

PHÂN TÍCH ỨNG XỬ ĐỊA CHẤN VÀ KIỂM SOÁT HƯ HẠI KẾT CẤU TRỤ CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP SỬ DỤNG PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH TĨNH VÀ ĐỘNG PHI TUYẾN

SEISMIC RESPONSE ANALYSIS AND DAMAGE ASSESSMENT OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE PIERS USING NONLINEAR STATIC AND DYNAMIC ANALYSES

Phan Hoàng Nam^{1*}, Võ Ngọc Khoa¹, Nguyễn Hoàng Vĩnh¹, Hoàng Phương Hoa¹

¹Trường Đại học Bách khoa – Đại học Đà Nẵng

*Tác giả liên hệ: phnam@dut.udn.vn

(Nhận bài: 05/3/2021; Chấp nhận đăng: 15/7/2021)

Tóm tắt - Trong quá khứ, nhiều trận động đất quy mô lớn đã gây thiệt hại nghiêm trọng đến các công trình cầu bê tông cốt thép (BTCT), đặc biệt là tại các bộ phận kê đỡ kết cấu nhịp như trụ, móng và gối cầu. Nhiều phương pháp phân tích động đất cho kết cấu công trình đã ra đời và phương pháp phân tích tĩnh đẩy dần cùng với phương pháp phân tích lịch sử thời gian được sử dụng phổ biến nhất. Dựa trên hai phương pháp này, bài báo trình bày phương pháp mô hình hóa công trình cầu BTCT chịu động đất và tập trung đánh giá ứng xử phi tuyến của kết cấu trụ cầu. Công trình cầu Cái Cùng, tỉnh Bạc Liêu được lựa chọn là một ví dụ. Cụ thể, mô hình phần tử hữu hạn ba chiều được thiết lập cho công trình cầu. Các phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần và lịch sử thời gian được thực hiện. Dựa trên kết quả phân tích của cả hai phương pháp, ứng xử động đất và trạng thái hư hại của kết cấu trụ cầu được kiểm soát và đánh giá cụ thể.

Từ khóa - Cầu bê tông cốt thép; động đất; phân tích tĩnh đẩy dần; phân tích lịch sử thời gian; đường cong khả năng

1. Đặt vấn đề

Động đất là tai biến tự nhiên xảy ra trong thời gian rất ngắn, gia tốc lớn do đó giải phóng năng lượng lớn, đột ngột gây rung lắc mạnh cho các công trình xây dựng và dẫn đến phát sinh hư hỏng và sụp đổ hoàn toàn công trình. Tại Việt Nam, lịch sử các hoạt động địa chấn cho thấy, đã từng xảy ra các trận động đất mạnh từ 5 đến 6,8 độ Richter trong thế kỉ 20. Động đất ở nước ta chủ yếu tập trung ở các khu vực phía Bắc. Tuy nhiên, gần đây nhiều rung chấn cũng đã xuất hiện ở các tỉnh thành khu vực miền Trung và Nam bộ. Nhiều thành phố lớn ở Việt Nam kể cả Hà Nội và thành phố Hồ Chí Minh hoàn toàn có thể có nguy cơ động đất [1].

Thảm họa của động đất gây ra đối với công trình cầu cũng đã được ghi nhận trong lịch sử. Ví dụ, hàng loạt các công trình cầu đã sụp đổ sau các trận động đất quy mô lớn như là trận động đất Niigata – Nhật Bản năm 1964, Loma Prieta – Mỹ năm 1989, Kobe – Nhật Bản năm 1995, Chi Chi – Đài Loan năm 1999...

Đối với một công trình cầu chịu tải trọng động đất, kết cấu trụ cầu được xem là một trong những kết cấu chịu lực quan trọng. Hư hỏng của kết cấu trụ cầu có thể dẫn đến sự sụp đổ của toàn bộ công trình như ví dụ ở Hình 1. Do vậy, đa phần các nghiên cứu tính toán công trình cầu chịu tải trọng động đất thường tập trung vào đánh giá khả năng làm việc của loại kết cấu này [2].

Abstract - Significant damage to reinforced concrete (RC) bridges was observed from past major earthquakes, especially in the pier, abutment, and bearing components. Many methods of the seismic response analysis for structures have been established and the static pushover analysis method together with the time history dynamic analysis method are the most commonly used. On the basis of these two methods, this paper presents the modeling approach of RC bridges subjected to earthquakes and investigates the seismic response of the pier. A simply supported prestressed RC bridge, named Cai Cung bridge, in Bac Lieu is selected as a case study. The three-dimensional finite element model of the case study subjected to earthquakes is first established. Nonlinear static pushover and time history dynamic analyses are then performed. Based on the analysis results, the seismic response and damage of the pier are observed and evaluated in detail.

Key words - Reinforced concrete bridge; earthquake; pushover analysis; time history analysis; capacity curve



Hình 1. Hư hỏng kết cấu trụ cầu dẫn đến sụp đổ hoàn toàn công trình sau động đất Kobe 1995 ở Nhật Bản [3]

Dưới tác dụng của tải trọng động đất, trụ cầu làm việc như một cột chịu nén kết hợp với chịu tải trọng ngang và thường có xu hướng bị phá hoại tại vị trí khớp dèo hình thành phía trên bệ trụ, như thể hiện trên Hình 2.



Hình 2. Phá hoại của trụ cầu Wu-Shi sau động đất Chichi Đài Loan năm 1999 [4]

Bên cạnh trụ cầu, gối cầu cũng thường bị hư hỏng nặng sau các trận động đất. Chuyển vị không đều giữa kết cấu nhịp

¹ The University of Danang - University of Science and Technology (Hoang Nam Phan, Ngoc Khoa Vo, Hoang Vinh Nguyen, Hoa Phuong Hoang)

và kết cấu hạ bộ do lực quán tính dẫn đến biến dạng lớn ở gối cầu. Hư hỏng các gối cầu có thể gây ra sự thay đổi sơ đồ kết cấu và phân bổ lại nội lực trong kết cấu nhịp. Đây cũng là một trong những nguyên nhân gây hư hỏng kết cấu nhịp và một số trường hợp có thể gây sập toàn bộ công trình [2].

Trong các thập niên trở lại đây, nhiều phương pháp phân tích động đất cho kết cấu công trình được ra đời, và phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến dần dần cùng với phương pháp phân tích động phi tuyến lịch sử thời gian là những phương pháp được sử dụng phổ biến nhất, nhằm đánh giá trạng thái làm việc của kết cấu chịu tải trọng động đất [5]. Phương pháp phân tích đẩy dần cho phép xây dựng đường cong khả năng của kết cấu, theo đó cường độ hoặc ứng xử của kết cấu theo từng giai đoạn sẽ được đánh giá. Trong khi đó, phương pháp phân tích lịch sử thời gian cho phép đánh giá ứng xử động lực của kết cấu chịu tác động của gia tốc nền thực được ghi lại từ các trận động đất trước đó theo thời gian. Bên cạnh đó, nếu các phổ phản ứng đàn hồi hoặc phi đàn hồi được xây dựng cùng với đường cong khả năng thì các trạng thái hư hỏng của kết cấu có thể xác định được [6].

Nhiều nghiên cứu về thiết kế công trình chịu tải trọng động đất đã được trình bày ở trong nước. Tuy nhiên, phần lớn các nghiên cứu giới hạn ở bài toán phân tích đàn hồi tuyến tính, một số khác đã áp dụng phương pháp phân tích phi đàn hồi nhưng chủ yếu áp dụng cho kết cấu khung và nhà [7-9].

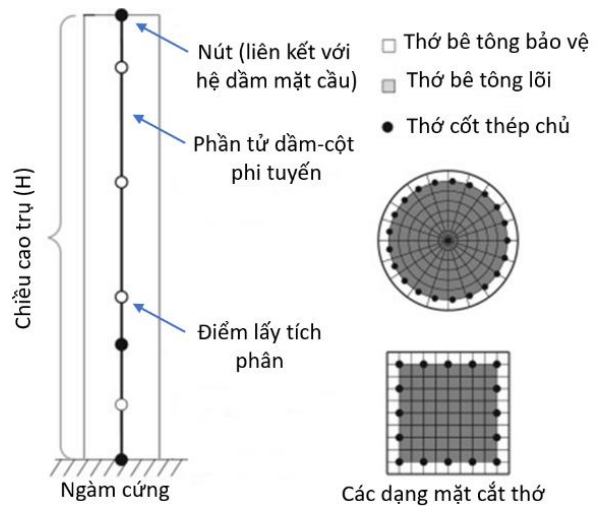
Do vậy, bài báo tập trung nghiên cứu đánh giá ứng xử phi tuyến của công trình cầu chịu tải trọng động đất dựa trên phương pháp phân tích tĩnh đẩy dần và phân tích lịch sử thời gian. Cụ thể, công trình cầu Cái Cùn tỉnh Bạc Liêu có kết cấu nhịp là cầu dầm giản đơn bê tông cốt thép ứng suất trước (BTCT UST) và mặt cắt ngang chữ I được lựa chọn để phân tích. Trên cơ sở đó, một mô hình phần tử hữu hạn (PTHH) ba chiều của công trình cầu được thiết lập với việc tập trung mô hình hóa phi tuyến tính kết cấu trụ cầu sử dụng dạng mặt cắt thép và các mô hình vật liệu đơn trục. Phân tích tĩnh đẩy dần trước hết được thực hiện để đánh giá ứng xử tĩnh học và xây dựng đường cong khả năng của kết cấu trụ cầu. Phân tích lịch sử thời gian sau đó được thực hiện để đánh giá ứng xử động lực học của kết cấu trụ cầu chịu động đất. Dựa trên kết quả đường cong khả năng và kết quả phân tích lịch sử thời gian, trạng thái phá hoại của công trình cầu ứng với trận động đất được kiểm soát và đánh giá cụ thể.

2. Phương pháp mô hình hóa và phân tích ứng xử địa chấn của kết cấu cầu

Mô hình công trình cầu chịu động đất được xây dựng dựa trên nền tảng phần mềm PTHH OpenSees [10]. Đối với các công trình cầu BTCT nhịp giản đơn chịu tải trọng động đất, các kết cấu trụ, mô và gối cầu thường được xem xét là dễ bị tác động và chịu trực tiếp tải trọng ngang do rung lắc địa chấn gây ra. Do vậy, các kết cấu phần trên đặc biệt là hệ dầm mặt cầu thường được giả thiết là làm việc trong giới hạn đàn hồi. Để thuận lợi cho quá trình mô phỏng, hệ dầm mặt cầu được chuyển đổi về một tiết diện chữ nhật tương đương và mô hình sử dụng phần tử dầm đàn hồi tuyến tính.

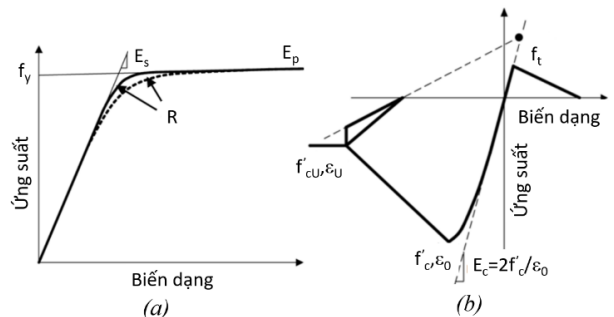
Trụ cầu là kết cấu chịu toàn bộ tải trọng do kết cấu phần trên và chịu trực tiếp tải trọng động đất. Do vậy, trụ làm việc như cột chịu đồng thời uốn nén. Để mô phỏng chính xác trạng thái làm việc phi tuyến của trụ, mô hình PTHH phi tuyến cho thân trụ được sử dụng. Trong khi đó, xà mũ trụ và bệ trụ có thể mô hình sử dụng các phần tử dầm đàn hồi tuyến tính như trên.

Mô hình phi tuyến phổ biến trong OpenSees là sử dụng phần tử dầm cột phi tuyến element nonlinearBeamColumn. Một ví dụ mô hình PTHH trụ được thể hiện trên Hình 3. Dạng mặt cắt phần tử cần phải định nghĩa trước đó. Ở đây, dạng mặt cắt thép (fiber section) được sử dụng. Mặt cắt thép được định nghĩa bởi việc chia mặt cắt ngang của tiết diện thành nhiều thớ khác nhau. Trong đó, bê tông được chia làm 2 thành phần cấu tạo bởi các thớ lõi và thớ bảo vệ. Các thớ cốt thép được bố trí tại lớp tiếp giáp giữa 2 thớ bê tông.



Hình 3. Mô hình PTHH trụ và dạng mặt cắt thép tiết diện thân trụ tròn và vuông

Một vấn đề quan trọng trong việc xây dựng mặt cắt thép là định nghĩa tính chất của vật liệu. Nhiều loại vật liệu đơn trục đã được xây dựng trong OpenSees cho bê tông và thép. Mô hình vật liệu đơn trục được định nghĩa dựa trên quan hệ ứng suất và biến dạng. Ở đây, mô hình Steel-02 và Concrete-02 được sử dụng. Mô hình Steel-02 hay còn gọi là mô hình Giuffrè-Menegotto-Pinto được phát triển bởi Filippou và cộng sự [11], như thể hiện trên Hình 4(a). Mô hình này được định nghĩa bởi các tham số bao gồm cường độ chảy nhỏ nhất của thép f_y , môđun đàn hồi E_s , tỷ số giữa các độ dốc tiếp tuyến của đường quá đàn hồi và đường đàn hồi cùng với các tham số khác biểu diễn bán kính vật cong của đồ thị.



Hình 4. (a) Quan hệ ứng suất-biến dạng cho mô hình vật liệu đơn trục: (a) Steel-02 và (b) Concrete-02

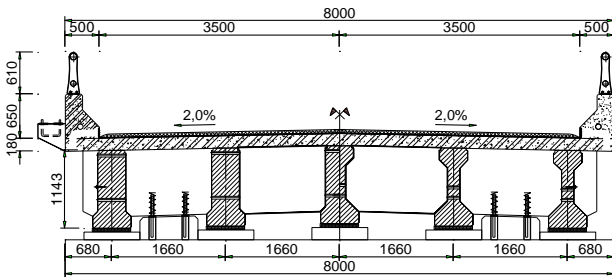
Mô hình vật liệu đơn trục Concrete-02 cho bê tông được phát triển bởi Mohd Hisham [12]. Sự cải tiến của mô hình này so với Concrete-01 là có xét đến cường độ kéo f_t của bê tông. Mô hình này được định nghĩa với các tham số thể hiện trên Hình 4(b). Trong đó, f'_c là cường độ chịu nén của bê tông ở 28 ngày và biến dạng tương ứng ϵ_o , E_c là mô đun đàn hồi của bê tông, f'_{cu} là cường độ dư của bê tông và biến dạng cực hạn tương ứng ϵ_U .

Trong trường hợp bỏ qua tương tác giữa nền móng-công trình thì đài cọc được xem là ngàm cứng trong đất. Liên kết ngàm được sử dụng nhằm không chế chuyển vị đứng và xoay theo các phương. Liên kết xà mũ và dầm có thể được khai báo là một liên kết đàn hồi với độ cứng đàn hồi được tính dựa trên thông số của các gối đỡ. Trong một số trường hợp, để đơn giản có thể mô hình bằng các gối cứng cố định hoặc liên kết cứng. Hai đầu mút dầm được giả thiết kê trên các gối cứng di động. Do tính chất của kết cấu nhịp cầu giản đơn, để giảm khối lượng tính toán ta có thể lựa chọn một trụ cầu bất lợi nhất, thường là trụ có chiều cao thân trụ lớn nhất, cùng với 2 nhịp đặt trên nó để mô hình hóa.

3. Áp dụng phân tích ứng xử tĩnh và động phi tuyến cho công trình cầu Cái Cùng, tỉnh Bạc Liêu

3.1. Mô tả công trình cầu Cái Cùng

Cầu Cái Cùng, tỉnh Bạc Liêu là kết cấu cầu BTCT vĩnh cửu bắc qua sông kênh Cái Cùng thông tuyến đường Giồng Nhãn - Gành Hào.



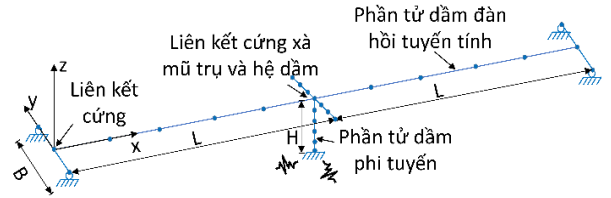
Hình 5. Mặt cắt ngang cầu Cái Cùng (đơn vị kích thước: mm)

Kết cấu nhịp gồm 5 nhịp BTCT UST 5x24,54 m. Chiều rộng toàn cầu B = 8 m bố trí 5 dầm chủ với khoảng cách dầm là 1,66 m. Chiều cao dầm chủ là 1,143 m và bản mặt cầu liên tục nhiệt dày 18 cm. Trụ dùng trụ thân hẹp bằng bê tông cốt thép và móng dùng móng chữ U dựa trên nền cọc khoan nhồi. Chi tiết mặt cắt ngang cầu được thể hiện trên Hình 5.

3.2. Mô hình hóa kết cấu

Dựa trên nền tảng phần mềm lập trình OpenSees, mô hình PTHH ba chiều của cầu được xây dựng. Do sơ đồ cầu là kết cấu nhịp giản đơn nên để giảm khối lượng tính toán, một sơ đồ rút gọn gồm trụ T2 (trụ cao nhất) và 2 nhịp được lựa chọn để phân tích. Mô hình trường hợp nghiên cứu với các điều kiện biên được mô tả trên Hình 6. Trong đó, hệ dầm mặt cầu được giả định làm việc trong giới hạn đàn hồi dưới tác dụng của tải trọng động đất và được mô hình sử dụng loại phân tử đàn hồi tuyến tính. Trụ cầu được mô hình sử dụng phân tử dầm cột phi tuyến với dạng mặt cắt thớ. Bộ trụ được giả thiết là ngàm cứng vào nền móng và bỏ qua ảnh hưởng của tương tác cọc-đất nền. Hai đầu mút dầm

được kê trên các gối di động, trong khi đó liên kết xà mũ trụ và dầm được định nghĩa là liên kết cứng.



Hình 6. Mô hình hóa PTHH kết cấu cầu

Hệ dầm mặt cầu bao gồm 5 dầm chủ và bản mặt cầu được quy đổi thành tiết diện chữ nhật tương đương có các thông số mô hình hóa và đặc trưng hình học trình bày ở Bảng 1.

Bảng 1. Thông số mô hình hóa mặt cắt ngang hệ dầm mặt cầu tính đối

Chỉ số	Giá trị
Mô đun đàn hồi	29916561 kPa
Mô đun cắt	12864121 kPa
Trọng lượng Bê tông	25 kN/m ³
Diện tích mặt cắt	5,843 m ²
Mô men quán tính theo phương ngang	0,111 m ⁴
Mô men quán tính theo phương dọc	73,071 m ⁴
Hằng số xoắn	0,443 m ⁴
Trọng lượng trên 1 đơn vị chiều dài	176,717 kN/m

Bảng 2. Thông số mô hình hóa mặt cắt ngang tiết diện xà mũ trụ

Chỉ số	Giá trị
Mô đun đàn hồi	28110910 kPa
Mô đun cắt	12087691 kPa
Trọng lượng Bê tông	25 kN/m ³
Diện tích mặt cắt	15,875 m ²
Mô men quán tính theo phương ngang	2,976 m ⁴
Mô men quán tính theo phương dọc	148,162 m ⁴
Hằng số xoắn	10,802 m ⁴
Trọng lượng trên 1 đơn vị chiều dài	60,002 kN/m

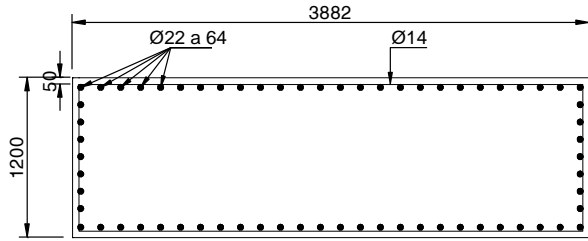
Bảng 3. Thông số mô hình hóa mặt cắt thớ tiết diện thân trụ

Chỉ số	Giá trị
Diện tích mặt cắt	48,620 m ²
Mô men quán tính theo phương ngang	292,733 m ⁴
Mô men quán tính theo phương dọc	132,564 m ⁴
Trọng lượng trên 1 đơn vị chiều dài	149,324 kN/m

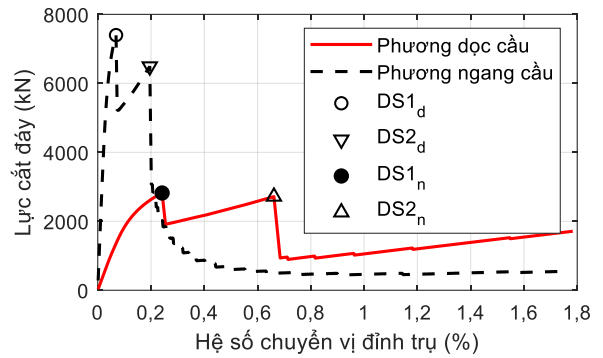
Trụ cầu được mô hình hóa sử dụng phân tử dầm cột phi tuyến; trong đó, các tiết diện xà mũ trụ và thân trụ được quy đổi sang tiết diện chữ nhật. Các thông số mô hình hóa và đặc trưng hình học của các tiết diện xà mũ trụ và thân trụ lần lượt được thể hiện trên các Bảng 2 và 3.

Với mục tiêu tập trung vào phân tích ứng xử động đất của kết cấu trụ cầu nên thân trụ được mô hình sử dụng phân tử dầm cột phi tuyến với dạng mặt cắt thớ. Chiều cao thân trụ H = 4,05 m được tính từ đỉnh bộ móng đến trọng tâm của tiết diện xà mũ trụ. Tiết diện quy đổi của thân trụ và thông số bố trí cốt thép được thể hiện trên Hình 7. Trong đó, cốt thép chủ bao gồm 84 thanh Ø22 và cốt đai là Ø14

@ 200. Cốt thép có cường độ chảy $f_y = 455$ MPa, trong khi đó bê tông có cường độ chịu nén ở 28 ngày $f'_c = 40$ MPa.



Hình 7. Tiết diện thân trụ quy đổi và thông số cốt thép (đơn vị kích thước: mm)



Hình 9. Kết quả phân tích tĩnh đẩy dần

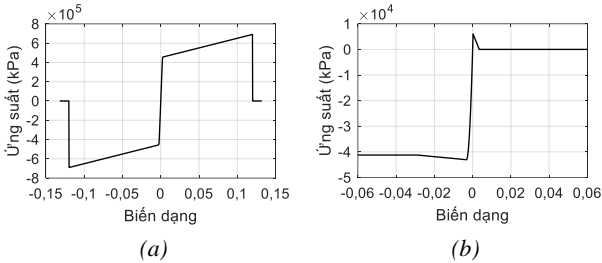
Kết quả phân tích đẩy dần là đường cong khả năng biểu diễn quan hệ giữa lực cắt đáy và hệ số chuyển vị đỉnh trụ. Trong đó, hệ số chuyển vị đỉnh trụ được xác định là tỷ số giữa chuyển vị đỉnh trụ và chiều cao trụ. Trên Hình 9 là các đường cong khả năng của kết cấu trụ cầu Cái Cùng cho phương dọc và ngang cầu. Số liệu cho thấy rằng, giá trị lực cắt đáy lớn nhất cho 2 trường hợp (dọc và ngang cầu) lần lượt là 2820 và 7399 kN. Bên cạnh đó, giá trị độ cứng ban đầu (độ dốc tiếp tuyến của đường cong từ điểm 0 đến điểm có lực cắt lớn nhất) của kết cấu trụ cầu theo phương ngang cầu lớn hơn rất nhiều lần so với phương dọc cầu. Điều này cũng dễ dàng được lý giải dựa trên đặc trưng hình học của tiết diện trụ cho ở Bảng 3.

Dựa trên một số dữ liệu nghiên cứu thí nghiệm [15], hai dạng hư hỏng chính của trụ cầu được ghi nhận từ các đường cong khả năng trên Hình 9 và được ký hiệu là DS1 và DS2 (các chỉ số dưới d là dọc cầu và n là ngang cầu). Cụ thể, DS1 là dạng hư hỏng nhẹ như sự xuất hiện vết nứt nhỏ và lớp bê tông bảo vệ bị bóc tách, DS2 là dạng hư hỏng nặng như vết nứt phát triển lớn và kết cấu bị phá hoại.

Theo Hình 9, trạng thái hư hỏng DS1 được xác định tại điểm mà giá trị lực cắt lớn nhất (giá trị đỉnh) bị giảm đột ngột sau đó tiếp tục tăng lại. Điều này có thể lý giải là do sự hình thành vết nứt và phá hoại lớp bê tông bảo vệ làm giảm đột ngột cường độ của tiết diện. Khi chuyển vị tiếp tục tăng, lúc này lớp bê tông lõi và cốt thép cùng tham gia chịu lực và lấy lại khả năng chịu cắt.

Trong khi đó, trạng thái hư hỏng DS2 được xác định tại điểm mà lực cắt lại tiếp tục giảm đột ngột đến một giá trị lực cắt dư. Sự giảm đột lực cắt trong giai đoạn này cho thấy, vết nứt đã hình thành ở lớp bê tông lõi và làm giảm sức kháng của tiết diện. Kết cấu trụ cầu bị sụp đổ khi cường độ cắt giảm đến một giá trị cường độ dư (thường 10-20% giá trị đỉnh).

Ứng với mỗi điểm phá hoại, các giá trị chuyển vị đỉnh trụ được ghi lại ở Bảng 5. Do độ cứng tiết diện trụ theo phương ngang cầu lớn hơn nhiều so với phương dọc cầu nên giá trị tới hạn của hệ số chuyển vị đỉnh trụ cho các dạng hư hỏng theo phương ngang cũng nhỏ hơn nhiều lần so với phương dọc cầu. Điều này dẫn đến kết cấu trụ theo phương ngang bị phá hoại khá sớm (ứng với chuyển vị đỉnh trụ rất nhỏ). Dạng phá hoại này được hiểu là phá hoại cắt (thêm dẻo không có hoặc nhỏ) và thường xuất hiện ở những kết cấu trụ được thiết kế cốt thép chịu cắt không đảm bảo và chiều cao thân trụ nhỏ [16].



Hình 8. Mô hình vật liệu đơn trục Concrete-02 và Steel-02

Dạng mặt cắt thứ được sử dụng để mô hình tính chất phi tuyến hình học và vật liệu của thân trụ. Các mô hình vật liệu đơn trục Concrete-02 và Steel-02 được sử dụng trong mô hình mặt cắt thứ. Đường cong quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của 2 mô hình vật liệu này được định nghĩa trên Hình 8.

3.3. Phân tích các dạng dao động

Để đánh giá các đặc tính động lực học của công trình, bài toán phân tích các dạng dao động được thực hiện với kết quả phân tích thể hiện trên Bảng 4. Ở đây 5 mode dao động đầu tiên được ghi lại cho chu kỳ và tần số dao động riêng. Trong đó, mode dao động cơ bản (mode 1) có chu kỳ dao động riêng là 0,57 s ứng với tần số là 1,76 Hz.

Bảng 4. Kết quả phân tích dao động riêng của cầu

STT	Chu kỳ dao động riêng (s)	Tần số dao động riêng (Hz)
1	0,571	1,751
2	0,523	1,911
3	0,245	4,080
4	0,184	5,427
5	0,180	5,545

3.4. Phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần

Phân tích tĩnh phi tuyến tính là phương pháp phân tích địa chấn. Trong đó, ứng xử của kết cấu được đặc trưng bởi đường cong phi tuyến biểu thị mối quan hệ giữa lực cắt đáy và chuyển vị đỉnh. Quy trình được thực hiện trong nghiên cứu này là quy trình phân tích đẩy dần chuẩn [13, 14].

Phân tích đẩy dần được thực hiện trên phần mềm OpenSees với việc sử dụng phương pháp đẩy dần dựa trên chuyển vị mục tiêu (displacement-based method). Ở đây chuyển vị mục tiêu lựa chọn là 0,1 m. Bước đẩy dần được chọn là 0,0001 m để đảm bảo điều kiện hội tụ của mô hình số, dẫn đến tổng số bước phân tích là 1000 bước.

Bảng 5. Các dạng hư hỏng và trạng thái giới hạn tương ứng của trụ cầu

Phương phân tích	Dạng hư hỏng	Giới hạn hệ số chuyển vị đỉnh trụ (%)
Dọc cầu	$DS1_d$, hư hỏng nhẹ (vết nứt nhỏ, lớp bê tông bảo vệ bị bóc)	0,24
	$DS2_d$, hư hỏng nặng (vết nứt lớn, phá hoại)	0,66
Ngang cầu	$DS1_n$, hư hỏng nhẹ (vết nứt nhỏ, lớp bê tông bảo vệ bị bóc)	0,07
	$DS2_n$, hư hỏng nặng (vết nứt lớn, phá hoại)	0,20

3.5. Phân tích động phi tuyến

3.5.1. Thiết kế phổ phản ứng đàn hồi mục tiêu và lựa chọn dữ liệu gia tốc nền

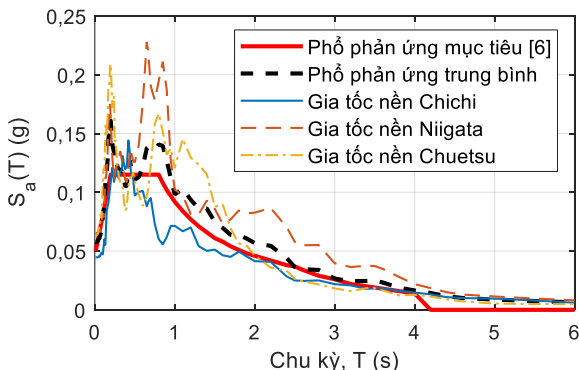
Trong bài báo này, công trình cầu Cái Cù ở Huyện Đông Hải, Tỉnh Bạc Liêu được lựa chọn là một ví dụ nghiên cứu. Do đó, phổ phản ứng động đất đàn hồi trước hết cần được thiết kế cho khu vực này. Trên cơ sở phổ phản ứng đàn hồi mục tiêu, dữ liệu gia tốc nền được lựa chọn sao cho khớp với phổ mục tiêu nhất.

Bảng 6. Thông số dẫn xuất phổ phản ứng đàn hồi

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Gia tốc nền quy đổi	$a_{gR,0}$	0,0273	g
Gia tốc nền	a_{gR}	0,2678	m/s ²
Gia tốc nền thiết kế phương ngang	a_g	0,3348	m/s ²
Thông số xác định phổ phương ngang	S	1,32	
	T_B	0,20	s
	T_C	0,80	s
	T_D	2,50	s

Phổ phản ứng đàn hồi theo phương ngang được thiết kế theo TCVN 9386:2012 [6] với các thông số đầu vào dưới đây và thông số dẫn xuất cho ở Bảng 6:

- Địa điểm: Huyện Đông Hải, Tỉnh Bạc Liêu;
- Loại nền đất: D;
- Hệ số tầm quan trọng: 1,25;
- Loại kết cấu: Hệ hỗn hợp tương đương khung;
- Cấp dèo của kết cấu: DCM.



Hình 10. Phổ phản ứng đàn hồi thiết kế và gia tốc nền

Dựa trên kết quả tính toán các giá trị chu kỳ và độ lớn phổ gia tốc nền theo số liệu ở trên, phổ phản ứng đàn hồi

thiết kế theo phương ngang được thể hiện trên Hình 10. Với phổ phản ứng mục tiêu đã được thiết kế, dữ liệu gia tốc nền của 3 trận động đất Chichi Đài Loan năm 1999, Niigata Nhật Bản năm 2004 và Chuetsu Nhật Bản năm 2007 được lựa chọn từ cơ sở dữ liệu động đất PEER Ground Motion Database (<https://ngawest2.berkeley.edu>) với các thông số như sau:

- Cường độ Richter $M_W = 6-7$;
- Vận tốc sóng cắt trung bình $V_{s30} < 180$ m/s (Phù hợp với nền đất loại D [6]).

Bảng 7 thể hiện các thông số đặc tính của các trận động đất được lựa chọn. Trong đó, R_{jb} là khoảng cách từ chân tâm đến trạm đo.

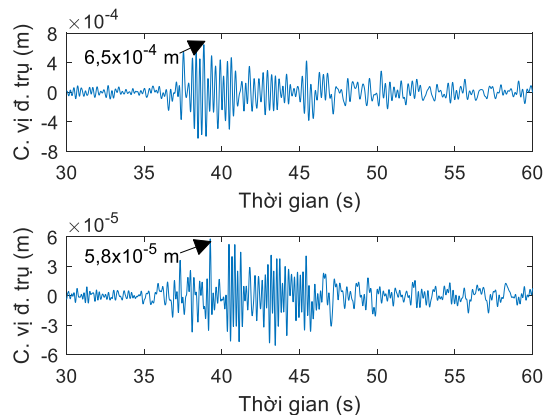
Bảng 7. Kết quả phân tích dao động riêng của cầu

Trận động đất, trạm, năm	Cơ chế xô dịch	M_W	R_{jb} (km)	V_{s30} (m/s)
Chichi Đài Loan, CHY078, 1999	Đảo ngược	6,2	113,51	160,67
Niigata, Nhật Bản, FKS020, 2004	Đảo ngược	6,63	101,78	133,05
Chuetsu, Nhật Bản, TYM002, 2007	Đảo ngược	6,8	137,18	163,44

Dữ liệu gia tốc nền của 3 trận động này có phổ phản ứng trung bình khớp nhất với phổ phản ứng thiết kế. Hình 10 thể hiện phổ phản ứng đàn hồi của 3 dữ liệu gia tốc nền cùng với phổ phản ứng trung bình của chúng. Trong đó, đường nét đứt đậm thể hiện phổ phản ứng trung bình của các phổ gia tốc nền được lựa chọn và đường liền nét đậm là phổ phản ứng thiết kế (hay phổ mục tiêu). Lưu ý rằng giá trị phổ gia tốc tại điểm $T = 0$ s tương ứng với giá trị đỉnh gia tốc nền; Do đó, giá trị đỉnh gia tốc nền xấp xỉ khoảng 0,05 g cho cả 3 trường hợp.

3.5.2. Phân tích động lực lịch sử thời gian

Phân tích động phi tuyến hay còn gọi là phân tích động lực lịch sử thời gian là một kỹ thuật quan trọng để phân tích địa chấn kết cấu, đặc biệt khi phản ứng kết cấu được đánh giá là phi tuyến. Phân tích lịch sử thời gian đồng thời cho 2 phương của 3 phổ gia tốc nền được thực hiện trên phần mềm OpenSees với bước thời gian phân tích là 0,01 s.



Hình 11. Ví dụ kết quả phân tích lịch sử thời gian của chuyển vị đỉnh trụ ứng với dữ liệu gia tốc nền của trận động đất Chichi

Ví dụ, kết quả phân tích cho phương dọc và ngang cầu của chuyển vị đỉnh trụ ứng với gia tốc nền của trận động

đất Chichi lần lượt thể hiện trên Hình 11. Các giá trị đỉnh của chuyển vị cũng được đo và ghi lại trên Hình 11. Có thể nhận thấy, chuyển vị của đỉnh trụ ứng với trận động này là rất nhỏ và không đáng kể.

Bảng 8. Giá trị đỉnh của chuyển vị và hệ số chuyển vị tương ứng từ phân tích lịch sử thời gian

Gia tốc nền	Phương phân tích	Chuyển vị đỉnh trụ	Hệ số chuyển vị đỉnh trụ (%)
Chichi	Đọc cầu	0,00065	0,016
	Ngang cầu	0,000058	0,0014
Niigata	Đọc cầu	0,00073	0,018
	Ngang cầu	0,000089	0,0022
Chuetsu	Đọc cầu	0,0011	0,028
	Ngang cầu	0,000068	0,0017

Kết quả phân tích tương tự ứng với các dữ liệu gia tốc nền của các trận động đất Niigata và Chuetsu được ghi lại ở Bảng 8 và giá trị hệ số chuyển vị đỉnh tương ứng cũng được tính toán. Giá trị hệ số chuyển vị lớn nhất đối với phương dọc cầu là 0,028%. Trong khi đó, đối với phương ngang cầu là 0,0022% nhỏ hơn 10 lần so với phương dọc. Các giá trị này rơi vào các điểm từ 0 đến DS1 trên đường cong khả năng. Do đó, có thể kết luận rằng, kết cấu gần như làm việc trong giới hạn đàn hồi và chưa xuất hiện hư hỏng. Do vậy, ứng với các dữ liệu gia tốc nền được lựa chọn từ phổ phản ứng thiết kế cho khu vực Huyện Đông Hải, Tỉnh Bạc Liêu, kết cấu trụ của công trình cầu Cái Cùng đảm bảo khả năng chịu lực.

4. Kết luận

Bài báo đã tập trung phân tích ứng xử tĩnh và động phi tuyến của công trình cầu Cái Cùng, tỉnh Bạc Liêu chịu tải trọng động đất. Mô hình PTHH ba chiều của công trình cầu chịu động đất đã được thiết lập trên nền tảng phần mềm OpenSees. Trong đó, hệ dầm mặt cầu đã được mô hình sử dụng phần tử dầm cột đàn hồi tuyến tính và kết cấu trụ cầu đã được mô hình sử dụng phần tử dầm cột phi tuyến với dạng mặt cắt thớ. Các thông số cho mô hình vật liệu đơn trục bê tông và cốt thép của mặt cắt trụ cũng được xây dựng nhằm đảm bảo tính chính xác của mô hình. Một số kết luận từ các kết quả phân tích như sau:

- Trên cơ sở kết quả phân tích tĩnh đầy đủ, các đường cong khả năng của trụ cầu theo phương dọc và ngang cầu đã được xây dựng. Điều này cho phép xác định các trạng thái hư hỏng chính của trụ cầu BTCT ứng với hệ số chuyển vị đỉnh trụ, đó là dạng hư hỏng nhẹ (sự xuất hiện vết nứt nhỏ và lớp bê tông bảo vệ bị bóc tách) và dạng hư hỏng nặng (sự xuất hiện vết nứt lớn và kết cấu bị phá hoại).

- Phổ phản ứng đàn hồi đã được thiết kế cho khu vực Huyện Đông Hải, Tỉnh Bạc Liêu và các dữ liệu gia tốc nền phù hợp đã được lựa chọn. Có thể thấy, khu vực này có khả năng xảy ra động đất nhưng cường độ động đất nhỏ, giá trị đỉnh gia tốc nền khoảng 0,05g.

- Kết quả phân tích lịch sử thời gian đối với 3 dữ liệu gia tốc nền động đất được lựa chọn cho thấy, chuyển vị đỉnh trụ là rất nhỏ và không đáng kể. Giá trị hệ số chuyển vị đỉnh tương ứng cũng nhỏ và nằm dưới giới hạn hư hỏng DS1. Điều này thể hiện trụ làm việc hầu như trong giới hạn đàn hồi và đảm bảo khả năng chịu lực.

Lời cảm ơn: Nghiên cứu này được tài trợ bởi Quỹ Phát triển Khoa học và Công nghệ - Đại học Đà Nẵng trong đề tài có mã số B2020-DN02-80.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Nguyễn Hồng Phương, Phạm Thế Truyền, “Tập bản đồ xác suất nguy hiểm động đất Việt Nam và Biển Đông”, *Tạp chí Khoa học và Công nghệ Biển*, 15(1), 2015, 77-90.
- [2] Moehele J.P., Eberhard M.O., *Earthquake Damage to Bridges - Bridge Engineering Handbook*, CRC Press, 2000.
- [3] Ghasemi H., Otsuka H., Cooper J.D., Nakajima H., “Aftermath of The Kobe Earthquake, *Federal Highway Administration Research and Technology*, 60(2), 1996.
- [4] Lu C.H, Liu, K.Y., Chang K.C. “Seismic performance of bridges with rubber bearings: lessons learnt from the 1999 Chi-Chi Taiwan earthquake”, *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 34(7), 2011, 889-904.
- [5] Nguyễn Lê Ninh, *Động đất và thiết kế công trình chịu động đất*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội, 2007.
- [6] TCVN 9386:2012, Tiêu chuẩn quốc gia về thiết kế công trình chịu động đất, 2012.
- [7] Nguyễn Đại Minh, “Phương pháp phổ phản ứng nhiều dạng dao động và tính toán nhà cao tầng chịu động đất theo TCXDVN 375: 2006”, *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*, 4, 2010, 8-21.
- [8] Nguyễn Hồng Hải, Nguyễn Hồng Hà, Vũ Xuân Thương, “Phổ phản ứng chuyển vị trong phân tích nhà cao tầng chịu động đất ở Việt Nam bằng phương pháp tính phi tuyến”, *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*, 4, 2014, 3-9.
- [9] Đinh Văn Thuật, Nguyễn Đình Hòa, Hồ Viết Chương, Trịnh Duy Khánh, “Khung nhà công nghiệp một tầng bằng thép có cầu trục được thiết kế chịu tải trọng động đất và gió”, *Tạp Chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCNXD) - ĐHXD*, 13(5), 2019, 9-19.
- [10] McKenna F., Fenves G.L, Scott M.H., *Open System for Earthquake Engineering Simulation*, University of California, Berkeley, 2000.
- [11] Filippou F.C., Popov E.P., Bertero V.V., *Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints. Report EERC 83-19*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1983.
- [12] Mohd Hisham Mohd Yassin, *Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads*, PhD dissertation, University of California, Berkeley, 1994.
- [13] Chopra A.K., Goel R.K., “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31, 561-582, 2002.
- [14] Kalkan E., Kunnath S.K., “Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings”, *Engineering Structures*, 29(3), 305-316, 2007
- [15] Mackie K.R., Stojadinovic B., *Fragility Basis for California Highway Overpass Bridge Seismic Decision Making*, Report no. 2005/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, USA, 2005.
- [16] Phan H.N., Paolacci F., Corritore D. et al., “Seismic vulnerability mitigation of liquefied gas tanks using concave sliding bearings”, *Bulletin Earthquake Engineering*, 14, 3283-3299, 2016.