Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng, ĐHXDHN, 2026, 20 (4V): 30–43

NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ ĐỘNG LỰC HỌC CỦA CẦU BỘ HÀNH KẾT NỐI CÁC TÒA NHÀ CHỊU TẢI TRỌNG NGƯỜI ĐI BỘ BẰNG PHÂN TÍCH FOOTFALL

Nguyễn Trọng Phú[a], Đỗ Kim Anh[a], Nguyễn Quang Huy[a], Nguyễn Văn Hùng[a,*]

[a]*Khoa Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội, 55 Giải Phóng, phường Bạch Mai, Hà Nội, Việt Nam*

Nhận ngày 02/8/2026, Sửa xong 22/9/2026, Chấp nhận đăng 22/9/2026

Tóm tắt

Cầu bộ hành sử dụng kết cấu thép kết nối giữa các tòa nhà có độ mảnh lớn nên dễ dao động do người đi bộ, trong khi tiêu chuẩn Việt Nam chưa quy định phương pháp đánh giá và tiêu chí tiện nghi cho loại tải trọng này. Bài báo đề xuất quy trình phân tích footfall bằng phương pháp lịch sử thời gian trên mô hình phần tử hữu hạn ETABS theo EN 1990, NA to SS EN 1991-2, ISO 10137 và SCI P354, áp dụng cho cầu thép nhịp 32 m kết nối hai khối nhà dưới tác động của nhóm 16 người đi bộ đồng bộ. Cầu có tần số dao động uốn đứng cơ bản 2,66 Hz nên cần kiểm tra dao động; tuy nhiên, gia tốc đỉnh theo phương đứng và phương ngang đều thấp hơn nhiều giới hạn tiện nghi. Khi tỷ số cản giảm từ 2,0% xuống 0,5%, gia tốc đứng tăng khoảng 42% nhưng vẫn đạt yêu cầu, còn phản ứng ngang hầu như không đổi. Sử dụng chiều dài sải chân phù hợp với đặc điểm nhân trắc người Việt Nam có thể làm tăng gia tốc đứng khoảng 10 ÷ 20% nhưng không thay đổi kết luận về tiện nghi. Nghiên cứu cung cấp quy trình thực tiễn đánh giá dao động do người đi bộ ở giai đoạn thiết kế và là cơ sở tham khảo để hoàn thiện quy định về dao động cầu bộ hành tại Việt Nam.

Từ khoá: cầu bộ hành kết nối giữa các tòa nhà; dao động do người đi bộ; phân tích footfall; tiện nghi rung động (vibration comfort); phân tích lịch sử thời gian.

A STUDY ON DYNAMIC BEHAVIOR OF INTER-BUILDING PEDESTRIAN BRIDGES UNDER PEDESTRIAN LOADING USING FOOTFALL ANALYSIS

Abstract

Steel pedestrian bridges connecting buildings are typically slender and therefore susceptible to pedestrian-induced vibrations, while current Vietnamese design standards do not provide specific assessment procedures or vibration-comfort criteria for this type of loading. This paper proposes a footfall analysis procedure based on time-history analysis using a finite element model in ETABS in accordance with EN 1990, the Singapore National Annex to SS EN 1991-2, ISO 10137, and SCI P354. The procedure is applied to a 32 m-span steel pedestrian bridge connecting two building blocks under the loading of a synchronised group of 16 pedestrians. The bridge has a fundamental vertical bending frequency of 2.66 Hz and therefore requires vibration assessment; however, both the vertical and lateral peak accelerations are substantially lower than the corresponding comfort limits. When the damping ratio is reduced from 2.0% to 0.5%, the vertical acceleration increases by approximately 42% but remains within the acceptable limit, whereas the lateral response is almost unchanged. Adopting a stride length representative of Vietnamese anthropometric characteristics may increase the vertical acceleration by approximately 10 ÷ 20%, but does not alter the overall comfort assessment. The study provides a practical procedure for evaluating pedestrian-induced vibrations at the design stage and serves as a technical reference for further development of vibration assessment provisions for pedestrian bridges in Vietnam.

Keywords: inter-building pedestrian bridge; pedestrian-induced vibration; footfall analysis; vibration serviceability; linear modal time-history analysis.

https://doi.org/10.31814/stce.huce2026-20(4V)-03 © 2026 Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (ĐHXDHN)

1. Giới thiệu

Trong các tổ hợp công trình đa chức năng hiện đại, cầu bộ hành trên cao nối liền hai khối nhà độc lập ngày càng phổ biến nhằm tăng cường kết nối không gian, rút ngắn quãng đường di chuyển và bổ

*Tác giả liên hệ. *Địa chỉ e-mail:* hungnv4@huce.edu.vn (Hùng, N. V.)

sung lối thoát hiểm. Kết cấu nhịp thường là dầm thép bản mỏng, dầm hộp hoặc giàn thép nhằm giảm tĩnh tải truyền vào công trình chính và tạo hình dáng thanh mảnh. Do liên kết trực tiếp hai khối nhà, cầu nối cần được bảo đảm an toàn để ngăn ngừa nguy cơ phá hủy lũy tiến (progressive collapse) khởi phát từ khu vực gối đỡ khi xảy ra sự cố cực hạn [1, 2].

Bên cạnh an toàn chịu lực, ứng xử dưới tải trọng sử dụng là khía cạnh then chốt trong thiết kế cầu nối. Việc tối ưu hóa tiết diện và sử dụng vật liệu cường độ cao làm kết cấu mảnh hơn, có tần số dao động riêng thấp và độ cản nhỏ (0,5 ÷ 2,0%) [3], nên lực bước chân có tính chu kỳ dễ kích thích các dạng dao động riêng (pedestrian-induced vibration). Dù hiếm khi gây mất an toàn chịu lực, gia tốc dao động vượt ngưỡng vẫn gây lo âu, khó chịu cho người sử dụng. Cầu Millennium (London, 2000) [4–6] và cầu Solférino (Paris) [7] phải tạm đóng cửa do dao động ngang quá mức là những minh chứng điển hình cho việc xem nhẹ dự báo gia tốc phản ứng ở giai đoạn thiết kế.

Tại Việt Nam, thiết kế cầu bộ hành và sàn nhịp lớn chủ yếu kiểm tra trạng thái giới hạn cường độ (ULS) và độ võng tĩnh ở trạng thái giới hạn sử dụng (SLS) theo TCVN 2737:2023 [8] hoặc TCVN 11823-1:2017 [9]. TCVN 2737:2023 [8] đã đề cập dao động do bước chân người tại Phụ lục G.2.2, song dưới dạng đơn giản hóa thông qua giới hạn độ võng theo yêu cầu tâm sinh lý (công thức G.1), chưa phân tích gia tốc dao động trong miền thời gian hoặc miền tần số - vốn cần thiết đối với các kết cấu nhạy cảm dao động như cầu bộ hành nhịp lớn. Các tiêu chuẩn TCVN 6962:2001, TCVN 6963:2001, TCVN 7191:2002 và TCVN 7378:2004 [10–13] chỉ quy định ngưỡng chấn động giới hạn và phương pháp đo đạc hiện trường mang tính "hậu kiểm", chưa cung cấp mô hình tải trọng bước chân, hệ số lực động (Dynamic Load Factor - DLF) và quy trình dự báo gia tốc phản ứng ngay từ giai đoạn thiết kế [14].

Trong nước, Nguyễn Vĩnh Sáng [14] đã tổng hợp phương pháp đánh giá độ rung sàn theo BS 6841, BS 6472 và ISO 2631 [15–17]; Trần Việt Hùng và cs. [18] phân tích cơ chế dao động của cầu đi bộ hiện đại dưới tải trọng người và minh họa quy trình đánh giá theo hướng dẫn HiVoSS [19] cho một cầu dạng dải chịu kéo (stress ribbon). Tuy vậy, chưa có nghiên cứu trong nước nào về cầu thép kết nối giữa hai tòa nhà - hệ kết cấu vừa có độ mảnh lớn, vừa có điều kiện biên phức tạp do chuyển vị lệch giữa hai khối nhà độc lập chi phối cả ứng xử tĩnh học lẫn đặc trưng dao động. Điều kiện biên này đòi hỏi cấu tạo hệ gối cẩn trọng để tránh hư hỏng cục bộ hay sụp đổ dây chuyền [1, 2], đồng thời ảnh hưởng trực tiếp đến mức độ nhạy dao động của cầu. So với quy trình theo HiVoSS [19] - vốn xây dựng cho cầu bộ hành tựa trên mố/trụ cố định - đóng góp của nghiên cứu gồm: (i) mở rộng quy trình đánh giá dao động do người đi bộ sang cầu thép kết nối giữa hai tòa nhà, bổ sung bước xác định chuyển vị lệch giữa hai khối nhà (Mục 4.2) và xem xét ảnh hưởng của các bậc tự do gối được giải phóng có chọn lọc đến đặc trưng dao động (Mục 4.4, 4.5); (ii) tích hợp có hệ thống các tiêu chuẩn EN 1990, NA to SS EN 1991-2, ISO 10137 và SCI P354 trong một quy trình thống nhất, phù hợp với bối cảnh tiêu chuẩn còn thiếu tại Việt Nam; (iii) bước đầu xem xét ảnh hưởng của chiều dài sải chân theo đặc điểm nhân trắc người Việt Nam đến kết quả dự báo dao động. Phạm vi nghiên cứu giới hạn ở một nhóm người đi bộ đồng bộ di chuyển theo một hướng dọc cầu; các trường hợp nhiều dòng người ngược chiều hoặc lệch thời điểm xuất phát chưa được xem xét.

Bài báo trình bày cơ sở lý thuyết và đề xuất quy trình phân tích phản ứng dao động của kết cấu dưới tác động của bước chân người đi bộ (sau đây gọi là phân tích footfall) theo EN 1990, Phụ lục Quốc gia Singapore của SS EN 1991-2 (NA to SS EN 1991-2), ISO 10137 và SCI P354 [20–23], sau đó áp dụng cho một cầu thép nhịp 32 m kết nối hai khối nhà A và B tại cao độ +24,0 m thuộc một dự án khu liên hợp thể thao giả định tại Hà Nội. Phân tích được thực hiện theo phương pháp lịch sử thời gian trên phần mềm ETABS [24], bao gồm kiểm tra cường độ và biến dạng, phân tích dao động riêng, gia tốc phản ứng theo phương đứng và phương ngang, khảo sát độ nhạy theo tỷ số cản và các

bài học thiết kế rút ra.

2. Cơ sở lý thuyết đánh giá dao động do người đi bộ

2.1. Mô hình toán học của tải trọng bước chân

Lực do một người đi bộ tác dụng lên kết cấu gồm ba thành phần: lực thẳng đứng, lực dọc theo hướng di chuyển và lực ngang vuông góc với hướng di chuyển, trong đó thành phần đứng đóng vai trò chủ đạo. Do sự luân phiên mang tính chu kỳ giữa pha chống một chân và pha chống hai chân, lực bước chân có tính tuần hoàn theo thời gian t (s) và thường được biểu diễn dưới dạng chuỗi Fourier [18, 23]:

$$F(t) = G\left[1 + \sum_{i=1}^{n} \alpha_i \sin\left(2\pi i f_p t - \phi_i\right)\right] \tag{1}$$

trong đó: G là trọng lượng cơ thể người (N); f_p là tần số bước đi (Hz); i là bậc điều hòa; α_i là hệ số lực động (DLF) của điều hòa bậc i; ϕ_i là góc lệch pha của điều hòa bậc i; n là số điều hòa xét đến (thường lấy $n = 4$). Theo SCI P354 [23], đối với thành phần đứng của lực bước chân, các hệ số DLF được lấy phụ thuộc tần số bước đi: $\alpha_1 = 0{,}436(f_p - 0{,}95)$ (với 1,5 Hz $\leq f_p \leq$ 2,5 Hz); các điều hòa bậc cao $\alpha_2 \approx 0{,}1$; $\alpha_3 \approx 0{,}1$ và $\alpha_4 \approx 0{,}05$. Tần số bước đi của người thường nằm trong khoảng 1,5 ÷ 2,5 Hz; trong thiết kế có thể lấy trong khoảng 1,8 ÷ 2,2 Hz với trường hợp đi bộ bình thường [14].

Đối với dòng người hoặc nhóm người đi bộ, tải trọng nhóm có thể được xác định bằng cách nhân tải trọng của một người với hệ số nhóm m phụ thuộc mức độ đồng bộ giữa các cá nhân; Matsumoto đề xuất $m = \sqrt{\lambda T_0} = \sqrt{N}$ (trong đó N là số người trong nhóm, λ là tốc độ xuất hiện người đi bộ và là T_0 khoảng thời gian xét tải trọng) với dòng người phân bố Poisson hoàn toàn không đồng bộ, và $m = N$ *khi* các bước chân đồng bộ hoàn toàn [18, 25]. Quy mô nhóm người dùng để kiểm tra được các tiêu chuẩn quy định theo cấp sử dụng của cầu; theo Bảng NA.7 thuộc NA to SS EN 1991-2 [21], cầu cấp B (khu vực ngoại ô) kiểm tra với nhóm 4 người đi bộ, cầu cấp C (tuyến đô thị) kiểm tra với nhóm 8 người đi bộ, và cầu cấp D (lối vào chính của các công trình tập trung đông người như sân vận động, nhà ga lớn) kiểm tra với nhóm 16 người đi bộ.

2.2. Hai thành phần phản ứng động của kết cấu

Ứng xử động của kết cấu dưới tải trọng bước chân phụ thuộc chủ yếu vào mối quan hệ giữa tần số dao động riêng cơ bản (f_n) của kết cấu và tần số bước đi (f_p) của người sử dụng [23]. Theo đó, phản ứng động có thể được chia thành hai thành phần sau:

a) Phản ứng cộng hưởng (resonant response): xảy ra đối với các kết cấu có tần số dao động riêng tương đối thấp (thường $f_n \leq 5$ Hz theo phương đứng). Khi tần số bước đi hoặc một trong các bội số của nó ($i \cdot f_p$) trùng hoặc xấp xỉ f_n, năng lượng từ các bước chân được tích lũy qua từng chu kỳ, làm biên độ dao động tăng dần cho đến khi đạt trạng thái bình ổn do tác dụng của độ cản. Đây là cơ chế chi phối đối với các cầu bộ hành và kết cấu nhịp lớn có độ mềm cao.

b) Phản ứng quá độ (transient response): xảy ra đối với các kết cấu có độ cứng lớn và tần số dao động riêng cao ($f_n > 5$ Hz). Trong trường hợp này, mỗi bước chân được xem như một xung lực riêng lẻ; kết cấu xuất hiện đỉnh gia tốc ngay sau khi chân tiếp xúc mặt sàn; do tần số dao động riêng cao hơn nhiều so với tần số bước đi, dao động này trải qua nhiều chu kỳ và suy giảm dần theo tỷ số cản của hệ trước khi xung lực của bước chân kế tiếp tác động, nhờ đó không xảy ra hiện tượng tích lũy năng lượng.

Ngoài dao động theo phương đứng, cầu bộ hành còn có thể xuất hiện dao động ngang do hiện tượng đồng bộ hóa bước chân (lateral lock-in). Khi cầu bắt đầu dao động theo phương ngang, người đi bộ có xu hướng vô thức điều chỉnh nhịp bước để phù hợp với chuyển động của cầu, làm lực kích

thích ngang tăng lên và tiếp tục khuếch đại dao động. Hiện tượng này đã được ghi nhận điển hình tại cầu Millennium (London) và là một trong những vấn đề dao động ảnh hưởng đến khả năng phục vụ (serviceability) cần được xem xét trong thiết kế và đánh giá cầu bộ hành [3].

2.3. Tiêu chí đánh giá tiện nghi rung động

Do con người nhạy cảm với gia tốc dao động hơn là chuyển vị, các tiêu chuẩn thiết kế thường sử dụng gia tốc đỉnh ($a_{\max}$) hoặc gia tốc hiệu dụng (a_{RMS}) làm chỉ tiêu đánh giá tiện nghi rung động, được hiểu là mức độ tiện nghi của người sử dụng khi kết cấu chịu dao động (vibration comfort) [15, 17]. Vì tiêu chuẩn EN 1990 [20] và EN 1991-2 [26] giao việc quy định mô hình tải trọng người đi bộ cho Phụ lục quốc gia (NA), trong khi Việt Nam chưa ban hành tài liệu tương đương, nghiên cứu này chọn Phụ lục quốc gia Singapore của tiêu chuẩn SS EN 1991-2 [21] làm cơ sở tham chiếu chính, kết hợp với các hướng dẫn của ISO 10137 [22] và SCI P354 [23]. Theo Phụ lục A2.4.3.2 của EN 1990 [20] và NA to SS EN 1991-2 [21], việc kiểm tra tiện nghi rung động bắt buộc thực hiện khi tần số dao động riêng cơ bản của kết cấu nhỏ hơn 5 Hz (phương đứng) hoặc nhỏ hơn 2,5 Hz (phương ngang và xoắn). Riêng đối với hiện tượng khóa đồng bộ ngang (lateral lock-in), khoản 2.44.7 của NA to SS EN 1991-2 [21] quy định nếu kết cấu không xuất hiện dạng dao động ngang có tần số dưới 1,5 Hz thì nguy cơ này được coi là không đáng kể và không cần kiểm tra.

Về tiêu chí chấp thuận áp dụng trong nghiên cứu, ngưỡng gia tốc đỉnh $a_{\max}$ trong điều kiện khai thác bình thường được giới hạn không vượt quá $0{,}07g$ đối với phương đứng và $0{,}02g$ đối với phương ngang (g là gia tốc trọng trường), phù hợp với dải giá trị khuyến nghị của NA to SS EN 1991-2 [21] và ISO 10137 [22] cho cầu bộ hành cấp sử dụng thông thường. Mặt khác, ISO 10137 và SCI P354 [22, 23] đánh giá qua hệ số phản ứng $R = a_{\mathrm{RMS}}/a_{\mathrm{RMS,base}}$ với gia tốc cảm nhận cơ sở $a_{\mathrm{RMS,base}} = 0{,}005\ \mathrm{m/s^2}$ (cho dao động đứng dải $4 \div 8$ Hz). Giới hạn R được quy định tùy theo công năng không gian: $R < 1$ đối với khu vực đặc biệt nhạy cảm như phòng mổ, $R < 4 \div 8$ đối với văn phòng và phòng thí nghiệm, và $R < 8$ đối với khu vực công cộng hoặc hành lang lưu thông.

3. Quy trình phân tích footfall trên mô hình phần tử hữu hạn

Trên cơ sở các tiêu chuẩn nêu trên, nghiên cứu đề xuất quy trình phân tích footfall gồm bốn bước, thực hiện trên các phần mềm phần tử hữu hạn thông dụng như SAP2000 hoặc ETABS [24]:

a. Bước 1: Xây dựng mô hình và khai báo điều kiện biên

Hệ dầm, sườn tăng cứng và các cấu kiện thép được mô hình hóa bằng phần tử thanh (frame) hoặc phần tử tấm vỏ (shell) tùy cấu tạo tiết diện; nguồn khối lượng dao động (Mass Source, M) được quy đổi từ trọng lượng bản thân (SW), tĩnh tải hoàn thiện (SDL) và một phần hoạt tải thường xuyên (LL) theo dạng công thức (2):

$$M = \frac{1}{g}\left(1{,}0\,\mathrm{SW} + 1{,}0\,\mathrm{SDL} + \psi\,\mathrm{LL}\right) \tag{2}$$

trong đó $\psi \approx 0{,}1 \div 0{,}3$ là tỷ lệ hoạt tải thường xuyên có mặt trên kết cấu ở trạng thái khai thác, lựa chọn tùy công năng công trình; g là gia tốc trọng trường. Theo SCI P354 [23], khi xác định khối lượng phục vụ cho phân tích rung động, cần xem xét phần hoạt tải có thể được giả thiết tồn tại thường xuyên trong quá trình sử dụng; đối với sàn sử dụng thông thường, tài liệu này khuyến nghị phần hoạt tải được xét đến không vượt quá 10% giá trị hoạt tải danh định. Tuy nhiên, SCI P354 không đưa ra khuyến nghị riêng cho kết cấu cầu nối giữa các tòa nhà. Vì vậy, trong nghiên cứu này, nhóm tác giả chủ động lựa chọn và giả thiết hệ số tham gia của hoạt tải vào khối lượng dao động là $\psi = 0{,}1$ (10% hoạt tải), dựa trên đặc điểm sử dụng của công trình và nhằm đại diện cho phần hoạt tải có khả năng tồn tại thường xuyên trong trạng thái khai thác.

b. Bước 2: Phân tích dao động riêng (modal analysis)

Xác định các tần số dao động riêng f_n và dạng dao động với lưu ý số dạng dao động trích xuất cần bảo đảm tổng tỷ số khối lượng tham gia theo mode đạt tối thiểu 90% theo các phương. Nếu tần số dao động uốn đứng cơ bản $f_1 \leq 5$ Hz (hoặc tần số ngang/xoắn $\leq 2{,}5$ Hz), kết cấu thuộc nhóm nhạy cảm và bắt buộc chuyển sang Bước 3.

c. Bước 3: Thiết lập kịch bản tải trọng người đi bộ di động

Định nghĩa hàm xung lực của một bước chân theo công thức (1) với các thông số người đi bộ (trọng lượng G, tần số bước đi f_p, thời gian tiếp xúc, hệ số tải trọng); thiết lập tuyến di chuyển (load route) dọc chiều dài cầu; chuỗi xung lực được gán vào các nút dọc tuyến theo đúng trình tự thời gian di chuyển, với bước dịch chuyển bằng chiều dài sải chân. Bước dịch chuyển tải trọng ở đây là khoảng cách giữa hai vị trí đặt xung liên tiếp, đúng bằng chiều dài sải chân $l_s = v/f_p$ (v là vận tốc di chuyển); vì vậy lưới phần tử dọc tuyến di chuyển cần được chia sao cho khoảng cách nút bằng l_s, bảo đảm mỗi xung bước chân được gán đúng vị trí và đúng thời điểm; nếu lưới thô hơn sải chân, việc gán lực vào nút gần nhất sẽ gây sai lệch pha và có thể làm giảm phản ứng tính toán theo chiều không an toàn (non-conservative). Bài toán được giải bằng phương pháp phân tích tuyến tính lịch sử thời gian các phản ứng theo mode (linear modal time-history) với bước thời gian đủ nhỏ để mô tả chính xác các điều hòa bậc cao.

d. Bước 4: Trích xuất kết quả và đối chiếu tiêu chuẩn

Trích xuất biểu đồ gia tốc theo thời gian tại các điểm kiểm soát; xác định gia tốc đỉnh phương đứng a_v và phương ngang a_h; so sánh với các giới hạn dao động nêu ở Mục 2.3 để kết luận kết cấu đạt hay không đạt tiêu chí tiện nghi. Trường hợp không đạt, các giải pháp có thể xem xét gồm: tăng độ cứng/khối lượng, điều chỉnh sơ đồ gối hoặc bổ sung bộ giảm chấn với khối lượng được tinh chỉnh (Tuned Mass Damper, TMD).

4. Ví dụ phân tích

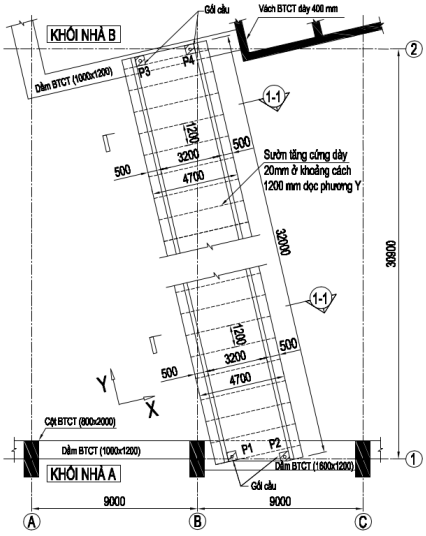
4.1. Giới thiệu kết cấu sử dụng trong phân tích (Bước 1)

Đối tượng nghiên cứu là cầu thép bộ hành thuộc dự án giả định Khu liên hợp thể thao đa chức năng tại phường Thanh Trì, Hà Nội. Trong hệ thống cầu nội bộ bố trí ở cao độ +24,0 m (Tầng 4), cầu nối giữa hai khối nhà A và B được lựa chọn phân tích do có nhịp lớn nhất trong khu ($L = 32$ m), do đó nhạy cảm nhất về mặt động lực học. Cầu có bề rộng thông thủy 3,2 m (tổng thể 4,7 m), kết cấu nhịp dạng dầm bản thép tiết diện chữ U có sườn tăng cứng (stiffened U-shaped steel plate girder) (Hình 1), sử dụng mác thép S355 và liên kết hàn ngấu toàn phần (tiết diện ở Bảng 1). Vật liệu thép được khai báo trong mô hình ETABS với mô đun đàn hồi $E = 210.000$ MPa, giới hạn chảy $f_y = 355$ MPa, hệ số Poisson $\nu = 0{,}3$ và khối lượng riêng $\rho = 7.850$ kg/m^3.

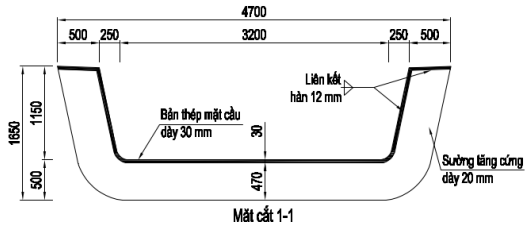
Bảng 1. Kích thước tiết diện cơ bản của cầu

Cấu kiện	Chiều dày (mm)	Chiều cao/chiều rộng (mm)
Bản cánh trên	30	500
Bản bụng	30	1160
Bản cánh dưới	30	3200
Sườn tăng cứng	20	470

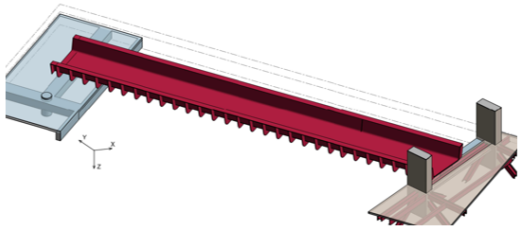
Mô hình phần tử hữu hạn trên phần mềm ETABS được kiểm tra các trạng thái giới hạn (ULS, SLS) theo hệ thống Eurocode (EN 1990, EN 1991 và EN 1993 [20, 26, 27]). Tải trọng thiết kế bao



(a) Mặt bằng cầu



(b) Mặt cắt 1-1



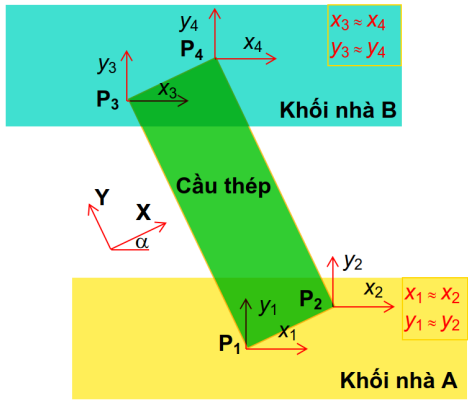
(c) Phối cảnh 3D

Hình 1. Thiết kế cầu thép sử dụng dầm bản thép chữ U có sườn tăng cứng

gồm tĩnh tải hoàn thiện SDL = 3,6 kPa, hoạt tải người đi bộ LL = 5 kPa, vận tốc gió cơ bản 39,4 m/s và chênh lệch nhiệt độ ±10 °C. Tải trọng động đất được xét theo TCVN 9386:2025 [28] với gia tốc nền tham chiếu $a_{gR} \approx 0{,}1084g$, nền đất loại D và hệ số tầm quan trọng $\gamma_I = 1{,}2$. Việc phân tích và kiểm chứng ứng xử của kết cấu chịu tải trọng động đất theo TCVN 9386 đã được thực hiện trong nhiều nghiên cứu trong nước bằng cả thực nghiệm và mô phỏng số [29], cho thấy tầm quan trọng của việc mô hình hóa sát thực khi kết cấu chịu các nguồn tải trọng động.

4.2. Điều kiện biên và chuyển vị lệch giữa hai khối nhà (tiếp theo Bước 1)

Do hai đầu cầu tựa lên hai khối nhà độc lập có phản ứng khác nhau dưới tác động của gió, động đất và nhiệt độ, hệ gối của cầu được thiết kế giải phóng chuyển vị có chọn lọc nhằm triệt tiêu nội lực phát sinh do chuyển vị cưỡng bức (chuyển vị lệch) giữa hai khối nhà truyền vào cầu. Sơ đồ bố trí bốn gối cầu (ký hiệu từ P_1 đến P_4) và nguyên lý xác định chuyển vị lệch được thể hiện chi tiết trong Hình 2.



Hình 2. Sơ đồ bố trí gối P_1 - P_4 và chuyển vị lệch giữa hai khối nhà

Như thể hiện trên Hình 2, chuyển vị theo hai phương của mỗi khối nhà được lấy bằng chuyển vị tại các gối thuộc khối nhà đó: đối với khối nhà A, $x_A = x_1 \approx x_2$, $y_A = y_1 \approx y_2$; đối với khối nhà B, $x_B = x_3 \approx x_4$, $y_B = y_3 \approx y_4$ (x_i, y_i là chuyển vị theo hệ tọa độ tổng thể x-y tại gối thứ i). Do hệ trục địa phương của cầu (X-Y) xoay một góc α so với hệ tọa độ tổng thể $(x - y)$ của công trình, các thành phần chuyển vị (x_i, y_i) tại vị trí gối thứ i của mỗi khối nhà sẽ được biến đổi tọa độ trước khi tính toán hành trình trượt của gối, như thể hiện trên công thức (3). Do phản ứng của hai khối nhà dưới tác động động lực học nhìn chung không đồng pha, chuyển vị lệch thiết kế (Δ_X, Δ_Y) giữa hai đầu cầu được xác định theo quy tắc căn bậc hai của tổng bình phương (SRSS) [30]. Cụ thể, các thành phần chuyển vị lệch của mỗi khối nhà trước hết được chuyển

sang hệ tọa độ địa phương của cầu, thu được (X_A, Y_A) và (X_B, Y_B), sau đó đóng góp của hai khối nhà được tổ hợp theo các công thức (4) và (5):

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha \\ -\sin\alpha & \cos\alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \end{bmatrix} \tag{3}$$

$$\Delta_X = \sqrt{X_A^2 + X_B^2} \tag{4}$$

$$\Delta_Y = \sqrt{Y_A^2 + Y_B^2} \tag{5}$$

Chuyển vị lệch thiết kế (Δ_X, Δ_Y) xác định theo các công thức (3)–(5) là cơ sở để xác định hành trình trượt và cấu tạo hệ gối P_1 - P_4, qua đó xác định các bậc tự do được giải phóng và điều kiện biên sử dụng trong phân tích dao động riêng (Mục 4.4) và phân tích footfall (Mục 4.5). Do đó, chuyển vị lệch không được đưa trực tiếp vào các phân tích dao động như một nguồn kích động động lực học mà được xét thông qua điều kiện biên của hệ gối. Nghiên cứu này chỉ tập trung vào đáp ứng dao động của cầu do bước chân người đi bộ trong điều kiện vận hành bình thường; tương tác động lực học trực tiếp giữa hai tòa nhà và cầu, bao gồm ảnh hưởng của dao động ngang lệch pha và chênh lún đến lực màng trong mặt phẳng và mô-men xoắn, nằm ngoài phạm vi nghiên cứu.

4.3. Kiểm tra trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn sử dụng

Trước khi phân tích động, kết cấu cầu được kiểm tra đầy đủ theo các trạng thái giới hạn. Các kết quả chính được tóm tắt như sau:

a. Trạng thái giới hạn cường độ

Ứng suất lớn nhất trong bản thép $\sigma = 180$ MPa nhỏ hơn giới hạn chảy của thép $f_y = 355$ MPa; hệ số tải trọng tới hạn (buckling factor) tổng thể 8,9 (nhỏ hơn 10 nên kết cấu đã được tính toán có kể đến hiệu ứng bậc hai $P - \Delta$ theo EN 1993-1-1 [27], khoản 5.2.1) và hệ số tải trọng tới hạn cục bộ 13,2; tổng lực nhổ do gió khoảng 156 kN nhỏ hơn nhiều so với trọng lượng bản thân cầu là 580 kN nên không xảy ra hiện tượng nhấc gối.

b. Trạng thái giới hạn sử dụng

Độ võng do hoạt tải 11 mm nhỏ hơn giới hạn 88 mm (L/360); độ võng tổng do tĩnh tải và hoạt tải là 45 mm nhỏ hơn giới hạn 128 mm (L/250).

4.4. Phân tích dao động riêng (Bước 2)

Kết quả phân tích cho thấy ba dạng dao động bậc thấp của cầu có tần số tương đối gần nhau, lần lượt là 1,65 Hz, 1,80 Hz và 2,66 Hz. Các dạng dao động này có tính chất kết hợp giữa chuyển động ngang của toàn hệ, chuyển động xoay quanh trục dọc cầu và uốn đứng, thay vì tách biệt hoàn toàn thành các dạng dao động thuần túy ngang, xoắn hoặc uốn đứng.

Sự xuất hiện của các dạng dao động bậc thấp với tần số tương đối gần nhau có liên quan đến đặc điểm liên kết của cầu. Cụ thể, hệ gối P_1 - P_4 được thiết kế để giải phóng chuyển vị có chọn lọc nhằm thích ứng với chuyển vị lệch giữa hai khối nhà. Do đó, độ cứng tổng thể của cầu theo một số phương chuyển vị bị giảm so với trường hợp các gối được khống chế đầy đủ, dẫn đến sự tương tác giữa các thành phần chuyển động ngang, xoay và uốn trong các dạng dao động bậc thấp. Vì vậy, việc xác định phương dao động chính của từng mode chỉ dựa trên một chỉ số định hướng riêng lẻ có thể chưa phản ánh đầy đủ bản chất của các dạng dao động kết hợp này.

Theo EN 1990 [20], cầu bộ hành có tần số dao động uốn đứng cơ bản nhỏ hơn 5 Hz cần được kiểm tra ảnh hưởng của dao động do người đi bộ. Trong nghiên cứu này, dạng dao động có thành phần

uốn đứng rõ rệt có tần số 2,66 Hz < 5 Hz, đồng thời nằm trong vùng tần số nhạy cảm đối với kích động do bước chân. Bên cạnh đó, các dạng dao động bậc thấp còn lại có tần số 1,65 Hz và 1,80 Hz, đều nhỏ hơn 2,5 Hz và có thành phần chuyển động ngang/xoay đáng kể. Do đó, mặc dù các dạng dao động không thể được phân tách hoàn toàn thành các mode thuần túy, kết quả phân tích cho thấy cầu có các dạng dao động bậc thấp nằm trong vùng tần số có khả năng chịu ảnh hưởng đáng kể của kích động do người đi bộ.

Trên cơ sở đó, phân tích footfall được thực hiện trong Mục 4.5 để đánh giá trực tiếp đáp ứng gia tốc và tiện nghi của cầu. Cách tiếp cận này cũng tránh việc gán một cách tuyệt đối tên gọi hoặc phương dao động cho từng mode trong trường hợp các thành phần dao động ngang, xoắn và uốn có sự kết hợp đáng kể.

4.5. Phân tích footfall (Bước 3 và Bước 4)

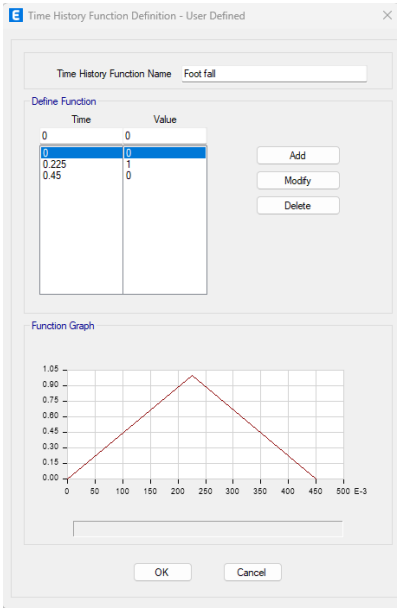
Cầu nghiên cứu là cầu nội bộ trong khu phức hợp thể thao nên theo Bảng NA.7 của NA to SS EN 1991-2 [21] được xếp vào cấp sử dụng D, tương ứng nhóm 16 người đi bộ. Nhóm người được mô hình hóa theo giả thiết đồng bộ hoàn toàn ($m = N$, Mục 2.1), tức chuỗi xung lực của một người được nhân với số người trong nhóm; giả thiết này thiên về an toàn so với mô hình không đồng bộ ($m = \sqrt{N}$) và cho phép quy đổi tuyến tính kết quả giữa các quy mô nhóm. Tỷ số cản theo mode lấy bằng 2% cho cầu thép liên kết hàn. Các thông số người đi bộ được tổng hợp trong Bảng 2.

Bảng 2. Thông số tải trọng người đi bộ dùng trong phân tích footfall

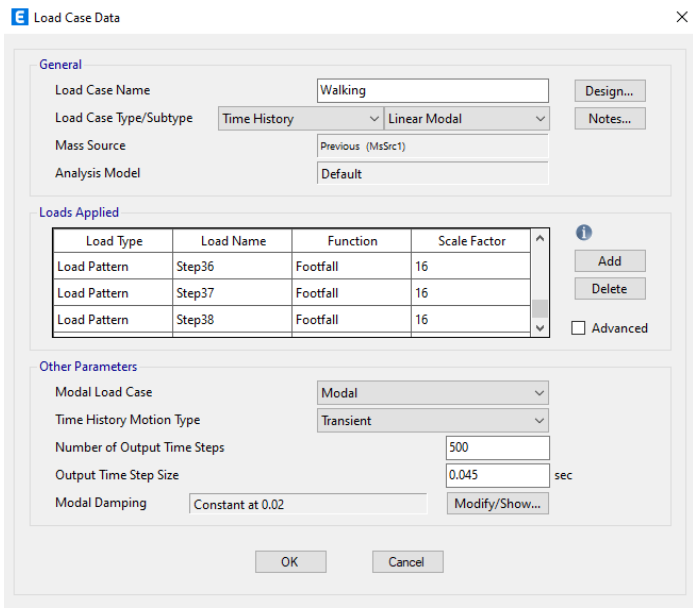
Thông số	Giá trị	Căn cứ
Trọng lượng một người, G	734 N (0,74 kN)	NA to SS EN 1991-2
Hệ số tải trọng	1,4	NA to SS EN 1991-2
Tần số bước đi, f_p	2,0 Hz (2 bước/s)	NA to SS EN 1991-2
Vận tốc di chuyển, v	1,7 m/s	NA to SS EN 1991-2
Chiều dài sải chân	0,85 m	v/f_p
Thời gian tiếp xúc của xung lực	0,45 s	NA to SS EN 1991-2
Quy mô nhóm người đi bộ	16 người (cấp D)	NA to SS EN 1991-2

Hàm xung lực của một bước chân có thời gian tiếp xúc 0,45 s trong chu kỳ bước 0,5 s (Hình 3); chuỗi xung được gán tuần tự dọc tuyến di chuyển với bước dịch bằng sải chân 0,85 m và bài toán được giải bằng phân tích lịch sử thời gian tuyến tính theo mode (Hình 4). Tổng cộng có 38 bước dịch dọc cầu, tương ứng tốc độ $v = f_p \cdot l_s = 1{,}70$ m/s và thời gian đoàn người lưu lại trên nhịp khoảng 19 s, phù hợp với khoảng thời gian kích thích quan sát trên Hình 5. Dạng xung tam giác đơn giản hóa thuận tiện cho phân tích nhưng chưa mô tả dạng hai đỉnh (double-hump) đặc trưng của lực bước chân thực tế [25], do đó kết quả gia tốc cần được hiểu trong phạm vi giả thiết này; ảnh hưởng của dạng xung thực nghiệm sẽ được xem xét trong các nghiên cứu tiếp theo. Giá trị sải chân 0,85 m theo NA to SS EN 1991-2 [21] được xây dựng trên số liệu nhân trắc người châu Âu; ảnh hưởng của thông số này được bàn luận ở Mục 4.6.

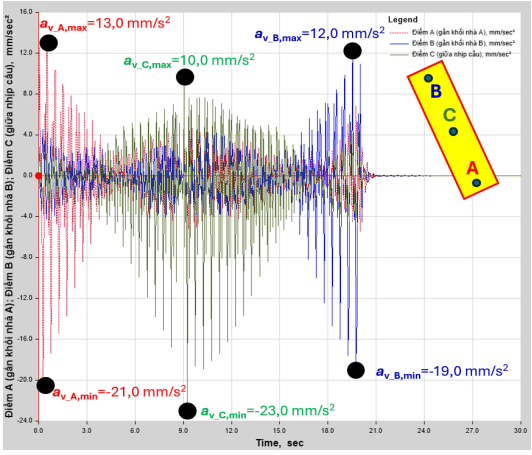
Lịch sử gia tốc theo phương đứng và phương ngang được thể hiện trên Hình 5(a) và Hình 5(b), trong đó đường nét đứt màu đỏ, đường liền nét màu xanh lá cây và đường liền nét màu xanh dương lần lượt ứng với điểm gần đầu cầu phía khối nhà A (điểm A), giữa nhịp (điểm C) và gần đầu cầu phía khối nhà B (điểm B).



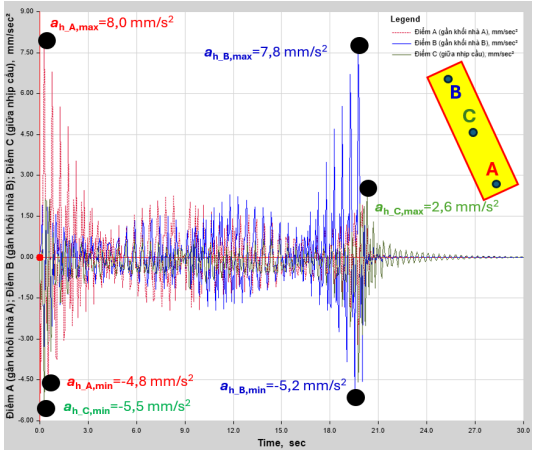
Hình 3. Khai báo hàm xung lực của một bước chân



Hình 4. Khai báo phân tích lịch sử thời gian theo mode cho tải trọng người đi bộ



(a) Gia tốc theo phương đứng



(b) Gia tốc theo phương ngang

Hình 5. Biểu đồ gia tốc theo thời gian do nhóm 16 người đi bộ gây ra

a. Đánh giá tiêu chí tiện nghi (Comfort Criteria)

Dựa trên kết quả mô phỏng, các giá trị gia tốc đỉnh lớn nhất ghi nhận được trên kết cấu cầu bao gồm:

Gia tốc đỉnh lớn nhất theo phương đứng: $a_{v,\max} = 23{,}0$ mm/s^2 (tương đương $0{,}0023g$), xuất hiện tại vị trí giữa nhịp cầu (điểm C). Giá trị này nhỏ hơn nhiều so với giới hạn gia tốc đứng quy định cho người đi bộ theo tiêu chuẩn châu Âu (Eurocode) là $a_{v,\lim} = 0{,}7$ m/s^2.

Gia tốc đỉnh lớn nhất theo phương ngang: $a_{h,\max} = 8{,}0$ mm/s^2 (tương đương $0{,}0008g$), ghi nhận tại vị trí gần đầu cầu phía khối nhà A (điểm A). Chỉ số này cũng nằm trong vùng an toàn và nhỏ hơn giới hạn cho phép là $a_{h,\lim} = 0{,}2$ m/s^2.

Như vậy, cả hai tiêu chí gia tốc đứng và ngang của cầu đều đáp ứng yêu cầu về điều kiện sử dụng

bình thường, đảm bảo trạng thái tiện nghi cho người sử dụng.

b. Đặc điểm phản ứng gia tốc đứng

Trên Hình 5(a), gia tốc đứng đạt cực đại tại giữa nhịp (điểm C: 23,0 mm/s^2 tại $t \approx 9$ s), lớn hơn tại hai đầu cầu (điểm A: 21,0 mm/s^2 tại $t \approx 1$ s; điểm B: 19,0 mm/s^2 tại $t \approx 19 \div 20$ s); thời điểm xuất hiện đỉnh tại mỗi điểm trùng với lúc đoàn người đi qua vị trí đó. Phân bố này bị chi phối bởi dạng dao động uốn đứng cơ bản ($f_1 = 2{,}66$ Hz): tại giữa nhịp, tung độ dạng dao động $\phi(x)$ đạt cực đại nên tải trọng khái quát $P_i(t) = F(t)\phi_i(x)$ lớn nhất khi đoàn người qua giữa cầu, tạo đường bao gia tốc phình đối xứng do sự chồng chất tuần tự của các xung bước chân. Tại hai đầu cầu, $\phi(x)$ tiến về 0 nên phản ứng chủ yếu mang tính quá độ cục bộ do các bước chân tác dụng ở lân cận gối; chênh lệch khoảng 10% giữa hai đầu (A > B) phản ánh hiệu ứng xung kích khi đoàn người bước từ sàn tòa nhà lên mặt cầu tại đầu A.

Tại cả ba điểm, đỉnh gia tốc hướng xuống (giá trị âm) luôn lớn hơn đỉnh hướng lên (tại C: -23,0 so với +10,0 mm/s^2) do tải trọng bước chân là chuỗi xung lực một chiều hướng xuống chứa các điều hòa bậc cao, còn nửa chu kỳ hướng lên chỉ là pha dao động tự do giữa hai bước chân liên tiếp và đã bị suy giảm một phần bởi lực cản.

c. Đặc điểm phản ứng gia tốc ngang

Trên Hình 5(b), phản ứng ngang có xu hướng gần như ngược với phương đứng: gia tốc lớn nhất tại hai đầu cầu (8,0 mm/s^2 tại điểm A và 7,8 mm/s^2 tại điểm B) và nhỏ nhất tại giữa nhịp (5,5 mm/s^2 tại điểm C); các đỉnh tập trung khi đoàn người bước vào cầu ($t \approx 0{,}5 \div 1$ s, điểm A) và khi tiến đến đầu cầu đối diện ($t \approx 19$ s, điểm B).

Nguyên nhân thứ nhất là tần số chi phối của thành phần ngang của lực bước chân có giá trị bằng $f_p/2 = 1{,}0$ Hz [21, 23], cách xa tần số các dạng dao động ngang - xoắn đầu tiên của cầu (1,65 ÷ 1,80 Hz, Mục 4.4). Không hình thành cơ chế cộng hưởng tích lũy, phản ứng ngang mang tính quá độ, chi phối bởi các xung kích rời rạc khi đoàn người chuyển từ sàn tòa nhà lên mặt cầu và khi tiến sát gối đối diện; vì vậy các đỉnh ngang chỉ xuất hiện cục bộ ở đầu và cuối hành trình thay vì tăng dần như phản ứng đứng tại giữa nhịp.

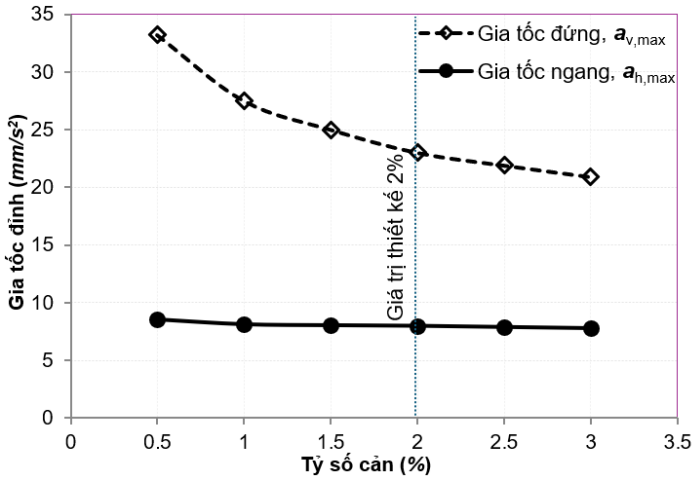
Nguyên nhân thứ hai là sơ đồ gối giải phóng chuyển vị có chọn lọc (Mục 4.2): chỉ gối P_1 ngăn cản chuyển vị ngang theo cả hai phương, các gối còn lại được giải phóng một hoặc cả hai phương ngang. Do điều kiện gối không đối xứng này, dưới các xung ngang, chuyển động của bản mặt cầu bao gồm đáng kể thành phần lắc ngang kết hợp xoay trong mặt bằng, làm biên độ ngang lớn nhất tại hai đầu và nhỏ nhất ở giữa nhịp, phù hợp với thứ tự A ≈ B > C quan sát được và ngược hẳn với quy luật phân bố của dạng uốn đứng cơ bản.

Gia tốc ngang cực đại 8,0 mm/s^2 ($\approx 0{,}0008g$) nhỏ hơn nhiều giới hạn 0,2 m/s^2; đồng thời các dạng dao động có thành phần ngang đều có tần số lớn hơn 1,5 Hz (Mục 4.4), nên nguy cơ mất tiện nghi theo phương ngang và hiện tượng khóa đồng bộ bước chân là không đáng kể [21].

d. Ảnh hưởng của tỷ số cản nhớt

Tỷ số cản là tham số đầu vào có độ bất định lớn nhất trong phân tích footfall và thường phải ước lượng theo kinh nghiệm ở giai đoạn thiết kế. Khảo sát độ nhạy được thực hiện với 6 mức tỷ số cản ζ từ 0,5% đến 3,0% (số gia 0,5%), kết quả được tổng hợp trên Hình 6.

Ở phương đứng, gia tốc đỉnh giảm đơn điệu khi tăng độ cản nhưng ở mức vừa phải: khi ζ tăng từ 0,5% lên 2,0%, $a_{v,\max}$ giảm từ 33,21 xuống 23,31 mm/s^2 (khoảng 30%); từ 2,5% lên 3,0% chỉ giảm thêm khoảng 1,0 mm/s^2. Độ nhạy không cao do kịch bản kích thích lệch cộng hưởng ($f_p = 2{,}0$ Hz so với $f_1 = 2{,}66$ Hz), khiến phản ứng mang đáng kể tính chất quá độ thay vì bị chi phối hoàn toàn bởi cộng hưởng tích lũy.



Hình 6. Ảnh hưởng của tỷ số cản theo mode đến gia tốc đỉnh

Ở phương ngang, ảnh hưởng của độ cản mờ nhạt hơn rõ rệt: $a_{h,\max}$ chỉ giảm từ 8,54 xuống 7,80 mm/s^2 (khoảng 9%) trên toàn dải khảo sát, củng cố nhận định ở mục (c) rằng phản ứng ngang bị chi phối bởi các xung quá độ ngắn, có đỉnh xuất hiện trước khi độ cản kịp phát huy tác dụng.

Trong kịch bản bất lợi, nếu tỷ số cản thực tế chỉ đạt 1% thay vì giá trị thiết kế 2%, gia tốc đỉnh phương đứng tăng lên 27,51 mm/s^2 (khoảng 18%), vẫn rất xa giới hạn 0,7 m/s^2. Tuy nhiên, mức độ nhạy "vừa phải" này gắn với kịch bản lệch cộng hưởng; với kết cấu có tần số riêng trùng dải tần bước đi hoặc bội số của nó, vai trò của độ cản sẽ lớn hơn nhiều, do đó cần lựa chọn giá trị cản thiết kế thận trọng và đo đạc kiểm chứng tỷ số cản sau khi công trình hoàn thành.

4.6. Thảo luận

Kết quả phân tích cho phép rút ra một số nhận xét sau. Thứ nhất, với kịch bản đi bộ chuẩn theo NA to SS EN 1991-2 (f_p = 2,0 Hz), gia tốc lớn nhất của cầu (23,0 mm/s^2, ≈ 0,0023g) thấp hơn nhiều giới hạn cho phép do: (i) tần số kích thích 2,0 Hz và các bội số của nó không trùng với tần số riêng 2,66 Hz; (ii) dầm bản thép chữ U kích thước lớn (bản dày 30 mm) có khối lượng hữu hiệu theo mode đáng kể, trong khi gia tốc phản ứng tỷ lệ nghịch với khối lượng này; (iii) tỷ số cản 2% và thời gian băng qua cầu hữu hạn hạn chế sự tích lũy biên độ. Tuy nhiên, đánh giá tiện nghi cần quét toàn dải f_p để tìm kịch bản bất lợi nhất. Với f_1 = 2,66 Hz, hai kịch bản đáng chú ý là $f_p \approx 1{,}33$ Hz (điều hòa bậc hai $2f_p$ trùng f_1) và $f_p \approx 2{,}5 \div 2{,}66$ Hz (đi rất nhanh hoặc chạy bộ, kích thích trực tiếp ở điều hòa bậc nhất). Ở kịch bản thứ nhất, hệ số lực động $\alpha_2 \approx 0{,}1$ chỉ bằng khoảng 1/5 hệ số α_1 của kịch bản cơ sở nên lực cộng hưởng bị hạn chế đáng kể; ở kịch bản thứ hai, chạy bộ được các tiêu chuẩn kiểm tra với quy mô nhóm nhỏ hơn nhiều so với đi bộ (Bảng NA.7 [21]). Kết hợp với độ dự trữ lớn của trường hợp cơ sở (khoảng 1/30 giới hạn 0,07g), khả năng vượt giới hạn được đánh giá là rất thấp; dù vậy, phép quét f_p đầy đủ (kể cả chạy bộ) cần được thực hiện ở bước thiết kế chi tiết, và đây là một hạn chế của nghiên cứu hiện tại.

Thứ hai, trong dải tỷ số cản 0,5 ÷ 3,0%, gia tốc đỉnh phương đứng biến thiên khoảng 1,6 lần (33,21 so với 20,90 mm/s^2), còn phản ứng ngang gần như không đổi. Do tỷ số cản thực tế chỉ xác định được sau khi thi công, thiết kế nên chọn giá trị thiên về an toàn và tiến hành đo đạc hiệu chỉnh trên công trình.

Thứ ba, chiều dài sải chân l_s = 0,85 m (Bảng 2) được lấy theo NA to SS EN 1991-2 [21], trong khi sải chân của người Việt Nam khi đi bộ bình thường khoảng 0,60 ÷ 0,75 m, tức nhỏ hơn 12 ÷ 30%. Sải chân ngắn hơn không làm thay đổi biên độ lực $F(t)$ nhưng làm giảm vận tốc $v = f_p \cdot l_s$ (từ 1,7 m/s

xuống 1,2 ÷ 1,5 m/s), kéo dài thời gian đoàn người lưu lại trên nhịp 32 m từ 18,8 s lên 21,3 ÷ 26,7 s (số bước tăng từ 38 lên 43 ÷ 53). Số chu kỳ kích thích ở vùng giữa nhịp tăng làm gia tốc đứng dự báo tăng khoảng 10 ÷ 20% (đạt 25 ÷ 28 mm/s^2), nhưng vẫn nhỏ hơn giới hạn 0,7 m/s^2 khoảng 25 lần nên không thay đổi kết luận về tiện nghi; phản ứng ngang hầu như không đổi.

Thứ tư, do chưa có công trình cầu kết nối nội bộ tương tự được đo đạc tại Việt Nam, việc kiểm chứng định lượng kết quả dự báo còn hạn chế. Đối chiếu định tính cho thấy gia tốc đỉnh dự báo (phương đứng 20 ÷ 33 mm/s^2, phương ngang dưới 10 mm/s^2) nằm trong dải giá trị điển hình của cầu bộ hành dưới tải trọng người đi bộ bình thường được tổng hợp bởi Živanović và cs. [25], và có cùng bậc độ lớn với kết quả phân tích một số cầu đi bộ hiện đại tại Việt Nam [18]. Việc kiểm chứng định lượng đầy đủ đòi hỏi đo đạc thực nghiệm trên công trình, nằm ngoài phạm vi nghiên cứu này.

5. Kết luận

Nghiên cứu đã hệ thống hóa cơ sở lý thuyết và xây dựng quy trình phân tích footfall trên mô hình phần tử hữu hạn theo EN 1990, NA to SS EN 1991-2, ISO 10137 và SCI P354, cung cấp một công cụ tham khảo để đánh giá dao động cầu bộ hành ngay từ giai đoạn thiết kế; tuy nhiên, độ chính xác của các dự báo cần được kiểm chứng thêm bằng đo đạc thực nghiệm trên nhiều công trình trước khi áp dụng rộng rãi.

Cầu thép nhịp 32 m có tần số dao động uốn đứng cơ bản 2,66 Hz (< 5 Hz) nên bắt buộc phải kiểm tra footfall. Dưới tác động của nhóm 16 người đi bộ đồng bộ (cầu cấp D), gia tốc đỉnh phương đứng đạt 23,0 mm/s^2 tại giữa nhịp và phương ngang đạt 8,0 mm/s^2 gần đầu cầu, đều nhỏ hơn nhiều so với giới hạn cho phép (0,7 m/s^2 và 0,2 m/s^2), khẳng định kết cấu đáp ứng yêu cầu tiện nghi. Gia tốc đứng lớn nhất tại giữa nhịp theo quy luật của dạng uốn đứng cơ bản, trong khi gia tốc ngang đạt cực đại tại hai đầu cầu do các xung lực quá độ khi đoàn người bước vào và rời cầu. Trong dải tỷ số cản 0,5 ÷ 3,0%, độ cản có ảnh hưởng vừa phải đến gia tốc đứng trong kịch bản lệch cộng hưởng (tăng khoảng 42% khi độ cản giảm từ 2% xuống 0,5%) và hầu như không ảnh hưởng đến gia tốc ngang. Ngoài ra, chiều dài sải chân theo tiêu chuẩn nước ngoài (0,85 m) lớn hơn đáng kể so với đặc điểm nhân trắc của người Việt Nam (0,60 ÷ 0,75 m); dự báo sơ bộ cho thấy việc sử dụng sải chân phù hợp có thể làm tăng gia tốc đứng khoảng 10 ÷ 20% do kéo dài thời gian kích thích, song không làm thay đổi kết luận về tiện nghi.

Trên cơ sở đó, nghiên cứu kiến nghị: (i) bổ sung quy định kiểm tra dao động do người đi bộ cho cầu bộ hành và sàn nhịp lớn trong các lần soát xét tiếp theo của hệ thống tiêu chuẩn Việt Nam; (ii) tăng cường đo đạc dao động trên công trình thực tế và xây dựng cơ sở dữ liệu về tần số bước đi, chiều dài sải chân của người Việt Nam nhằm hoàn thiện tham số thiết kế và nâng cao độ tin cậy của mô hình phân tích.

Lời cảm ơn

Tác giả xin cảm ơn sự hỗ trợ tài chính của Quỹ Phát triển Khoa học và Công nghệ Quốc gia (NAFOSTED), Việt Nam, theo khoản tài trợ số 107.01-2025.75.

Tuyên bố về việc sử dụng trí tuệ nhân tạo tạo sinh và các công nghệ hỗ trợ bởi AI

Trong quá trình chuẩn bị bản thảo, các tác giả đã sử dụng ChatGPT (OpenAI) nhằm rà soát chính tả. Các tác giả đã kiểm tra và chỉnh sửa nội dung và chịu hoàn toàn trách nhiệm về tính chính xác, tính nguyên bản và tính toàn vẹn của bài báo.

Tài liệu tham khảo

[1] Nguyen, V. H., Yu, J., Tan, K. H. (2022). Component-based joint model for RC frames with conventional and special detailing against progressive collapse. *Structures*, 46:820–837.

[2] Nguyen, V. H., Tan, K. H. (2023). Progressive collapse behaviour of advanced precast reinforced concrete joints with headed bars and plastic hinge relocation. *Engineering Structures*, 293:116603.

[3] Tilly, G. P., Cullington, D. W., Eyre, R. (1984). *Dynamic behaviour of footbridges*. IABSE Surveys S-26/84, ETH-Hönggerberg, Zürich, Switzerland.

[4] Dallard, P., Fitzpatrick, A. J., Flint, A., Low, A., Ridsdill Smith, R. M., Willford, M., Roche, M. (2001). The London Millennium Footbridge. *The Structural Engineer*, 79(22):17–33.

[5] Dallard, P., Fitzpatrick, T., Flint, A., Low, A., Smith, R. R., Willford, M., Roche, M. (2001). London Millennium Bridge: pedestrian-induced lateral vibration. *Journal of Bridge Engineering*, 6(6):412–417.

[6] Fitzpatrick, T., Ridsdill-Smith, R. J. (2001). Stabilising the London Millennium Bridge. *Ingenia*, (9): 18–22.

[7] Cremona, C. (2009). Dynamic investigations of the Solférino footbridge. *Proceedings of the 3rd International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC)*, Ancona, Italy.

[8] TCVN 2737:2023. *Tải trọng và tác động*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Hà Nội.

[9] TCVN 11823-1:2017. *Thiết kế cầu đường bộ – Phần 1: Yêu cầu chung*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Hà Nội.

[10] TCVN 6962:2001. *Rung động và chấn động – Rung động do các hoạt động xây dựng và sản xuất công nghiệp – Mức tối đa cho phép đối với môi trường khu công cộng và khu dân cư*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Hà Nội.

[11] TCVN 6963:2001. *Rung động và chấn động – Rung động do các hoạt động xây dựng và sản xuất công nghiệp – Phương pháp đo*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Hà Nội.

[12] TCVN 7191:2002. *Rung động và chấn động cơ học – Rung động đối với các công trình xây dựng – Hướng dẫn đo rung động và đánh giá ảnh hưởng của chúng đến các công trình xây dựng*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Hà Nội.

[13] TCVN 7378:2004. *Rung động và chấn động – Rung động đối với công trình – Mức rung giới hạn và phương pháp đánh giá*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Hà Nội.

[14] Sáng, N. V. (2020). Phương pháp đánh giá độ rung sàn và xem xét ứng dụng trong thiết kế tại Việt Nam. *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Thủy lợi và Môi trường*, (69):103–109.

[15] BS 6841:1987. *Guide to measurement and evaluation of human exposure to whole-body mechanical vibration and repeated shock*. BSI, British Standards Institution, London, UK.

[16] BS 6472-1:2008. *Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings – Part 1: Vibration sources other than blasting*. BSI, British Standards Institution, London, UK.

[17] ISO 2631-1:1997. *Mechanical vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: General requirements*. ISO, International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland.

[18] Hùng, T. V., Hằng, N. T. N., Hưng, C. V. (2025). Nghiên cứu phân tích ứng xử động của cầu đi bộ hiện đại dưới tác động của tải trọng người. *Tạp chí Cầu đường Việt Nam*, (6-2025):17–21.

[19] Butz, C., Heinemeyer, C., Keil, A., Schlaich, M., Goldack, A., Trometer, S., Lukić, M., Chabrolin, B., Lemaire, A., Martin, P. O., Waarts, A., van Duin, F. (2008). *HiVoSS: Human Induced Vibration of Steel Structures – Design of Footbridges Guideline*. Research Fund for Coal and Steel (RFCS), European Commission, Luxembourg.

[20] EN 1990:2002/A1 (2005). *Eurocode – Basis of structural design, Annex A2: Application for Bridges*. CEN, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

[21] NA to SS EN 1991-2 (2008). *Singapore National Annex to Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. SPRING Singapore.

[22] ISO 10137:2007. *Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations*. ISO, International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland.

[23] Smith, A. L., Hicks, S. J., Devine, P. J. (2009). *Design of floors for vibration: A new approach (SCI P354)*. The Steel Construction Institute, Ascot, UK.

[24] Computers and Structures, Inc. (2023). *ETABS – Integrated Analysis, Design and Drafting of Building Systems*. CSI, Berkeley, California, USA.

[25] Živanović, S., Pavić, A., Reynolds, P. (2005). Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. *Journal of Sound and Vibration*, 279(1–2):1–74.

[26] EN 1991-2: Eurocode 1 (2003). *Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. CEN, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

[27] EN 1993-1-1: Eurocode 3 (2005). *Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

[28] TCVN 9386:2025. *Thiết kế công trình chịu động đất*. Bộ Khoa học và Công nghệ, Hà Nội.

[29] Hùng, N. V., Huy, N. X., Đạt, P. X. (2018). Nghiên cứu thực nghiệm và mô phỏng số cột bê tông cốt thép tiết diện chữ L chịu tải trọng động đất. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (STCE) - HUCE*, 12(2): 11–17.

[30] BC3:2013. *Guidebook for Design of Buildings in Singapore to Requirements in SS EN 1998-1*. BCA, Building and Construction Authority, Singapore.