố chuẩn, hơn nữa một số hàm Z lại là hàm phi tuyến nên rất khó để tìm được luật phân bố xác suất của hàm Z và cũng không thể coi Z là hàm của nhiều biến ngẫu nhiên có phân bố chuẩn. Hiện trạng quan trắc cũng như tài liệu thống kê của các công trình kè lưu trữ vẫn còn nhiều bất cập, nhiều công trình không có thiết bị quan trắc hoặc có nhưng thực hiện các đo đạc không liên tục. Phân tích số liệu ở đa số công trình kè cho thấy phần lớn các liệt quan sát của các số liệu chưa đủ dài để đáp ứng độ chính xác theo bài toán thống kê. Thêm vào đó kết quả phân tích thống kê các số liệu về quan trắc mực nước, cột nước thấm và chuyển vị theo 2 phương (đứng và ngang),… cho thấy các biến này

hầu như không tuân theo luật phân bố chuẩn. Như vậy việc áp dụng lý thuyết độ tin cậy để thực hiện các bài toán xác suất ở cấp độ II cho các tính toán an kè bảo vệ bờ sông vẫn còn nhiều hạn chế, cần tiếp tục nghiên cứu. Các tính toán theo cấp độ III là để tìm ra độ tin cậy của công trình trong những trường hợp này, và để giải bài toán có thể dùng phương pháp giải tích hoặc phương pháp Monte Carlo.

Phương pháp Monte Carlo cho phép tạo các quan sát của hàm Z để từ đó đưa đến các bài toán ước lượng khoảng tin cậy cho xác suất mất an toàn. Sử dụng phương pháp Monte - Carlo để tạo lập rất nhiều biến ngẫu nhiên (ký hiệu là ξ) trong hàm tin cậy Z theo đúng luật phân bố xác suất của các biến đó. Biến ngẫu nhiên ξ được tạo ra từ hàm ngược $F^{-1}(R)$ của hàm phân bố xác suất F(x) [5].

$$\xi = F^{-1}(R) \quad (18)$$

Trong đó: R là số ngẫu nhiên có phân bố đều trong khoảng (0,1). Có nhiều phương pháp để tạo R, một số ngôn ngữ lập trình của máy tính (C, Pascal,...) đã xây dựng các hàm tạo các số ngẫu nhiên R, khi tính toán trong excel dùng hàm R(x) tạo số ngẫu nhiên.

Các bước thực hiện gồm: (i) tạo các số ngẫu nhiên R (0,1) và (ii) thể hiện các biến ngẫu nhiên theo đúng luật phân bố xác suất.

Khi biết luật phân bố xác suất và các đặc trưng thống kê của biến ngẫu nhiên là có thể kéo dài các số liệu quan sát về biến ngẫu nhiên đó, một số luật phân bố xác suất thường gặp: luật phân bố chuẩn, loga chuẩn, mũ, Rayleigh, Weibull và gamma.

Tương tự như tính xác suất an toàn của công trình với bài toán cấp độ II, lập bảng ma trận xác suất sự cố (bảng 3) với từng đoạn kè và tính xác suất an toàn của từng đoạn kè căn cứ vào mối liên kết "hoặc", "và" giữa các cơ chế sự cố của công trình. Do đó, xác suất an toàn của công trình được tính theo các công thức (14) hoặc (15).

Bài toán tính xác suất an toàn của công trình kè theo phương pháp Monte Carlo có thể áp dụng vào các tính toán ổn định và độ bền của các công trình kè trong trường hợp các biến và các hàm ngẫu nhiên có luật phân bố bất kỳ, các biến ngẫu nhiên phụ thuộc vào nhau, hàm tin cậy Z có thể là tuyến tính hoặc phi tuyến.

Về nguyên lý, bài toán cấp độ III được lập là áp dụng được cho các bài toán tính ổn định và độ bền công trình kè sông cũng như các nghiên cứu của bài toán cấp II khi thiết lập được hàm tin cậy Z.

3. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Bài báo trình bày cách tính toán ước lượng xác suất mất an toàn và độ tin cậy công trình kè bảo vệ bờ sông bằng cách tiếp cận xác suất ở mức độ II và giới thiệu phương pháp Monte Carlo. Công cụ dùng trong phương pháp thiết kế ngẫu nhiên là toán xác suất thống kê, các tính toán công trình xây dựng phổ biến nằm trong khuôn khổ lý thuyết độ tin cậy.

Các nội dung của bài báo là kết quả nghiên cứu mới, góp phần xây dựng phương pháp tính toán chỉ ra được đoạn kè nào là mất an toàn nhất, độ tin cậy là bao nhiêu trên hệ thống công trình kè đã xây dựng phục vụ cho việc cải tạo, nâng cấp và thiết kế xây dựng mới. Những vấn đề trình bày trong bài báo này sẽ được tác giả cụ thể hóa trong bài báo sắp tới sẽ giới thiệu về các kết quả bước đầu tính toán ước lượng xác suất mất an toàn và độ tin cậy công trình kè sông Nam Bộ./.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Mai Văn Công, (2005), Thiết kế công trình theo lý thuyết ngẫu nhiên và phân tích độ tin cậy, *Nhà xuất bản Xây Dựng*.
2. Nguyễn Văn Mạo, Nguyễn Hữu Bảo, Nguyễn Lan Hương, (2014), Cơ sở tính độ tin cậy an toàn đập, *Nhà xuất bản Xây Dựng*.
3. Nguyễn Văn Vi, (2017), Độ tin cậy của các công trình bến cảng, *Nhà xuất bản Giao Thông Vận Tải*.
4. Nguyễn Văn Vi, (2017), Phương pháp mô hình hóa thống kê từng bước trong tính toán độ tin cậy của các công trình bến cảng, *Nhà xuất bản Giao Thông Vận Tải*.
5. Nguyễn Quí Hỷ, (2002), Phương pháp mô phỏng số Monte Carlo, *Nhà xuất bản Đại học Quốc Gia Hà Nội*.
6. J.K. Virijling and Pieter Van Gelder, (2002), Probabilistic design in hydraulic engineering, *TU Delft*.
7. Ngô Trí Viềng, Nguyễn Chiến, Nguyễn Văn Mạo, Nguyễn Văn Hạnh, Nguyễn Cảnh Thái, (2004), Thủy công tập 1, *Nhà xuất bản Xây Dựng*.
8. Bộ NN&PTNT, (2014), Công trình thủy lợi - Yêu cầu thiết kế theo độ tin cậy, *Tiêu chuẩn quốc gia, TCVN 9905*.

THỰC TRẠNG VÀ ĐỊNH HƯỚNG CÁC GIẢI PHÁP BẢO VỆ BỜ BIỂN Ở ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG

The situation of exist coastal protection solutions in the Mekong Delta and orientation of sustainable solutions in the future

PGS. TS. Trần Bá Hoằng, ThS. Lê Thanh Chương, ThS. Lê Xuân Tú
Viện khoa học Thủy lợi miền Nam

TÓM TẮT: *Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu, đánh giá một số giải pháp bảo vệ bờ biển đã áp dụng ở khu vực đồng bằng sông Cửu Long. Đề xuất giải pháp phi công trình, công trình để bảo vệ bờ biển và phục hồi hệ sinh thái ven biển đồng thời giới thiệu một số giải pháp mới trong nước và thế giới đang nghiên cứu thử nghiệm.*

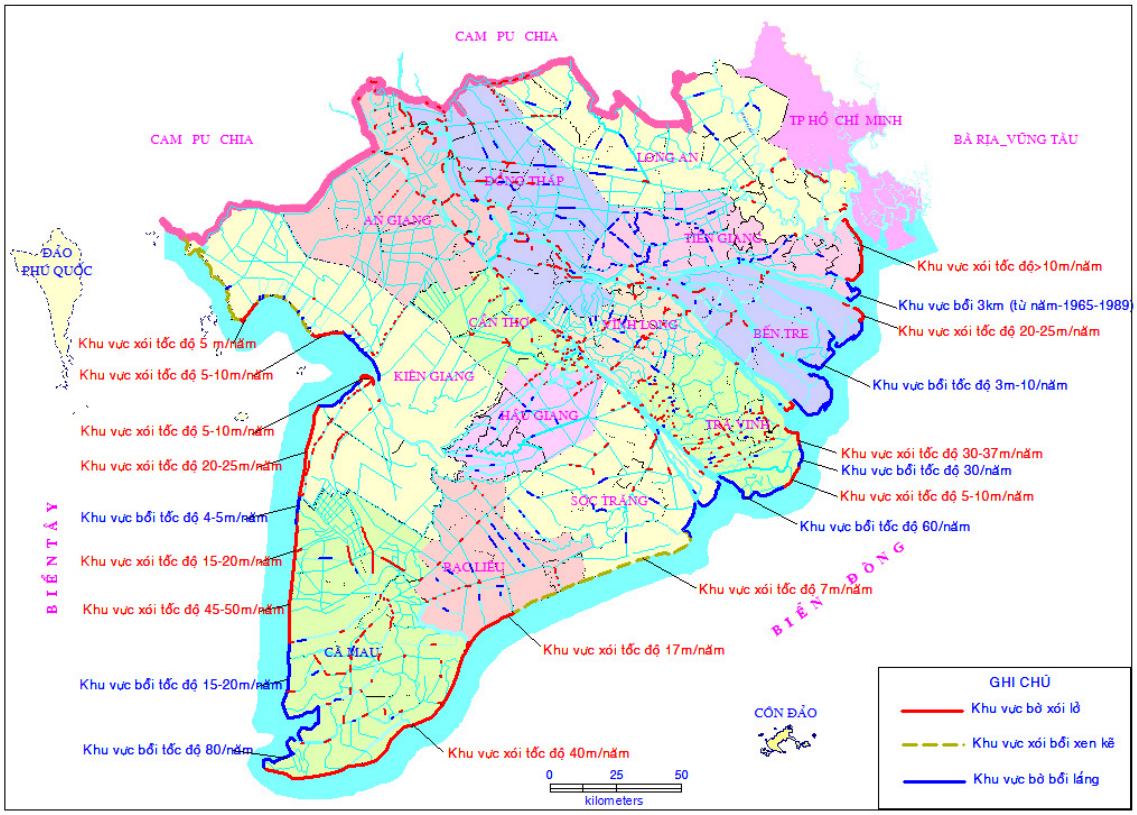
Từ khóa: Xói lở, bảo vệ bờ biển, đê giảm sóng, rừng ngập mặn, đồng bằng sông Cửu Long

ABSTRACT: *The paper presents the assessment results of some coastal protection solutions which were applied in the Mekong Delta region. Proposing structures and non-structural solutions protect the coast and restore coastal ecosystems and introducing some new solutions are being studied and tested in the coastal Mekong Delta and the world.*

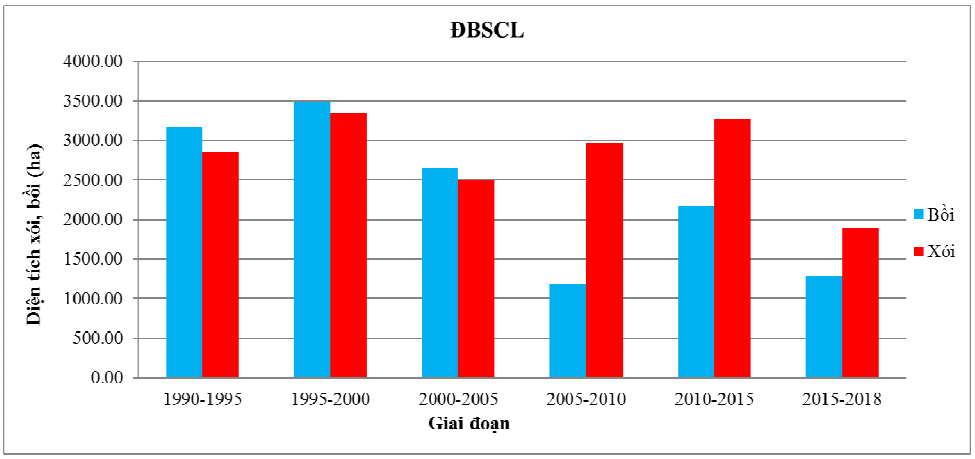
Keywords: Erosion, coastal protection, breakwater, mangrove forest, Mekong Delta

1. THỰC TRẠNG SẠT LỞ VÀ CÔNG TRÌNH BẢO VỆ BỜ BIỂN

Dải ven biển Nam Bộ từ Tp. Hồ Chí Minh đến Kiên Giang với chiều dài bờ biển khoảng 774km. Qua điều tra, thống kê các tài liệu lịch sử, tổng hợp kết quả của các nghiên cứu trước cho thấy biến động hình thái dải ven biển trong khu vực này hết sức phức tạp. Kết quả phân tích xói bồi bờ biển trong giai đoạn 1990-2015 được thể hiện trên hình 1. Các khu vực bị xói lở mạnh nhất phải kể đến: Khu vực Gò Công- Tiền Giang, Thừa Đức, Thạnh Hải – Bến Tre, Hiệp Thạnh – Trà Vinh, Gành Hào- Bạc Liêu, Bờ biển Đông và bờ biển Tây tỉnh Cà Mau.



Hình 1. Bản đồ phân tích xói bồi bờ biển ĐBSCL giai đoạn 1990-2015



Hình 2. Diện tích xói bồi bờ biển ĐBSCL trong các giai đoạn từ 1990 đến 2018

Có nhiều giải pháp đang được sử dụng để bảo vệ bờ biển và rừng ngập mặn ở Đồng bằng sông Cửu Long bao gồm các giải pháp bảo vệ bờ trực tiếp như: kè lát mái bằng cấu kiện bê tông lắp ghép, đá đổ, rọ đá, tường bê tông cố thép…và các giải pháp giảm sóng xa bờ như: đê mềm Geotube, cọc ly tâm, đê trụ rỗng, hàng rào tre chữ T của GIZ. Với giải pháp kè lát mái thì chỉ bảo vệ mái bờ, không bảo vệ

bãi biển dẫn đến xói mòn bãi vẫn diễn ra do đã từng bị xói mòn nghiêm trọng. Hàng rào (chữ T, chữ I bằng vật liệu địa phương - tre, tràm, bó cây) có thể bẫy trầm tích nhưng thời gian tồn tại ngắn do đó cần phải duy tu bảo dưỡng thường xuyên, không nên áp dụng trong các khu vực xói mòn nghiêm trọng mà không kết hợp biện pháp khác. Với giải pháp đê mềm Geotube, ưu điểm là thi công nhanh, sử dụng vật liệu tại chỗ. Tuy nhiên, nhược điểm là tuổi thọ công trình không cao vì đê mềm dạng túi nên khi chịu tác động trực tiếp của sóng, tia cực tím và tác động của con người sẽ dẫn đến hư hỏng túi và cát bị tràn ra ngoài dẫn đến cao trình đỉnh đê không đảm bảo chức năng làm việc giảm sóng và chi phí cho duy tu và bảo dưỡng cao và thường xuyên, thêm vào đó dạng đê này không có sự trao đổi môi trường nước trước và sau đê như đê Getube ở Nhà Mát - Bạc Liêu. Giải pháp cọc ly tâm được sử dụng khá phổ biến ở Cà Mau, qua quan sát theo dõi trong những năm gần đây cho thấy công trình này hoạt động tương đối ổn định, đảm bảo yêu cầu bảo vệ bờ biển và phát triển rừng ngập mặn. Tuy nhiên, giá thành tương đối cao. Hiện nay, đê trụ rỗng đã được làm thử nghiệm ở Cà Mau, kết cấu khá ổn định, khả năng giảm sóng, gây bồi phía sau công trình tương đối tốt.

Geotube ở Nhà mát- Bạc liêu (2016)

Hàng rào tre bị hư hỏng ở phía Bắc Hòn Đá Bạc – Cà Mau (2019)

Kè Gành Hào bị sạt lở (2017)

Hình 3. Một số giải pháp bảo vệ bờ biển bị hư hỏng ở ĐBSCL

Khi áp dụng các loại công trình đê chắn sóng với kết cấu như trên cho bảo vệ rừng ngập mặn thì nhược điểm của các công trình này là hoặc quá kín không cho

trao đổi phù sa, chất dinh dưỡng giữa môi trường trong và ngoài công trình hoặc tuổi thọ công trình ngắn không thể ổn định được trước điều kiện cực trị của sóng biển, hoặc giá thành công trình rất cao, chưa có sựu kết hợp đồng bộ nhiều giải pháp dẫn đến hiệu quả bảo vệ bờ và tạo bãi còn nhiều hạn chế.

Các nhược điểm này đều dẫn đến việc bảo vệ bờ biển và khôi phục rừng ngập mặn gặp nhiều khó khăn. Đặc biệt trong những khu vực rừng ngập mặn đang bị suy thoái rất cần những giải pháp hiệu quả để khôi phục rừng ngập mặn, giúp cây ngập mặn có thể phát triển một cách bền vững để bảo vệ môi trường và dải ven biển và đồng bằng sông Cửu Long.

2. ĐỊNH HƯỚNG CÁC GIẢI PHÁP BẢO VỆ BỜ BIỂN Ở ĐBSCL

2.1. Định hướng chung

- Giải pháp phi công trình (quản lý tổng hợp và phát triển bền vững dải ven biển) cần phải được chú trọng trong giai đoạn hiện nay, do việc khai thác thuỷ hải sản, phá rừng ngập mặn để nuôi trồng thuỷ sản…. đã và đang huỷ hoại đai rừng ngập mặn, góp phần gia tăng sự suy thoái của dải rừng ngập mặn ven biển.

- Giải pháp công trình cần tập trung cho những khu vực mất đất, rừng với tốc độ sạt lở lớn, khó có khả năng khôi phục và là những khu vực tập trung dân cư, cơ sở hạ tầng.

2.2. Giải pháp phi công trình

Cần phục hồi rừng ngập mặn, trồng rừng ngập mặn phù hợp ở các vị trí có khả năng tái sinh rừng. Ngăn cấm sự can thiệp của con người vào rừng ngập mặn (phá rừng nuôi tôm, xây dựng nhà cửa, đào ao nuôi trồng thủy sản, vv...) đặc biệt là phía ngoài đê biển hoặc áp dụng các mô hình khai thác phù hợp, nâng cao nhận thức về lợi ích do rừng ngập mặn trong việc bảo vệ bờ biển, đất đai, mang lại sinh kế cho người dân địa phương, khuyến khích mô hình đồng quản lý rừng ngập mặn như ở thôn Âu Thọ B - Sóc Trăng trong dự án của GIZ.

Từng bước hạn chế và tiến tới hạn chế tối đa khai thác cát, khai thác nước ngầm (do gây sạt lở, lún sụt, ngập lụt…đã ở mức báo động cao).

Hợp tác với các nước thượng nguồn sông Mekong để khai thác nguồn nước đồng thời hạn chế gây ảnh hưởng xấu tới các nước hạ nguồn. Nghiên cứu giải pháp hiệu quả bẫy bùn cát cho dải bờ biển. Cần xây dựng và hoàn thiện khung pháp lý và hướng dẫn sử dụng và phân vùng cho khu vực ven biển ven biển (phân vùng chức năng ven biển) và quản lý tổng hợp vùng ven biển. Việc thực hiện các biện pháp bảo vệ bờ biển cần có không gian và có quy hoạch hợp lý, trong khi đó hiện nay không gian dọc theo bờ biển bị phân chia và đang được quản lý sử dụng theo nhiều thành phần khác nhau.

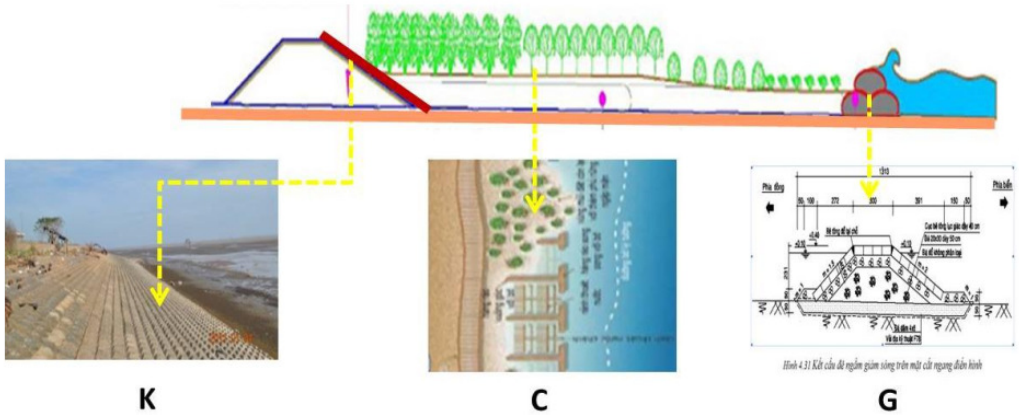
2.3. Giải pháp tổng thể chống xói lở bảo vệ bờ biển

Các giải pháp chống xói lở, bảo vệ bờ biển thông thường được chia làm hai nhóm là: nhóm giải pháp công trình cứng và nhóm giải pháp mềm. Nhóm các giải pháp cứng bao gồm: kè biển, kè mỏ hàn, đê ngầm phá sóng, kè mỏ hàn kết hợp đê ngầm phá sóng. Các giải pháp mềm bao gồm: nuôi bãi, trồng rừng ngập mặn, và đụn cát. Giải pháp tổng thể chống xói lở bờ biển cần được kết hợp nhiều giải pháp trên và tùy theo điều kiện cụ thể từng khu vực để lựa chọn các giải pháp kết hợp cho phù hợp. Có thể phân chia giải pháp bảo vệ bờ biển thành các loại như sau:

Loại 1: Kè lát mái (K): Đê và kè lát mái bảo vệ đê, bờ biển bằng các khối bê tông hoặc đá lát.

Loại 2: Đê giảm sóng, gây bồi (G): Đê giảm sóng, gây bồi có thể xây dựng bằng cọc, cừ BTCT (G1), cấu kiện bê tông lắp ghép (G2), bằng đá đổ (G3), bar cát hay doi cát (G4), túi vải địa kỹ thuật (Geotube -G5) hay bằng hàng rào cọc tre, cọc tràm kết hợp bó cành cây (G6).

Loại 3: Trồng rừng ngập mặn (C).

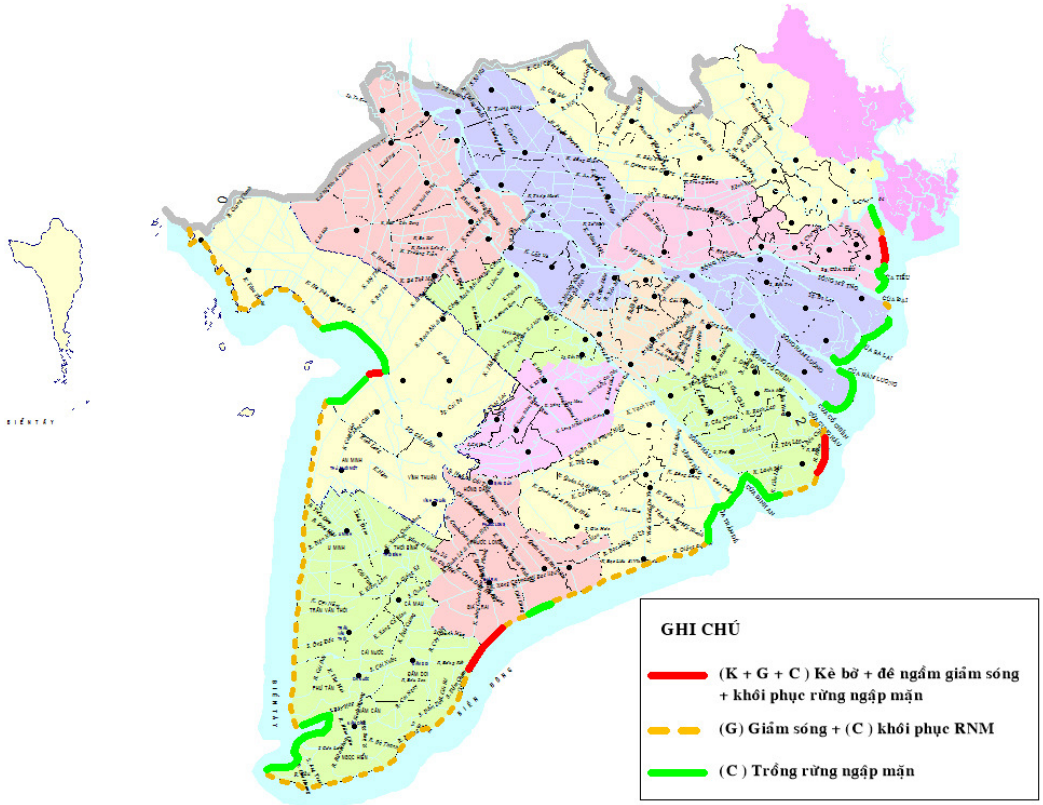


Hình 4. Giải pháp bảo vệ bờ biển đa tầng

Từ những tổng kết đánh giá của các dự án đã thực hiện, rút ra một số lưu ý trong thực hiện giải pháp kết hợp công trình giảm sóng và gây bồi như sau: Hình thức gây bồi và trồng rừng lấn biển: nên thực hiện theo hình thức lấn dần từng bước theo từng giai đoạn, trình tự từ trong ra ngoài; Giải pháp công trình giảm sóng gây bồi: nên áp dụng dạng công trình ngắn hạn, đơn giản, sử dụng vật liệu địa phương (như cừ tràm, cây tre, bó cành cây…) nhằm giảm sóng và điều tiết lưu tốc dòng chảy hoặc các dạng kết cấu sử dụng vật liệu nhẹ, có thể tận dụng lại và dễ dàng tháo dỡ, di chuyển và lắp đặt; Giải pháp nuôi bãi cũng cần được nghiên cứu, thử nghiệm.

Giải pháp công trình ở những khu vực xói lở mạnh, sóng lớn, cần xem xét giải pháp công trình cứng để giảm sóng phía ngoài (đê giảm sóng bằng cọc ly tâm ở Cà Mau) và phía bên trong sử dụng vật liệu địa phương (hàng rào tre, tràm…) giảm sóng, giảm vận tốc dòng chảy. Giải pháp công trình ngoài nhiệm vụ gây bồi cần có mục tiêu khôi phục rừng ngập mặn. Để khôi phục rừng ngập mặn, phải đảm bảo tốc độ bồi lắng không quá nhiều, bồi lắng được cả phù sa hạt mịn có nhiều dinh dưỡng để cây ngập mặn có thể phát triển. Chỉ nên áp dụng các giải pháp kiên cố tại những khu vực mà các giải pháp mềm không thể thực hiện được.

Từ kết quả nghiên cứu tổng thể về xói lở bờ biển và các giải pháp công trình đưa ra định hướng các giải pháp cơ bản cho từng vùng cụ thể được thể hiện trên hình 4. Trong đó, các khu vực sóng lớn bờ biển bị xói lở mạnh, đê trực diện với biển thì cần kết hợp nhiều giải pháp (K+G+C). Với những khu vực đê biển nằm bên trong bên ngoài còn rừng ngập mặn nhưng chiều dày mỏng (<150m) thì áp dùng giải pháp (G+C). Những khu vực bồi tụ thì cần trồng và phát triển rừng ngập mặn (C).



Hình 5. Định hướng giải pháp bảo vệ cho từng vùng

3. MỘT SỐ GIẢI PHÁP ĐÊ GIẢM SÓNG BẢO VỆ BỜ BIỂN ĐANG NGHIÊN CỨU VÀ ÁP DỤNG THỬ NGHIỆM

3.1 . Giải pháp đê rỗng kết cấu cứng

Để nâng cao hiệu quả bảo vệ bờ biển cho các khu vực xói lở mạnh cần các giải pháp công trình giảm sóng gây bồi với chức năng chính là: công trình có hiệu quả giảm sóng, có tính thấm để tăng khả năng tiêu tán năng lượng sóng, giảm sóng phản xạ gây xói chân công trình, có thể cho bùn cát trao đổi trước và sau công trình, dòng chảy có thể ra vào theo triều nhưng vận tốc nhỏ tạo điều kiện bồi lắng bãi phía sau công trình, trong đó với dạng công trình cứng thì đê giảm sóng xa bờ có kết cấu rỗng đang là một trong những giải pháp được nghiên cứu và ứng dụng bởi khả năng trao đổi trầm tích và bẫy bùn cát. Một số giải pháp đã áp dụng cho kết quả thành công bước đầu như: cọc ly tâm kết hợp đá đổ, đê trụ rỗng áp dụng ở Cà Mau, sau khi thử nghiệm lần đầu đã cải tiến và hiện nay đang phát huy hiệu quả giảm sóng, gây bồi lắng sau công trình và khôi phục rừng ngập mặn. Năm 2018 công ty Busadco đã ứng dụng giải pháp đê giảm sóng cấu kiện rỗng cốt phi kim tại bờ biển Tây Cà Mau trong dự án xử lý sạt lở cấp bách, bước đầu cho thấy công trình ổn định và thi công nhanh, tuy nhiên cần có thời gian để quan trắc đánh giá hiệu quả của công trình.

Đê trụ rỗng (Viện thủy công)

Cọc ly tâm kết hợp đá đổ (Cà Mau)

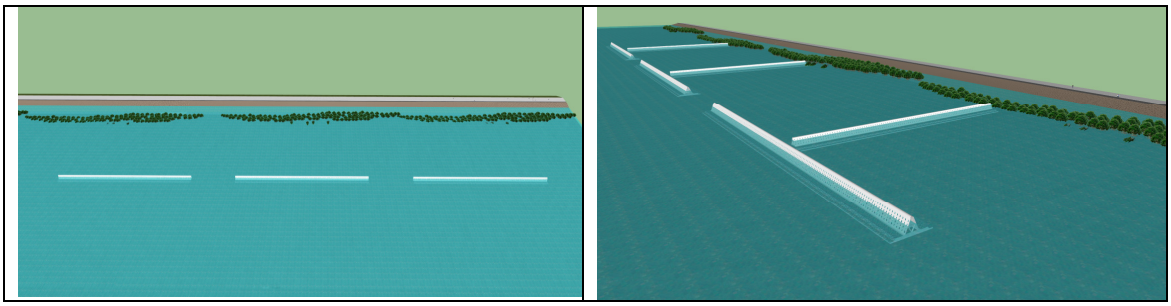
Đê giảm sóng cấu kiện rỗng (Busadco)

Cấu kiện rỗng lắp ghép (Busadco)

Hình 6. Các giải pháp bảo vệ bờ biển đã áp dụng ở ĐBSCL

Một số kết quả nghiên cứu bước đầu của cụm đề tài sạt lở bờ biển ĐBSCL của Viện Khoa học Thủy Lợi Việt Nam đưa ra một số cấu kiện bê tông cốt thép đúc sẵn có lỗ rỗng ghép lại thành tuyến đê. Viện khoa học Thủy lợi Miền Nam đã ứng dụng trong công trình bảo vệ bờ biển Cồn Cống – Tiền Giang năm 2019, các cấu kiện này được đúc sẵn tại nhà máy và vận chuyển đến vị trí xây dựng công trình để lắp ghép tạo thành các tuyến đê giảm sóng với sơ đồ bố trí không gian công trình dạng song song với bờ hay đê giảm sóng chữ T như hình 7. Tuy nhiên, để gây bồi hiệu quả cần xem xét giải pháp cứng kết hợp với hàng rào chữ T nhằm giảm sóng, giảm vận tốc dòng chảy kích thích bồi lắng.

Hình 7. Đê giảm sóng kết cấu rỗng tại Cồn Cống – Tiền Giang, 2019



Hình 8. Bố trí không gian đê giảm sóng song song với bờ và đê giảm sóng dạng chữ T

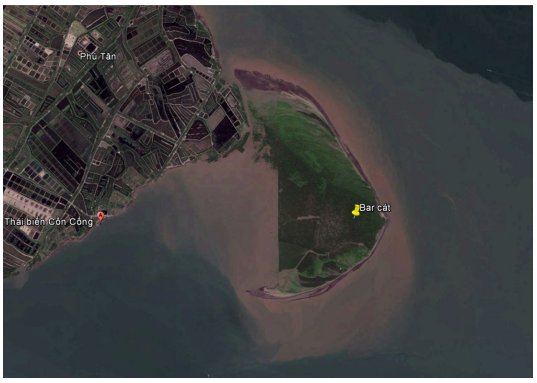
3.2 . Giải pháp bảo vệ bờ bằng đê mềm bar cát hay doi cát

Một giải pháp mềm hiện nay đang được áp dụng khá phổ biến ở các nước phát triển là giải pháp nuôi bãi. Giải pháp thay thế để bảo vệ các đường bờ đang xói lở là nuôi dưỡng bãi trước. Nuôi bãi được xem như là cách tiếp cận gần gũi với tự nhiên trong việc đối phó với xói lở bờ

biển, bằng cách thay thế nhân tạo lượng trầm tích bị thiếu hụt bởi khối lượng cát mịn tương ứng cho một đoạn bờ biển nhất định. Lợi ích của việc nuôi bãi đến từ khả năng tiêu tán năng lượng sóng. Sóng bị tiêu tán năng lượng trong quá trình leo lên bờ biển. Ý tưởng đằng sau việc nuôi bãi bãi biển là biến bãi biển xói mòn thành bãi biển rộng hơn có khả năng làm suy giảm và tiêu tán năng lượng sóng. Một trong số đó là giải pháp bar cát hay doi cát là tạo ra các đê giảm sóng xa bờ bằng bãi cát nhân tạo để giảm sóng và dòng chảy tác động vào bờ biển đồng thời có thể khôi phục lại hệ sinh thái trên các bar cát này. Ở ĐBSCL các bar cát cũng hình thành và phát triển tự nhiên tại một số khu vực như: Cồn Ngoài – Tân Phú Đông, Tiền Giang; Khai Long – Đất mũi, Cà Mau; hay một số doi cát đang phát triển dọc theo bờ biển tỉnh Bến Tre, Trà Vinh, Sóc Trăng.

Bar cát năm 1996

Bar cát năm 2009

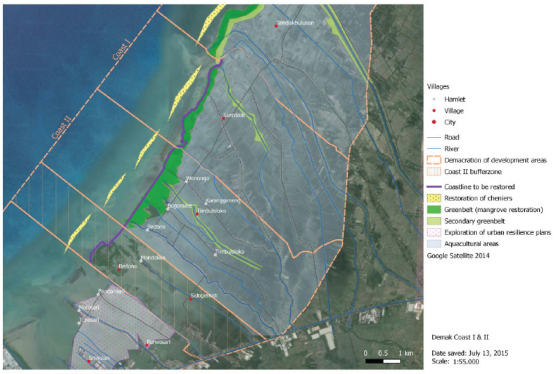


Bar cát năm 2014

Bar cát năm 2018

Hình 9. Sự hình thành bar cát tại Cồn Ngoài – Tân Phú Đông, Tiền Giang

Trên thế giới giải pháp bar cát đã được áp dụng thành công để bảo vệ bờ biển ở ở Demak, Bắc Java, Indonesia và khôi phục rừng ngập mặn phía sau, hay giải pháp Sand Engine ở Hà lan (hình 10) để nuôi bãi và sử dụng năng lượng sóng và dòng ven bờ tự nhiên để phân bố lại trầm tích dọc bờ biển bảo vệ bờ biển và các đụn cát bị xói lở. Đây là những giải pháp mềm thân thiện với môi trường và dựa vào tự nhiên để xây dựng.

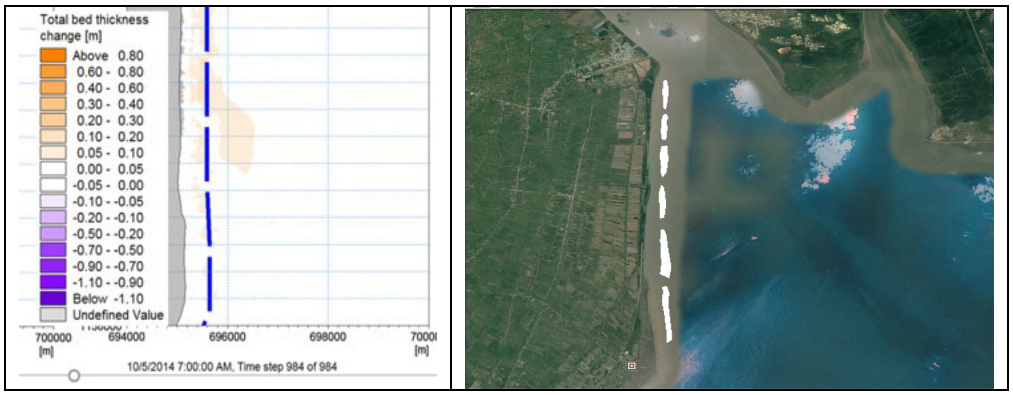


Nuôi bãi ở Demak, Indonesia
nguồn: Dự án LMDCZ

Sand Engine ở Hà Lan
nguồn: http://www.dmcii.com

Hình 10. Giải pháp nuôi bãi bảo vệ bờ biển trên thế giới

Ở ĐBSCL giải pháp này chưa được nghiên cứu áp dụng do đó cần có những dự án ngiên cứu, quan trắc sự phát triển của các bar cát tự nhiên từ đó tìm hiểu cơ chế hình thành và phát triển để có thể xây dựng thử nghiệm trong tương lai. Giải pháp bar cát đang được nghiên cứu và đề xuất bảo vệ bờ biển Gò Công - Tiền Giang, tuy nhiên với khu vực ĐBSCL nguồn vật liệu cát để nuôi bãi còn hạn chế do vậy cần tìm nguồn thay thế như đất nạo vét tại các kênh rạch, cửa sông, luồng tàu bị bồi lắng để xây dựng các đảo nhân tạo này.

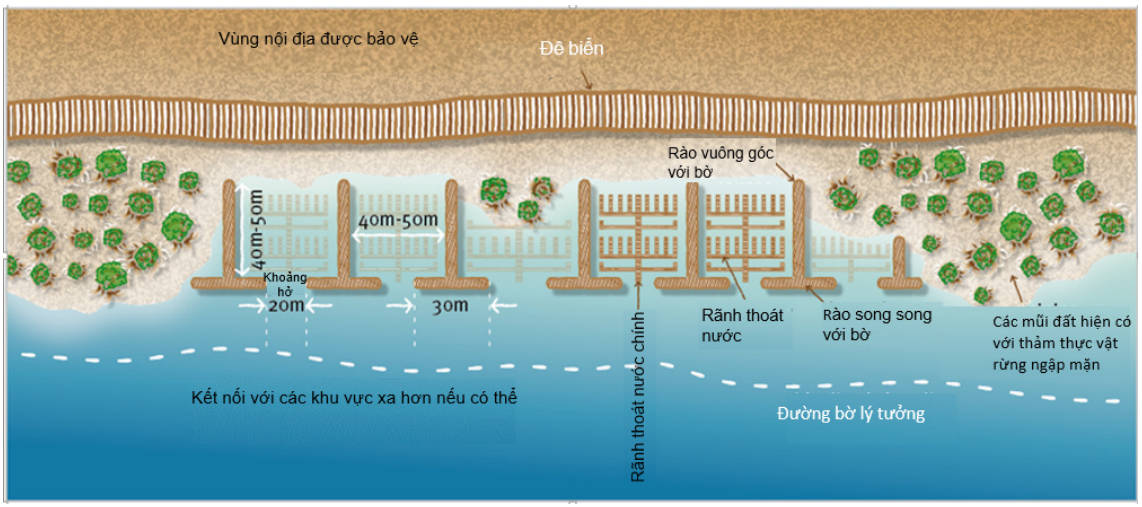


Hình 11. Nghiên cứu giải pháp bảo vệ bờ biển bằng bar cát ở Gò Công - Tiền Giang

3.3. Giải pháp gây bồi tạo bãi bằng vật liệu địa phương

Đối với khu vực ĐBSCL vật liệu đá, bê tông khá đắt đỏ do đó giải pháp sử dụng vật liệu địa phương như: cây tre, cây tràm, bó cành cây... để làm các đê giảm sóng là khá hiệu quả và có thể áp dụng rộng rãi với chi phí thấp. Tuy nhiên, giải pháp này chỉ phù hợp với khu vực chiều cao sóng nhỏ hoặc kết hợp với các công trình giảm sóng bên ngoài thì hiệu quả cao hơn như hình 3, đồng thời phải thường xuyên duy tu bảo dưỡng để công trình làm việc đúng chức năng. Để phục hồi các bãi trước bị xói lở, cách hiệu quả nhất để làm điều này dọc theo bãi bùn ven bờ là sử

dụng hàng rào chữ T cho nước xuyên qua, không cản trở đường vào của trầm tích mà còn tạo điều kiện nước yên tĩnh để lắng đọng trầm tích. Sự bố trí của hàng rào chữ T bao gồm một phần dọc bờ, làm giảm năng lượng sóng đến và một phần vuông góc với bờ làm giảm năng lượng dòng chảy dọc bờ. Việc giảm chiều cao sóng, do đó giảm vận tốc quỹ đạo dưới sóng, sẽ làm tăng tốc độ lắng đọng.



Hình 12. Khôi phục bãi bồi bằng hàng rào tre dọc và ngang (Albers và nnk., 2013)

4 KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Có nhiều giải pháp đang được sử dụng để bảo vệ bờ biển và rừng ngập mặn ở Đồng bằng sông Cửu Long bao gồm các giải pháp bảo vệ bờ trực tiếp như: kè lát mái bằng cấu kiện bê tông lắp ghép, đá đổ, rọ đá, tường bê tông cố thép… và các giải pháp giảm sóng xa bờ như: đê mềm Geotube, cọc ly tâm, đê trụ rỗng, Cấu kiện Busadco, hàng rào tre chữ T… một số kết cấu đã bước đầu thành công như Hàng cọc ly tâm kết hợp đá đổ ở biển Tây Cà Mau, một số công trình khác cũng đã bị hư hỏng như Geotube, hàng rào tre…, do việc áp dụng các giải pháp chưa phù hợp, chưa đúng chức năng dẫn đến hiệu quả thấp và gây lãng phí trong việc đầu tư. Do đó, việc đo đạc hiện trường, đánh giá các giải pháp đã thực hiện là hết sức quan trọng trong quá trình hoàn thiện các giải pháp. Tuy nhiên, tài liệu về các công trình bị hư hỏng và thông tin về quá trình này khó tiếp cận và không đầy đủ, do đó việc đánh giá vẫn còn hạn chế. Mặt khác, thời gian quan trắc hiệu quả giảm sóng, gây bồi còn ngắn, chưa đại diện cho các điều kiện làm việc khác nhau của công trình nên việc đánh giá còn mang tính chủ quan chưa đầy đủ.

Trong số các loại công trình phá sóng lớn, công trình cọc ly tâm kết hợp đá đổ ở biển Tây Cà Mau đã được áp dụng rỗng rãi và có thời gian làm việc lâu nhất. Đây được coi là một trong những công trình chống xói lở hiệu quả nhất trong những công trình đã áp dụng. Tuy nhiên, nếu không được xây dựng và theo dõi đúng cách, điều chỉnh những mặt hạn chế về bố trí không gian thì công trình này cũng có thể có những tác động tiêu cực lên bờ biển trong quá trình quản lý sử dụng và tác động đến hệ sinh thái ven biển.

Với các loại đê giảm sóng kết cấu rỗng do mới xây dựng gần đây cần có thời gian đo đạc quan trắc để đánh giá hiệu quả công trình trước khi áp dụng rộng rãi.

Hàng rào tre (đê giảm sóng và mỏ hàn thấm) có hiệu quả cao nếu áp dụng dọc theo các đoạn bờ biển có điều kiện phù hợp để gây bồi tạo bãi và cần tăng cường công tác quản lý duy tu bảo dưỡng thường xuyên. Để tăng hiệu quả gây bồi tạo bãi thì khuyến nghị kết hợp giữa công trình phá sóng kiên cố và hàng rào tre để vừa giảm sóng và tăng khả năng bồi lắng bẫy bùn cát tiến tới khôi phục rừng ngập mặn.

Việc đề xuất giải pháp và áp dụng các loại công trình cần được khảo sát, đo đạc đánh giá từng vị trí cụ thể về sóng, dòng chảy, trầm tích để áp dụng các loại công trình phù hợp vì mỗi khu vực đều có những đặc điểm tự nhiên riêng không nên áp dụng đại trà một giải pháp nào cả, ngay mỗi giải pháp cũng phải điều chỉnh cho phù hợp với từng vị trí.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Tăng Đức Thắng, Đinh Công Sản, Lê Thanh Chương, nnk "Báo cáo thực trạng xói bồi bờ sông bờ biển và định hướng giải pháp bảo vệ ổn định lâu dài", Hội thảo báo cáo chính phủ, Tp.HCM, 2018.
2. Albers, T., Schmitt, K., Dinh, C.S. (2013): Hướng dẫn quản lý bờ biển - Bảo vệ bờ biển ở đồng bằng sông Cửu Long. Xuất bản bởi Cơ quan Hợp tác Phát triển Đức (GIZ) GmbH. ISBN 978-604-59-0630-9.Vietnam. http: //daln.gov.vn/r/files//ICMP-CCCEP/tai_lieu/Document/Soc-trang/Shoreline-Management-Guidelines.pdf
3. Thorsten Albers và Nicole von Lieberman, " Nghiên cứu về dòng chảy và mô hình xói lở", Dự án Quản lý Nguồn Tài nguyên Thiên nhiên vùng ven biển tỉnh Sóc Trăng, GTZ, 2011.
4. Báo cáo kết quả dự án AFD-EU-SIWRR "Xói lở vùng ven biển hạ lưu sông Mêkong và biên pháp bảo vệ Gò Công & Phú Tân"- Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam, 2017.