

PHÂN TÍCH ỨNG XỬ NHÀ CAO TẦNG CHỊU ĐỘNG ĐẤT BẰNG PHƯƠNG PHÁP TÍNH PHI TUYẾN DỰA TRÊN PHỔ KHẢ NĂNG

ThS. Trần Thanh Tuấn

Trường Đại học Quy Nhơn

TS. Nguyễn Hồng Ân

Trường Đại học Bách khoa TP HCM

TÓM TẮT: Bài báo này mở rộng phương pháp phân tích đẩy dần nhiều dạng dao động/ nhiều bậc tự do (Modal Pushover Analysis) trong đánh giá động đất cho nhà cao tầng, trong đó chuyển vị mục tiêu được xác định bằng phương pháp phổ khả năng (Capacity Spectrum Method).

1. Tổng quan

Phương pháp phân tích phi tuyến theo giản đồ gia tốc NL - RHA (Nonlinear Response History Analysis) là một công cụ mạnh trong đánh giá tác động của động đất đến công trình, ứng xử của kết cấu khi chịu động đất có thể được ước tính một cách chính xác. Tuy nhiên, phương pháp có một số hạn chế như: thời gian mô hình, chuẩn bị đầu vào, thời gian tính toán và việc giải thích kết quả làm cho việc sử dụng phương pháp phân tích như vậy không thực tế. Chính vì lý do này, nhiều nhà nghiên cứu đã đề xuất các phương pháp và các mô hình đơn giản hơn để ước tính tác động của động đất đến công trình. Các đề xuất đưa ra để đơn giản hóa quy trình phân tích thường dựa vào việc thay hệ nhiều bậc tự do-MDOF (multi - degree - of - freedom) thành hệ một bậc tự do tương đương-SDOF system (single - degree - of - freedom system) - đây chính là phép phân tích modal (modal analysis)

Phân tích tĩnh phi tuyến, hay phân tích đẩy dần đã được phát triển trong nhiều năm qua và đã trở thành một phương pháp được sử dụng phổ biến trong thiết kế và đánh giá động đất cho công trình. Nhiều công trình nghiên cứu khác nhau về các phương pháp phân tích của các tác giả đã được công bố: phân tích tĩnh phi tuyến được trình bày trong TCXDVN 375 : 2006 [1], phương pháp phổ khả năng-CSM (Capacity Spectrum Method) được trình bày trong ATC - 40 (Applied Technology Council, 1996) [2], phương pháp hệ số chuyển vị - DCM (Displacement Coefficient Method) được trình bày trong FEMA-356 (Federal Emergency Management Agency) [3], và phương pháp phân tích đẩy dần MPA (Modal Pushover Analysis) [4] do Chopra và Goel đề xuất.

TCXDVN 375:2006 [1] trình bày quy trình phân tích tĩnh phi tuyến cho kết cấu nhà chịu động đất. Quy trình phân tích tiến hành vẽ đường cong lực - chuyển vị và xác định chuyển vị mục tiêu cho công trình, tải ngang sử dụng theo sơ đồ phân bố đều hoặc phân bố theo dạng dao động.

Phương pháp phổ khả năng CSM [5] là một phương pháp được sử dụng phổ biến, là một công cụ đánh giá nhanh tác động của động đất cho công trình. Phương pháp CSM được trình bày trong ATC - 40 [2], được phát triển bởi Freeman [5] và đã có một số thay đổi sau đó. CSM được sử dụng như một phương pháp thể hiện tương quan giữa những chuyển động của nền đất đối với kết cấu bị ảnh hưởng. Tiến trình của phương pháp là xây dựng đường cong khả năng của kết cấu và so sánh với phổ thiết kế, cả hai được vẽ trên cùng một đồ thị có tên gọi phổ phản ứng gia tốc - chuyển vị ADRS (Acceleration - Displacement Response Spectrum) [6]. Chuyển vị mục tiêu của hệ một bậc tự do là giao điểm của phổ khả năng (capacity spectrum) và phổ thiết kế (demand spectrum) [2]. Phổ thiết kế đại diện cho những chuyển động của đất nền. Phổ khả năng đại diện cho khả năng của kết cấu chống lại tác động của chuyển động này.

Phương pháp hệ số chuyển vị DCM trình bày trong FEMA - 356 [3] là một phương pháp xấp xỉ dựa trên hệ số hiệu chỉnh chuyển vị. Chuyển vị lớn nhất của hệ nhiều bậc tự do được hiệu chỉnh thành chuyển vị của hệ một bậc tự do tương đương bằng một số các hệ số.

Trong phản ứng của công trình dưới tác động của động đất, dạng dao động đầu tiên là phản ứng chủ yếu của kết cấu, điều này là phù hợp cho các công trình thấp tầng, có dao động trong khoảng 1 giây và đường cong khả năng được xây dựng từ dạng dao động đầu tiên của công trình. Tuy nhiên, với những công trình cao tầng, khi sự đóng góp của những dao động tiếp theo là đáng kể thì phương pháp CSM không còn chính xác. Để khắc phục hạn chế này, một phương pháp cải tiến phương pháp tính phi tuyến, được gọi là phương pháp phân tích

tính sử dụng lực ngang dựa trên dạng dao động có xét đến đóng góp của các dạng dao động cao MPA (phương pháp phân tích đẩy dần theo dạng chính), được đề xuất bởi Chopra và Goel (2002) [7]. Phương pháp MPA đã được Chintanapakdee [8] chứng minh có độ chính xác cao hơn trong đánh giá địa chấn các công trình cao tầng hơn so với phương pháp tính phi tuyến thông thường.

Chopra và Goel đã phát triển một quy trình phân tích đẩy dần được gọi là phương pháp phân tích đẩy dần MPA dựa trên thuyết động lực học công trình. Đầu tiên, quy trình được áp dụng cho các công trình đàn hồi tuyến tính giống như quy trình phân tích phổ phản ứng. Sau đó, quy trình được mở rộng để ước tính tác động của động đất lên kết cấu không đàn hồi bằng việc giả định và xấp xỉ những điều kiện ban đầu. Tác động của động đất lên khung 9 tầng trong dự án SAC do Chopra và Goel [9] nghiên cứu được xác định bằng phương pháp MPA, phân tích động và phân tích đẩy dần dùng tải ngang phân phối đều và theo dạng dao động. Kết quả phương pháp MPA có độ chính xác tương đương với phân tích động trong đánh giá các kết quả về chuyển vị tầng, độ trôi tầng, góc chày dẻo và vị trí xuất hiện khớp dẻo. Chintanapakdee và Chopra [10], [11] đánh giá độ chính xác của phương pháp MPA cho các công trình chịu động đất trong dự án SAC. Hệ khung 1 nhịp 3, 6, 9, 12, 15 và 18 tầng với 5 hệ số độ dai của hệ một bậc tự do SDOF là 1, 1.5, 2, 4 và 6. Mỗi khung chịu tác động của 20 trận động đất từ dữ liệu động đất ở California. Giá trị trung bình độ trôi tầng từ MPA và phân tích động được tính toán và so sánh với nhau. Nếu xét ảnh hưởng của những dạng dao động cao hơn (2 hay 3 dạng dao động) thì MPA dự đoán khá chính xác với phân tích động phi tuyến. Sai lệch và phân tán của MPA trong dự đoán tác động của động đất gia tăng đối với những hệ khung có chu kỳ dài hơn và độ dẻo của hệ SDOF lớn hơn.

Phương pháp MPA đã được chứng minh có độ chính xác cao hơn trong đánh giá tác động của động đất cho các công trình cao tầng [12]. Phản ứng địa chấn trong MPA được xác định từ phân tích đẩy dần, dùng phân phối lực quán tính ứng với mỗi dạng dao động nhằm xác định chuyển vị mục tiêu. Sau đó, các đáp ứng đỉnh của phân phối lực $\mathbf{s}_n = \mathbf{m}\phi_n$ và phân tích động lực học ở dao động thứ n của hệ SDF không đàn hồi, được kết hợp bằng cách sử dụng một quy tắc tổ hợp căn bậc hai của tổng bình phương - SRSS để bao hàm được tất cả đáp ứng.

2. Các phương pháp phân tích

2.1. Phân tích phi tuyến theo miền thời gian NL-RHA (Phương pháp tích phân theo giản đồ gia tốc theo cách gọi của Việt Nam)

Phương trình thể hiện phản ứng của công trình chịu tải trọng động đất với gia tốc nền $\ddot{u}_g(t)$ như sau:

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u}, \text{sign}\dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{m}\mathbf{I}\ddot{u}_g(t) \tag{1}$$

Trong đó:

- \mathbf{u} là vector của chuyển vị.
- \mathbf{m} , \mathbf{c} , và \mathbf{k} là ma trận khối lượng, ma trận hệ số cản ban đầu, và ma trận độ cứng của hệ.
- \mathbf{I} là vector ảnh hưởng với mỗi phần tử bằng một đơn vị.

Vế phải của phương trình (1) được xem là lực động đất:

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = -\mathbf{m}\mathbf{I}\ddot{u}_g(t) \tag{2}$$

Lực động đất có thể xác định:

$$\mathbf{p}_{\text{eff}}(t) = \sum_{n=1}^N \mathbf{p}_{\text{eff},n} = \sum_{n=1}^N -\mathbf{s}_n \ddot{u}_g(t) \tag{3}$$

Với \mathbf{s}_n là lực phân phối cho hàm dạng thứ n

$$\mathbf{s}_n = \Gamma_n \mathbf{m}\phi_n \tag{4}$$

Và

$$\mathbf{m}\mathbf{I} = \sum_{n=1}^N \mathbf{s}_n = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \mathbf{m}\phi_n \tag{5}$$

Trong đó ϕ_n là hàm dạng dao động thứ n của công trình, và

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}, L_n = \phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{1}, M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n \quad (6)$$

Lực động đất ở hàm dạng thứ n trình bày ở phương trình (3) có thể được viết lại như sau:

$$\mathbf{p}_{eff,n} = -\mathbf{s}_n \ddot{u}_g(t) \quad (7)$$

Đóng góp của lực động đất $\mathbf{p}_{eff,n}$ đến đáp ứng của hệ MDOF không đàn hồi là của toàn bộ n dạng dao động.

Các phân tích dạng dao động cơ bản thì không đi sâu vào vùng dẻo vì sự kết hợp của các dạng dao động nhằm làm dẻo kết cấu. Các dạng dao động khác dạng dao động thứ n cũng sẽ đóng góp đến đáp ứng của hệ:

$$\mathbf{u}_n(t) = \sum_{r=1}^N \phi_r q_r(t) \quad (8)$$

Tuy nhiên, Chopra và Goel (2002) đã chứng minh rằng sự đóng góp của các dạng dao động khác dạng dao động thứ n là tương đối nhỏ. Mở rộng chuyển vị của hệ không đàn hồi được giới hạn bởi các dạng dao động tự nhiên của hệ tuyến tính tương ứng, chúng ta có:

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n q_n(t) \quad (9)$$

Thay phương trình (9) vào phương trình (1), và cùng nhân cả hai vế với ϕ_n^T , sau đó sử dụng trực giao khối lượng và hệ số cản của dạng dao động ta được:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t), \quad n=1, 2, \dots, N \quad (10)$$

Phương trình (10) đại diện cho N phương trình trong hệ cân bằng hàm dạng q_n . Không giống như hệ tuyến tính đàn hồi, những phương trình này là sự kết hợp cho hệ không đàn hồi.

2.2. Phân tích đẩy dần MPA

Phương pháp MPA thực hiện việc tính toán tác động của động đất lên công trình theo hai giai đoạn:

Giai đoạn 1: thực hiện việc tính toán đẩy dần cho từng dạng dao động khác nhau của kết cấu có nhiều bậc tự do (ví dụ các dạng dao động 1,2,3...) để xác định đáp ứng của các dạng tương ứng ở các chuyển vị mục tiêu.

Giai đoạn 2: xác định đáp ứng toàn phần của hệ kết cấu bằng cách tổ hợp các phản ứng thành phần theo một trong các phương pháp tổ hợp các phản ứng lớn nhất của các dạng chính, ví dụ tổ hợp dạng căn bậc hai của tổng các bình phương (SRSS).

Phần dưới đây giới thiệu ngắn gọn chi tiết các bước tính toán của phương pháp MPA, đã được Chopra và Goel (2002) [7] trình bày, bao gồm các bước sau:

(1) Tính các tần số dao động tự nhiên, ω_n , và các vectơ dạng dao động (mode shape), ϕ_n , cho các dạng dao động đàn hồi tuyến tính của công trình.

(2) Đối với dạng dao động thứ n, xây dựng đường cong đẩy dần biểu diễn mối quan hệ giữa lực cắt đáy-chuyển vị mái ($V_{bn} - u_m$) bằng cách phân tích tĩnh phi tuyến công trình, dùng lực phân phối $\mathbf{s}_n = \mathbf{m} \phi_n$ với \mathbf{m} là ma trận khối lượng.

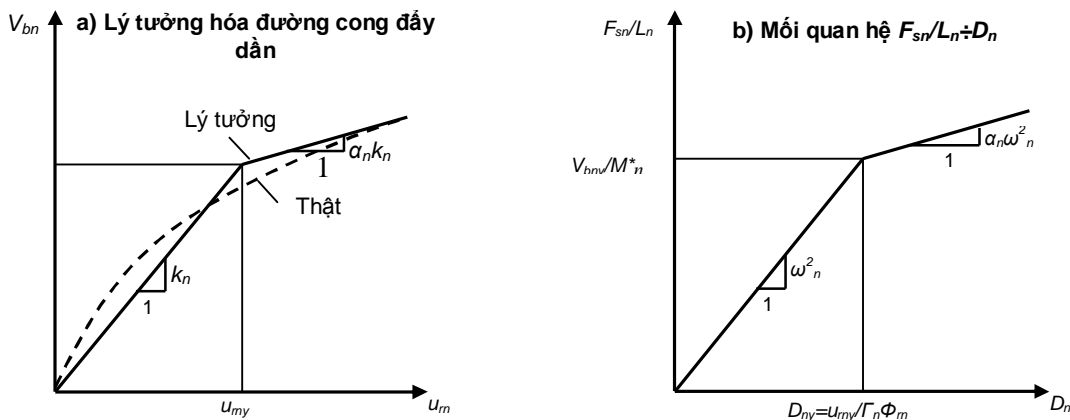
(3) Lý tưởng hóa đường cong đẩy dần như một đường cong song tuyến tính (Hình 1a).

(4) Chuyển đổi các đường cong lý tưởng đẩy dần qua mối quan hệ giữa lực ÷ biến dạng ($F_{sn} / L_n \div D_n$) của dạng dao động thứ n của hệ một bậc tự do không đàn hồi tương đương (Hình 1b) và xác định tần số dao động đàn hồi ω_n , và biến dạng dẻo D_{ny} . Dạng dao động thứ n của hệ một bậc tự do không đàn hồi tương đương được xác định bởi đường cong biểu diễn mối quan hệ lực – biến dạng (Hình 1b) (với hệ số độ cứng post-yield α_n) và hệ số cản ζ_n dành cho dạng dao động thứ n.

Với $M_n^* = \Gamma_n L_n$ là khối lượng tác động, $L_n = \frac{\phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{I}}{\phi_n^T \mathbf{m} \phi_n}$ và mỗi phần tử véc tơ ảnh hưởng \mathbf{I} là bằng véc tơ đơn vị.

(5) Tính biến dạng đỉnh, $D_n = \max |D_n(t)|$, của dạng dao động thứ n của hệ một bậc tự do không đàn hồi với mỗi quan hệ lực – chuyển vị của Hình 1b do lực động đất $\ddot{u}_g(t)$ bằng cách giải phương trình phi tuyến:

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + \frac{F_{sn}(D_n, \dot{D}_n)}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (11)$$



Hình 1. Lý tưởng hóa đường cong song tuyến tính.

(6) Tính toán chuyển vị đỉnh mục tiêu của hệ nhiều bậc tự do, u_{rno} kết hợp với dạng dao động thứ n hệ một bậc tự do không đàn hồi từ phương trình (12):

$$u_{rno} = \Gamma_n \phi_m D_n \quad \text{với} \quad \Gamma_n = \frac{\phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{I}}{\phi_n^T \mathbf{m} \phi_n} \quad (12)$$

(7) Rút ra kết quả mong muốn, r_{no} , từ dữ liệu đường cong đẩy dần khi chuyển vị đỉnh bằng chuyển vị u_{rno} .

(8) Lặp lại bước 2 đến bước 7 cho nhiều dạng dao động.

(9) Xác định đáp ứng tổng r_{MPA} bằng cách kết hợp phản ứng của nhiều dạng dao động bằng cách sử dụng tổ hợp các phản ứng lớn nhất của các dạng chính dao động, ví dụ, căn bậc hai của tổng bình phương chuyển vị đỉnh được biểu diễn ở công thức (13):

$$r_{MPA} = \sqrt{\sum_{n=1}^j r_{no}^2} \quad (13)$$

Với j là số dạng dao động tham gia.

2.3. Phân tích tĩnh phi tuyến theo dạng chuẩn SPA

Quy trình phân tích trong SPA tương tự như MPA, nhưng tiến trình chỉ đánh giá vai trò đóng góp của dạng dao động đầu tiên. Do đó ở phương pháp SPA không cần sử dụng thuật toán tổ hợp để thu được giá trị đáp ứng cần cần thiết.

2.4. Phương pháp phổ khả năng CSM

Phương pháp phổ khả năng (CSM) [5] so sánh khả năng của một kết cấu dưới tác động của động đất bằng sử dụng đồ thị để tìm chuyển vị mục tiêu. Phương pháp này dễ hiểu và các bước tính toán đơn giản, cho một đánh giá trực quan về phản ứng của kết cấu khi có động đất xảy ra.

a. Đường cong khả năng (pushover curve)

Đường cong khả năng được thể hiện trong mối quan hệ chuyển vị đỉnh, u_m và lực cắt đáy, V_{bn} .

Đường cong khả năng được xác định bởi lực tĩnh của kết cấu với tải ngang phân phối theo một quy luật nhất định. Xác định chuyển vị đỉnh, u_m và lực cắt đáy, V_{bn} cho đến khi kết cấu xuất hiện điểm chảy dẻo đầu tiên. Tải trọng được gia tăng cho đến khi kết cấu xuất hiện khớp dẻo và đường cong khả năng được vẽ.

b. Đặc điểm động lực học:

Tính toán chu kỳ dao động T , dạng dao động ϕ_n , hệ số hiệu chỉnh dao động và hệ số hiệu chỉnh khối lượng dao động.

Việc thực hiện chuyển đổi đường cong khả năng ($V_{bn} - u_m$) sang phổ khả năng ($S_a - S_d$) có thể được thực hiện khi xét đến các đặc điểm động lực học của kết cấu như: chu kỳ T , dạng dao động ϕ_n , khối lượng tập trung m . Hệ một bậc tự do tương đương được sử dụng để đại diện cho những dao động của kết cấu.

c. Phổ khả năng:

Chuyển vị đỉnh và lực cắt đáy từ đường cong khả năng sẽ được chuyển sang phổ chuyển vị S_d và phổ gia tốc S_a trong đồ thị phổ chuyển vị - gia tốc ADRS bằng cách sử dụng các hệ số điều chỉnh động lực học, sử dụng công thức (14):

$$T = 2\pi \left(\frac{S_d}{S_a g} \right)^{1/2} \quad (14)$$

Sau đó, phổ khả năng được vẽ.

d. Phổ thiết kế:

Đường cong phổ thiết kế đại diện cho phổ phản ứng của trận động đất. Nó thể hiện những cấp độ khác nhau của trận động đất ứng với hệ số giảm chấn khác nhau.

e. Xác định chuyển vị mục tiêu:

Vẽ phổ khả năng và phổ thiết kế trên đồ thị ADRS. Giao điểm của phổ khả năng và phổ thiết kế đại diện cho tác động của động đất tác động lên kết cấu.

2.5. Phương pháp MPA-CSM đề xuất

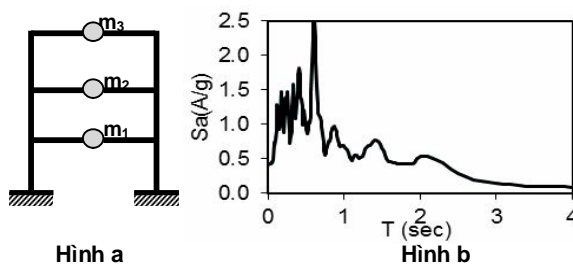
Phương pháp MPA-CSM đề xuất là quy trình tính toán của phương pháp MPA, trong đó chuyển vị mục tiêu được xác định bằng phương pháp CSM.

Tóm tắt phương pháp MPA-CSM đề xuất:

a. Dữ liệu

Kết cấu (Hình a).

Phổ gia tốc S_a (Hình b).



b. Phổ thiết kế (demand spectrum) trong đồ thị gia tốc – chuyển vị ADRS

Xác định phổ thiết kế trong hệ ADRS (Hình 2), sử dụng công thức (15):

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \quad (15)$$

c. Phân tích đẩy dần

Xác định tần số dao động tự nhiên, ω_n , vector dao động, ϕ_n .

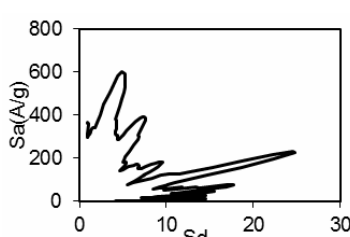
Xác định tải phân phối $s_n = m\phi_n$.

Xây dựng đường cong khả năng ($V_{bn} - u_m$).

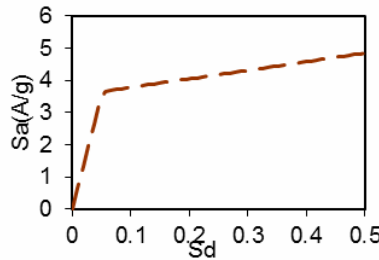
Xác định phổ khả năng (Hình 3) từ đường cong khả năng, sử dụng công thức (16):

$$S_a = \frac{V_{bn}}{M_n^*}, S_d = \frac{u_m}{\Gamma_n \phi_m} \quad (16)$$

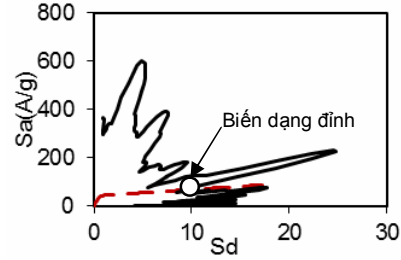
Trong đó: $M_n^* = \Gamma_n L_n$ là khối lượng dao động đáp ứng, ϕ_m là giá trị của ϕ_m tại điểm khảo sát, và $L_n = \phi_n^T \mathbf{m}$, $\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}$ và $M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n$ là khối lượng tổng thể cho dạng dao động thứ n.



Hình 2. Phổ thiết kế.



Hình 3. Phổ khả năng.



Hình 4. Xác định biến dạng đỉnh.

d. Xác định giao điểm của phổ khả năng và phổ thiết kế của hệ một bậc tự do tương đương (Hình 4)

e. Xác định chuyển vị của hệ nhiều bậc tự do

Sử dụng công thức (12) trong tiến trình của phương pháp MPA để xác định chuyển vị mục tiêu của hệ nhiều bậc tự do.

Quy trình thực hiện phương pháp MPA-CSM đề xuất gồm các bước sau:

(1) Tính các tần số dao động tự nhiên, ω_n , và các vec tơ dạng dao động (mode shape), ϕ_n , cho các dạng dao động đàn hồi tuyến tính của công trình.

(2) Đối với dạng dao động thứ n, xây dựng đường cong đẩy dần biểu diễn mối quan hệ giữa lực cắt đáy-chuyển vị mái ($V_{bn} - u_m$) bằng cách phân tích tĩnh phi tuyến công trình, dùng lực phân phối $\mathbf{s}_n = \mathbf{m} \phi_n$ với \mathbf{m} là ma trận khối lượng (Hình 5).

(3) Chuyển đổi đường cong khả năng sang phổ khả năng (Hình 6) bằng cách sử dụng công thức:

$$S_a = \frac{V_{bn}}{M_n^*}, S_d = \frac{u_m}{\Gamma_n \phi_m}$$

(4) Vẽ phổ khả năng và phổ thiết kế trên cùng đồ thị gia tốc-chuyển vị ADRS.

(5) Tính biến dạng đỉnh của hệ một bậc tự do tương đương bằng cách xác định giao điểm của phổ khả năng và phổ thiết kế (Hình 6).

(6) Tính toán chuyển vị đỉnh mục tiêu của hệ nhiều bậc tự do, u_{mo} kết hợp với dạng dao động thứ n hệ một bậc tự do không đàn hồi từ phương trình (12):

$$u_{mo} = \Gamma_n \phi_m D_n \text{ với } \Gamma_n = \frac{\phi_n^T \mathbf{m}}{\phi_n^T \mathbf{m} \phi_n}$$

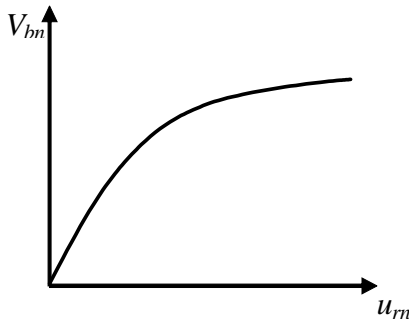
(7) Rút ra kết quả mong muốn, r_{no} , từ dữ liệu đường cong đẩy dần khi chuyển vị mái bằng chuyển vị u_{mo} .

(8) Lặp lại bước 2 đến bước 7 cho nhiều dạng dao động theo yêu cầu về độ chính xác.

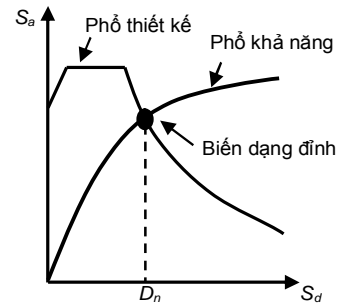
(9) Xác định đáp ứng tổng $r_{MPA-CSM}$ bằng cách kết hợp phản ứng của nhiều dạng dao động bằng cách sử dụng tổ hợp các phản ứng lớn nhất của các dạng chính dao động, ví dụ, căn bậc hai của tổng bình phương chuyển vị đỉnh được biểu diễn ở công thức :

$$r_{MPA-CSM} = \sqrt{\sum_{n=1}^j r_{no}^2}$$

với j là số dạng dao động tham gia.



Hình 5. Đường cong khả năng.



Hình 6. Xác định biến dạng đỉnh.

3. Kết quả

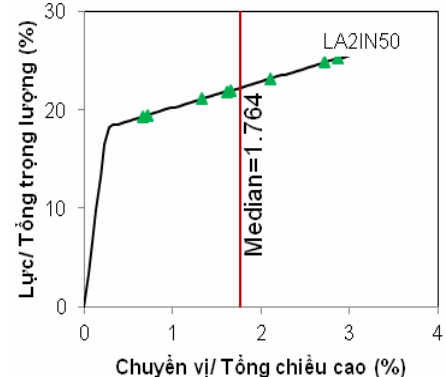
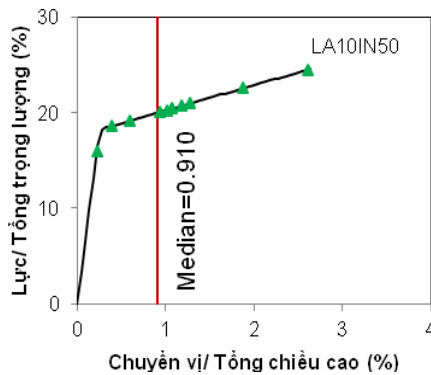
- Kết quả nghiên cứu cho khung thép một nhịp 6 tầng (trong dự án SAC) chịu tác động của 20 trận động đất được chia thành 2 bộ, mỗi bộ có 10 trận động đất có tần suất là 10% trong 50 năm (LA10 IN50) và 10 trận động đất có tần suất là 2% trong 50 năm (LA2IN50), nghĩa là xảy ra 1 lần trong 2475 năm và 475 năm.

- Đáp ứng của hệ khung ứng với mỗi trận động đất được xác định bằng phương pháp phân tích phi tuyến theo miền thời gian (NL-RHA) bằng sử dụng phần mềm DRAIN-2DX và phương pháp phi tuyến tĩnh MPA-CSM(mode1), MPA-CSM, SPA và MPA. Giá trị chính xác của hệ khung, r , được xác định bởi NL-RHA là r_{NL-RHA} và giá trị gần đúng từ MPA-CSM(mode1) là $r_{MPA-CSM(mode1)}$, từ MPA-CSM là $r_{MPA-CSM}$, từ SPA là r_{SPA} , từ MPA là r_{MPA} .

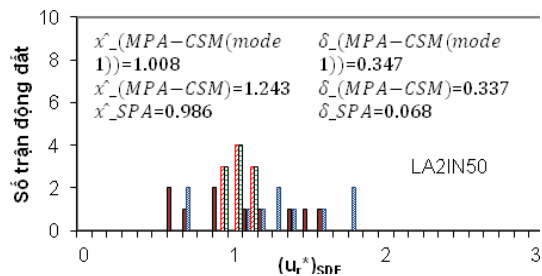
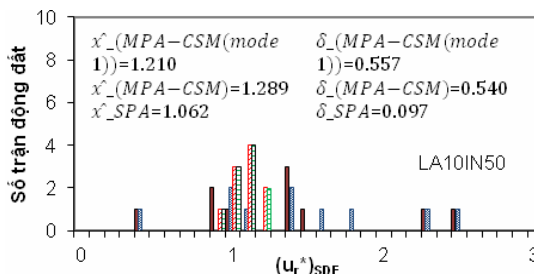
- Giá trị trung bình \hat{X} và độ phân tán δ của các đáp ứng được xác định theo công thức (17):

$$\hat{x} = \exp \left[\frac{\sum_{i=1}^n \ln x_i}{n} \right], \delta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \ln \hat{x})^2}{n-1}} \quad (17)$$

- Giá trị trung bình của chuyển vị mục tiêu được xác định từ phương pháp MPA-CSM được trình bày trong Hình 7.



Hình 7. Giá trị trung bình chuyển vị mục tiêu.

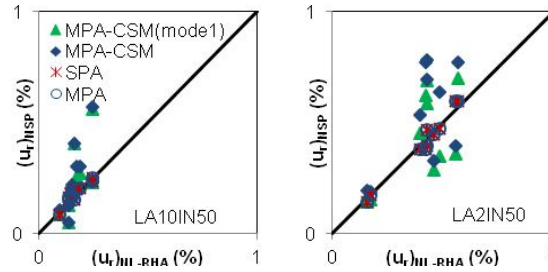


Hình 8. Biểu đồ tỷ số $(u_r^*)_{SDF}$ của hệ khung.

- Với mỗi bộ trận động đất khác nhau, độ lệch chuẩn và giá trị trung bình của chuyển vị đỉnh là khác nhau.
- Một cách biểu diễn khác của giá trị chuyển vị đỉnh: nếu lấy giá trị chuyển vị từ kết quả phương pháp NL-RHA là chuẩn, ta xem xét tập hợp điểm kết quả chuyển vị đỉnh của các phương pháp MPA-CSM, MPA-CSM(mode1), SPA và MPA ứng với hai bộ trận động đất được chọn sẽ hội tụ như thế nào đến đường chuẩn. Tập hợp các giá trị

$$(u_r^*)_{MPA-CSM(mode1)}, (u_r^*)_{MPA-CSM}, (u_r^*)_{SPA}, (u_r^*)_{MPA}$$

trên đường chuẩn $(u_r^*)_{NL-RHA}$ có hệ số góc bằng 1 được trình bày tại Hình 9.



Hình 9. Tập hợp các điểm chuyển vị đỉnh của hệ khung.

- Tập hợp những điểm chuyển vị đỉnh của hệ khung được xác định bằng các phương pháp chịu hai bộ các trận động đất luôn bám sát theo đường chuẩn.
- Độ phân tán những điểm chuyển vị đỉnh cho các trận động đất LA2/50 đối với hệ khung lớn hơn so với các trận động đất LA10/50 cho từng phương pháp.
- Kết quả sai lệch chuyển vị đỉnh của hệ khung ứng với mỗi bộ các trận động đất được trình bày trong bảng sau:

Trận động đất	MPA-CSM(mode1)		MPA-CSM		SPA		MPA	
	\hat{x}	$\bar{\sigma}$	\hat{x}	$\bar{\sigma}$	\hat{x}	$\bar{\sigma}$	\hat{x}	$\bar{\sigma}$
LA10IN50	1,210	0,557	1,289	0,540	1,062	0,097	1,062	0,096
LA2IN50	1,008	0,347	1,243	0,337	0,986	0,068	0,986	0,068

4. Kết luận, kiến nghị

- Phương pháp MPA-CSM đề xuất đưa ra một quy trình tính toán đơn giản hơn so với MPA và phương pháp NL-RHA, do đó tiết kiệm được chi phí lập trình tính toán.
- Chuyển vị mục tiêu của hệ khung ứng phụ thuộc vào cường độ các trận động đất, cường độ các trận động đất càng lớn thì sai số kết quả càng lớn, sự đóng góp các dạng dao động cao hơn là không cần thiết.
- Độ lệch chuẩn của hệ khung ở các trận động đất LA2IN50 lớn hơn nhiều so với trận động đất LA10IN50.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. TCXDVN 375:2006, *Thiết kế công trình chịu động đất*.
2. ATC-40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Redwood City, California, 1996.
3. FEMA-356, *Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings*, 2000.
4. Chopra, A.K. and R.K. Goel, Modal Pushover Analysis of SAC Buildings, the U.S. Japan Cooperative Research.
5. Freeman, S. A., The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design
6. Fajfar P., A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, *Earthquake Spectra*, vol. 16, pp. 573-592, Aug. 2000.
7. Chopra, A.K. and R.K. Goel, A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 31, pp. 561-582, 2002.
8. Chintanapakdee, C., A. H. Nguyen and T. Hayashikawa, Assessment of Modal Pushover Analysis Procedure for Seismic Evaluation of Buckling-Restrained Braced Frames, *The IES journal Part A: Civil & Structural Engineering* 2(3), pp. 174-186, 2009.

9. Goel, R. K., and A. K. Chopra, Evaluation of MPA Procedure Using SAC Buildings, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 2002.
10. Chintanapakdee, C. and A.K. Chopra, Evaluation of Modal Pushover Analysis Using Generic Frames, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 32, pp. 417-442, 2003.
11. Chintanapakdee, C. and A. K. Chopra, *Evaluation of Modal Pushover Analysis Procedure Using Vertically "Regular" and Irregular Generic Frames*, University of California, Berkeley, 2003/03.
12. Nguyen, A. H., C. Chintanapakdee and T. Hayashikawa, Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of BRBF buildings, *Journal of Constructional Steel Research* 66(8-9), pp. 1118-1127, 2010.

Ngày nhận bài: 24/10/2013.

Nonlinear pushover analysis procedure based on the capacity spectrum method for seismic evaluation of high-rise buildings

MEng. TRAN THANH TUAN, Dr. NGUYEN HONG AN

In this paper, the Modal Pushover Analysis (MPA) has been extended to estimate seismic demands for high-rise buildings, in which the target displacement is calculated using Capacity Spectrum Method (CSM).