

NGHIÊN CỨU QUÁ TRÌNH PHÁ HỦY DÂY CHUYỀN CỦA KHUNG NHIỀU TẦNG BÊ TÔNG CỐT THÉP LIÊN KHỐI BẰNG PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH ĐỘNG PHI TUYẾN

TS. CAO DUY KHÔI
Viện KHCN Xây dựng

Tóm tắt: Khi kết cấu chịu những tác động đặc biệt có thể dẫn đến sụp đổ (phá hủy) dây chuyền, các hiệu ứng động đóng vai trò quan trọng, nhưng chưa được nghiên cứu chi tiết đối với khung nhiều tầng. Đối tượng nghiên cứu của bài báo này là hệ khung nhiều tầng bê tông cốt thép (BTCT) liên khối có một cột tầng 1 bị phá hủy đột ngột. Để đánh giá hiệu ứng động, giá trị hệ số động K_{dv} được tính toán bằng phương pháp động phi tuyến cho khung với số tầng thay đổi.

1. Giới thiệu

Sụp đổ (phá hủy) dây chuyền là hiện tượng một hoặc một vài cấu kiện chịu lực bị phá hủy, dẫn tới các cấu kiện còn lại bị quá tải và tiếp tục bị phá hủy, kết quả là toàn bộ hoặc một phần công trình (với quy mô lớn so với hư hại ban đầu) sụp đổ.

Theo các tài liệu hướng dẫn thiết kế chống sụp đổ dây chuyền của Mỹ và Nga [6,7,14,15], một trong những dạng hư hỏng phổ biến trong tính toán chống phá hủy dây chuyền là cột chịu lực của một tầng bị phá hủy đột ngột, làm phát sinh tải trọng động trong khung chịu lực của nhà. Các chuyển vị và biến dạng của kết cấu có thể rất lớn, và như vậy, các phương pháp thông thường của cơ học kết cấu dựa trên giả thiết “biến dạng nhỏ” không thích hợp để áp dụng.

Về nguyên tắc, cần giải quyết bài toán động có kể đến phi tuyến hình học và cả phi tuyến vật liệu. Đối với khung một tầng, [3,4] đã giải quyết được bài toán này và đưa ra lời giải đơn giản để áp dụng trên thực tế. Tuy nhiên, khung nhiều tầng có thể ứng xử khác khung một tầng. Trong bài báo trước của tác giả [12] đã trình bày một số kết quả nghiên cứu động lực học tuyến tính quá trình phá hủy dây chuyền của khung nhiều tầng. Trên cơ sở các kết quả đó, trong bài báo này tác giả đã mở rộng bài toán cho trường hợp động phi tuyến, có kể đến khả năng hình thành khớp dẻo và phân bố lại nội lực của kết cấu bê tông cốt thép.

2. Các giả thiết về dữ liệu đầu vào

a. Tải trọng

Khả năng chống phá hủy dây chuyền của khung có thể được đánh giá bằng tính toán đối với tổ hợp tải trọng đặc biệt, bao gồm tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn với hệ số vượt tải bằng 1 [6,7,10]:

$$q_0 = \gamma_f (q_{TT} + \psi_1 q_{HTDH}) \quad (1)$$

Trong đó: q_{TT} , q_{HTDH} - lần lượt là giá trị tiêu chuẩn của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn;

γ_f - hệ số vượt tải, $\gamma_f = 1$;

ψ_1 - hệ số cho tải trọng dài hạn trong tổ hợp đặc biệt, $\psi_1 = 0,95$.

Giá trị các tải trọng thường xuyên và tạm thời dài hạn có thể lấy theo Tiêu chuẩn “Tải trọng và tác động” [8], có kể đến những hiệu chỉnh đối với nhà cao tầng được liệt kê trong [1].

Tải trọng trên được coi là chất một cách đột ngột với toàn bộ giá trị lên các dầm khung [2,3,14,15]. Như vậy, có thể xem đó là tải trọng động.

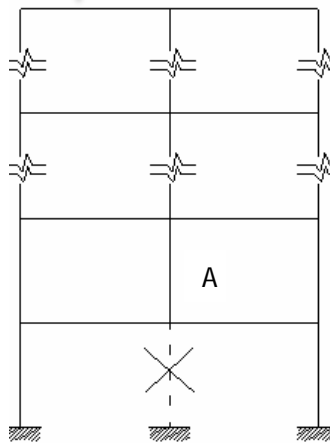
Để đánh giá ảnh hưởng của tải trọng động, có thể dùng hệ số động cho tải trọng $K_{dv} = q_t / q_d$, trong đó q_t và q_d lần lượt là giá trị tải trọng tĩnh và tải trọng động gây ra cùng một chuyển vị (trong trường hợp này chuyển vị được tính toán tại điểm A trên hình 1) cho kết cấu.

Như đã trình bày trong nghiên cứu [12], khi xét bài toán tuyến tính, hệ số động $K_{dv} = 2$, nghĩa là cần một tải trọng tĩnh có độ lớn gấp 2 lần tải trọng động để gây ra cùng một chuyển vị. Sự xuất hiện của biến dạng dẻo sẽ làm giảm đi ảnh hưởng của hiệu ứng động do tiêu tán năng lượng, thể hiện qua việc hệ số K_{dv} sẽ nhỏ hơn 2.

b. Mô hình tính toán

Mục đích của nghiên cứu là tìm hiểu ứng xử của khung BTCT liên khối chịu tải trọng động dẫn đến phá hủy dây chuyền, xem xét ảnh hưởng của biến dạng dẻo đến sự tiêu tán năng lượng động, từ đó có lưu ý về sự khác biệt của khung nhiều tầng và khung một tầng chịu phá hủy dây chuyền. Với mục tiêu đó, khung phẳng 2 nhịp BTCT là một đối tượng nghiên cứu có nhiều lợi thế như tính đơn giản, có thể thực hiện tính toán động phi tuyến trong các chương trình tính toán phổ biến, là bậc thang để bước lên các nghiên cứu chuyên sâu hơn.

Để mô phỏng quá trình phá hủy dây chuyền, tác giả sử dụng biện pháp được đề nghị trong các hướng dẫn thiết kế cũng như nghiên cứu trên thế giới về phá hủy dây chuyền [1-4, 6, 7, 10, 13-15]: một cột chịu lực của khung (có thể là cột biên, cột giữa, cột tầng 1 hoặc tầng trên...) được xem là đột ngột bị cắt bỏ. Trong trường hợp khung phẳng 2 nhịp, tác giả chỉ xem xét trường hợp bỏ cột giữa tầng 1 (hình 1).



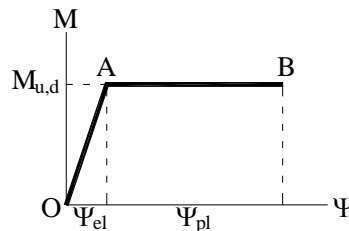
Hình 1. Mô hình tính toán

Với triết lý thiết kế thông thường “cột khỏe hơn dầm”, các khớp dẻo sẽ được hình thành ở các đầu dầm và xảy ra hiện tượng phân phối lại nội lực.

c. Vật liệu

Ngoài việc áp dụng hệ số bền động bằng 1,25 như đã trình bày trong [12], khi xem xét bài toán động phi tuyến của kết cấu BTCT, tác giả còn áp dụng những giả thiết sau đây.

Đối với các kết cấu chịu uốn là chủ yếu, có thể áp dụng biểu đồ quan hệ lực-chuyển vị có dạng tương tự như biểu đồ Prandelli (hình 2).



Hình 2. Biểu đồ quan hệ giữa mô men uốn và góc mở vết nứt trong khớp dẻo Ψ

Trong hình 2, đường OA là giai đoạn làm việc đàn hồi của cấu kiện. Độ cứng của cấu kiện có kể đến nứt trong giai đoạn này được tính toán theo [5]. Đường AB tương ứng với giai đoạn làm việc dẻo của cấu kiện.

Khi hình thành tất cả các khớp dẻo có thể, cấu kiện trở thành hệ biến hình, gồm các đĩa cứng nối với nhau bởi các khớp dẻo. Trạng thái giới hạn được xét đến trong nghiên cứu này là khi tất cả các cấu kiện dầm khung

đều trở thành hệ biến hình và biến dạng của bê tông vùng chịu nén đạt đến giá trị giới hạn $\varepsilon_{b,ult} = 0,0035$ [theo 4, 5]. Tuy nhiên, do không thuận tiện sử dụng trực tiếp giá trị biến dạng giới hạn này, trong [3, 4, 5] các tác giả đề nghị sử dụng góc mở vết nứt trong khớp dèo ψ_{pl} . Giá trị giới hạn của góc mở này có thể tính toán theo các công thức nêu trong [5], hoặc chấp nhận các giá trị có sẵn trong [14].

Giá trị mô men giới hạn hình thành trong khớp dèo $M_{u,d}$ có thể tính theo công thức nêu trong [4]:

$$M_{u,d} = \alpha_m R_{bd} b h_0^2 \quad (2)$$

trong đó:

$$\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi); \quad \xi = \frac{R_{sd} A_s}{R_{bd} b h_0}$$

Để không xảy ra phá hoại giòn, cần đảm bảo điều kiện sau:

$$\varepsilon < \varepsilon_R; \alpha_m < \alpha_R$$

trong đó:

$$\varepsilon_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{b,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}; \quad \alpha_R = \varepsilon_R(1 - 0,5\varepsilon_R); \quad \varepsilon_{e,el} = \frac{R_s}{E_s}$$

Tác giả đã thực hiện mô phỏng sự làm việc của khung nhiều tầng như hình 1 trong chương trình SAP 2000 ver.12 [2], từ đó tính toán được chuyển vị, biến dạng, cũng như nội lực phát sinh trong khung trên hình 1 cho các trường hợp số tầng khác nhau. Các kết quả được trình bày và phân tích dưới đây.

3. Phân tích kết quả

Theo [12], nếu xét bài toán tuyến tính động lực học phá hủy dầm chuyển, ta có lời giải khá đơn giản: giải bài toán tĩnh và nhân kết quả với 2. Tuy nhiên, sẽ rất hao phí nếu thiết kế cấu kiện theo phương pháp tuyến tính. Để bài toán gần với thực tế hơn, cần xem xét sự làm việc của cấu kiện ở trạng thái sau giới hạn. Sự phát triển biến dạng dẻo trong kết cấu BTCT liền khối cho phép giảm đáng kể ảnh hưởng của tải trọng động (nghĩa là hệ số $K_{dv} < 2$), đồng thời tận dụng khả năng phân phối lại nội lực của kết cấu. Hệ số K_{dv} càng nhỏ, thể hiện sự tiêu tán năng lượng động do biến dạng dẻo càng lớn. Ngược lại khi biến dạng dẻo càng ít, thì K_{dv} càng lớn. Khi không có biến dạng dẻo thì $K_{dv} = 2$ [2, 3, 12].

Đối với khung 1 tầng, các tài liệu [3, 4] đã trình bày công thức tính toán hệ số động K_{dv} như sau:

$$K_{dv} = \frac{K_{pl}}{K_{pl} - 0.5} \quad (3)$$

trong đó: K_{pl} – hệ số dèo, bằng tỉ số giữa độ võng lớn nhất của dầm với độ võng giới hạn đàn hồi.

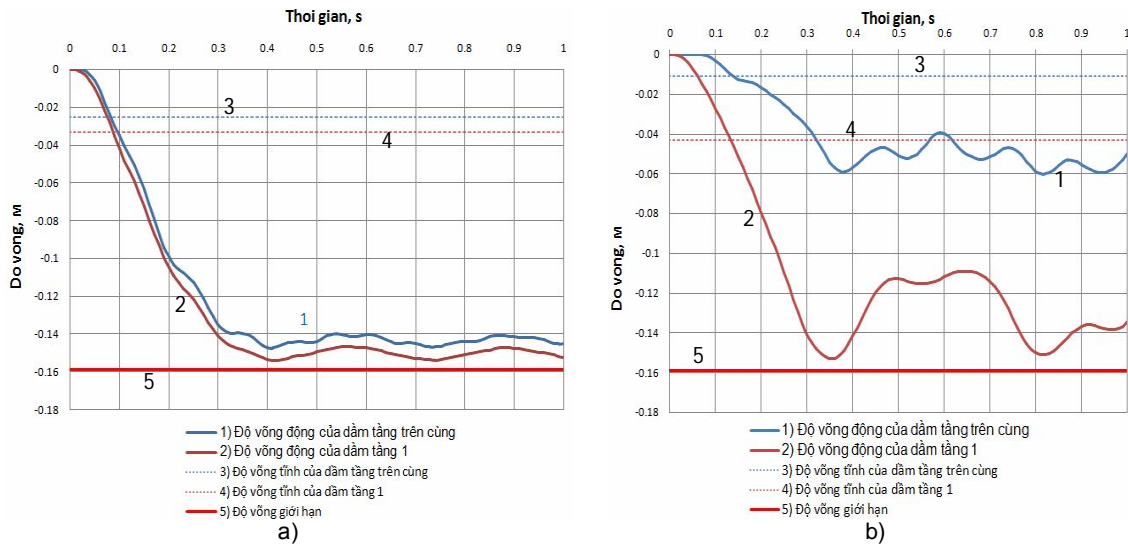
Trên hình 4, đường số 1 là giá trị K_{dv} được tính toán theo công thức 3. Ta thấy, giá trị K_{dv} giảm dần khi độ võng của dầm tăng dần, và đạt đến giá trị $K_{dv}=1,16$ tương ứng với độ võng giới hạn. Phân tích động phi tuyến khung 1 tầng trong SAP 2000 cho kết quả khá tương đồng với công thức trên (đường 2 trên hình 4).

Nếu các dầm của khung nhà nhiều tầng ứng xử hoàn toàn giống nhau, khi đó khung nhiều tầng sẽ làm việc giống như sơ đồ khung 1 tầng, và công thức (3) vẫn áp dụng được. Như đường 3 trên hình 4 cho khung 10 tầng trong ví dụ tính toán không sai biệt nhiều so với đường 2 dành cho khung 1 tầng.

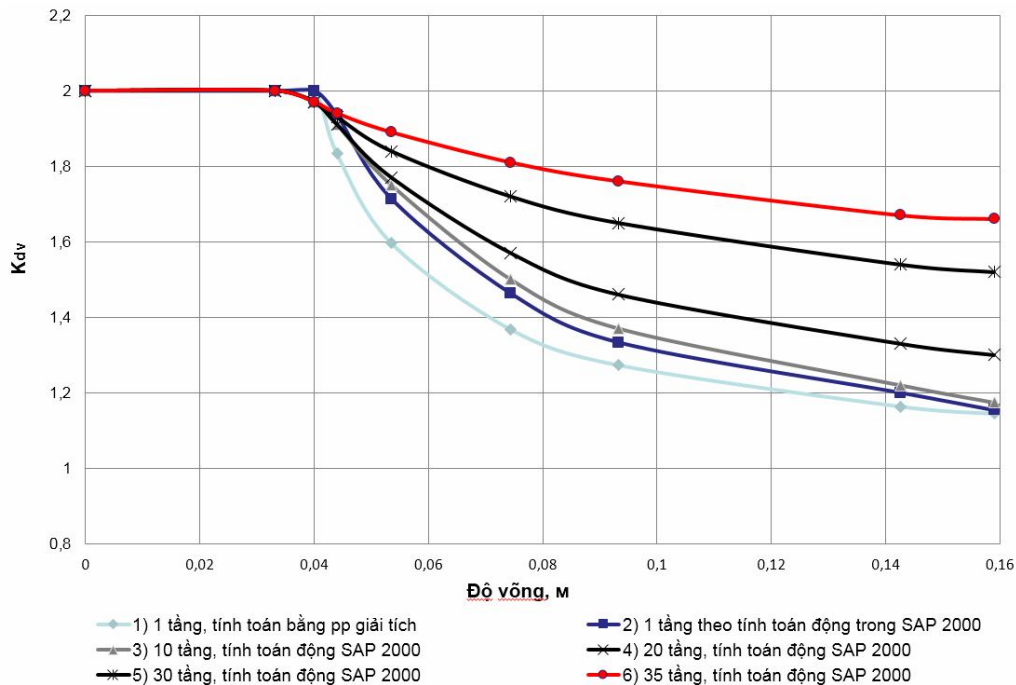
Tuy nhiên, phân tích các tính toán khung nhiều tầng [2, 3, 12, 13] cho thấy, các khung thấp tầng (khoảng dưới 10 tầng tùy thuộc vào các số liệu thiết kế đầu vào như tải trọng, vật liệu sử dụng, kích thước hình học của khung và kích thước cấu kiện) ứng xử khá tương đồng với sơ đồ khung 1 tầng, do các dầm tầng biến dạng gần như đồng thời và độ võng không sai biệt nhiều (hình 3a).

Khi số tầng tăng dần, giả thiết khung 1 tầng có vẻ không còn thích hợp nữa. Ví dụ, đối với khung 35 tầng, trên hình 3b ta thấy rõ sự khác biệt giữa độ võng dầm tầng 1 và độ võng dầm tầng 35. Có thể hiểu là khi dầm

tầng 1 đạt đến trạng thái giới hạn (cũng có nghĩa là khung đạt đến trạng thái giới hạn), thì dầm tầng 35 vẫn có thể chịu lực thêm. Như vậy, khả năng biến dạng dẻo và phân phối nội lực của các dầm tầng trên chưa được phát huy hết, việc tiêu tán năng lượng động không thể được như giả thiết khung 1 tầng, dẫn tới giá trị K_{dv} sẽ lớn hơn (hình 4).



Hình 3. Độ võng theo thời gian của dầm tầng 1 và tầng trên cùng trong 2 trường hợp: a) khung 10 tầng; b) khung 35 tầng

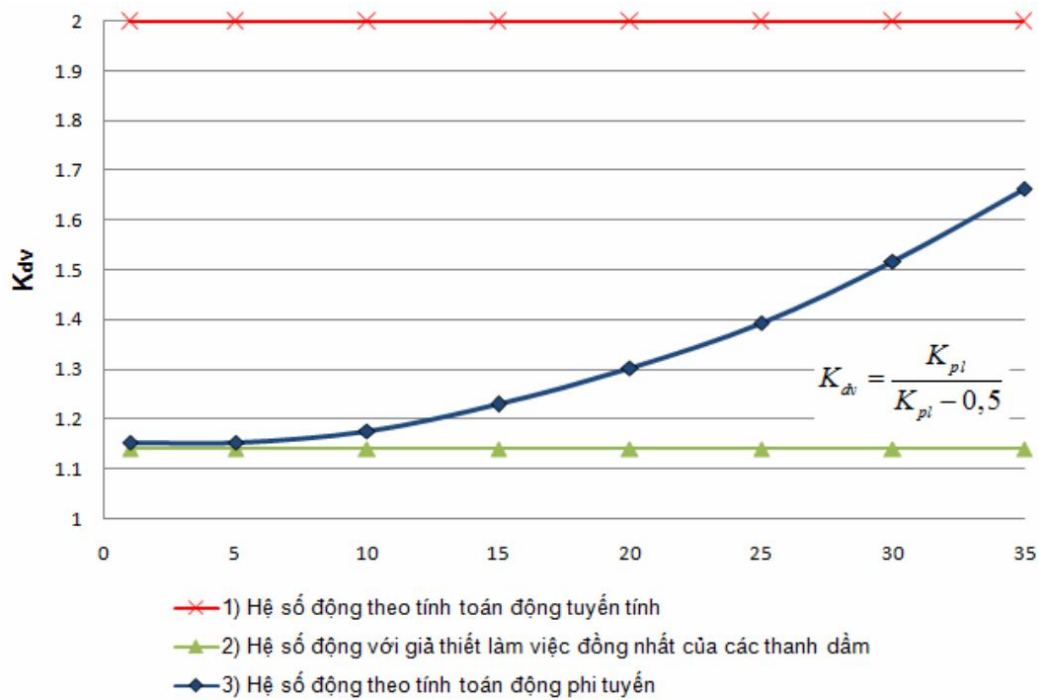


Hình 4. Sự phụ thuộc của giá trị hệ số động theo tải trọng K_{dv} vào độ võng toàn phần của dầm tầng 1

Nguyên nhân của sự khác biệt độ võng các dầm khung nhiều tầng là biến dạng dọc trục của cột biên. Khung càng cao thì tải trọng xuống cột biên càng lớn, và biến dạng dọc trục càng lớn. Các biến dạng này được tích lũy liên tục theo chiều cao khung. Chuyển vị của điểm đầu cột ở tầng trên cùng lớn hơn so với chuyển vị đầu cột ở tầng 1, trong khi chuyển vị của các điểm giữa dầm là như nhau dẫn tới độ võng của dầm tầng trên cùng sẽ nhỏ hơn độ võng của dầm tầng 1. Ở đây có điểm tương đồng với ảnh hưởng của co ngắn cột trong nhà siêu cao tầng.

Nếu xem cột không có biến dạng nén, thì các dầm khung biến dạng như nhau [2]. Trong trường hợp này có thể áp dụng công thức (3) một cách thuận tiện.

Dựa trên ví dụ tính toán trong [2], sự thay đổi giá trị hệ số K_{dv} theo số tầng được thể hiện trên hình 5.



Hình 5. Sự thay đổi giá trị K_{dv} theo số tầng [2]

Phân tích động phi tuyến cho thấy, đối với ví dụ này, khi khung dưới 10 tầng hệ số động thay đổi không đáng kể, có giá trị xấp xỉ hệ số động cho khung 1 tầng ($K_{dv, 1 \text{ tầng}} = 1,15$). Tuy nhiên, khi tăng tiếp số tầng thì hệ số động thay đổi rõ rệt, đạt đến $K_{dv, 35 \text{ tầng}} = 1,66$.

Ví dụ trên cho thấy, hệ số động K_{dv} tăng dần theo số tầng.

Trong trường hợp này, tác giả đề nghị bổ sung vào công thức (3) thành phần kể đến việc không phát triển hết biến dạng dẻo ở các dầm tầng trên, cụ thể như sau:

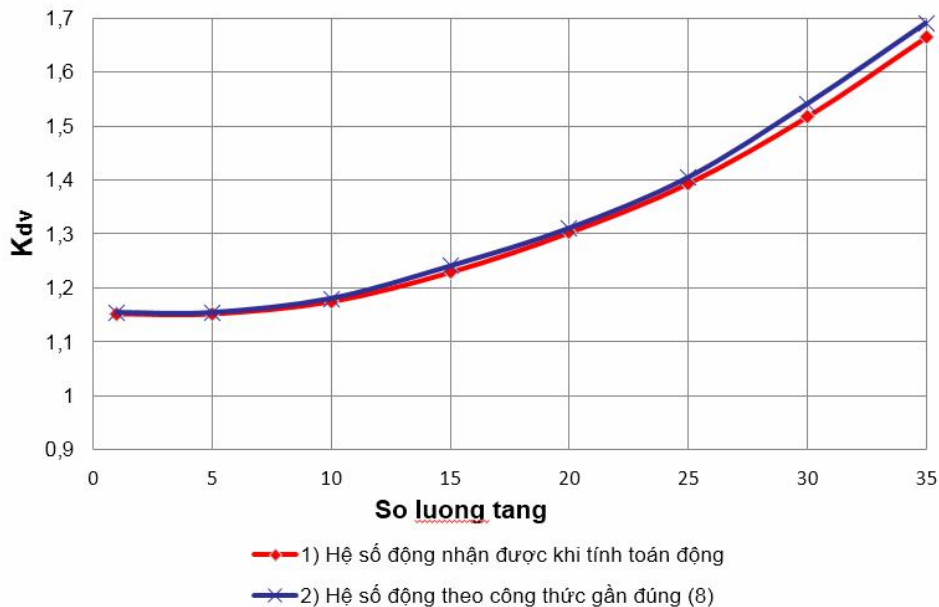
$$K_{dv} = \frac{K_{pl}}{K_{pl} - 0.5} + \frac{\sum_{i=1}^n (f_{pl,1} - f_{pl,i})}{n \cdot f_{pl,1}} \quad (4)$$

trong đó: $f_{pl,i}$ – độ võng dẻo của các dầm khung khi dầm tầng 1 đạt đến trạng thái giới hạn; i - số tầng; n - tổng số tầng của khung.

Từ công thức (4) ta thấy, giá trị nhỏ nhất của $K_{dv} = \frac{K_{pl}}{K_{pl} - 0.5}$, tương ứng với trường hợp khung 1 tầng.

Khi không có biến dạng dẻo thì thành phần bổ sung trong công thức (4) không được kể đến, và ta có $K_{dv} = 2$ ($K_{pl} = 1$), phù hợp với các tính toán động tuyến tính [2, 3, 12].

Trong [2], tác giả đã thực hiện một loạt tính toán so sánh giữa công thức (4) và kết quả tính toán động phi tuyến trong SAP 2000, cho thấy sự phù hợp của công thức trên (hình 6).



Hình 6. Hệ số động K_{dv} theo kết quả tính toán động phi tuyến và theo công thức gần đúng

Công thức (4) cho phép bỏ qua các tính toán động phi tuyến phức tạp, mất thời gian mà vẫn cho giá trị với độ chính xác chấp nhận được, thuận tiện cho người kỹ sư thiết kế áp dụng.

4. Kết luận

Bài báo đã trình bày một số kết quả nhận được khi phân tích khung phẳng BTCT liên khối nhiều tầng chịu tác dụng của tải trọng động do mất cột đột ngột bằng phương pháp phân tích động phi tuyến.

Theo đó, do sự phát triển biến dạng dẻo và phân phối lại nội lực trong khung BTCT nên năng lượng động bị tiêu tán một phần, thể hiện qua việc giá trị K_{dv} giảm đi so với trường hợp tuyến tính ($K_{dv} < 2$).

Tuy nhiên, khi chiều cao khung (số tầng) tăng dần, các dầm tầng trên không phát triển được hết biến dạng dẻo như dầm tầng 1, do đó việc tiêu tán năng lượng động nhỏ hơn so với giả thiết tất cả các dầm đều phát triển hết biến dạng dẻo. Như vậy, hệ số K_{dv} tăng dần theo số tầng. Các ví dụ tính toán nêu trong bài là phù hợp với lý luận này.

Tác giả đã đề nghị một công thức gần đúng để tính hệ số động K_{dv} một cách đơn giản hơn so với việc áp dụng các phân tích động phi tuyến phức tạp, đòi hỏi nhiều công sức và thời gian.

Các kết quả nêu trên cần được kiểm chứng thêm với các trường hợp kết cấu phức tạp hơn như khung không gian, kết cấu cột, vách - sàn liên khối. Tuy nhiên, trong trường hợp đó, đòi hỏi phải có những công cụ tính toán rất mạnh và tin cậy để thực hiện được các phân tích động phi tuyến.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. АЛМАЗОВ В.О. Сопротивление прогрессирующему разрушению: расчетные и конструктивные мероприятия / Вестник ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко «Исследования по теории сооружений», № 1 (XXVI) 2009, стр. 179-193, ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.
2. КАО ЗУЙ КХОЙ. «Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов». Дисс. на соискание ученой степени кандидата технических наук. Москва, МГСУ, 2010, 193 с.
3. МУТОКА К.Н. «Живучесть многоэтажных каркасных железобетонных гражданских зданий при особых воздействиях». Дисс. на соискание степени к.т.н. Москва, МГСУ, 2006, 185 с.

4. ПЛОТНИКОВ А.И., Расторгуев Б.С. Расчет несущих конструкций монолитных железобетонных зданий на прогрессирующее разрушение с учетом динамических эффектов.// *Сборник научных трудов Института строительства и архитектуры МГСУ, М., МГСУ, 2008. стр. 127-135.*
5. ПОПОВ Н.Н., РАСТОРГУЕВ Б.С., ЗАБЕГАЕВ А.В. Динамический расчет конструкций на кратковременные и специальные нагрузки. *М., Высшая школа, 1992, 319 с.*
6. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. *МНИИТЭП, М, 2005, 44 с.*
7. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения. *ГУП МНИИТЭП, М, 2006, 10с.*
8. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – *М.: Госстрой России, ГУП ЦПП, 2003. – 42 с.*
9. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – *М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 24 с.*
10. СТО-008-02495342-2009. Предотвращение прогрессирующего обрушения железобетонных монолитных конструкций зданий. *Проектирование и расчет.*
11. ТИХОНОВ И.Н. Армирование элементов монолитных железобетонных зданий. *ФГУП «Строительство», М. 2007. 168 с.*
12. CAO DUY KHÔI. Động lực học phá hủy dây chuyền khung nhiều tầng bê tông cốt thép liền khối. *Tạp chí KHCN Xây dựng, số 3/2012.*
13. MENG-HAO TSAI, BING-HUI LIN. Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure. *Engineering structures, №30 (2008), pp.3619-3628.*
14. Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Expansion Projects, prepared by Applied Research Associates for GSA, *Washington, D.C., 2003, 119p.*
15. UFC 4-023-03. Design of buildings to resist progressive collapse. *Department of Defense (DoD), 2003, 176p.*