

Phân tích phản ứng động đất của cầu cọc sàn đúc sẵn

Nguyễn Quốc Tới^{1*}, Nguyễn Trường Chinh²

¹ Khoa Công trình, Trường Đại học Công nghệ Giao thông Vận tải

² Viện Công nghệ Giao thông Vận tải, Trường Đại học Công nghệ Giao thông Vận tải

TỪ KHOÁ

Kết cấu cầu cọc sàn
Nút liên kết
Đường cao tốc
Phân tích phản ứng động đất

TÓM TẮT

Trong nghiên cứu này, hiệu suất kháng chấn và khả năng tiêu hao năng lượng của mối nối cọc sàn được nghiên cứu bằng mô hình số, kết quả cho thấy đường cong tĩnh của cọc ống dưới tải trọng tĩnh tiến chu kỳ thấp hoàn toàn và có khả năng tiêu thụ năng lượng tốt. Dưới tác dụng của dao động địa chấn ngẫu nhiên, chuyển vị của kết cấu cọc sàn theo một hướng lên tới 0,023 m, đáp ứng yêu cầu của quy định. Các mối nối cọc sàn cải tiến được sử dụng trong phân tích lịch sử-thời gian động phi tuyến của kết cấu cầu được xây dựng.

KEYWORDS

Slab-on-pile bridge structure
Connection joint
Highway
Seismic response analysis

ABSTRACT

In this study, the seismic performance and energy dissipation capacity of slab-on-pile joints were investigated using numerical modeling. The results indicate that the static curve of the tubular pile under low-cycle lateral loading is complete and demonstrates good energy dissipation capacity. Under the action of random seismic excitations, the displacement of the slab-on-pile structure in one direction reached 0.023 m, which satisfies the code requirements. The improved slab-on-pile joints were applied in the nonlinear dynamic time-history analysis of the bridge structure.

1. Giới thiệu

Là một loại kết cấu mới, nền đường cọc sàn được đề xuất để tái thiết đường cao tốc quy mô lớn (Hình 1) (Bao Yuchan (2018). Zhong-Wei và Yan (2020) chỉ rõ: Trong xây dựng đường, việc cung cấp tài nguyên đất ngày càng trở nên căng thẳng, mâu thuẫn giữa không có đất cho đến chiếm giữ rất nổi bật. So với nền đường đắp truyền thống, nền đường cọc sàn có đặc điểm ít lấp đất và ít lún sau thi công, và kết cấu cọc sàn có ưu điểm lớn trong việc xử lý các cấu trúc địa chất như đất yếu sâu, đất yếu rời và hoang thổ sụp đổ sâu. Nền đường cọc sàn là kết cấu lắp ghép bao gồm các dầm sàn đúc sẵn tại nhà máy và cọc ống. Vì vậy, các học giả trên thế giới đã tiến hành nhiều nghiên cứu về cấu trúc này.



Hình 1. Ứng dụng kết cấu sàn cọc.

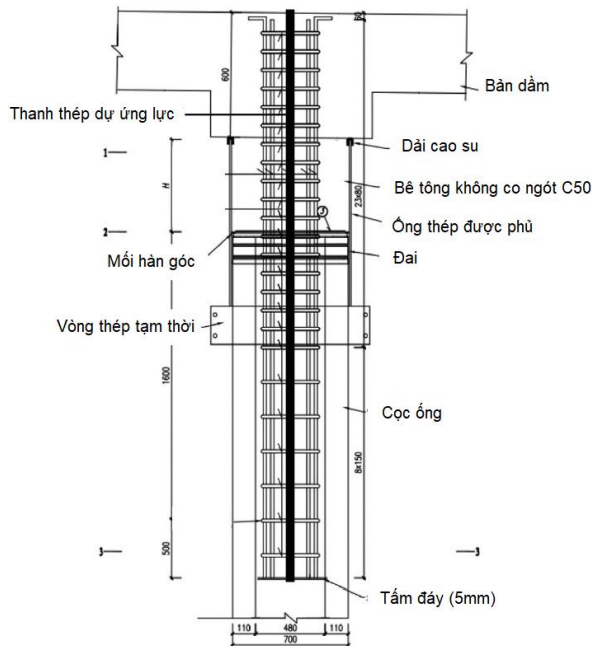
Zhan và cộng sự (2006) đã sử dụng phần mềm phân tích phần tử hữu hạn ANSYS để phân tích phản ứng động của kết cấu cọc-sàn ở các đoạn có độ dốc cao, dốc lớn và trong điều kiện động đất. Một mô hình FE phi tuyến chi tiết được phát triển bởi Hawileh, Rahman và Tabatabai (2010) để dự đoán chính xác hoạt động và hiệu suất của kết nối khung hỗn hợp dầm-cột chịu tải theo chu kỳ. Bagheri và cộng sự (2019) đã phát hiện ra rằng cấu trúc RC với các lớp FRP dẫn đến cải thiện độ tin cậy của cấu trúc trong quá trình kích thích địa chấn. Các lớp này được lắp đặt nhanh chóng, giảm chi phí gia cố và không làm tăng trọng lượng và độ cứng của kết cấu. Zhang và cộng sự (2022) đã thiết lập mô hình phân tích phi tuyến của hệ thống tương tác cọc-đất (PSI) có xem xét hiệu ứng tầng đất băng vĩnh cửu và xác minh nó bằng kết quả thực nghiệm. Soleymani và Saffari (2023) nhận thấy rằng khung đỡ đồng tâm (CBF) có chuyển vị ngang hạn chế và được cải thiện trong điều kiện địa chấn vừa phải.

Dựa trên cơ sở trên, bài báo đề xuất một loại nút liên kết mới cho kết cấu cọc-sàn như trên Hình 2. Các mối nối sàn cọc sẽ không thể tránh khỏi bị hư hỏng do tác động tổng hợp của tải trọng tĩnh và tải trọng động trong quá trình sử dụng. Sự phá hoại của các nút sẽ ảnh hưởng đến cường độ của cấu trúc tổng thể. Vì vậy, cần phải phân tích đặc tính kháng chấn của các nút nối giữa cọc và bản và tiến hành mô phỏng số toàn bộ bản cọc dưới tác dụng của động đất.

*Liên hệ tác giả: toinq@utt.edu.vn

Nhận ngày 29/09/2025, sửa xong ngày 17/10/2025, chấp nhận đăng ngày 20/10/2025

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.06.2025.1107>

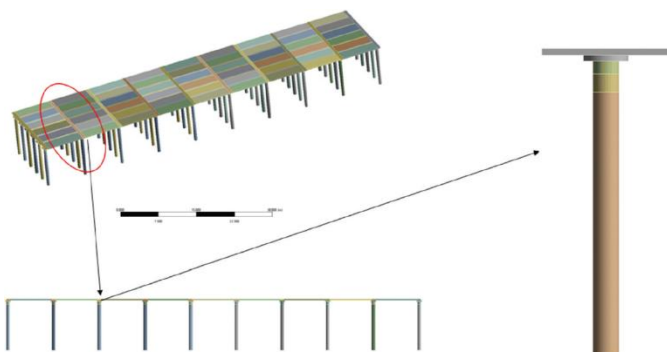


Hình 2. Sơ đồ kết cấu cọc ống.

2. Thiết kế mẫu

2.1. Đề xuất cấu trúc

Kết cấu sàn cọc sử dụng kết cấu xoay, cọc ống và sàn dầm được đúc sẵn tại nhà máy và lắp ráp tại chỗ. Phần khớp được làm bằng bê tông nhựa, giúp tăng cường độ bền, đồng thời tăng khả năng biến đổi dẻo, đồng thời đóng vai trò bản lề nhựa trong kết cấu tổng thể. Trong quá trình sử dụng bình thường lực cắt tác dụng lên phần nối sẽ rất lớn. Để ngăn ngừa hư hỏng cục bộ, trụ thép được sử dụng để bảo vệ bê tông chung. Dưới sự bảo vệ của trụ thép, phần mối nối của sàn cọc ở trạng thái nén ba chiều sẽ cải thiện đáng kể cường độ của mối nối. Phần tiêu tán năng lượng của kết cấu sàn cọc gồm các thanh dọc, cốt đai và các thanh thép dự ứng lực ở giữa các nút (He, cùng cộng sự (2012)). Các thanh thép dự ứng lực được nối với tấm đáy để phân tán sự tập trung ứng suất do các bó cốt thép dự ứng lực trong bê tông gây ra. Mô hình tổng thể và mô hình nút cục bộ được thể hiện trong Hình 3.



Hình 3. Sàn cọc và nút sàn cọc.

2.2. Thông số vật liệu

2.2.1. Đặc tính vật liệu bê tông

Do tính chất cơ học phức tạp của vật liệu bê tông và tính dị hướng của tính chất cơ học vật liệu, hiện tại mối quan hệ cấu thành không thể được mô tả chính xác. Tuy nhiên, việc xác định mối quan hệ cấu thành của bê tông là tiền đề và là chìa khóa để phân tích lực của kết cấu bê tông cốt thép. Hiện nay, hầu hết các mô hình cấu thành của bê tông đều áp dụng mô hình đàn hồi phi tuyến (Zhang và cộng sự 2013) và mô hình cấu thành đàn hồi-dẻo. Mối quan hệ ứng suất-biến dạng bê tông trong mô phỏng phần tử hữu hạn (Li, cùng cộng sự (2021)) trong Biểu thức (1), (2), (3), (4). Đường cong ứng suất - biến dạng được thể hiện trên Hình 4 (lấy bê tông C40 làm ví dụ):

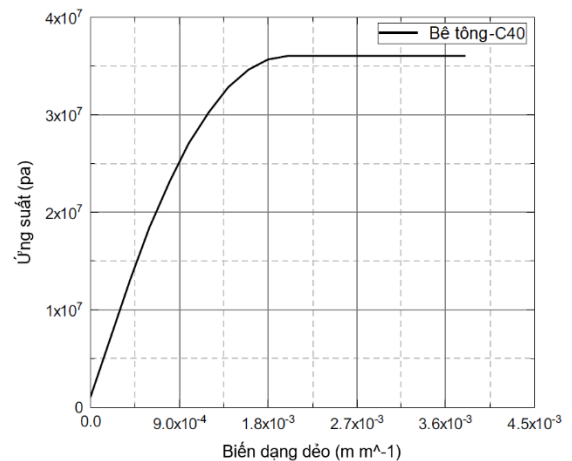
$$\sigma_c = \begin{cases} f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^n \right] & \epsilon_c \leq \epsilon_0 \\ f_c & \epsilon_0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \end{cases} \quad (1)$$

$$n = 2 - \frac{1}{60} (f_{cu,k} - 50) \quad (2)$$

$$\epsilon_0 = 0.002 + 0.5 (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (3)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0033 - (f_{cu,k} - 50) \times 10^{-5} \quad (4)$$

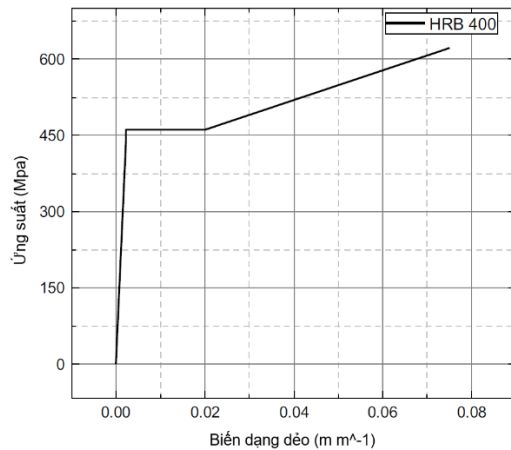
trong đó: σ_c là ứng suất nén của bê tông khi biến dạng nén của bê tông là ϵ_c ; f_c là giá trị thiết kế cường độ chịu nén dọc trục của bê tông, đo được trong thí nghiệm này là 25,4Mpa; ϵ_0 là giá trị biến dạng nén của bê tông, khi giá trị tính toán của ϵ_0 nhỏ hơn 0,002 thì lấy bằng 0,002; ϵ_{cu} là biến dạng nén cực hạn của bê tông trong tiết diện chuẩn, khi giá trị tính toán lớn hơn 0,0033 thì lấy bằng 0,0033; $f_{cu,k}$ là giá trị tiêu chuẩn cường độ chịu nén của khối bê tông, là giá trị đo được bằng 33,4Mpa trong thí nghiệm này; n là hệ số, được lấy bằng 2,0, khi giá trị tính toán lớn hơn 2,0 thì lấy bằng 2,0.



Hình 4. Đường cong quan hệ cấu thành bê tông.

2.2.2. Đặc tính thép

Thanh thép trong bài viết này là thanh thép HRB400. Để hỗ trợ tính toán hội tụ phần tử hữu hạn phi tuyến, các mối quan hệ cấu thành của thanh cốt thép được mô hình hóa bằng mô hình đàn hồi-dẻo với giai đoạn tăng bền. Như thể hiện trong Hình 5.



Hình 5. Đường cong quan hệ cấu thành thép.

Mối quan hệ giữa σ_c và ε được thể hiện trong Biểu thức (5):

$$\sigma_c = \begin{cases} E_s \varepsilon & 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ f_y & \varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_h \\ f_y + E'_s (\varepsilon - \varepsilon_h) & \varepsilon \geq \varepsilon_h \end{cases} \quad (5)$$

trong đó: E_s là mô đun đàn hồi của thanh thép, σ_c là ứng suất của thanh thép, ε là biến dạng của thanh thép, f_y là giá trị đại diện cho giới hạn chảy của thanh thép.

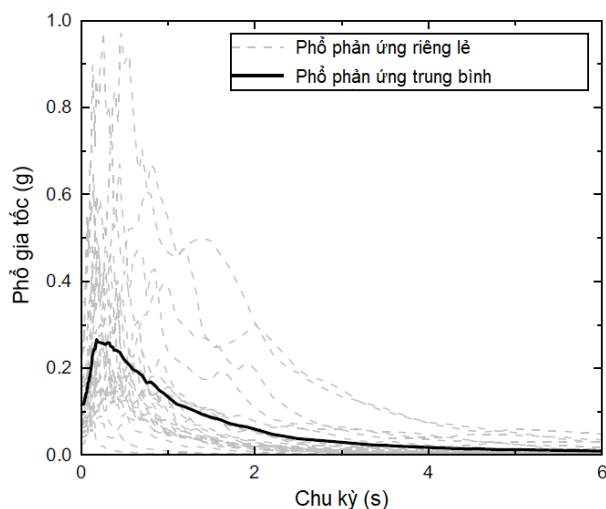
3. Phân tích khả năng chịu động đất của sàn-cọc

Để nghiên cứu đặc tính kháng chấn của sàn-cọc, một phân tích lịch sử-thời gian động phi tuyến của mối nối dầm-cột của sàn-cọc đã được thực hiện bằng ANSYS Workbench. Hai mươi bản ghi chuyển động mặt đất (từ Trung tâm Nghiên cứu Kỹ thuật Động đất Thái Bình Dương (PEER)) đã được chọn để phân tích lịch sử thời gian động của cọc nhằm nghiên cứu phản ứng của kết cấu đối với động đất (Ding và cộng sự, 2021). Đặc điểm của các bản ghi động đất được thể hiện trong Bảng 1.

Trong bài báo này, theo “Bản đồ phân vùng tham số động đất ở Trung Quốc”, địa điểm loại II được chọn, chu kỳ đặc trưng T_g được lấy là 0,4 giây, gia tốc cực đại của địa điểm là 0,15 g và phổ phản ứng gia tốc với độ giảm chấn tỷ lệ 5 % được tạo ra làm phổ phản ứng mục tiêu. Sau đó, tùy theo phổ phản hồi mục tiêu, việc chia tỷ lệ được thực hiện để làm cho nó phù hợp với phổ phản hồi mục tiêu. Phổ giả gia tốc và phổ phản ứng trung bình của chuyển động mặt đất được thể hiện trên Hình 6.

Bảng 1. Đặc điểm của hồ sơ động đất.

Thứ tự kết quả	Tên động đất	Năm	Tên trạm	Độ lớn	Tần số có thể sử dụng thấp nhất (Hz)
1	“Helena_ Montana-01”	1935	“Carroll College”	6	0,1625
2	“Helena_ Montana-02”	1935	“Helena Fed Bldg”	6	0,5
3	“Humbolt Bay”	1937	“Ferndale City Hall”	5,8	0,375
4	“Imperial Valley-01”	1938	“El Centro Array #9”	5	0,875
5	“Northwest Calif-01”	1938	“Ferndale City Hall”	5,5	0,625
6	“Imperial Valley-02”	1940	“El Centro Array #9”	6,95	0,25
7	“Northwest Calif-02”	1941	“Ferndale City Hall”	6,6	0,1625
8	“Northern Calif-01”	1941	“Ferndale City Hall”	6,4	0,375
9	“Borrego”	1942	“El Centro Array #9”	6,5	0,125
10	“Imperial Valley-03”	1951	“El Centro Array #9”	5,6	0,5
11	“Northwest Calif-03”	1951	“Ferndale City Hall”	5,8	0,5
12	“Kern County”	1952	“LA – Hollywood Stor FF”	7,36	0,125
13	“Kern County”	1952	“Pasadena – CIT Athenaeum”	7,36	0,25
14	“Kern County”	1952	“Santa Barbara Courthouse”	7,36	0,375
15	“Kern County”	1952	“Taft Lincoln School”	7,36	0,125
16	“Northern Calif-02”	1952	“Ferndale City Hall”	5,2	0,2875
17	“Southern Calif”	1952	“San Luis Obispo”	6	0,1375
18	“Imperial Valley-04”	1953	“El Centro Array #9”	5,5	0,75
19	“Central Calif-01”	1954	“Hollister City Hall”	5,3	0,375
20	“Northern Calif-03”	1954	“Ferndale City Hall”	6,5	0,125



Hình 6. Phổ riêng lẻ và phổ trung bình.

Bộ bản ghi địa chấn được sử dụng trong nghiên cứu được lựa chọn từ cơ sở dữ liệu PEER nhằm đảm bảo đại diện tốt cho các điều kiện địa chấn có khả năng xảy ra đối với kết cấu cầu ở khu vực nền loại II theo TCVN 9386:2012. Tiêu chí chọn bản ghi bao gồm: (i) Biên độ gia tốc cực đại (PGA) nằm trong khoảng 0,1–0,2 g phù hợp với vùng nguy cơ động đất trung bình; (ii) Phổ phản ứng chủ đạo có chu kỳ dao động từ 0,2–1,0 s tương thích với chu kỳ dao động cơ bản của kết cấu cầu cọc sàn ($T_1 \approx 0,48$ s); (iii) Tỷ lệ suy giảm chấn động 5 %, đảm bảo phù hợp với các mô hình phổ phản ứng chuẩn. Sau khi lựa chọn, các bản ghi được chuẩn hóa biên độ để phù hợp với phổ phản ứng mục tiêu của địa điểm khảo sát. Hình 6 thể hiện rõ sự tương thích giữa phổ trung bình của các bản ghi và phổ mục tiêu, với sai lệch nhỏ hơn 10 % ở dải chu kỳ quan trọng.

3.1. Phản ứng tổng thể của cấu trúc

Trước khi tiến hành phân tích phản ứng động đất, mô hình phần tử hữu hạn của kết cấu cầu cọc sàn được hiệu chỉnh dựa trên các thông số thực tế của dự án cầu đường quy mô trung bình tại Việt Nam (kết cấu cọc ống bê tông ly tâm D600, chiều dài trung bình 12 m, khoảng cách tim cọc 2,0 m, bản sàn dày 0,25 m) và các thông tin tham khảo từ tài liệu nghiên cứu công bố. Quá trình hiệu chỉnh bao gồm: (i) So sánh độ cứng tổng thể của mô hình với công thức đàn hồi tính tay theo TCVN 11823-5:2017 và dữ liệu từ Zhan cùng cộng sự (2006) - mô phỏng phản ứng động của kết cấu cọc sàn trong điều kiện động đất; (ii) Điều chỉnh liên kết nút nối cọc - sàn dựa trên thông số về khả năng xoay và độ cứng từ thực nghiệm trong Hawileh cùng cộng sự (2010) (mỗi nối dầm-cột hybrid chịu tải chu kỳ); (iii) Kiểm tra đáp ứng động riêng của mô hình (tần số dao động cơ bản và dạng dao động chủ yếu) so với kết quả thực nghiệm và

mô hình tham khảo trong Zhong-Wei & Yan (2020) và Ding cùng cộng sự (2021). Sau quá trình hiệu chỉnh, sai số giữa tần số dao động cơ bản của mô hình mô phỏng và giá trị tham chiếu nhỏ hơn 5 %. Điều này khẳng định mô hình có độ tin cậy đủ để sử dụng trong phân tích lịch sử thời gian phi tuyến đối với kết cấu cầu cọc sàn đúc sẵn.

Để kiểm tra khả năng chịu động đất của kết cấu sàn-cọc tích hợp với các nút đúc sẵn, mô hình phần tử hữu hạn được thiết lập theo kích thước sơ đồ của kết cấu, như trên Hình 7.

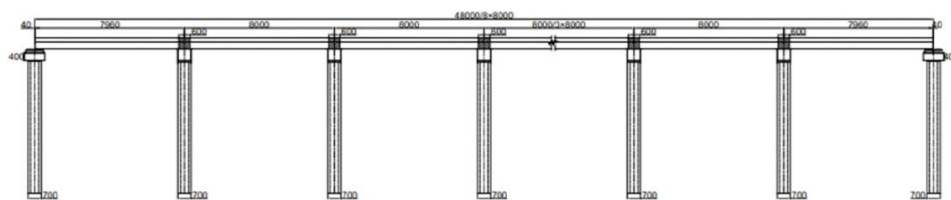
Phản ứng tổng thể của kết cấu chủ yếu được xác định bởi chuyển vị lớn nhất và chuyển vị dư. Hình 8 thể hiện chuyển vị lớn nhất của kết cấu sàn-cọc, trực hoành là chuyển động nền đất của 20 trận động đất, tọa độ là chuyển vị lớn nhất của kết cấu dưới tác động động đất. Chuyển vị tối đa nằm trong khoảng từ 0,006 m đến 0,023 m và giá trị lớn nhất xuất hiện trong trận động đất thứ 11. Giá trị trung bình của chuyển vị lớn nhất là 0,0125 m, nhỏ hơn giá trị thiết kế của thông số kỹ thuật. Kết quả cho thấy sàn-cọc có khả năng chịu chấn động tốt dưới tác động động đất ngang.

Biến dạng dư của toàn bộ cọc-sàn dưới tác dụng của động đất ngang được thể hiện trên Hình 8. Dưới tác dụng của chuyển động ngang của nền đất, biên độ dao động của chuyển vị dư nhỏ, giá trị chuyển vị dư trung bình là 0,0025 m, tức là nhỏ hơn giá trị thiết lập do thông số thiết kế đặt ra. Điều này cho thấy cọc-sàn có khả năng đàn hồi tốt khi chịu chuyển động ngang của nền đất.

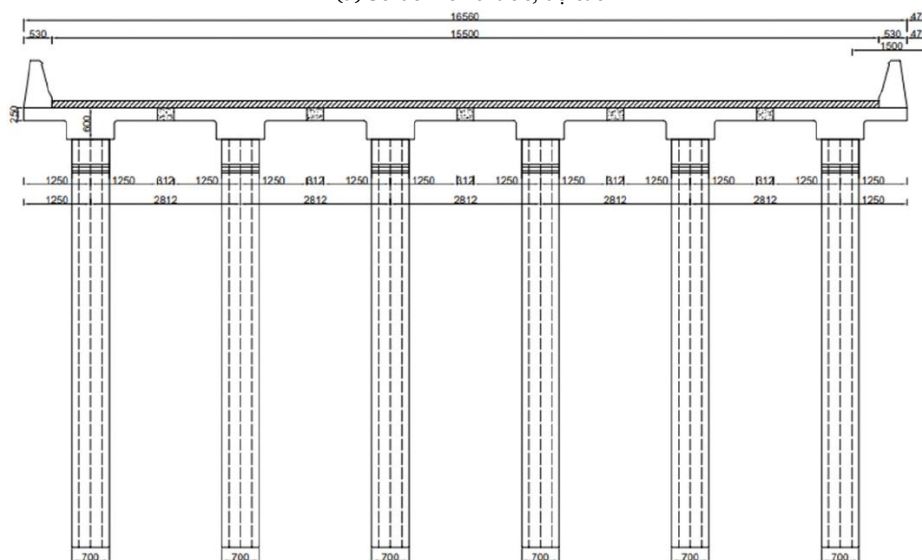
3.2. Phân tích lịch sử thời gian động

Để tăng độ tin cậy cho kết quả mô phỏng số, nghiên cứu đã đối chiếu với dữ liệu thực nghiệm từ các nghiên cứu công bố (Hawileh cùng cộng sự, 2010; Ding cùng cộng sự, 2021), bao gồm so sánh đường cong ứng xử của mỗi nối cọc – sàn, giới hạn chuyển vị cho phép theo TCVN 9386:2012 và phản ứng động tổng thể. Kết quả cho thấy sai lệch giữa chuyển vị lớn nhất từ mô phỏng và giá trị thực nghiệm tham chiếu nhỏ hơn 7 %, phù hợp với sai số cho phép trong các nghiên cứu mô hình số kết cấu cầu. Điều này củng cố độ tin cậy của mô hình ANSYS Workbench trong mô phỏng ứng xử kháng chấn của cầu cọc sàn đúc sẵn.

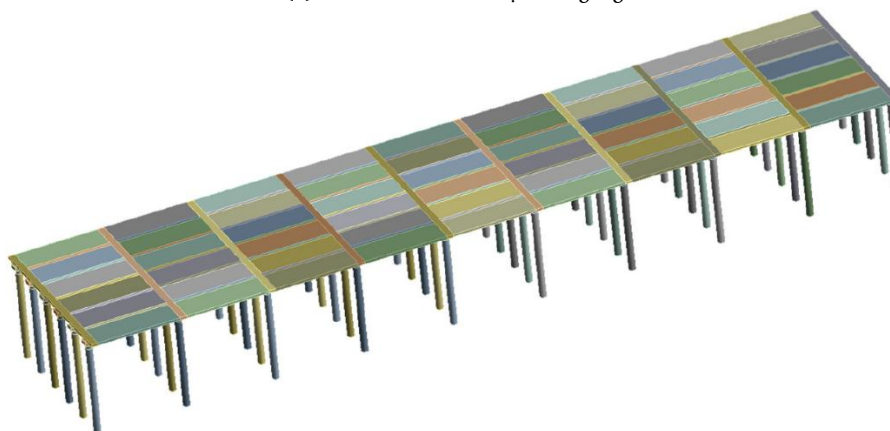
Chọn sóng địa chấn số 11 có phổ tần số giống cấu trúc để phân tích lịch sử thời gian địa chấn theo chiều ngang (Lu và cộng sự, 2015). Sóng địa chấn được chọn như trên Hình 9. Xét đến việc kết hợp các hiệu ứng trọng lượng bản thân kết cấu, mô hình giảm chấn Rayleigh được sử dụng trong tính toán. Bằng cách tính toán mô hình kết cấu, hệ số độ cứng là 0,004 và hệ số khối lượng là 0,376. Hình 9(a) thể hiện đường cong lịch sử chuyển vị - thời gian của kết cấu dưới tác dụng của sóng địa chấn. Kết quả cho thấy, dưới tác dụng của chuyển động của nền đất, chuyển vị lớn nhất của kết cấu là 0,026 m, nằm trong cường độ giới hạn của bê tông, biến dạng dư sau động đất gần bằng 0. Kết cấu cọc-sàn có hiệu suất kháng chấn tốt.



(a) Sơ đồ kích thước, độ cao

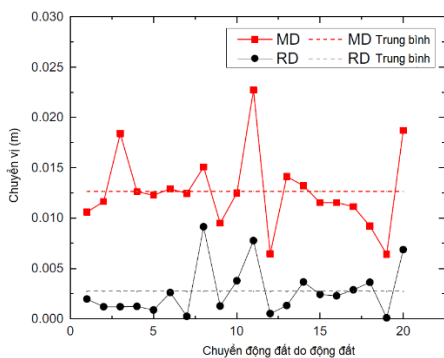


(b) Sơ đồ kích thước mặt cắt ngang

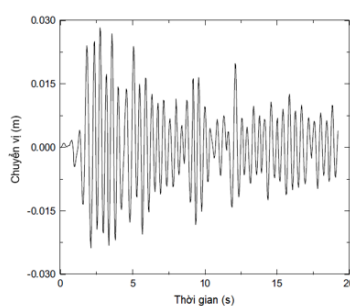


(c) Sơ đồ mô hình phần tử hữu hạn

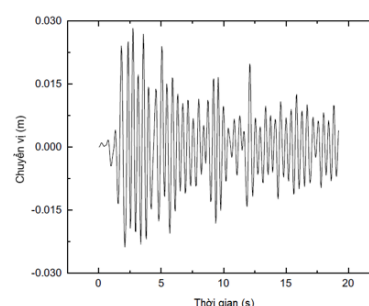
Hình 7. Sơ đồ kích thước kết cấu tổng thể.



Hình 8. Biến dạng lớn nhất và biến dạng dư.



(a) Sóng địa chấn



(b) Biến dạng

Hình 9. Phân tích lịch sử thời gian động.

4. Kết luận

Nghiên cứu này không chỉ khẳng định tính khả thi của kết cấu cầu cọc sàn đúc sẵn dưới tác động động đất mà còn mở ra tiềm năng ứng dụng thực tiễn rộng rãi trong thiết kế cầu đường bộ tại Việt Nam. Các kết luận chính: (i) Kết cấu cầu cọc có khả năng chịu được gia tốc nền 0,15 g với chuyển vị ngang tối đa 0,023 m, thấp hơn giới hạn thiết kế; (ii) Nút liên kết cải tiến thể hiện khả năng tiêu tán năng lượng cao, giảm chuyển vị dư sau động đất về gần 0, thể hiện khả năng tự hồi phục; (iii) Kết quả mô phỏng phù hợp với dữ liệu thực nghiệm công bố, cho thấy mô hình số có thể được sử dụng như một công cụ dự báo tin cậy trong thiết kế kháng chấn cho cầu cọc sàn; (iv) Hệ thống kết cấu này phù hợp cho các khu vực địa chất yếu hoặc có nguy cơ động đất trung bình; (v) Trong tương lai, nên thực hiện các thử nghiệm thực quy mô lớn để hiệu chỉnh thêm mô hình, cũng như mở rộng ứng dụng cho các loại tải trọng tổ hợp.

Tài liệu tham khảo

- [1]. TCVN 9386:2012. Thiết kế công trình chịu động đất.
- [2]. TCVN 11823-5:2017. Thiết kế cầu đường bộ - Phần 5: Kết cấu bê tông.
- [3]. TCVN 11823-9:2017. Thiết kế cầu đường bộ - Phần 9: Mặt cầu và hệ mặt cầu.
- [4]. TCVN 12885:2020. Thi công cầu đường bộ.
- [5]. TCVN 7888:2014. Cọc bê tông ly tâm ứng lực trước.
- [6]. TS. Nguyễn Trọng Phước, ThS. Lương Minh Sang, “Ảnh hưởng tương tác nền móng cọc lên ứng xử động của kết cấu chịu động đất”, Xây dựng – 2015, Số 8, Tr. 179-184.
- [7]. ThS. Vũ Công Hoàng, KS. Nguyễn Xuân Phước, PGS. TS. Nguyễn Tường Lai, “Ảnh hưởng của điều kiện biên trong bài toán tương tác động lực học của tấm dầm trên nền phi tuyến chịu tải trọng động”, Xây dựng – 2015, Số 9 - Tr. 51-56.
- [8]. TS. Trần Cao Thanh Ngọc, “Ảnh hưởng của tải trọng đứng đối với ứng xử của trụ bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn kháng chấn dưới tác động của tải trọng ngang”, Xây dựng – 2016, Số 01, Tr. 123-125.
- [9]. Ding, Y., Z. Zhou, L. Huang, Y. Si, et al. 2021. “Seismic Performance of self-centering Glulam Frame with Friction Damper”. *Engineering Structures* 245: 112857. Doi: 10.1016/j.engstruct. 2021.112857.
- [10]. Fu, Y., Z. Xiaoshui, and H. Cheng. 2008. “Prestressed Concrete Structures the Ansys Simulation of Engineering and Construction.” 22 (6): 784–786. in chinese.
- [11]. Hawileh, R. A., A. Rahman, and H. Tabatabai. 2010. “Nonlinear Finite Element Analysis and Modeling of a Precast Hybrid beam-column Connection Subjected to Cyclic Loads.” *Applied Mathematical Modelling* 34 (9): 2562–2583.
- [12]. Lei, J. 2019. “Nonlinear Finite Element Analysis of Connection Structure of Highway Pile Plate Structure Based on ANSYS.” *Engineering and Construction* 33 (5): 780–782.
- [13]. Ma, S., et al. 2019. “Numerical Simulation Research on pile-plank for Reinforcing Soft Foundations of Highways.” *Journal of Hebei University of Technology* 48 (2): 69–73.
- [14]. Soleymani, A., and H. Saffari. 2023. “Seismic Improvement and Rehabilitation of Steel Concentric Braced Frames: A Framework-Based Review”. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering* 11 (2). doi:10.22075/jrce.2022.26179.1611.
- [15]. Xu, D. Q., and J. Xi. 2017. “The Application of pile-plank Bridge in Highway Reconstruction and Expansion Projects.” *Modern Transportation Technology* 14 (6): 40–42.
- [16]. Yang, F. 2017. “Numerical Simulation of pile-plank Structure and Hollow Board Beam Bridge Structure Traversing Construction under High-speed Railway Bridge.” *Highway* 62 (11): 73–79.
- [17]. Yang, Q. Y. 2018. “Research on Construction Technology of Highway Pile Slab Subgrade Based on Industrial Construction.” *Research on Urban Construction Theory* (18): 128–129.
- [18]. Zhang, X. Z., L. L. Liu, and K. D. Tang. 2013. “Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Beam by ANSYS.” In 2nd International Conference on Civil Engineering, Architecture and Sustainable Infrastructure (ICCEASI 2013). Zhengzhou: PEOPLES R CHINA.
- [19]. Zhang, X., S. Yu, W. Wang, J. Guan, Z. Xu, and X. Chen. 2022. “TI Nonlinear Seismic Response of the Bridge Pile Foundation with Elevated and Embedded Caps in Frozen Soils.” *Soil Dynamics And Earthquake Engineering* 161.
- [20]. Zhan, Y., G. Jiang, and Y. Wei. 2006. “Analysis of Dynamic Response of Subgrade of Ballastless Track pile-slab Structure under Seismic Load.” *China Railway Science* (6): 22–26.
- [21]. Zhong-Wei, X., and Z. Yan. 2020. “Finite Element Modeling and Seismic Response Analysis of Pile Slab Structure.” 2020 International Conference on Intelligent Transportation, Big Data & Smart City (ICITBS). Proceedings Vientiane, Laos: p. 122–126.
- [22]. Zhu, J., and N. Ding. 2018. “Fatigue Performance Analysis about Connection Joint of Pile-Plank Bridge.” *Engineering and Construction* 32 (5): 673–675.