

**MÔ HÌNH SỐ KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP CÓ TƯỜNG XÂY CHÈN
CHỊU TẢI TRỌNG NGANG**
NUMERICAL MODEL OF MASONRY INFILLED REINFORCED CONCRETE FRAMES
SUBJECTED TO LATERAL LOADS

ĐINH VĂN TÙNG^a, NGUYỄN TRƯỜNG THẮNG^{a,*}

^aKhoa Xây dựng dân dụng và công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội (HUCE)

*Tác giả đại diện: Email: thangnt2@huce.edu.vn

Ngày nhận 22/4/2026, Ngày sửa 15/6/2026, Chấp nhận 22/6/2026

<https://doi.org/10.59382/j-ibst.2026.vi.vol2-4>

Tóm tắt: Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu về ứng xử của khung bê tông cốt thép (BTCT) có tường xây chèn khi chịu tải trọng ngang trong mặt phẳng thông qua mô phỏng số bằng phần mềm Abaqus. Mô hình số được xây dựng dựa trên các quan hệ ứng suất – biến dạng của vật liệu bê tông, cốt thép và khối xây được tham khảo từ các nghiên cứu đã công bố và các tiêu chuẩn thiết kế. Hơn nữa, sự làm việc tương tác giữa khung và tường xây chèn được mô phỏng sử dụng ứng xử dính kết bề mặt. Kết quả mô phỏng số được kiểm chứng với kết quả thực nghiệm của nghiên cứu trước đây và với tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 374.2R-13 có sự phù hợp cao. Từ đó, mô hình số đề xuất được sử dụng để khảo sát một số đặc trưng làm việc chính của hệ kết cấu bao gồm: (i) quan hệ lực – chuyển vị; (ii) độ cứng ngang; và (iii) sự phân bố nội lực trong các cấu kiện của hệ khung. Việc phân tích được thực hiện cho cả giai đoạn đàn hồi và sau đàn hồi, qua đó đánh giá một cách toàn diện ảnh hưởng của tường xây chèn và khung BTCT xung quanh đến khả năng làm việc tổng thể của hệ kết cấu. Kết quả cho thấy mô hình số đề xuất có khả năng mô phỏng hiệu quả việc tăng độ cứng ngang của hệ kết cấu khi có tường xây chèn, phù hợp với số liệu thực nghiệm và tiêu chuẩn hiện hành, và do vậy có thể được sử dụng để phân tích và đánh giá ứng xử, làm cơ sở tin cậy cho việc tính toán và thiết kế khung BTCT có tường xây chèn.

Từ khóa: mô hình số; khung; bê tông cốt thép; tường xây chèn; tải trọng ngang.

Abstract: This paper presents a numerical study on the behavior of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames subjected to in-plane lateral loads using Abaqus. The numerical model is developed based on the stress–strain relationships of concrete, reinforcing steel and masonry adopted from published studies and relevant design standards. Furthermore, the interaction between the frame and the infill wall is modelled by means of surface-based cohesive behavior. The numerical

model output is validated with the experimental results of published studies as well as with American standard ACI 374.2R-13 with good agreements. Hence, the proposed model is used to investigate the key response characteristics of the whole structure system, including: (i) force – displacement relationship; (ii) lateral stiffness; and (iii) distribution of internal forces in frame members. Both elastic and post-elastic stages are considered, enabling the comprehensive assessment of the influences of the infill masonry as well as the surrounding RC frame on the overall structure behavior. The results show that the proposed numerical model is capable of effectively illustrating the lateral stiffness enhancement with the presence of infill masonry, which is in good agreement with experimental observations and existing standards, then can be used for analyzing and assessing the structural behavior, setting a reliable basis for the calculation and design of masonry infilled RC frames.

Keywords: numerical model; reinforced concrete frames; infill masonry; lateral loads.

1. Giới thiệu

Khung bê tông cốt thép (BTCT) là loại kết cấu được sử dụng nhiều trong các công trình xây dựng ở Việt Nam và trên thế giới. Đối với loại kết cấu này, thông thường sử dụng các tấm tường làm bằng các vật liệu khác nhau được xây chèn trong mặt phẳng khung, tạo thành kết cấu khung BTCT có tường xây chèn (TXC). Kết cấu khung có TXC được nghiên cứu từ những năm năm mươi của thế kỷ XX, khởi đầu bởi Whitney, Anderson, Cohen [1] và Polyakov [2], sau đó, Malcolm Hohmes [3], Smith [4], Mallick và Severn [5], Mainstone [6],... đã tiếp tục phát triển cho nghiên cứu về ứng xử đàn hồi của hệ kết cấu này. Sau này, nhiều nhà khoa học đã tiếp tục cải tiến, đề xuất các phương pháp, công thức tính toán khác nhau cho ứng xử đàn hồi và mở rộng phạm vi nghiên cứu cho ứng xử sau đàn hồi của khung chèn tường, điển hình

như Chrysostomou và cộng sự [7], Crisafulli và Carr [8], Smyrou và cộng sự [9], Ibarra và cộng sự [10], Rodrigues và cộng sự [11],... cùng nhiều nhà khoa học khác đã đạt được những thành tựu rõ rệt. Trên thế giới, nhiều quốc gia đã đưa phương pháp tính toán khung BTCT có TXC vào các tiêu chuẩn kỹ thuật như: FEMA 306-1998 (Mỹ) [12], FEMA 356-2000 (Mỹ)[13], CSA S304.1-04-2004 (Canada) [14], Eurocode 8 (Châu Âu) [15], MSJC 2013 (Mỹ) [16]... Ở Việt Nam, một số nhà khoa học đã nghiên cứu về loại kết cấu này như Lý Trần Cường [17] năm 1991 nghiên cứu ứng xử của hệ kết cấu trong giai đoạn đàn hồi, Đinh Lê Khánh Quốc [18] nghiên cứu thực nghiệm, đề xuất mô hình tính toán khung chèn tường cải tiến và Phan Văn Huệ [19] năm 2020 nghiên cứu lý thuyết kết cấu khung chèn tường chịu tải trọng động đất,...

Khung BTCT có TXC được cấu thành từ hai cấu kiện: Khung BTCT và TXC. Sự làm việc của khung BTCT có TXC có nhiều nét khác biệt so với khung BTCT bởi hai kết cấu này có các ứng xử khác nhau khi chịu tác dụng của tải trọng. Khung BTCT có tính dẻo trong khi TXC có tính giòn. Độ cứng ngang của khung BTCT thường nhỏ hơn so với TXC do kích thước tiết diện phần tử thanh (dầm, cột) trong khung BTCT thường hạn chế hơn so với phần tử tấm TXC trong các công trình xây dựng. Nhiều công trình khoa học về sự làm việc của khung BTCT có TXC cho thấy rằng độ cứng ngang và khả năng chịu lực của hệ khung tăng lên đáng kể khi kể đến sự làm việc của TXC [2, 4, 5, 6]. Khi tải trọng ngang tác dụng lên kết cấu khung có TXC nhỏ hơn khoảng 30% đến 40% tải trọng ngang lớn nhất gây phá hoại kết cấu thì kết cấu làm việc trong giai đoạn đàn hồi [2, 20, 21]. Khi tải trọng tăng lên, hệ kết cấu làm việc trong giai đoạn sau đàn hồi, sau khi tường bị nứt hệ kết cấu vẫn có thể chịu tác dụng của tải trọng ngang tới một giới hạn chuyển vị nào đó. Trong một thời gian dài, nhiều nhà khoa học đã nghiên cứu ứng xử của khung chèn tường với các phương pháp khác nhau như phương pháp giải tích, sai phân hữu hạn, phần tử hữu hạn, phần tử ứng dụng, nghiên cứu thực nghiệm... Mặc dù vậy, ứng xử của khung BTCT có TXC vẫn rất khó dự báo, vì thế vẫn thu hút sự quan tâm trong nghiên cứu cũng như trong thiết kế xây dựng. Phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) [22] với nhiều ưu điểm được khởi xướng từ một số nhà khoa học như Sachanski, Mallick và Severn [5] năm 1967, sau đó được một số tác giả khác phát triển và cải tiến sử dụng như Jing và Liao [23] năm 1990, Doudoumis và Mitsopoulou [24, 25] năm 1995, Dorji [26] năm

2009... sử dụng mô hình vĩ mô (macro) mô phỏng khung có TXC chịu tải trọng ngang. Gần đây, một số nhà khoa học đã sử dụng các phần mềm PTHH mạnh hơn như Abaqus và Ansys thiết lập mô hình vi mô (micro) để nghiên cứu mô phỏng từng viên xây, từng mạch vữa của hệ kết cấu này để đánh giá khá chính xác ứng xử, tương tác tiếp xúc của các thành phần cũng như cơ chế phá hoại hệ kết cấu này so với thực nghiệm. Một số nhà khoa học đã xây dựng mô hình số sử dụng phần mềm Abaqus mô phỏng ứng xử của kết cấu khung có TXC chịu tải trọng ngang như Abdulla và cộng sự [27] năm 2017, Mollaei và cộng sự [28] năm 2022, Wang và cộng sự [29] năm 2024,... Bài báo này đề xuất một mô hình số mới mô phỏng ứng xử của hệ kết cấu khung BTCT có TXC chịu tải trọng ngang sử dụng phần mềm Abaqus [30, 31].

2. Mô hình số đề xuất tính toán khung BTCT có TXC chịu tải trọng ngang trong mặt phẳng

Mục đích mô phỏng số là để phân tích và dự đoán ứng xử của kết cấu, vật liệu hoặc hệ thống vật lý phức tạp (như ứng suất, biến dạng, nhiệt, động lực,...) dưới các tải trọng và điều kiện biên khác nhau. Phần mềm Abaqus nổi bật ở khả năng xử lý bài toán tiếp xúc, vật liệu phi tuyến, biến dạng lớn và phá hủy... Quá trình mô phỏng số sử dụng Abaqus bao gồm các công đoạn chính như tạo mô hình hình học, chọn vật liệu, thiết lập bài toán, chia lưới, giải và hiển thị kết quả. Mô phỏng số giúp các nhà nghiên cứu hiểu rõ hơn về sự làm việc của mẫu thí nghiệm mà không cần chế tạo mẫu và thực hiện thực nghiệm. Quy trình các bước mô phỏng số trên phần mềm Abaqus thường được thực hiện trong giao diện Abaqus/CAE và có thể được tham khảo trong các tài liệu kỹ thuật [30, 31].

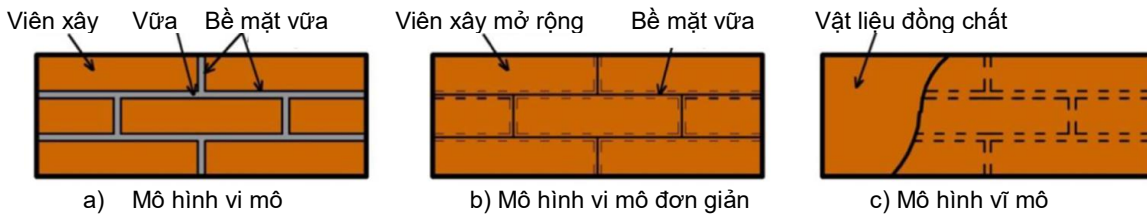
2.1 Mô hình phần tử và mô hình vật liệu trong Abaqus

Mô hình đề xuất này sử dụng phần tử khối 8 nút, bậc 1 C3D8R cho bê tông, viên xây, vữa và sử dụng phần tử T3D2 cho cốt thép. Đây là lựa chọn hiệu quả về tính toán và chính xác cho hầu hết các bài toán mô phỏng kết cấu BTCT. Hai mô hình vật liệu được sử dụng cho bê tông là mô hình đàn hồi (Elasticity) và mô hình bê tông bị phá hoại dẻo CDP (Concrete Damaged Plasticity (CDP)). Mô hình CDP là mô hình vật liệu chuẩn và hiệu quả nhất trong Abaqus để mô phỏng ứng xử phi tuyến của bê tông (chịu nén, chịu kéo và sự suy giảm độ cứng do bắt đầu bị phá hoại). Trong khi đó, vật liệu cốt thép được sử dụng mô hình

đàn hồi - dẻo tiêu chuẩn của thép (Elastic-Plastic). Để liên kết cốt thép với bê tông sử dụng ràng buộc vùng nhúng (Embedded Region). Đây là phương pháp phổ biến nhất, cho phép các phần tử cốt thép "sống" bên trong khối bê tông và chia sẻ chuyển vị với phần tử bê tông xung quanh một cách hoàn hảo (kết dính hoàn toàn). Phương pháp này đủ chính xác và đơn giản với đối tượng nghiên cứu là kết cấu khung BTCT có TXC.

Các viên xây được sử dụng mô hình đàn hồi và mô hình Drucker Prager, đây là mô hình thường được sử dụng cho khối xây bằng gạch, đá,... do đơn giản, sử dụng ít số liệu đầu vào nhưng vẫn đảm bảo độ chính xác. Tương tác vữa – viên xây và vữa – bê tông (Contact) được mô phỏng thông qua ứng xử dính bề mặt (Surface-based Cohesive Behavior) chính là liên kết vật lý tại bề mặt tiếp xúc giữa hai vật thể bằng luật kéo – tách (Traction–Separation), trong đó lực dính được mô hình hoá bằng thông số dính (Cohesive) riêng.

2.2 Mô hình TXC trong Abaqus [27]



Hình 1. Các mô hình TXC trong PTHH [27]

Trong nghiên cứu này, mô hình vi mô đơn giản (Hình 1b) được sử dụng để mô phỏng tương tác giữa các phần tử trong hệ kết cấu.

2.3 Ứng xử đàn hồi của các bề mặt tiếp xúc [27]

Đối với khối xây thông thường, phản ứng ban đầu của các bề mặt tiếp xúc dựa trên mối quan hệ lực

Phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) cho kết cấu xây bằng khối xây (gạch, đá) thường dựa trên hai phương pháp mô hình hóa chính: (i) mô hình hóa vi mô; và (ii) mô hình vĩ mô. Sự lựa chọn loại mô hình nào phụ thuộc vào yêu cầu chi tiết các thông số cần khảo sát cần thiết cho nghiên cứu. Trong phương pháp mô hình vi mô, quá trình mô phỏng có thể được thực hiện chi tiết, các viên xây, mạch vữa được mô hình hóa như các phần tử liên tục và viên xây, mạch vữa được mô hình hóa như các phần tử không liên tục. Khác với mô hình vĩ mô (Hình 1(c)), mô hình vi mô chi tiết (Hình 1(a)) có thể cung cấp kết quả chính xác, nhưng sử dụng nhiều tài nguyên tính toán và do đó bị hạn chế trong việc mô phỏng các khối xây tương đối nhỏ. Thay vào đó, một phương pháp mô hình vi mô đơn giản hóa (Hình 1(b)) có thể được áp dụng để khắc phục những nhược điểm của phương pháp vi mô chi tiết. Trong phương pháp đơn giản hóa, viên xây được mở rộng bằng cách thêm độ dày của vữa và được mô hình hóa như một chuỗi các phần tử liên tục và sự tương tác giữa các viên xây mở rộng được mô hình hóa như một chuỗi các phần tử không liên tục.

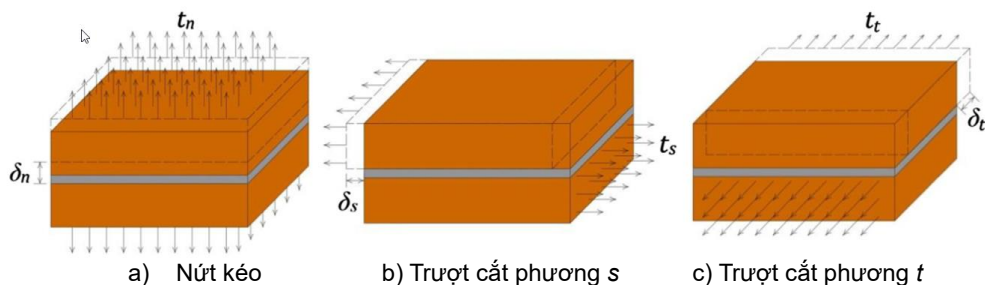
kéo-tách tuyến tính trước khi bị hư hỏng. Ứng xử tuyến tính tổng quát được viết dưới dạng ma trận độ cứng đàn hồi. Mối quan hệ giữa ma trận độ cứng đàn hồi K , vectơ lực kéo danh nghĩa t và vectơ tách tương ứng δ của các bề mặt tiếp xúc (Hình 2) được biểu thị như trong phương trình (1):

$$t = \begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & 0 & 0 \\ 0 & K_{ss} & 0 \\ 0 & 0 & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} = K \delta \quad (1)$$

$$K_{nn} = \frac{E_u E_m}{h_m (E_u - E_m)}; \quad K_{ss} = K_{tt} = \frac{G_u G_m}{h_m (G_u - G_m)} \quad (2)$$

trong đó: t_n ; t_s ; t_t lần lượt là lực kéo tách, lực cắt theo hai phương của phần tử viên xây mở rộng. δ_n ; δ_s ; δ_t lần lượt là chuyển vị kéo tách, chuyển vị cắt theo hai phương của phần tử viên xây mở

rộng. Các tham số E_u ; E_m lần lượt là mô đun đàn hồi của viên xây và vữa; G_u ; G_m lần lượt là mô đun chịu cắt của viên xây và vữa; h_m là chiều dày của mạch vữa.



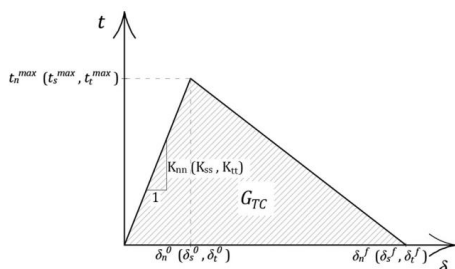
Hình 2. Cơ chế phá hoại tại mạch vữa [27]

2.4 Ứng xử dẻo của bề mặt tiếp xúc [27]

Đối với khối xây gạch thường được sử dụng, sau ứng xử tuyến tính ban đầu của các bề mặt tiếp xúc là sự lan truyền vết nứt. Khi đạt tới tiêu chí bắt đầu hư hỏng dựa trên khả năng chịu cắt và kéo của các bề mặt tiếp xúc, vết nứt sẽ lan truyền trong các bề mặt tiếp xúc của các viên gạch xây. Tiêu chí ứng suất bậc hai được sử dụng để xác định sự khởi đầu hư hỏng, tiêu chí này được đáp ứng khi tỷ lệ ứng suất bình phương của các bề mặt bằng 1. Tiêu chí này được áp dụng vì nó dự đoán hiệu quả sự khởi đầu hư hỏng của các bề mặt tiếp xúc chịu tải trọng hỗn hợp, đó là trường hợp trong các bề mặt tiếp xúc viên xây (các bề mặt tiếp xúc viên xây chịu ứng suất kéo theo hướng pháp tuyến và ứng suất cắt theo hai hướng cắt). Ứng xử kéo tách của bề mặt tiếp xúc khi chịu kéo và cắt thể hiện trên Hình 3. Tiêu chí được biểu thị như trong biểu thức (3).

$$\left(\frac{t_n}{t_n^{\max}}\right)^2 + \left(\frac{t_s}{t_s^{\max}}\right)^2 + \left(\frac{t_t}{t_t^{\max}}\right)^2 = 1 \quad (3)$$

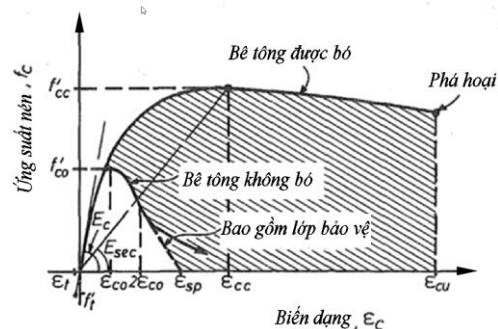
trong đó: $t_n^{\max}$; $t_s^{\max}$; $t_t^{\max}$ lần lượt là khả năng kéo tách, lực cắt lớn nhất theo hai phương của phần tử viên xây; G_{TC} : là năng lượng tiêu tán hỗn hợp tới hạn khi xảy ra phá hoại. δ_n^0 ; δ_s^0 ; δ_t^0 : lần lượt là chuyển vị kéo tách, chuyển vị cắt ứng với kéo tách, lực cắt lớn nhất theo hai phương của phần tử viên xây. δ_n^f ; δ_s^f ; δ_t^f : lần lượt là chuyển vị kéo tách, chuyển vị cắt khi phá hoại theo hai phương của phần tử viên xây.



Hình 3. Ứng xử kéo tách của bề mặt tiếp xúc khi chịu kéo và cắt [27]

2.5 Quan hệ ứng suất – biến dạng các vật liệu sử dụng trong mô hình Abaqus

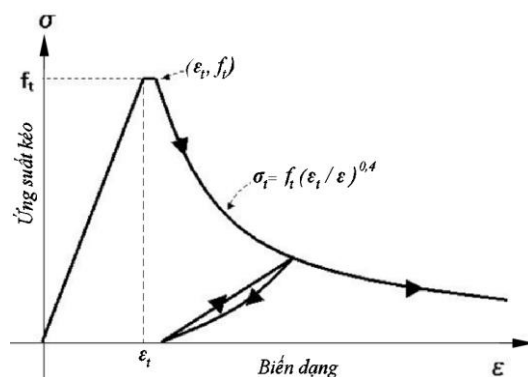
Mô hình số được thiết lập sử dụng mối quan hệ ứng suất – biến dạng của bê tông khi chịu nén do Mander [32] đề xuất năm 1988, có kể đến hiệu ứng bó của cốt đai đến tính chất của bê tông hạn chế (bê tông confined). Mối quan hệ ứng suất – biến dạng khi chịu nén của bê tông rút ra từ thực nghiệm do Mander [32] đề xuất được sử dụng rộng rãi thể hiện trên Hình 4.



Hình 4. Quan hệ ứng suất - biến dạng khi bê tông chịu nén của Mander [32]

trong Hình 4: f'_{co} ; f'_{cc} : lần lượt là ứng suất nén lớn nhất; ϵ_{co} ; ϵ_{cc} : lần lượt là biến dạng ứng với ứng suất nén lớn nhất; ϵ_{sp} , ϵ_{cu} : là biến dạng cực hạn (tại thời điểm phá hoại) của bê tông không hạn chế nở hông (không bó) và bê tông hạn chế nở hông (được bó).

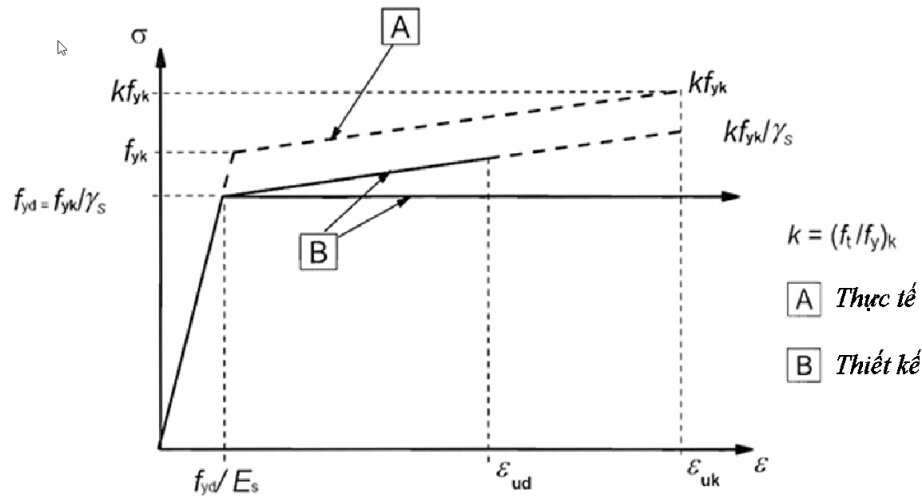
Mối quan hệ ứng suất - biến dạng của bê tông khi chịu kéo sử dụng trong mô hình đề xuất được đưa ra trong tiêu chuẩn Nhật Bản JSCE năm 2007 [33] và được thể hiện trên Hình 5.



Hình 5. Quan hệ ứng suất - biến dạng của bê tông khi chịu kéo theo JSCE [33]

trong Hình 5: f_t là ứng suất kéo lớn nhất của bê tông; ε_t là biến dạng ứng với ứng suất kéo lớn nhất của bê tông.

Vật liệu cốt thép trong mô hình Abaqus sử dụng mối quan hệ ứng suất - biến dạng của cốt thép theo tiêu chuẩn châu Âu Eurocode 2 [34] và được thể hiện trên Hình 6.



Hình 6. Quan hệ ứng suất - biến dạng của cốt thép theo Eurocode 2 [34]

trong Hình 6: f_{yk} là ứng suất chảy khi kéo nén của cốt thép; ε_{uk} là biến dạng cực hạn của cốt thép (tại thời điểm phá hoại); E_s là mô đun đàn hồi của cốt thép.

Vật liệu gạch sử dụng mối quan hệ ứng suất - biến dạng của Hognestad [35] đề xuất năm 1951 với phương trình khác nhau đối với nhánh tăng và nhánh giảm lần lượt sử dụng biểu thức (4) và biểu thức (5).

$$\sigma = \sigma_0 \left(2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right) \quad (4)$$

$$\sigma = \sigma_0 \left[1 - 0,15 \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} \right) \right] \quad (5)$$

trong đó: σ_0 là ứng suất tại đỉnh của biểu đồ ứng suất biến dạng; ε_0 là biến dạng tỉ đối tương ứng với ứng suất tại đỉnh.

2.6 Xây dựng mô hình trong Abaqus

Quy trình mô phỏng số trên phần mềm ABAQUS được thực hiện trong giao diện ABAQUS/CAE 2017 bao gồm các bước cơ bản: Tạo mô hình hình học (Part Module); Định nghĩa thuộc tính vật liệu và mặt cắt (Property Module); Lắp ráp các chi tiết (Assembly Module); Thiết lập bước phân tích (Step Module); Thiết lập tương tác và điều kiện biên (Interaction & Load Modules); Chia lưới PTHH (Mesh Module); Tạo và chạy công việc (Job Module); Xem và xử lý kết quả (Visualization Module). Thực hiện theo quy trình này với các mô hình phần tử và vật liệu được lựa

chọn từ mục 2.1 đến 2.5, mô hình số sử dụng phần mềm ABAQUS tính toán khung BTCT có TXC chịu tác dụng của tải trọng ngang được xây dựng.

3. Kiểm chứng mô hình số đề xuất theo thực nghiệm

3.1 Nghiên cứu thực nghiệm của Đinh Lê Khánh Quốc [18]

Trong nghiên cứu thực nghiệm của Đinh Lê Khánh Quốc [18], sáu mẫu khung BTCT có TXC một tầng, một nhịp được xây dựng và tiến hành thí nghiệm dưới tác dụng của tải trọng ngang tuần hoàn theo các chu kỳ gia tải. Các mẫu thí nghiệm có kích thước giống nhau, chia thành 3 nhóm mẫu khác nhau về điều kiện liên kết đỉnh tường chèn và có hay không lớp tô trát của TXC. Trong nghiên cứu này, các tác giả lựa chọn mẫu K1-I (không tô trát, liên kết tường chèn và khung là kín khít 4 mặt) để kiểm chứng mô hình số đề xuất. Mẫu thí nghiệm K1-I là khung BTCT có khoảng cách giữa hai trục cột là 1675 mm, chiều cao từ chân cột đến trục dầm trên là 1540 mm. Mỗi khung bao gồm hai cột có tiết diện 120×150 mm và hai dầm tiết diện 120×200 mm, 120×250 mm. Tường xây chèn bằng gạch AAC có bề dày 100 mm, mạch vữa dày 3-5mm. Chi tiết kích thước, tiết diện, bố trí cốt thép của các cấu kiện khung thực nghiệm được thể hiện trong [18]. Một số tính chất cơ bản vật liệu bê tông khung và tường xây chèn sử dụng trong thí nghiệm được tóm tắt trong Bảng 1.

Bảng 1. Thông số vật liệu sử dụng trong thí nghiệm [18]

Chỉ tiêu	Bê tông khung	Tường gạch AAC
Cường độ nén (MPa)	35,1	3,15
Mô đun đàn hồi (MPa)	28000	579
Trọng lượng riêng (kN/m ³)	24	5,5
Hệ số poát xông	0,2	0,15

Tải trọng đứng phân bố đều tác dụng lên dầm trên của mẫu thí nghiệm là 0,96 kN/m. Giá trị tải trọng ngang tác dụng theo chu kỳ gia tải tác dụng lên các mẫu thí nghiệm tăng tuần tự theo trình tự chuyển vị cưỡng bức: 0; 1,25; 2,5; 3,75; 5; 10; 15; 20; 25; 30;

35mm. Quan hệ lực – chuyển vị của các mẫu khung thực nghiệm qua các chu kỳ gia tải được thể hiện chi tiết trong [18], tuy nhiên, nghiên cứu mô hình số sử dụng PTHH chưa được thực hiện. Kết quả thí nghiệm chi tiết khung K1-I được thể hiện tóm tắt trong Bảng 2.

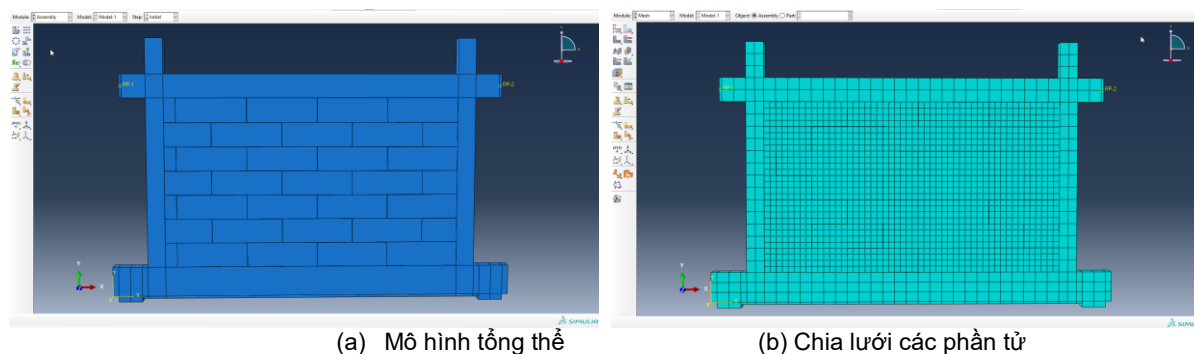
Bảng 2. Tóm tắt kết quả thí nghiệm của khung K1-I [18]

Chu trình	Chuyển vị ngang (mm)	Lực ngang (kN)
1-2	1,25	24,82
3-4	2,5	33,24
5-6	3,75	36,74
7-8	5	45,01
9-10	10	54,62
11-12	15	79,20
13-14	20	86,52
15-16	25	89,57
17-18	30	89,60
19-20	35	79,05

3.2 Kiểm chứng mô hình số đề xuất

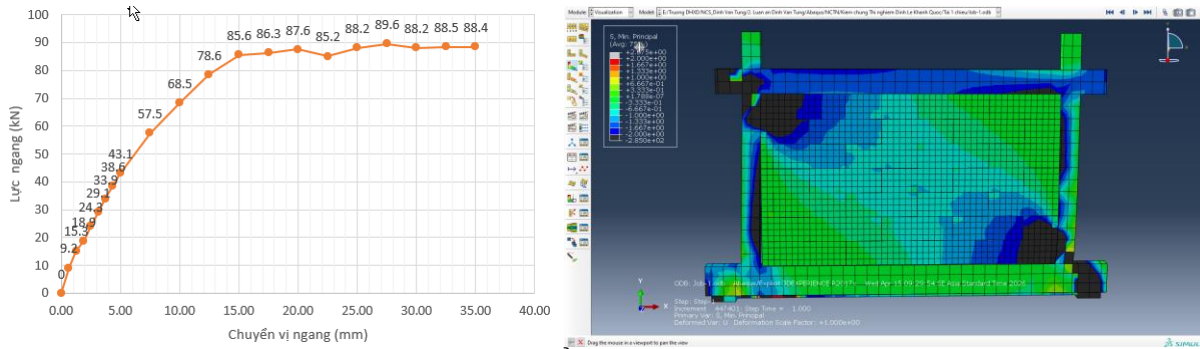
Mô hình số được thiết lập sử dụng phần mềm Abaqus/CAE 2017 với các thông số đầu vào được

lấy theo mô hình đề xuất ở mục 2. Mô hình tổng thể và chia lưới khung BTCT chèn tường mô phỏng theo thí nghiệm [18], được thể hiện tại Hình 7.



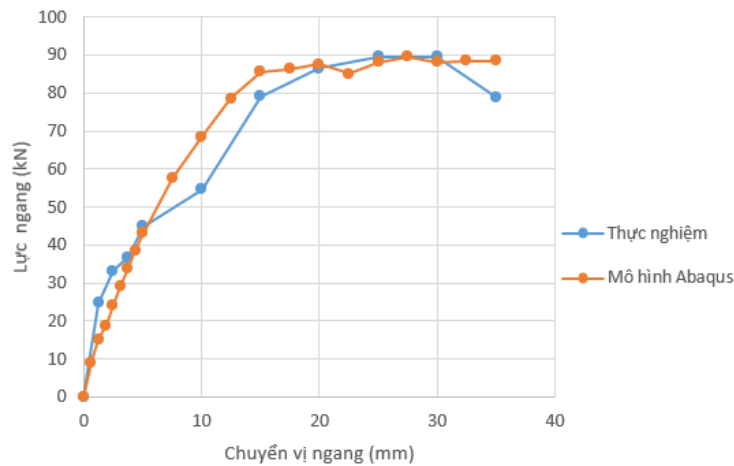
Hình 7. Mô hình Abaqus đề xuất

Kết quả tính toán chuyển vị ngang tại đỉnh khung và dải nén nghiêng trong TXC theo mô hình đề xuất được thể hiện trên Hình 8.



Hình 8. Kết quả tính toán mô hình đề xuất

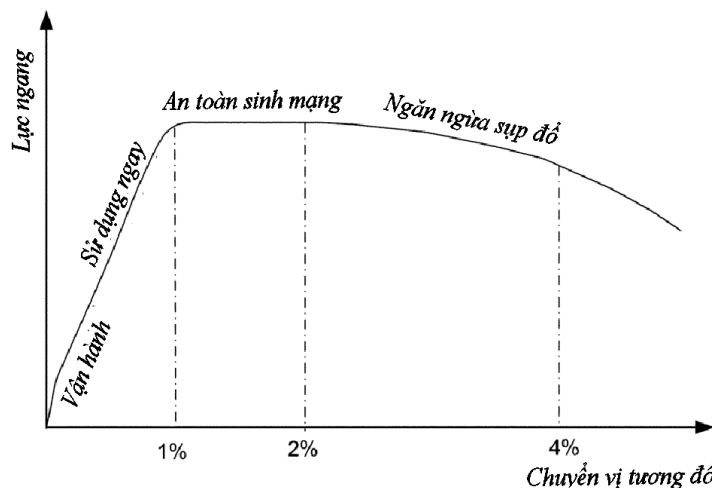
So sánh kết quả tính toán theo mô hình số đề xuất và kết quả thí nghiệm trong [18] được thể hiện trên Hình 9:



Hình 9. So sánh mô hình số Abaqus đề xuất và thực nghiệm

Hình 9 cho thấy chuyển vị đỉnh khung tính toán theo mô hình số đề xuất tại những mốc chính lệch khoảng 5-15% so với kết quả thí nghiệm. So sánh kết quả giữa mô hình đề xuất và thực nghiệm cho thấy mô hình số phản ánh xu hướng làm việc của hệ khung sát với thực nghiệm. Ngoài ra, kết quả tính toán theo mô hình Abaqus đề xuất cũng có dạng trùng khớp với đường cong lực ngang – chuyển vị tương đối được đưa ra trong ACI

374.2R-13 [36] (Hình 10) tại điểm chuyển vị ngang 15 mm (tương ứng với điểm có chuyển vị tương đối 1%) lực ngang đạt đỉnh, sau đó đi ngang tới chuyển vị ngang 35 mm (tương ứng điểm có chuyển vị tương đối 2%). Như vậy, có thể nói mô hình số đề xuất là phù hợp và tin cậy. Lưu ý là khi sử dụng mô hình số đề xuất, các số liệu đầu vào của bê tông, cốt thép, khối xây và vữa nên được xác định bằng thực nghiệm.



Hình 10. Đường cong lực ngang - chuyển vị tương đối theo ACI 374.2R-13 [36]

4. Kết quả khảo sát tham số

4.1 Ảnh hưởng của vật liệu xây chèn

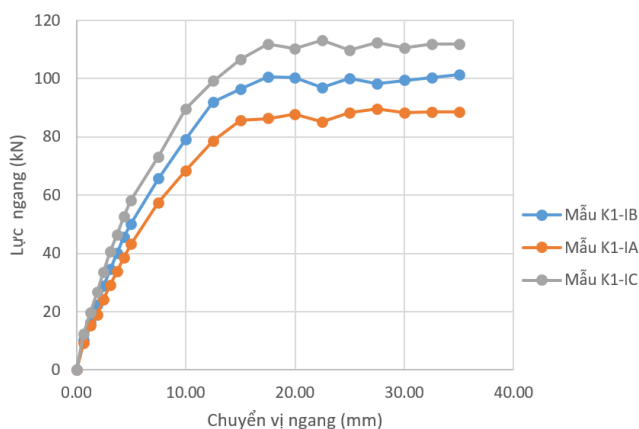
Với kết quả kiểm chứng có độ đồng nhất cao với số liệu thực nghiệm [18] và tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 374.2R-13 [36], mô hình PTHH của khung K1-I thiết

lập ở trên được sử dụng để khảo sát ảnh hưởng của vật liệu xây chèn đến sự làm việc của khung BTCT chèn tường. Ký hiệu 3 mẫu khung BTCT có TXC khảo sát tương ứng với các mẫu trong mô hình PTHH là K1-IA, K1-IB, K1-IC được thể hiện trong Bảng 3.

Bảng 3. Thông số vật liệu TXC trong các mô hình khảo sát

Khung	K1-IA	K1-IB	K1-IC
Cường độ nén (MPa)	3,15	4.00	5,00
Mô đun đàn hồi (MPa)	579	736	920

Quan hệ lực ngang – chuyển vị ngang của các mô hình khảo sát được thể hiện trên Hình 11.



Hình 11. So sánh kết quả các mô hình khảo sát

Kết quả khảo sát ở Hình 11 cho thấy, việc thay đổi vật liệu xây chèn với cường độ và mô đun đàn hồi khác nhau ảnh hưởng tương đối lớn tới độ cứng ngang của hệ khung. Cụ thể, trong trường hợp mô hình khảo sát khi mô đun đàn hồi của tường chèn tăng giảm khoảng 25% thì độ cứng ngang của hệ khung tăng giảm khoảng 15% đến 22%.

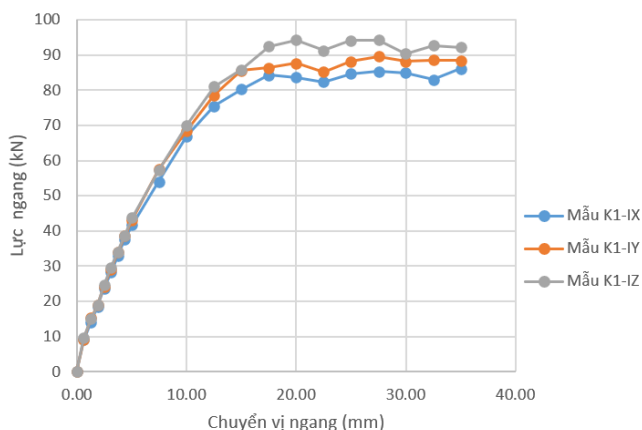
4.2 Ảnh hưởng của vật liệu bê tông trong khung

Để khảo sát ảnh hưởng của vật liệu bê tông trong khung đến ứng xử của khung BTCT chèn tường, bê tông của khung BTCT trong mô hình số được thay đổi tương ứng với các mẫu mô phỏng PTHH được ký hiệu lần lượt là K1-IX, K1-IY, K1-IZ. Bảng 4 trình bày các thông số thay đổi của bê tông khung khảo sát.

Bảng 4. Thông số bê tông khung trong các mô hình khảo sát

Khung	K1-IX	K1-IY	K1-IZ
Cường độ nén (MPa)	30	35,1	40
Mô đun đàn hồi (MPa)	25700	28000	30000

Quan hệ lực ngang – chuyển vị ngang của các mô hình khảo sát được thể hiện trên Hình 12.



Hình 12. So sánh kết quả các mô hình khảo sát

Từ kết quả ở Hình 12 có thể thấy bê tông của khung xung quanh ít ảnh hưởng đến độ cứng ngang của khung có TXC và mức độ ảnh hưởng cũng có xu hướng tăng dần khi kết cấu làm việc trong giai đoạn sau đàn hồi. Trong giai đoạn làm việc đàn hồi, khi cường độ bê tông tăng giảm khoảng 15% (mô đun đàn hồi tăng giảm khoảng 10%) thì độ cứng ngang của hệ khung tăng giảm chỉ khoảng 0,2% đến 3%, còn trong giai đoạn làm việc sau đàn hồi, độ cứng ngang của khung tăng giảm cũng chỉ khoảng 2% đến 6%.

5. Kết luận

Trong nghiên cứu này, các tác giả đã tiến hành xây dựng mô hình số sử dụng phần mềm ABAQUS nghiên cứu sự làm việc của khung BTCT có TXC chịu tải trọng ngang trong mặt phẳng. Một số kết luận chính có thể rút ra được như sau:

- Mô hình số sử dụng phần mềm ABAQUS tính toán khung BTCT có TXC chịu tác dụng của tải trọng ngang, các tác giả đề xuất dựa trên mô hình vật liệu của Mander, Hognestad, tiêu chuẩn châu Âu Eurocode 2 và tiêu chuẩn Nhật Bản JSCE được kiểm chứng phù hợp với kết quả thí nghiệm tác giả Đinh Lê Khánh Quốc đã được công bố;

- Mô hình số đề xuất cho kết quả phù hợp với đường cong lực ngang – chuyển vị ngang được đưa ra trong tiêu chuẩn ACI 374.2R-13, có thể được sử dụng trong nghiên cứu kết cấu khung BTCT có TXC;

- Khả năng chịu tải trọng và độ cứng ngang của khung BTCT có TXC thay đổi đáng kể khi thay đổi vật liệu của tường chèn. Ngược lại, độ cứng của khung xung quanh ảnh hưởng ít tới độ cứng ngang của kết cấu này.

Lời cảm ơn:

Nghiên cứu này được tài trợ bởi Trường Đại học Xây dựng Hà Nội thông qua đề tài cấp trường trọng điểm, mã số 73-2026/KHXD-TĐ.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] R.Angel, D.Abrams, D.Shapiro, J.Uzarski and M.Webster (1994). *Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills*. National Science Foundation, Illinois America.
- [2] Polyakov, S.V. (1960). *On the Interaction Between Masonry Filler Walls and Enclosing Frame When Loaded in The Plane of The Wall*. Translations in Earthquake Engineering Research Institute.
- [3] Holmes, M. (1961). *Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling*. Proc. Instn. Civil Engineering, Vol. 19, P.473-478.
- [4] Smith, B.S. and Carter, C. (1969). *A Method of Analysis for Infilled Frames*. Proc. Instn. Civil Engineering, Vol.44, P.31-48.
- [5] Mallick, D.V. and Severn, T. (1967). *The Behaviour of Infilled Frames under Static Loading*, Proc. Instn. Civil Engineering, Vol. 38, P.639-656.
- [6] Mainstone, R. J. (1971). *On the Stiffness and Strength of Infilled Frames*, Proceedings of the Institution of Civil Engineering.
- [7] Chrysostomou et al. (2002). *A Six-Strut Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Infilled Frames*. International Journal of Structural Stability and Dynamics, 2(3), P.335-353. <https://doi.org/10.1142/S0219455402000567>
- [8] Crisafulli, J. F., and Carr, A. J. (2007). *Proposed Macro-Model for The Analysis of Infilled Frame Structures*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 40, No. 2. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.40.2.69-77>
- [9] Smyrou, E., et al. (2011). *Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames*. Bull Earthquake Eng. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9262-6>. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9262-6>
- [10] Ibarra, L. F., Medina, R. A. and Krawinkler, H. (2005). *Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34, 1489-1511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>
- [11] Rodrigues, H., Varum, H., and Costa, A. (2010). *Simplified Macro Model for Infill Masonry Panels*, Journal of Earthquake Engineering, 14:3, 390-419. <https://doi.org/10.1080/13632460903086044>
- [12] FEMA-306. (1998). *Federal Emergency Management Agency*. Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings, Washington (DC).
- [13] FEMA-356. (2000). *Federal Emergency Management Agency*. Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings, Washington (DC).

- [14] CSA.S304.1-04.(2004). *Design of Masonry Structure*. Canadian Standards Association, P.148.
- [15] Eurocode 8. (1998). *Design of Structures for Earthquake Resistance*.
- [16] MSJC 2013. (2013). *Masonry Standards Joint Committee*. p.391.
- [17] Lý Trần Cường (1991). *Sự làm việc đồng thời của khung BTCT với khối xây chèn dưới tác dụng của tải trọng ngang*. Luận án Phó tiến sĩ khoa học kỹ thuật, Trường Đại học Xây dựng.
- [18] Đinh Lê Khánh Quốc (2017). *Ứng xử của khung phẳng BTCT có TXC dưới tác dụng của tải trọng ngang*. Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Trường Đại học Bách khoa TP. HCM, Việt Nam.
- [19] Phan Văn Huệ (2020). *Ảnh hưởng của tường chèn tới phản ứng của hệ khung BTCT chịu động đất*. Luận án Tiến sĩ, Trường Đại học Xây dựng.
- [20] Hemant B. Kaushik, Durgesh C. Rai and Sudhir K. Jain (2007). *Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression*. Journal of Materials in Civil Engineering, 19(9): 728-739. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19:9\(728\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:9(728)).
- [21] Lila M. Abdel-Hafez, A.E.Y. Abouelezz, Faseal F. Elzeferay (2014). *Behavior of masonry strengthened infilled reinforced concrete frames under in-plane load*. J HBRC Journal. <http://www.sciencedirect.com/science/journal/16874048>
- [22] Farih Hamrit, Brahim Necib, Zied Driss (2015). *Analysis of Mechanical Structures Using Beam Finite Element Method*. International Journal of Mechanics and Applications, 5(1): 23-30. <http://article.sapub.org/10.5923.j.mechanics.20150501.04.html>
- [23] H.S Jing and M.L Liao (1990). *An Improved Finite Element Scheme for Elastic Contact Problems with Friction*. Computures & Structures. Vol.35, No.5, P. 571-578. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(90\)90385-F](https://doi.org/10.1016/0045-7949(90)90385-F)
- [24] I.N.Doudoumis and Mitsopoulou E.N. (1995). *The deficiency of the macromodels with fixed support interface conditions in the analytical modelling of infill panels*. Proceedings of the fifth conference on European seismic design practice, Chester.
- [25] I.N.Doudoumis (2006). *Finite Technique Modelling and Investigation of the Behaviour of Elastic Infilled Frames under Monotonic Loading*. Eng.Structures, vol 29, pp. 1004-1024. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.07.011>
- [26] J.Dorji (2009). *Seismic performance of Brick Infilled RC Frame Structures in Low and Medium rise Buildings in Bhutan*. Master thesis, Queensland University of Technology.
- [27] Kurdo F. Abdulla, Lee S. Cunningham, Martin Gillie (2017). *Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach*. Engineering Structures, United Kingdom. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.021>
- [28] Somayeh Mollaei, Reza Babaei Ghazijahani, Ehsan Noroozinejad Farsangi, and Davoud Jahani (2022). *Investigation of Behavior of Masonry Walls Constructed with Autoclaved Aerated Concrete Blocks under Blast Loading*. Applied sciences, Basel, Switzerland. <https://doi.org/10.3390/app12178725>
- [29] Xin Wang, Lihong Xiong and Zhuoxin Wang (2024). *Simplified Model Study of Autoclaved Aerated Concrete Masonry Flexible Connection Infilled Frames with Basalt Fiber Grating Strips*. Buildings, China. <https://doi.org/10.3390/buildings14041033>
- [30] Abaqus Online. <http://orpheus.nchc.org.tw:2080/v6.13/books/usb/default.htm>
- [31] Abaqus (2017). *Abaqus User's Manual*. United States of America.
- [32] Mander, J.B., M.J. Priestley, and R. Park (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of structural engineering. 114(8): p. 1804-1806.
- [33] JSCE Guidelines for Concrete (2007), "Standard Specifications for Concrete Structures", Japan Society of Civil Engineers.
- [34] Eurocode 2 (2004). *Design of Concrete Structures*.
- [35] Hognestad, E. (1951). *A Study Of Combined Bending And Axial Load In Reinforced Concrete Member*. University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin Series No. 399.
- [36] ACI 374.2R-13 (2013). *Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads*. American Concrete Institute, America.