

www.mientayvn.com

Khi đọc qua tài liệu này, nếu phát hiện sai sót hoặc nội dung kém chất lượng xin hãy thông báo để chúng tôi sửa chữa hoặc thay thế bằng một tài liệu cùng chủ đề của tác giả khác. Tài liệu này bao gồm nhiều tài liệu nhỏ có cùng chủ đề bên trong nó. Phần nội dung bạn cần có thể nằm ở giữa hoặc ở cuối tài liệu này, hãy sử dụng chức năng Search để tìm chúng.

Bạn có thể tham khảo nguồn tài liệu được dịch từ tiếng Anh tại đây:

http://mientayvn.com/Tai_lieu_da_dich.html

Thông tin liên hệ:

Yahoo mail: thanhlam1910_2006@yahoo.com

Gmail: frbwrthes@gmail.com

Theo yêu cầu của khách hàng, trong một năm qua, chúng tôi đã dịch qua 16 môn học, 34 cuốn sách, 43 bài báo, 5 sổ tay (chưa tính các tài liệu từ năm 2010 trở về trước) Xem ở đây

**DỊCH VỤ
DỊCH
TIẾNG
ANH
CHUYÊN
NGÀNH
NHANH
NHẤT VÀ
CHÍNH
XÁC
NHẤT**

Chỉ sau một lần liên lạc, việc dịch được tiến hành

Giá cả: có thể giảm đến 10 nghìn/1 trang

Chất lượng: Tạo dựng niềm tin cho khách hàng bằng công nghệ 1. Bạn thấy được toàn bộ bản dịch; 2. Bạn đánh giá chất lượng. 3. Bạn quyết định thanh toán.

Chương 1: **GIỚI THIỆU CHUNG VÀ CÁC PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ**

1.1 NỘI DUNG MÔN HỌC

1.1.1 Mục tiêu

Mục đích của môn học này là phát triển một kiến thức chuyên sâu về công trình BTCT chủ yếu dựa trên các phương pháp phát triển mới và áp dụng gần đây ở các nước tiên tiến Âu Mỹ (tiêu chuẩn Mỹ **ACI 318**, tiêu chuẩn châu Âu **Eurocode 8**). Mục tiêu chính sẽ là các hiểu biết về chế độ làm việc, phân tích và thiết kế các thành phần, kết cấu, và hệ thống thường dùng trong công trình xây dựng. ả ngoài ra, phân tích động đất và phương pháp thiết kế chống động đất cũng được giới thiệu ở mức độ khái quát trong môn học này.

1.1.2 Các chủ đề thuyết trình

Cơ sở giáo trình này là các bài giảng cho học viên cao học - *CIE 525 Reinforced Concrete Structures* - của **Prof. Andrew Whittaker** (Buffalo University, ả Y, USA, 2001). ả hội dung chương 12 giới thiệu chương trình CAST tính giàn ả - *Computer Aided Strut and Tie* - của **Prof. Daniel A. Kuchma** (University of Illinois at Urbana Champaign, IL, USA). ả hội dung **chương 13-15** tham khảo bài giảng - *CE 243A Behavior and Design of RC Elements* - của **Prof. John Wallace** (California University, CA, USA).

Các chủ đề trình bày bao gồm:

- Các phương pháp thiết kế
- Vật liệu bê tông cốt thép
- Phân tích mômen-độ cong
- Phân tích đường chảy dẻo (*yieldline analysis*) của tấm sàn
- Phương pháp dải (*strip-method*) trong phân tích tấm sàn
- Mô hình “giàn ả” (*strut and tie*) trong thiết kế BTCT
- Chế độ làm việc của BTCT chịu tải gây uốn, tải dọc trục, và tải gây cắt
- Phân tích và thiết kế công trình chống động đất

1.1.3 Tài liệu tham khảo

Học viên cao học cần tìm tiêu chuẩn Mỹ **ACI 318 Building Code, 2005** hay **2008**

Một số tài liệu tham khảo hữu ích khác bao gồm:

- [1] MacGregor, J. G., 1997, *Reinforced Concrete Mechanics and Design*, 3rd Ed., Prentice Hall.
- [2] Schaeffer, T. C., 1999, *Design of Two-Way Slabs*, SP 183, American Concrete Institute, Michigan.
- [3] Tjhin, T. ả . and Kuchma, D. A., 2004, *Computer Aided Strut-and-Tie*, version 0.9.11, University of Illinois at Urbana Champaign, Illinois.
- [4] Priestley, M. J. ả . and Paulay, T., 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley.

- [5] Booth, E. and Key, D., 2006, *Earthquake Design Practice for Buildings*, 2nd Ed., Thomas Telford Ltd.
- [6] ICBO, 2000, *International Building Code*, International Conference of Building Officials, Whittier, CA.
- [7] FEMA, 2000, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 356, Washington, DC.
- [8] Bộ Xây Dựng, 2006, *Thiết Kế Công Trình Chịu Động Đất*, TCXD V 375-2006, ả XB Xây Dựng, Hà ả ội.

1.1.4 Thời gian giảng dạy (45 tiết)

Bài giảng (số tiết)	Tiêu đề
Chương 1 (3 tiết - tuần 1)	Giới thiệu chung và các phương pháp thiết kế
Chương 2 (1 tiết - tuần 2)	Vật liệu bê tông cốt thép
Chương 3 (2 tiết - tuần 2)	Bê tông cốt thép bị ép ngang (<i>confined</i>)
Chương 4 (3 tiết - tuần 3)	Phân tích mômen-độ cong
Chương 5 (3 tiết - tuần 4)	Phân tích và thiết kế hệ thống tấm sàn
Chương 6 (3 tiết - tuần 5)	Phân tích đường chảy dẻo của tấm sàn
Chương 7 (4 tiết- tuần 6-7)	Phương pháp dải trong phân tích tấm sàn
Chương 8 (4 tiết- tuần 7-8)	Mô hình “giàn ảo”: khái niệm và mô hình
Chương 9 (4 tiết - tuần 8-9)	Mô hình “giàn ảo”: nút - thanh chống - thanh giằng
Chương 10 (3 tiết - tuần 10)	Chế độ làm việc của kết cấu BTCT chịu lực uốn và lực dọc trục
Chương 11 (1 tiết - tuần 11)	Chế độ làm việc của kết cấu BTCT chịu lực gây cắt
Chương 12 (3 tiết - tuần 12)	Tính toán giàn ảo bằng chương trình CAST (Computer Aided Strut-and-Tie)
Chương 13 (4 tiết - tuần 13)	Khái quát về phân tích và thiết kế công trình chống động đất
Chương 14 (4 tiết - tuần 14)	Phân tích và thiết kế khung BTCT chống động đất
Chương 15 (4 tiết - tuần 15)	Phân tích và thiết kế vách cứng BTCT chống động đất

1.2 THIẾT KẾ CÁC HỆ THỐNG KHUNG KẾT CẤU CHỊU LỰC

1.2.1 Các vấn đề cần nghiên cứu và hạn chế trong thiết kế

Quá trình thiết kế kết cấu bao gồm **các vấn đề cần nghiên cứu** sau:

1) Công năng và hình dáng công trình

- Truy tìm thông qua các phương án thiết kế kiến trúc và thiết kế kết cấu
 - nhu cầu bao hàm cả không gian tổng thể và nội dung bên trong
 - cung cấp độ an toàn cao cho người thụ hưởng
 - Sự làm việc thuận tiện trong không gian kèm theo của phương án
- Sự mong muốn của chủ đầu tư
 - công trình có thể phát triển mở rộng hơn nữa, ...
- ả hu cầu uyển chuyển trong thiết kế qui hoạch và dễ sửa sang cải tạo khi cho thuê mướn
 - có thể gây áp lực trong việc lựa chọn phương án hệ kết cấu chịu lực: khung chịu mô men (*moment frame*), vách cứng, hay khung hệ giằng (*braced frame*)

2) Hiệu quả kinh tế, và giá thành xây dựng

- Các kỳ vọng của chủ đầu tư: ví dụ đơn giá suất đầu tư so với các dự án khác, khả năng hoàn vốn...
- Dùng bê tông nhẹ nhằm làm giảm tối đa tải trọng lên móng trong công trình nhà cao tầng

3) Độ bền vững

- Sự làm việc dài hạn, bảo quản công trình...
 - Dùng bê tông nặng cho công trình bảo vệ
 - Dùng bê tông thường (không dùng bê tông nhẹ) cho các kết cấu chịu lực bên ngoài
- Áp dụng các lớp phủ có khả năng thích nghi với vết nứt do bê tông bị co ngót hay dùng các lớp phủ thêm để tăng thêm độ bền vững của công trình
- Làm việc trong môi trường ăn mòn
 - Sơn phủ epoxy lên các thanh thép
 - Dùng các hệ thống chống ăn mòn kiểu ca tốt (*cathodic protection systems*)

4) Tổng thể kết cấu

- Bảo đảm độ an toàn công cộng
- Thoả mãn các qui phạm, tiêu chuẩn xây dựng quốc gia tối thiểu, gồm ASCE-7, ACI 318, International Building Code
- Thiết kế bảo đảm chịu tải bình thường (*expected loads*) và ứng xử dẻo (*ductile response*) trong các trường hợp vượt tải (do tải trọng lực, động đất, nổ, ...)
- Thiết kế chịu mỏi (*fatigue*) trong một số trường hợp (như trong thiết kế cầu)
- Độ cứng tổng thể đủ lớn để kiểm soát độ võng ngắn hạn và dài hạn trong giới hạn cho phép và để cực tiểu dao động công trình

ả hững **giới hạn điển hình** gì gây áp lực lên kỹ sư thiết kế kết cấu ?

1) ả gán quỹ xây dựng hạn chế từ chủ đầu tư

- Chi phí xây dựng hệ khung kết cấu thường thấp hơn 25 % tổng chi phí của dự ản

2) Phí dịch vụ kỹ thuật kết cấu

- Có thể thấp bằng 1 % tổng chi phí của dự ản
- Ít được khuyến khích để cách tân nếu lợi nhuận của người thiết kế bị mập mờ

3) Chủ đầu tư và/hoặc kiến trúc sư thiếu kiến thức

- sẽ gây trở ngại trong các thảo luận về các vấn đề mà qui phạm đã qui định về ứng xử của kết cấu và phương pháp thiết kế để cải thiện chế độ làm việc của kết cấu

4) Kỹ sư thiết kế kết cấu thiếu kiến thức

- ả hiểu kỹ sư thực hành được đào tạo trước khi ra đời các phương pháp **thiết kế dựa trên chuyển vị** (*displacement-based design*) và **thiết kế dựa trên hiệu suất** (*performance-based design*) và phân lớn tin cậy vào các phương pháp tuyến tính của phân tích kết cấu được trình bày trong các tiêu chuẩn thực hành (ví dụ, 2000 IBC và UBC)
- Ít kỹ sư kết cấu là chuyên gia dùng các phương pháp mới để phân tích và đánh giá kết cấu, ví dụ trình bày trong FEMA 273 (*Hướng dẫn-Guidelines*) và FEMA 274 (*Bình luận-Commentary*) và FEMA 356 (*Tiêu chuẩn sơ bộ-Pre-Standard*)

1.2.2 Qui trình thiết kế (5 bước)

Thiết kế kết cấu (bao gồm phân tích, thiết kế, thiết kế chi tiết, và đánh giá kết cấu) là một quá trình nhiều bước tương tác lẫn nhau, mà thiết kế phải tuân theo tất cả các qui tắc bắt buộc (bao gồm tư vấn về kiến trúc, tư vấn về quản lý xây dựng, tư vấn về cơ-điện-nước **M/E/P**). Các bước chủ yếu của qui trình thiết kế thông thường cho công trình nhà như sau:

- 1) Xác định các giới hạn của dự ản, bao gồm vốn, hình dạng nhà và kiểu kiến trúc, các giới hạn chức năng (gồm bước cột, vật liệu xây dựng, giới hạn về dịch vụ [**độ võng**], giới hạn dao động, độ an toàn, nhu cầu vận chuyển đứng, các nhu cầu **M/E/P**)
- 2) Xác định các mục tiêu về sự làm việc của kết cấu, mà quan trọng nhất thường là thoả các yêu cầu qui định trong các qui phạm xây dựng tương ứng. Các mục tiêu làm việc phức tạp có thể được định rõ trước.
- 3) Tính toán tải trọng đứng và ngang sơ bộ. Đề xuất các kích thước và cốt thép **tính thử** (*trial sizes*) cho các thành phần kết cấu chịu tải trọng đứng và ngang sơ bộ. Lập thiết kế sơ bộ (*Schematic Design*) và khái toán công trình (*cost estimate*).
- 4) Phân tích, đánh giá, và thiết kế lại một cách chi tiết hơn các kích thước và cốt thép đã dùng thử trước trong **Bước 3**. Chính xác hoá các tải trọng đứng và ngang. Tiếp tục phân tích kết cấu chịu tải trọng đứng và ngang, đánh giá khả năng chịu lực các thành phần kết cấu và tính toán lại tiết diện BTCT (*re-proportioning*). Lập thiết kế khai triển (*Design-Development, DD*) và lập lại dự toán công trình.
- 5) Thiết kế cuối cùng bao gồm phân tích kết cấu chi tiết (theo kiểu kỹ lưỡng hơn giai đoạn DD), tính toán tiết diện BTCT lần cuối và thiết kế chi tiết các thành phần kết cấu. Lập tài liệu thi công (*Construction Documents, CD*).

Qui trình thiết kế 5-bước của Construction Administration (CA, USA) bảo đảm rằng nhà thầu tuân theo các bản vẽ kết cấu và cung cấp một chứng cứ kiểm soát chất lượng công trình của nhà thầu xây dựng.

Ba giai đoạn trong thiết kế kết cấu công trình nhà được gọi tên là:

- Thiết Kế Sơ Bộ (SD): gồm bước 1 đến bước 3 ; chiếm 15% nội dung thiết kế tổng
- Thiết Kế Khai Triển (DD): gồm bước 4 ; chiếm 25 - 35% nội dung thiết kế tổng
- Tài Liệu Thi Công (CD): gồm bước 5; chiếm phần còn lại nội dung thiết kế tổng

Trong một thiết kế thông thường, phân tích kết cấu là một **Mô Hình Đàn Hồi Tuyến Tính** (*Linearly Elastic Model*) của khung nhà. Việc kiểm tra thành phần kết cấu là theo **Phương Pháp Ứng Suất Cho Phép** (*Allowable Stress Method*), và **Phương Pháp Độ Bền** (*Strength Method*) mà cũng được biết với tên gọi khác là **Phương Pháp LRFD** (*Load and Resistance Factor Design*). Hai phương pháp này và các phương pháp khác được mô tả dưới đây.

1.2.3 Các thủ tục đánh giá thành phần kết cấu

1.2.3.1 Giới thiệu

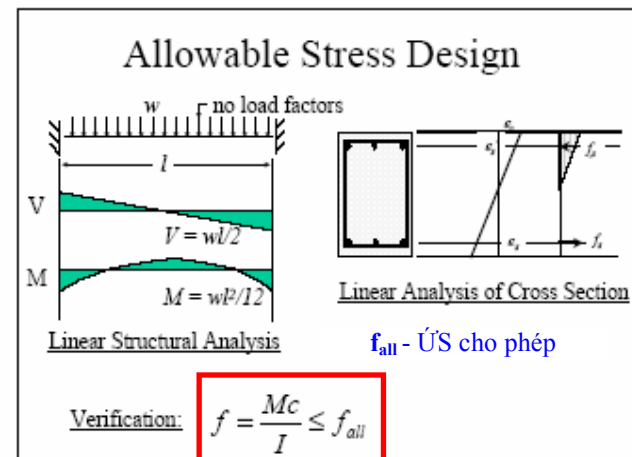
Dưới đây là một giới thiệu khái quát về các thủ tục (*procedure*) được dùng để tính toán các tiết diện BTCT cho tải trọng đứng và ngang. Cần các thông tin thêm, tham khảo Chương 2 của MacGregor [1].

1.2.3.2 Thiết Kế Ứng Suất Cho Phép (*Allowable Stress Design - ASD*)

Thiết Kế ASD, mà cũng được biết là *Working Stress Design*, đã được dùng trong phân tích kỹ thuật kết cấu cách đây hơn 150 năm. Các phương pháp tính toán về tải trọng max đều áp dụng LTĐHTT (*linearly elastic model*) hay SBVL để tính ứng suất của các kết cấu thép hay ứng suất trong bê tông và cốt thép của kết cấu BTCT. Ứng suất trong cấu kiện yêu cầu phải nhỏ hơn ứng suất cho phép: $f \leq f_{all}$ mà được thiết lập sẵn cho từng loại vật liệu tùy thuộc vào kiểu tác dụng lực khác nhau (dọc trục, uốn, cắt, xoắn). Ví dụ, $f_{all} = 0.6f_y$ cho các kết cấu thép.

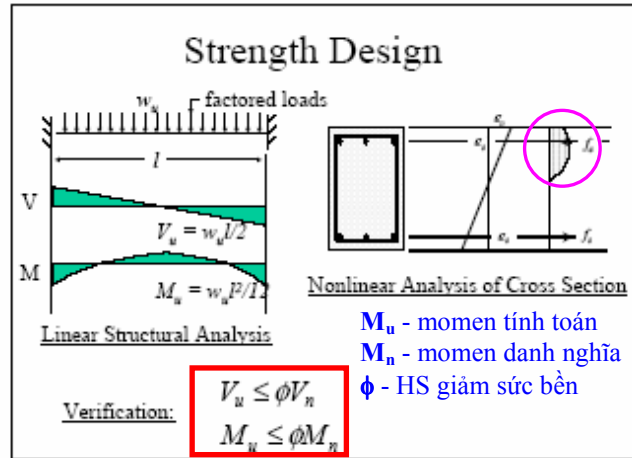
Xem hình vẽ sơ họa phương pháp Thiết Kế ASD ở bên phải (cung cấp bởi J. P. Moehle)

Phương pháp ASD có một số khiếm khuyết đáng kể. Trước hết, độ tin cậy của thiết kế (hay hệ số an toàn) là không biết. Thứ hai, không xét đến sự hay thay đổi, không cố định của tải trọng, mà cụ thể là, làm thế nào tính chính xác tĩnh tải và hoạt tải. Thứ ba, ứng suất trong các thành phần kết cấu cung cấp thông tin rất ít về khả năng chịu tải của cấu kiện hay toàn bộ kết cấu. Trong thiết kế BTCT hiện nay, ÚS cho phép hiếm khi được dùng; ngoại trừ tính độ võng dưới tác dụng của tải tiêu chuẩn (*service loads*). Chúng ta sẽ không dùng phương pháp ASD để tính toán tiết diện BTCT trong giáo trình này (*CIE 525*).



1.2.3.3 Thiết Kế Sức Bền (Strength Design - SD hay Load and Resistance Factor Design - LRFD)

Phương pháp Thiết Kế Sức Bền (SD hay LRFD) thường dùng trong thiết kế kết cấu BTCT và cũng được dùng trong thiết kế kết cấu thép (mặc dầu ASD tồn tại trong nhiều phần thiết kế thép ở Mỹ). Ở Vả, tương đương với tính toán BTCT theo TTGH 1. **Tải tiêu chuẩn** được nhân với **hệ số tải trọng** để chuyển thành **tải tính toán** (*ultimate load*), ở đây các hệ số tải trọng xác định dựa trên phương pháp thống kê của các điều kiện đo lường và như vậy phản ánh các thay đổi tăng/giảm hợp lý của tải trọng tác dụng (ví dụ, các giá trị max) từ giá trị tải trọng trung bình tính toán. Sau đó, áp dụng LTĐHTT cho **tải tính toán** để tính nội lực các thành phần kết cấu, ví dụ tính **V_u, M_u**. Sức chịu tải của các thành phần (ví dụ, chịu nén, uốn, cắt), ví dụ **V_n, M_n**, được tính toán với giả thuyết rằng tiết diện kết cấu làm việc không đàn hồi (*inelastic behavior*).



Xem hình vẽ sơ họa phương pháp SD ở bên trên (cung cấp bởi J.P. Moehle). Chú ý việc sử dụng **khối ứng suất không đàn hồi**, (*non-linear stress block*), trong hình vẽ mặc dầu hình dạng khối ỨS sẽ được đơn giản hoá để thuận tiện tính sức chịu tải của tiết diện BTCT.

Phương pháp SD là hợp lý hơn phương pháp ASD. Độ tin cậy của tải trọng được xét đến trong phương pháp SD bằng việc sử dụng các **hệ số tải trọng** và các **tổ hợp tải**, xem trích dẫn từ tiêu chuẩn **ACI 318-02** ở hình bên phải. Các hệ quả phá hoại cũng được xét đến trực tiếp hơn thông qua sử dụng **các hệ số giảm sức bền** (*capacity reduction factor, $\phi < 1$*), qui cho các kiểu phá hoại không mong muốn (ví dụ, $\phi = 0,9$ cho uốn, $\phi = 0,75$ cho cắt). Tuy nhiên chú ý rằng khi **phân tích hệ kết cấu giả thiết ứng xử đàn hồi tuyến tính** nhưng **khả năng chịu lực cấu kiện lại tính theo cường độ** (*cross section analysis*), mà hàm ý một lượng **ứng xử không đàn hồi** trong tiết diện cấu kiện. <Sự phân phối lại mômen trong dầm là một ví dụ.>

9.2 — Required strength

9.2.1 — Required strength U shall be at least equal to the effects of factored loads in Eq. (9-1) through (9-7). The effect of one or more loads not acting simultaneously shall be investigated.

$$U = 1.4(D + F) \quad (9-1)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) \quad (9-2)$$

$$+ 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.8W) \quad (9-3)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9-4)$$

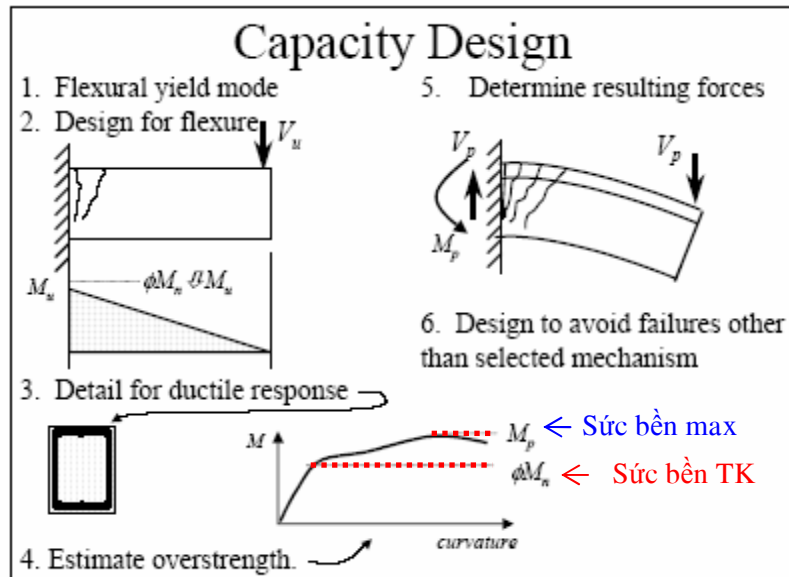
$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \quad (9-5)$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (9-6)$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H \quad (9-7)$$

1.2.3.4 Thiết Kế Khả Năng (Capacity Design)

Thiết Kế Khả ả ảng được dùng để ngăn cản các cơ cấu phá hủy không mong muốn, ví dụ dầm bị phá hủy do cắt (**kiểu phá hủy dòn**) xảy ra trước khi phá hủy do uốn (**kiểu phá hủy dẻo**), hay cột khung bị phá hủy do uốn xảy ra trước khi dầm khung phá hủy do uốn. Thiết Kế Khả ả ảng được phát triển bởi nhiều chuyên gia kỹ thuật ở New Zealand từ thập niên 1970 nhưng phương pháp này được đề xuất đầu tiên bởi Blume, ảewmark, Corning, và Sozen vào cuối thập niên 1950 (tham khảo *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, xuất bản năm 1961).



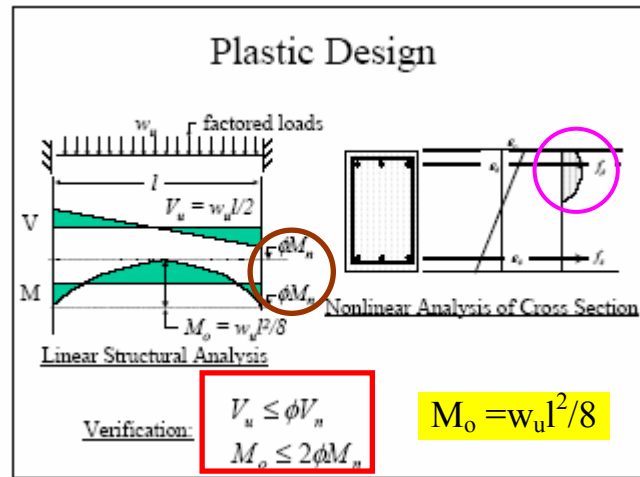
Hình vẽ sơ họa ở bên trên (cung cấp bởi J.P. Moehle) mô tả thông tin tóm lược về phương pháp này. Ví dụ là **thiết kế công xôn BTCT không bị phá hủy do cắt**. Các bước thiết kế theo phương pháp CD như sau:

- 1) **Chọn cơ cấu phá hủy mong muốn**, mà thường là phá hủy do uốn trong công trình BTCT. <Tại sao?>
- 2) Cân đối **kích thước dầm** theo cơ cấu phá hủy đề nghị theo phương pháp SD hay LRFD và **bố trí thép dầm** cho ứng xử dẻo.
- 3) Xác định **sức bền max** của tiết diện dầm bởi phân tích xét đến kích thước thực và chi tiết cốt thép đã chọn, mà có thể lớn hơn độ bền cần thiết để chịu được tải trọng tính toán-*factored loads*. (Điều này sẽ được cụ thể hoá ở **Chương 3**). Ở hình trên, **sức bền max** là **M_p** cần bản lớn hơn **sức bền thiết kế** theo phương pháp SD là **$M_u = \phi M_n$**
- 4) Xác định **tải trọng áp dụng V_p** - *applied load* gây ra **sức bền max M_p** và thiết kế các phần còn lại của kết cấu (i.e., thiết kế chống cắt công xôn BTCT) để **sức bền chống cắt danh nghĩa V_n** vượt quá các nội lực tương thích với **tải trọng áp dụng** tính lại này.

1.2.3.5 Thiết kế dẻo (Plastic Design)

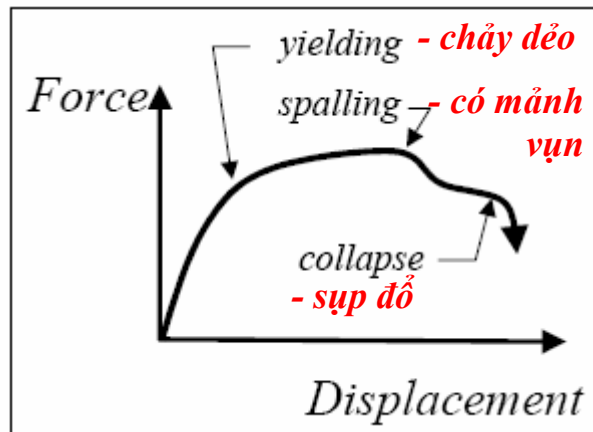
Thiết Kế Dẻo đơn thuần là Thiết Kế Sức Bền sử dụng phân tích chảy dẻo chứ không dùng phân tích ĐHTT.

Trong **Chương 6** của giáo trình này, Thiết Kế Dẻo sẽ được xem xét chi tiết với **phương pháp đường chảy dẻo (yield-line analysis)** của hệ sàn BTCT. ả nguyên tắc của phân tích chảy dẻo là một cơ cấu phá hủy sẽ được đề xuất và các khớp dẻo được thiết kế chi tiết cho đáp ứng không đàn hồi. Xem hình vẽ sơ họa bên phải (cung cấp bởi J.P. Moehle), **sức bền kết cấu ϕM_n** được tính bằng **phương pháp SD**, sau đó dùng **phương pháp CD** để ngăn ngừa các kiểu phá hoại không mong muốn.



1.2.3.6 Các phát triển gần đây trong kiểm định kết cấu xây dựng

Thập niên 1990 xuất hiện sự đổi mới đáng kể trong kỹ thuật thực hành chống động đất. Các **phương pháp thiết kế lực -Force based procedure-** mà hầu như chiếm vị trí độc tôn gần 70 năm nay bắt đầu nhường chỗ cho các **phương pháp thiết kế chuyển vị -Displacement based procedure-** của công trình đến khi chảy dẻo sụp đổ (*collapseyielding*) được phát triển dựa trên nguyên lý đề xuất bởi Sozen, Moehle, và các tác giả khác



trong hai thập niên 1970-1980. Các tiêu chuẩn thiết kế chống động đất đã thừa nhận từ lâu rằng công trình nhà và cầu sẽ trải qua biến dạng không đàn hồi đáng kể. ả hồ kiến thức hiểu biết này rằng **sự hư hỏng công trình liên quan trực tiếp đến biến dạng chứ không phải lực** (xem hình vẽ sơ họa bên trên của J. P. Moehle), các kỹ sư chuyên ngành kết cấu ngày nay có khuynh hướng phân tích, thiết kế, và đánh giá sự làm việc của BTCT dựa trên các tính toán chuyển vị. Thực ra **thiết kế dựa trên chuyển vị (Displacement-based design - DBD) không thể sử dụng** như là một công cụ thiết kế **độc lập**. Đúng hơn là phải cung cấp trước một **độ bền tối thiểu** ứng với các điều kiện tải trọng bình thường (*service load*). Tuy nhiên, DBD đã được chấp nhận rộng rãi từ 5 năm trước đây và phương pháp này bây giờ là cơ sở của các tài liệu hướng dẫn kỹ thuật FEMA 273 và 274 nhằm cải tạo các kết cấu công trình chống động đất - *seismic rehabilitation*.

Chương 2: **VẬT LIỆU BÊ TÔNG CỐT THÉP**

2.1 CỐT THÉP THEO TIÊU CHUẨN MỸ

2.1.1 Kích thước và mác thép

- Thép tròn theo tiêu chuẩn Mỹ có kích thước qui ước theo đơn vị **inch** và **mm** như sau:

ASTM STANDARD REINFORCING BARS

Bar size, no.	Nominal diameter, in.	Nominal area, in. ²	Nominal weight, lb/ft
3	0.375	0.11	0.376
4	0.500	0.20	0.668
5	0.625	0.31	1.043
6	0.750	0.44	1.502
7	0.875	0.60	2.044
8	1.000	0.79	2.670
9	1.128	1.00	3.400
10	1.270	1.27	4.303
11	1.410	1.56	5.313
14	1.693	2.25	7.650
18	2.257	4.00	13.600

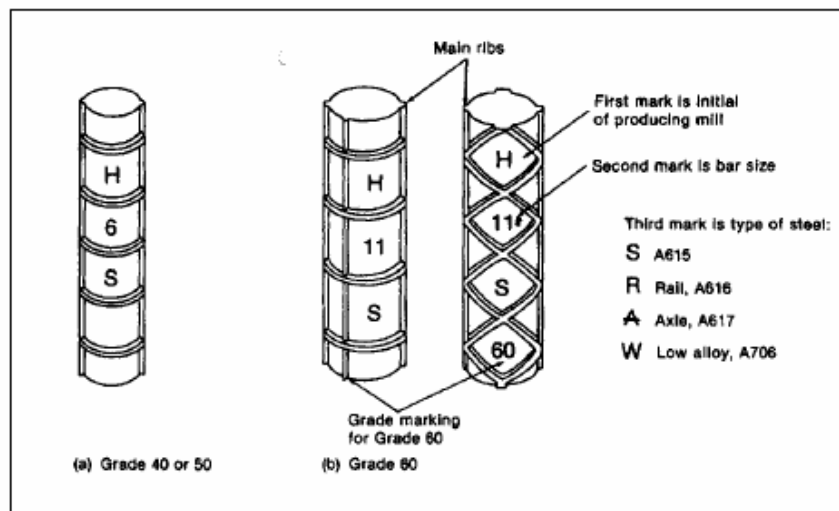
ASTM STANDARD REINFORCING BARS

Bar size, no.*	Nominal diameter, mm	Nominal area, mm ²	Nominal mass, kg/m
10	9.5	71	0.560
13	12.7	129	0.994
16	15.9	199	1.552
19	19.1	284	2.235
22	22.2	387	3.042
25	25.4	510	3.973
29	28.7	645	5.060
32	32.3	819	6.404
36	35.8	1006	7.907
43	43.0	1452	11.38
57	57.3	2581	20.24

*Bar designation numbers approximate the number or millimeters of the nominal diameter of the bar.

- Thanh #18 (φ57) thường dùng trong công trình cầu, ít sử dụng trong công trình dân dụng.

- Thép tròn có tiết diện tròn có gai giúp tăng cường liên kết neo thép trong bê tông. Gồm có 4 loại mác thép (grade):
 - **Grade 40** ($f_y = 40 \text{ ksi} = 2800 \text{ kG/cm}^2$): số #3 đến số #6
 - **Grade 50-60** ($f_y = 3500-4200 \text{ kG/cm}^2$): số #3 đến số #18
 - **Grade 75** ($f_y = 5250 \text{ kG/cm}^2$): số #6 đến số #18
- Loại thép mác **Grade 60** (*xấp xỉ thép CIII của VN*) là loại thép phổ biến nhất. Mác thép tương ứng với **giới hạn chảy danh nghĩa** (nominal yield strength - f_y).
- Kích thước và mác thép được đóng dấu trên thanh thép để tiện nhận dạng, như xem hình vẽ dưới đây (sách tham khảo của MacGregor [1]):



- Thép được sản xuất tương ứng với các tiêu chuẩn kỹ thuật ASTM (Mỹ). Thép sản xuất theo ASTM A616 và A617 dùng cho công trình đường ray và trục tàu hoả, thuộc loại thép chuyên dụng. Hai loại sử dụng rộng rãi nhất tuân theo ASTM A615 và ASTM A706 sẽ được mô tả chi tiết dưới đây.

2.1.2 Tiêu chuẩn ASTM A615: (Standard Specification for Deformed and Plain Billet Steel Bars for Concrete Reinforcement)

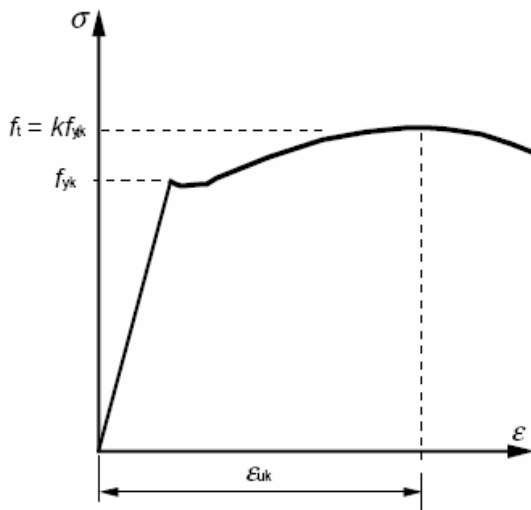
- Sử dụng phổ biến nhất ở dạng thanh thép có mác **Grade 40-60**
- Có thể ứng dụng trong các công trình chịu tải đặc biệt động đất
- Giới hạn bền xấp xỉ bằng 1,5 lần giới hạn chảy: $f_u \approx 1,5 f_y$

2.1.3 Tiêu chuẩn ASTM A706: (Standard Specification for Low-Alloy-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement)

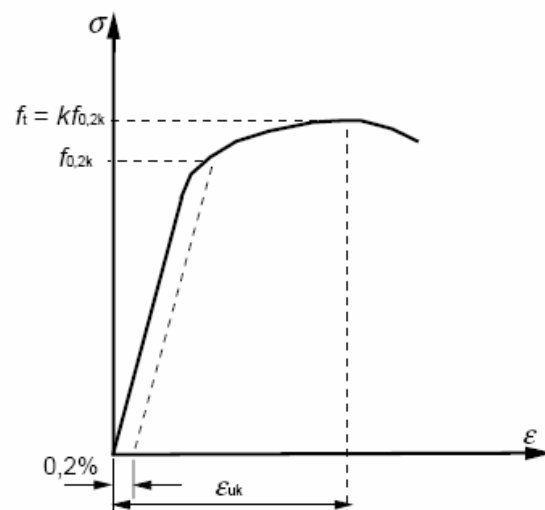
- Chỉ có một loại mác thép **Grade 60**
- Loại này ứng dụng trong các công trình hàn, uốn thép và yêu cầu tính dẻo dai của thép
- Chiều dài khi kéo đứt lớn hơn thép theo ASTM A615
- Giới hạn chảy $f_y < 78 \text{ ksi} = 5450 \text{ kG/cm}^2$ và giới hạn bền $f_u \geq 1,25 f_y$

TABLE 3-2 Summary of Mechanical Properties of Reinforcing Bars from ASTM A 615 and ASTM A 706

	A 615			A 706
	Grade 40	Grade 60	Grade 75	Grade 60
Minimum tensile strength, psi	70,000	90,000	100,000	80,000
Minimum yield strength, psi	40,000	60,000	75,000	60,000
Maximum yield strength, psi	—	—	—	78,000
Minimum elongation in 8 in. gauge length, %				
No. 3	11	9	—	14
No. 4 and 5	12	9	—	14
No. 6	12	9	7	14
No. 7 and 8	—	8	7	12
No. 9, 10, and 11	—	7	6	10
No. 14 and 18	—	7	6	10



a) Hot rolled steel

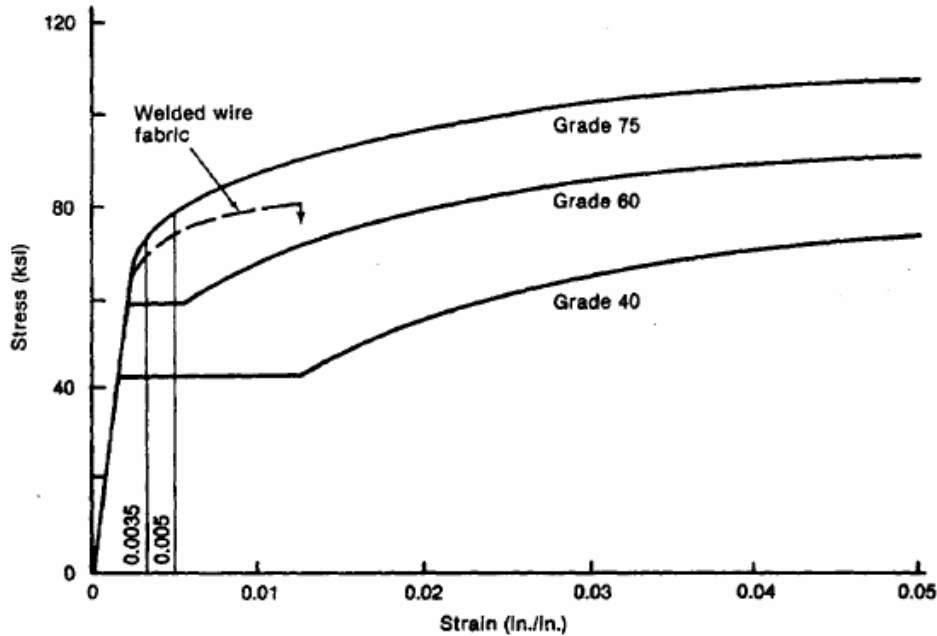


b) Cold worked steel

2.1.4 Quan hệ ứng suất-biến dạng

Đường biểu diễn quan hệ ứng suất-biến dạng cho các loại mác thép khác nhau được MacGregor trình bày theo hình vẽ dưới đây, trong đó:

- Mác thép **Grade 60** ít dẻo hơn mác thép **Grade 40**
- Mác thép **Grade 40** có thêm chảy dẻo dài hơn **mác Grade 60**; đối với thép cường độ cao, ví dụ mác thép **Grade 75**, thêm chảy dẻo là ngắn hoặc không tồn tại
- Mô đun đàn hồi lấy bằng $E = 29E3 \text{ ksi} = 2 \times 10^6 \text{ kG/cm}^2$ cho mọi loại thép



Hiện tượng mỏi tần số cao (**high-cycle fatigue**) là một bài toán thiết kế của vật liệu thép trong một số công trình như bản mặt cầu giao thông:

- Hai biên độ ứng suất, $f_{\max} < f_y$ và $f_{\min} < f_y$, áp đặt trong thí nghiệm mỏi của thép phải có ít nhất một giá trị là ứng suất kéo: $f_{\max} > 0$
- Tham khảo thêm từ Corley, J. Struct., ASCE, June 1978 và MacGregor [1]

2.2 BÊ TÔNG THEO TIÊU CHUẨN MỸ

Bê tông là hỗn hợp của xi măng, nước, cốt liệu đá, cát và các phụ gia. Có 3 loại bê tông:

➤ **Bê tông thường** (*Normalweight concrete - ả WC*)

- Trọng lượng riêng xấp xỉ $150 \text{ lb/ft}^3 = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Cốt liệu lớn có cường độ cao (ví dụ đá thạch anh)
- Bê tông bị phá hoại do nứt mạch vữa xi măng mà hầu như không xảy ra hiện tượng phá hủy qua cốt liệu lớn
- Đây là loại bê tông sử dụng phổ biến

➤ **Bê tông nhẹ** (*Lightweight concrete - LWC*)

- Trọng lượng riêng xấp xỉ $90\text{-}120 \text{ lb/ft}^3 = 1400\text{-}1900 \text{ kg/m}^3$
- Cốt liệu lớn có trọng lượng nhẹ như đá bọt (pumice) hay đá nhân tạo sản xuất từ đá phiến sét (shale) hay đá phiến (slate) bằng cách gia công nhiệt
- Thường dùng trong hệ thống sàn để giảm tải trọng truyền xuống đáy móng,...
- Đặc tính cơ học khác với ả WC; tham khảo chi tiết ở ACI 318 hay MacGregor [1]
- Mô đun đàn hồi thấp hơn ả WC

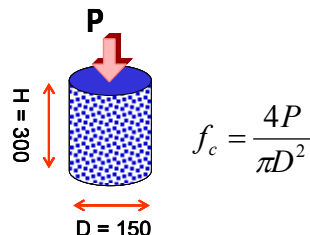
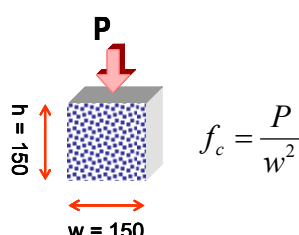
➤ **Bê tông nặng** (*Heavyweight concrete - HWC*)

- Trọng lượng riêng xấp xỉ $200\text{-}300 \text{ lb/ft}^3 = 3200\text{-}4800 \text{ kg/m}^3$
- Thường dùng cho công trình chắn phóng xạ hoặc chứa chất phóng xạ
- Cốt liệu lớn thông dụng được thay thế hoặc trộn bổ sung các viên sắt, thép

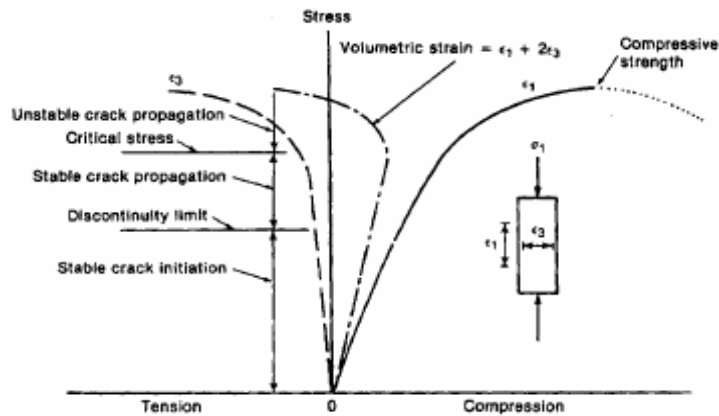
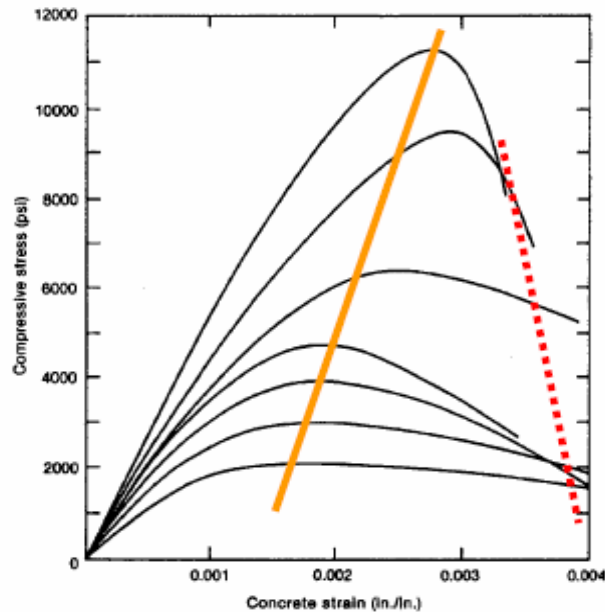
CÔNG THỨC QUI ĐỔI CƯỜNG ĐỘ BÊ TÔNG

(mác bê tông Việt nam $R = R_{150}$ lấy theo mẫu nén tiêu chuẩn $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$)

Chủng loại mẫu nén	Kích thước mẫu (mm)	Hệ số tính đổi $\alpha = R_{150} / R_{\text{mẫu}}$	Ghi chú
Lập phương	100 x 100 x 100	0.91	TCVN 3118-93
	150 x 150 x 150	1.00	
	200 x 200 x 200	1.05	
	300 x 300 x 300	1.10	
Hình trụ	D = 100 , H = 200	1.16	ACI 318-05 $\Rightarrow f'_c = R_{150} / 1.2$
	D = 150 , H = 300	1.20	
	D = 200 , H = 400	1.24	



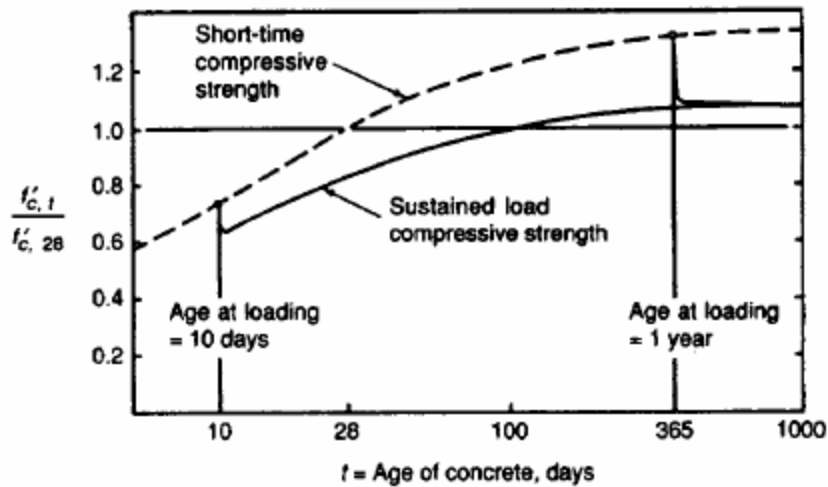
Đường cong ứng suất-biến dạng điển hình cho mẫu bê tông hình trụ chịu nén được trình bày dưới đây. Chú ý xu hướng gia tăng **độ cứng**, gia tăng **cường độ nén**, và xu hướng suy giảm khả năng **biến dạng** của bê tông.



Bê tông thường được mô tả bằng **cường độ nén danh nghĩa** (nominal compressive strength, f'_c)

- Cường độ nén một phương thiết lập từ **thí nghiệm nén mẫu hình trụ tiêu chuẩn** sau 28 ngày dưỡng hộ: thường dùng để kiểm tra cường độ bê tông trong kiểm soát chất lượng sản phẩm hay giám định
- Cường độ bê tông bị ảnh hưởng bởi **tỷ lệ á/X**, loại xi măng, **thành phần cốt liệu**, phụ gia, điều kiện dưỡng hộ, **tốc độ gia tải** ($v \uparrow \Rightarrow f'_c \uparrow$), **tuổi thí nghiệm**
- ảnh hưởng của nhà sản xuất cố gắng phát triển các thiết kế cấp phối bê tông để **cường độ nén trung bình mục tiêu** (*target mean compressive strength*) **cao hơn**, và đôi khi cao hơn đáng kể so với giá trị lý thuyết để tránh các giá trị cường độ thấp và khả năng bê tông bị loại bỏ (sau khi đổ bê tông tại công trình).

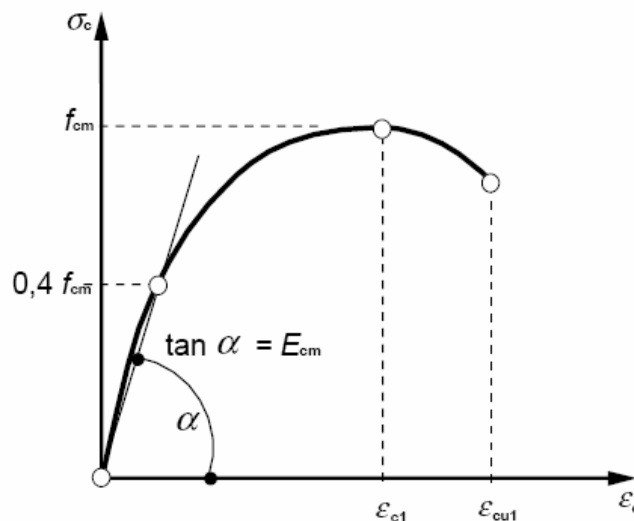
- Cơ chế phá hủy của bê tông ả WC tự do (*unconfined*) nói chung gây ra do hiện tượng nứt tại mặt tiếp giáp giữa vữa xi măng và cốt liệu lớn, và sau cùng do hiện tượng nứt trong mạch vữa giữa các cốt liệu
 - dưới tác động của tải theo chu kỳ, quá trình phá hủy phát triển làm cho cường độ bê tông ngày càng suy giảm tương ứng với sự gia tăng số chu kỳ lặp tải
 - dưới tác động của tải duy trì (sustained loading), hiện tượng từ biến gây ra sự phân phối lại ứng suất nội và sự phá hoại xảy ra từ từ; dưới tác động của tải nén duy trì, cường độ bê tông chỉ xấp xỉ $0,75 \rightarrow 0,85 f'_c$; xem hình vẽ bên dưới của MacGregor:



Mô đun đàn hồi của bê tông phụ thuộc vào loại cốt liệu lớn được dùng. Ví dụ, mô đun đàn hồi của bê tông thường (ả WC) bằng 1,5 \rightarrow 5 lần mô đun đàn hồi của vữa. Với bê tông thường có trọng lượng riêng $145 \text{ lb/ft}^3 = 2300 \text{ kg/m}^3$, công thức ACI cho biết:

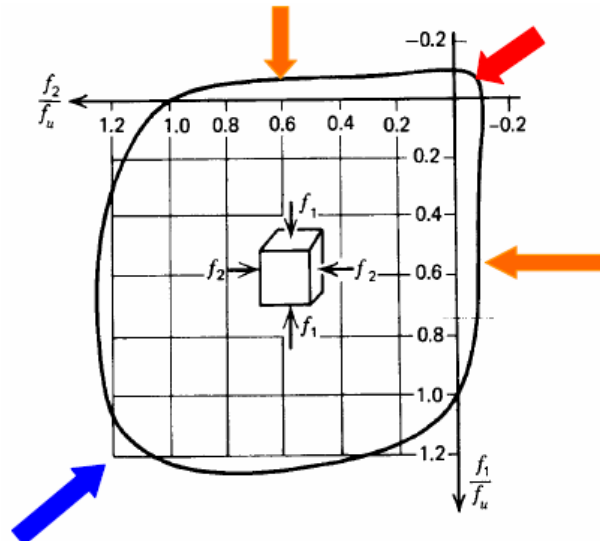
$$E_c = 57000 (f'_c)^{1/2} \quad (\text{đơn vị psi}) \quad (2-1a)$$

$$E_c = 4700 (f'_c)^{1/2} \quad (\text{đơn vị MPa}) \quad (2-1b)$$



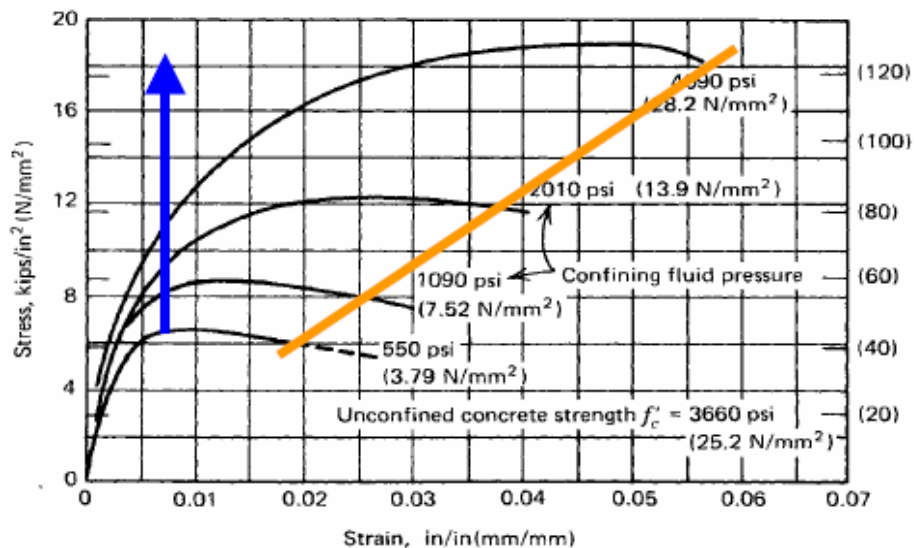
Bây giờ hãy xem xét các mặt khác trong ứng xử cơ học của bê tông: đáp ứng khi gia tải 2 phương, đáp ứng khi gia tải 3 phương, bao gồm nén thủy tĩnh.

Xét ứng xử của mẫu bê tông lập phương trong thí nghiệm gia tải **2 phương** được trình bày dưới đây. Các mũi tên chỉ thị kiểu gia tải nén. Cường độ nén trong hình vẽ được qui chuẩn (*normalized*) theo cường độ nén một phương, f_u



- Với trường hợp **kéo 2 phương**, cường độ gần bằng cường độ kéo một phương.
- Với trường hợp **nén 2 phương**, các ứng suất f_1 và f_2 có thể vượt quá 120 % cường độ nén một phương
- Với trường hợp **nén-kéo 2 phương**, bê tông bị phá hủy tại các ứng suất thấp hơn giá trị cường độ khi chỉ nén hay kéo một phương.

Cường độ và tính dẻo (*ductility*) của bê tông dưới tải trọng **nén 3 phương** vượt quá cường độ nén một phương $f'_c = 3,66 \text{ ksi}$, như trong hình vẽ dưới đây. Hình này trình bày các đường cong ứng suất-biến dạng của mẫu bê tông hình trụ chịu các áp lực nén ngang σ_3 không đổi (*confining*) trong lúc đó ứng suất dọc trục σ_1 tăng dần đến khi bị phá hoại.



Các số liệu thí nghiệm vào năm 1928 của Đại học Illinois tại Urbana, được sử dụng để thiết lập quan hệ sau đây giữa **ứng suất phá hoại dọc trục** (σ_1), **cường độ nén một phương** (f'_c), và **ứng suất nén ngang** (σ_3):

$$\sigma_1 = f'_c + 4,1 \sigma_3 \quad (2-2)$$

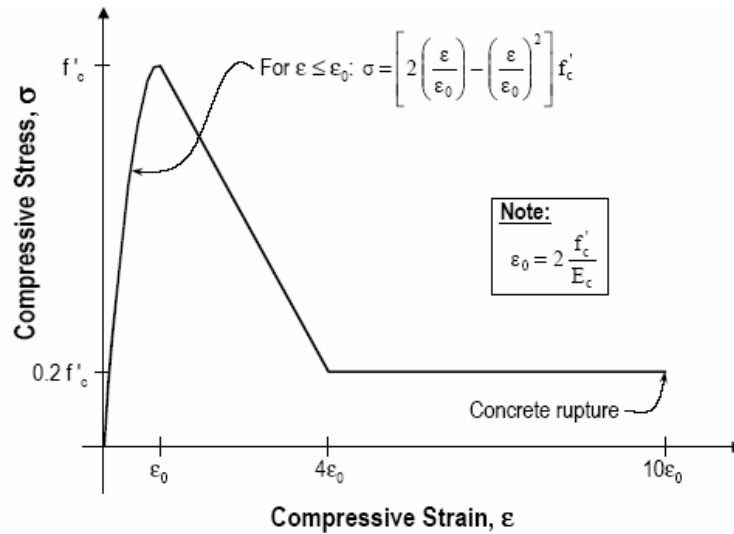
Khả năng biến dạng là vấn đề rất quan trọng trong kỹ thuật chống động đất và chống năng lượng nổ. Trong công trình nhà BTCT được thiết kế chống đỡ các tác động này, các thành phần kết cấu như cột, dầm, và nút dầm-cột được thiết kế chi tiết với các **cốt đai thép giằng kín** (*ties, spirals*). Khi một thành phần kết cấu bê tông chịu tải trọng nén lớn, toàn bộ hay một phần bề rộng của kết cấu bê tông bị gia tăng do ảnh hưởng Poisson và làm xuất hiện các vết nứt li ti (*microcracking*), trong các **cốt đai thép giằng** hình thành các ứng suất kéo, và do đó tạo nên một **ứng suất nén bù trong vùng bê tông bị ép ngang**. Trạng thái ứng suất nén **ba phương** hình thành trong vùng **bê tông bị ép ngang** gây ra do **cốt đai thép giằng** làm tăng **cường độ** và **tính dẻo** của kết cấu BTCT. Các mô hình cho **bê tông bị ép ngang** như trên sẽ được trình bày chi tiết trong **Chương 3** tiếp theo của giáo trình này.

Hậu quả khi chịu **biến dạng lớn không đàn hồi** của các thành phần kết cấu **BTCT không ép ngang** (*unconfined*) xảy ra như thế nào? Xem các hình chụp dưới đây thuộc toà nhà Imperial County Services ở ả m California bị phá hoại nghiêm trọng do động đất năm 1979.



PHU LUC 1 (dùng trong SAP, ETABS, SAFE)

a)- Đường cong (σ - ϵ) của bê tông thông thường:



- For strains greater than ϵ_0 each segment of the stress-strain diagram is linear. For strains less than ϵ_0 the variation of the stress-strain diagram is parabolic.
- The value of ϵ_0 is given by Equation 12-1.

$$\epsilon_0 = 2 \frac{f'_c}{E_c} \quad \text{Eqn. 12-1}$$

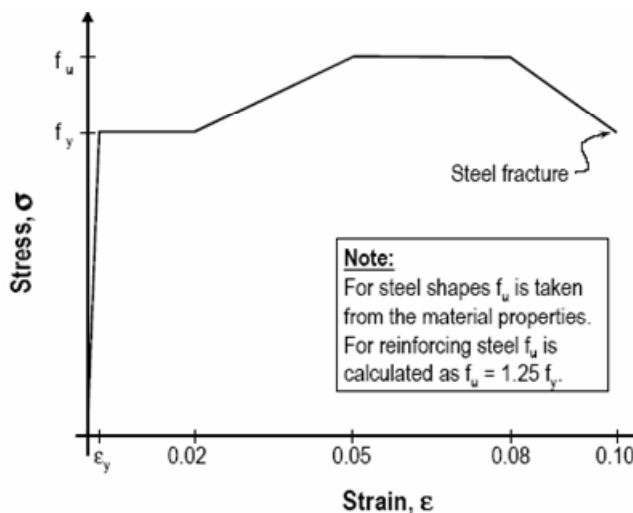
- For strains less than ϵ_0 the concrete stress is given by Equation 12-2.

$$\sigma = \left[2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right] f'_c \quad \text{Eqn. 12-2}$$

Internally in the program the curve where $\epsilon \leq \epsilon_0$ is idealized as a series of straight line segments by using Equation 12-2 to calculate σ for the following discrete values of ϵ : 0, 0.2 ϵ_0 , 0.4 ϵ_0 , 0.6 ϵ_0 , 0.8 ϵ_0 , 0.9 ϵ_0 and ϵ_0 .

- Concrete rupture occurs at a strain equal to 10 ϵ_0 .
- When there is tensile strain the stress is zero.

b)- Đường cong (σ - ϵ) của cốt thép thông thường:



- The diagram applies to both steel shapes and steel reinforcing.
- The diagram applies for both tension and compression.
- The stress f_u is determined from the associated material property for steel shapes. For reinforcing steel f_u is calculated as $f_u = 1.25 f_y$.
- The yield strain, ϵ_y , is calculated given by Equation 12-3.

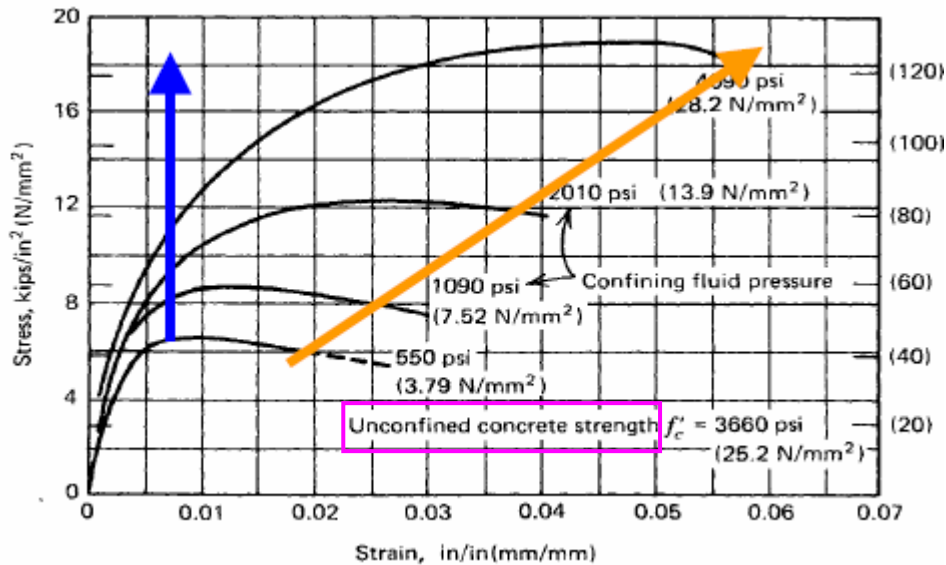
$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad \text{Eqn. 12-3}$$

- Steel fracture occurs at a strain equal to 0.10.

Chương 3: BÊ TÔNG BỊ ÉP NGANG (*confined*)

3.1 THÍ NGHIỆM NÉN 3 TRỤC BÊ TÔNG

Cường độ và độ bền của bê tông trong **thí nghiệm nén 3 trục** đã được trình bày ở phần cuối của **Chương 2**. Hình vẽ dưới đây dựa trên số liệu T1 thực hiện năm 1928 tại Đại học Illinois (University of Illinois at Urbana-Champaign, UIUC). Hình này biểu diễn các đường quan hệ $\sigma-\epsilon$ của **mẫu BT hình trụ chịu áp lực ngang không đổi (bị ép ngang)** trong lúc **ứng suất dọc trục** vẫn tăng đến khi mẫu bị phá hủy.



Các nhà nghiên cứu UIUC sử dụng số liệu T1 này để thiết lập mối quan hệ giữa **ứng suất dọc trục khi phá hủy** (σ_1), và **cường độ nén của bê tông** (f'_c), và **áp suất nén ngang** (σ_3):

$$\sigma_1 = f'_c + 4,1\sigma_3 \quad (3-1)$$

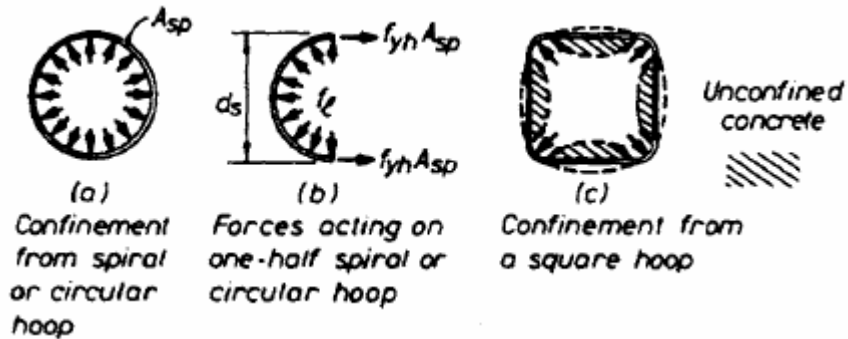
Ở chương này, chúng ta mở rộng khảo sát trên để nghiên cứu **chế độ làm việc của bê tông bị ép ngang** và các **quan hệ $\sigma-\epsilon$** mà được lập dành riêng cho **bê tông bị ép ngang**.

3.2 BÊ TÔNG BỊ ÉP NGANG

Ị hư đã bàn luận trong lớp trước đây, **biến dạng nén cực hạn** (*ultimate compression strain*) của bê tông **tự do nở ngang** (*unconfined*) là không đủ để cho phép một thành phần KC đạt đến độ dẻo (*ductility*) cần thiết mà lớp bê tông bảo vệ không bị nứt vỡ (*spalling*).

- **biến dạng nén cực hạn** của bê tông **tự do nở ngang** là bao nhiêu ? 0.001 ; 0.003 ; 0.005 ; 0.010 ; 0.05 ? **Ans: 0.003**
- Tại sao **biến dạng nén cực hạn** là quan trọng ?

Áp suất nén ngang được thực hiện ra sao trong các mặt cắt BTCT điển hình? Xem Paulay and Priestley mô tả ở hình dưới :



Thép đai **xoắn hay tròn** được đặt bao quanh vùng chịu kéo xuất hiện khi bê tông giãn nở dưới tải trọng nén, do hình dạng của nó mà tạo thành một **đường tải trọng liên tục bao quanh chu vi của bê tông chịu nén** (hình a.). **Áp suất nén ngang hiệu quả lớn nhất** của bê tông (*maximum effective lateral pressure*), f_l , xuất hiện khi thép đai xoắn đạt **cường độ chảy dẻo** (*yield strength*), f_{yh} . Từ hình b. ở trên, cân bằng lực đòi hỏi:

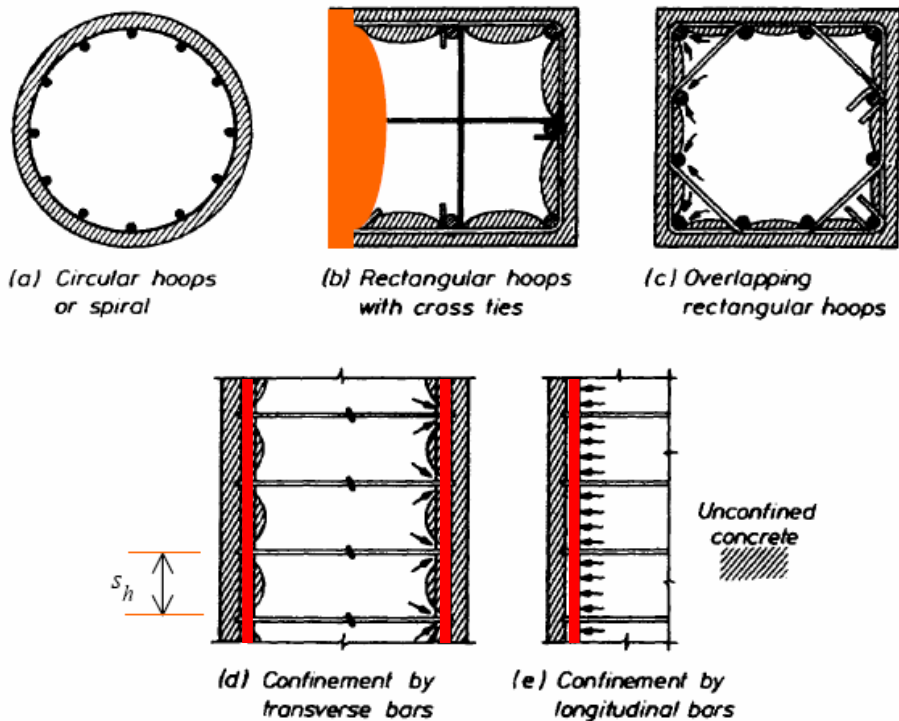
$$f_l = \frac{2f_{yh} A_{sp}}{d_s s_h} \quad (3-2)$$

Với d_s là đường kính thép đai, A_{sp} là diện tích thép đai, s_h là bước thép đai **xoắn hay tròn**.

Hình c. ở trên cho thấy thép đai hình vuông không hiệu quả bằng thép đai hình tròn; thép đai hình vuông chỉ hiệu quả ở vùng lân cận góc đai.

Điều này giải thích tại sao?

- **Áp suất nở ngang của bê tông** áp vào thép đai có xu hướng **đẩy các cạnh thép đai ra phía ngoài**
 - thép đai hình vuông không đủ cứng bằng thép đai hình tròn : **biên dạng uốn** trong thép đai hình vuông so với **biên dạng dọc trục** trong thép đai hình tròn.
- **Sự ép ngang** (*confinement*) do thép đai hình vuông có thể được cải thiện một cách căn bản khi sử dụng **đai giằng** (*cross-tie*) hay **đai chéo** (*diagonal tie*) được cấu tạo bằng ngang trong tiết diện tới hạn (*critical cross section*).



Trong hình vẽ bên trên đây, Paulay and Priestley trình bày với các mức độ ép ngang khác nhau do thép dọc và thép ngang trong các mặt cắt cột BTCT. **Bê tông tự do nở ngang (unconfined)** được đánh dấu **dạng gạch chéo**. Chú ý rằng trong cột tròn ở **hình a**, tại vị trí thép ngang (thép đai) toàn bộ bê tông phía trong là bị ép ngang. Ở **hình b** và **hình c**, mức độ ép ngang của cột vuông có đai giằng là ít hơn so với cột tròn. ả hư các hình vẽ, các vòm bê tông giữa các điểm neo cột (**giao điểm của thép dọc và thép đai**): vòm càng thấp, bê tông bị ép ngang càng nhiều. Chú ý rằng **nếu đai giằng bị loại bỏ khỏi cột, mức độ ép ngang sẽ bị giảm** như được minh họa ở 1/4 cột trong **hình b (màu cam)**. Sự ép ngang bê tông được cải thiện rõ ràng nếu bước đai s_h đặt gần nhau hơn (xem **hình d**) và nếu thép dọc được giằng buộc tại mỗi lớp thép ngang (xem **hình e**).

3.3 MÔ HÌNH QUAN HỆ ($\sigma-\epsilon$) CỦA BÊ TÔNG BỊ ÉP NGANG

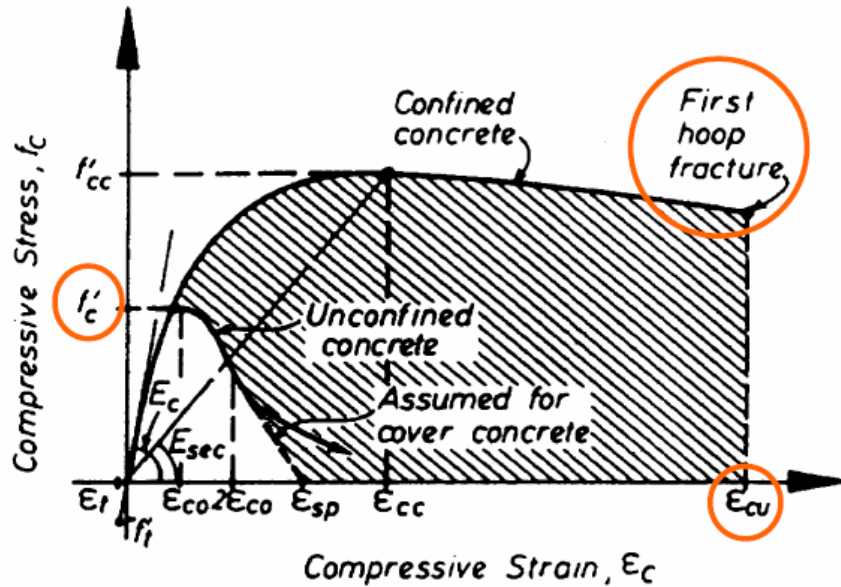
ả hiệu nghiên cứu đã thực hiện nhằm thiết lập quan hệ ($\sigma-\epsilon$) của **bê tông bị ép ngang**. Một số mô hình tiên tiến cho các loại bê tông được liệt kê dưới đây:

- **Bê tông thông thường**
 - Scott et al., J. ACI, January 1982
 - Sheikh et al., J. Structural Division, ASCE, December 1982
 - **Mander et al.**, J. Structural Division, ASCE, August 1988
- **Bê tông nhẹ**
 - Manrique et al., UCB/EERC Report 79/05, May 1979
 - Shah et al., J. Structural Division, ASCE, July 1983
- **Bê tông cường độ cao**
 - Yung et al., J. Structural Division, ASCE, February 1988
 - Martinez et al., J. ACI, September 1984
 - Bing et al., Proceedings, Pacific Conference on Earthquake Engineering, ả ovember 1991

Trong giáo trình này, chúng ta tập trung vào mô hình **Mander** về quan hệ $(\sigma-\epsilon)$ của **bê tông thông thường bị ép ngang**.

3.4 MÔ HÌNH MANDER VỀ QUAN HỆ $(\sigma-\epsilon)$ CỦA BÊ TÔNG BỊ ÉP NGANG

Trước hết xem xét mô hình $(\sigma-\epsilon)$ khái quát dưới đây của bê tông tự do nở ngang và bê tông bị ép ngang trong thí nghiệm nén (theo *Mander et al.*; *Paulay and Priestley*; *Priestley, Seible, and Calvi*).



Diện tích gạch chéo của quan hệ $(\sigma-\epsilon)$ đặc trưng cho **năng lượng cộng thêm** mà có thể được tiêu tán trong một **tiết diện bị ép ngang**. ả hư được trình bày ở phần sau đây, tỷ số giữa **biến dạng max bê tông bị ép ngang** và **biến dạng max bê tông không ép ngang** khoảng $\epsilon_{cu}/\epsilon_{sp} = 4-15$, mà chỉ thị ưu thế quan trọng của bê tông bị ép ngang trong vùng kết cấu BTCT đòi hỏi cần tiêu tán năng lượng trong tương lai.

Mô hình **Mander** có thể áp dụng cho tất cả các dạng tiết diện và cho tất cả mức độ ép ngang. Quan hệ ứng suất-biến dạng $(f_c-\epsilon_c)$ của **bê tông bị ép ngang** được xác định bằng hệ phương trình (3-3) sau đây :

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (3-3a)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3-3b) \quad (3-3c)$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_1}{f'_c}} - \frac{2 f'_1}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (3-3d)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right)] \quad (3-3e)$$

$$\epsilon_{co} = 2 \frac{f'_c}{E_c} \quad (3-3f)$$

(ACI 318: thông thường $\epsilon_{co} \approx 0,002$)

$$E_c = 60000 \sqrt{f'_c} \text{ (psi)} = 5000 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (3-3g)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (3-3h)$$

Trong hệ phương trình trên, cường độ bê tông bị ép ngang (*peak concrete stress*), f'_{cc} , là hàm số của áp suất nén ngang hiệu quả (*effective lateral confining pressure*), f'_1 .

Với $f'_1 = 0$, phương trình (3-3b) dẫn đến $f'_{cc} = f'_c$ mà phù hợp với trường hợp bê tông tự do nở ngang (không thép đai).

Áp suất nén ngang hiệu quả f'_1 , tính theo áp suất nén ngang trung bình f_1 của tiết diện tròn:

$$f'_1 = K_e f_1 = K_e \left(\frac{2f_{yh} A_{sp}}{d_s s_h} \right) \quad (3-4)$$

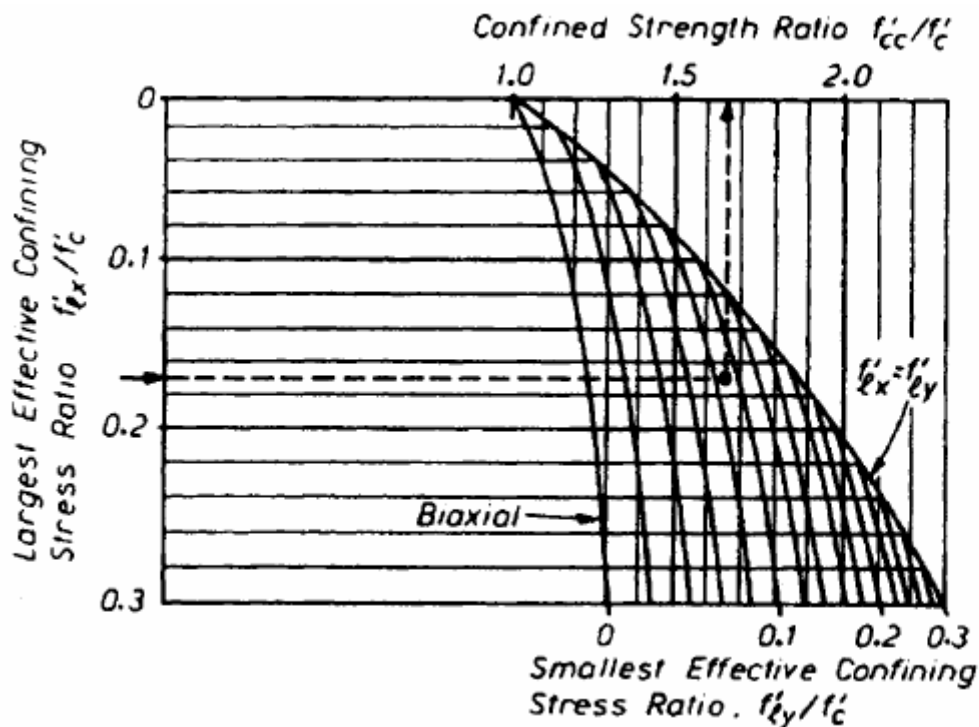
với K_e là hệ số hiệu quả nén ngang (*confinement effectiveness coefficient*), mà liên quan trực tiếp đến diện tích lõi nén ngang hiệu quả so với diện tích lõi danh nghĩa được bao vây bởi tâm chu vi các thép đai. Giá trị điển hình của hệ số này là:

- $K_e = 0.95$ cho m/c cột tròn
- $K_e = 0.75$ cho m/c cột chữ nhật
- $K_e = 0.6$ cho m/c tường chữ nhật

Đối với m/c chữ nhật do tỷ số thép ngang theo hai phương chính x và y nhìn chung khác nhau ($\rho_x \neq \rho_y$), các ứng suất nén ngang cũng được tính toán khác nhau:

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh} \quad (3-5a); \quad f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh} \quad (3-5b)$$

Trong trường hợp $f'_{lx} \neq f'_{ly}$, hệ số cường độ nén ngang K (*confined strength ratio*) của bê tông bị ép ngang ($K = f'_{cc}/f'_c$) có thể nội suy từ hình vẽ dưới đây do Mander cung cấp, trong đó lưu ý $f'_{lx} > f'_{ly}$



Biến dạng nén cực hạn (*ultimate compressive strain*), ϵ_{cu} , có thể tính theo đề nghị của Mander như sau:

$$\epsilon_{cu} = 0,004 + \frac{1,4\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (3-6)$$

với $\rho_s = \rho_x + \rho_y$ (*tỷ số thể tích* của thép ngang) và ϵ_{sm} là *biến dạng thép* tại vị trí có ứng suất kéo maximum (**giới hạn bền – TS**). Thép thanh **Grade 40** có $\epsilon_{sm} \approx 0.15$; thép thanh **Grade 60** có $\epsilon_{sm} \approx 0.10$. Một dạng khác của phương trình trên là:

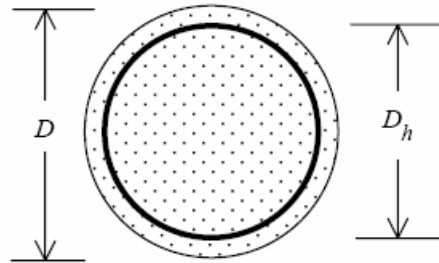
$$\epsilon_{cu} = 0,004 + \frac{0,14\rho_s f_{yh}}{f'_c} \leq 0,020 \quad (3-7)$$

với biến dạng giới hạn thép là $\epsilon_{sm} \approx 0.10$ and f_{cc} qui định lấy bằng f'_c . **Giá trị giới hạn 0.02** qui định là xác đáng.

3.5 TÍNH TOÁN CÁC TỶ SỐ THÉP NGANG

Để tính áp lực nén ngang hiệu quả f'_1 , phải xác định trước các tỷ số ρ_x và ρ_y cho tiết diện chữ nhật, và tỷ số ρ_s cho tiết diện tròn.

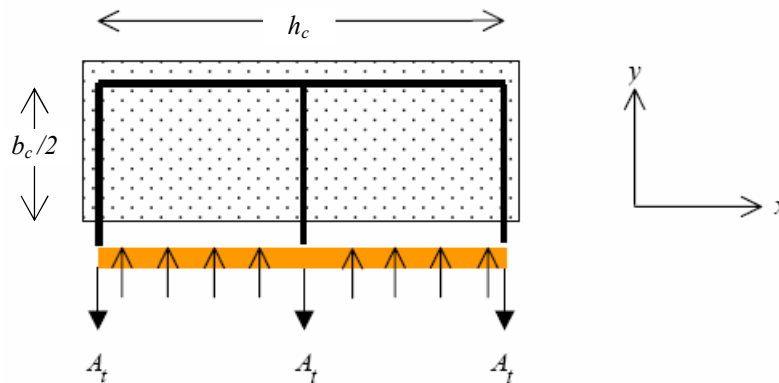
- Trước hết xét **tiết diện tròn** bên dưới. D_h là **đường kính của vòng thép** xoắn hay đai tròn; A_{sp} là **diện tích m/c ngang** thép đai. Giả sử rằng **bước thép đai** là s_h



Tỷ số thể tích thép đai là :

$$\rho_s = \frac{\pi D_h A_{sp}}{s_h \pi D_h^2 / 4} = \frac{4 A_{sp}}{s_h D_h} \quad (3-8)$$

- Bây giờ xét **tiết diện chữ nhật** bên dưới, thép đai gồm **một đai vòng theo chu vi** và **một đai giằng** ở giữa tiết diện như hình vẽ. Giả sử rằng **diện tích mỗi thép đai** là A_t và **bước thép đai** là s_t .



Tổng diện tích thép đai băng qua tiết diện cắt ngang là $A_{sh} = nA_t$, với n là số thép đai ($= 3$ theo phương khảo sát). Tỷ số thể tích thép đai ρ_y theo **phương y** là :

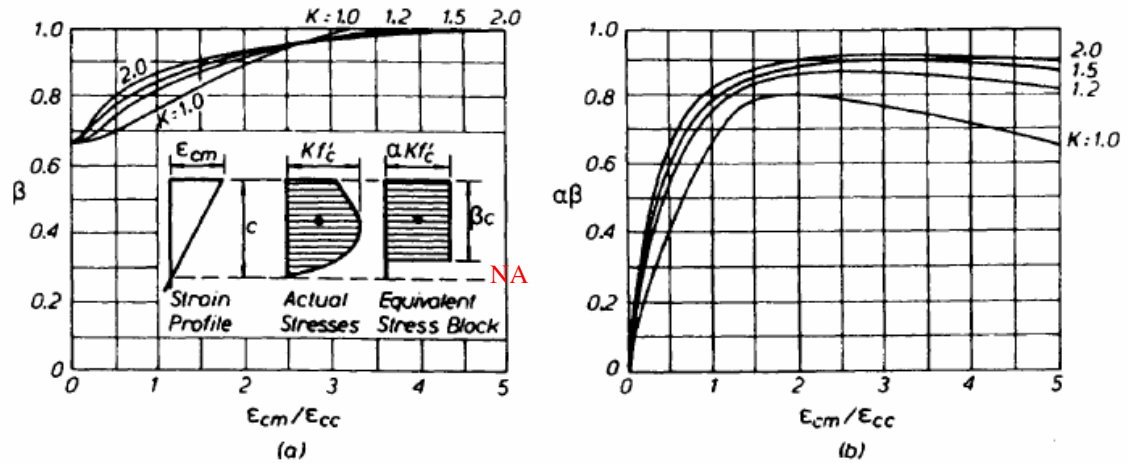
$$\rho_y = \frac{A_{sh}}{h_c s_t} = \frac{3A_t}{h_c s_t} \quad (3-9a)$$

Tương tự, tỷ số thể tích thép đai ρ_x theo **phương x** là :

$$\rho_x = \frac{A_{sh}}{b_c s_t} = \frac{2A_t}{b_c s_t} \quad (3-9b)$$

3.6 THÔNG SỐ KHỐI ỨNG SUẤT NÉN CỦA BÊ TÔNG BỊ ÉP NGANG

Các thông số khối ứng suất chữ nhật tương đương được dùng trong thiết kế bê tông tự do nở ngang có thể mở rộng dùng cho bê tông bị ép ngang. Paulay và Priestley trình bày trong hình vẽ dưới đây các **thông số khối ứng suất chữ nhật** (*stress block parameters*) cho tiết diện **bê tông bị ép ngang bởi thép đai kín**.



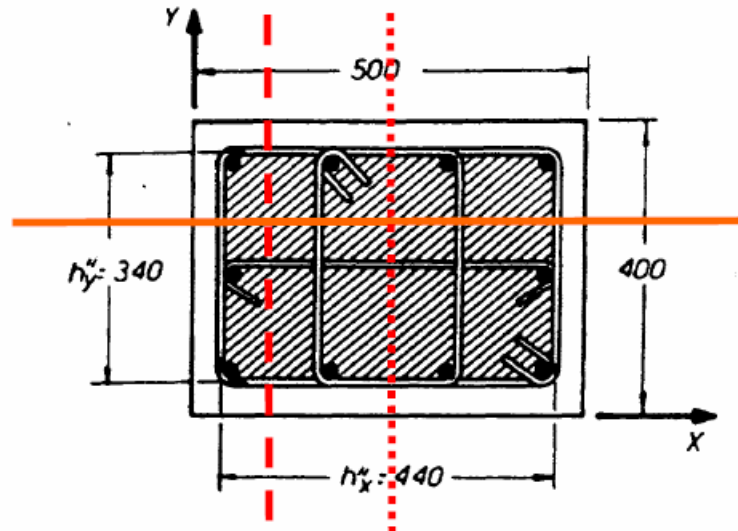
Ứng suất trung bình lấy bằng $\alpha f'_c$ cho bê tông tự do nở ngang được thay thế bằng $\alpha f'_{cc}$ hay $\alpha Kf'_c$, với $K = f'_{cc}/f'_c$. Với một giá trị chọn trước của **biến dạng nén tại đỉnh** (*peak compression strain*) ϵ_{cm} , được thể hiện ở dạng tỷ số $\epsilon_{cm}/\epsilon_{cc}$, một giá trị β được xác định từ **hình (a)**; và một giá trị α cũng được suy ra từ **hình (b)** ở trên.

Đối với các tiết diện phức tạp, các phần mềm tính toán như **BIAX** hay **UCFyber**, chia tiết diện thành nhiều lớp để tính toán. Tương ứng với các giá trị cho trước của **trục trung hoà** (**ả A**) và **độ cong** (ϕ), các **biến dạng** (ϵ_i) được tính tại tâm mỗi lớp, và các **ứng suất tương ứng** (σ_i) sẽ được tính trực tiếp từ quan hệ (σ - ϵ) đã lập trình sẵn. Các **nội lực** (F_i) trong mỗi lớp tương ứng với các ứng suất σ_i sẽ được xác định bằng tích phân trên toàn bộ chiều cao tiết diện và từ đó tính được **mômen tính toán** trên tiết diện đó (xem **phần 4.4**, trong **chương 4** sẽ trình bày sau).

3.7 VÍ DỤ THIẾT KẾ

Xét tiết diện cột bên dưới bị nén ngang bởi thép đai số #5 gồm đai 2 vòng và một đai giằng ($A_t = 0,31 \text{ in}^2$, $s_t = 4 \text{ in}$). Giả sử thép Grade 60 có $f_y = 60 \text{ ksi}$ và cường độ bê tông $f_c = 4 \text{ ksi}$.

Tính: a) cường độ lõi bê tông bị ép ngang, b) biến dạng nén cực hạn, c) các thông số thiết kế của khối ứng suất tương đương.



Theo phương Y có 4 thanh thép #5 bị cắt ngang bởi đường thẳng màu cam. Tỷ số thép ngang ρ_y bằng :

$$\rho_y = \frac{4A_t}{s_t h_x''} = \frac{4(0,31)}{4(440 / 25,4)} = 0,0179$$

Vậy theo phương X có bao nhiêu thanh thép bị cắt ngang bởi đường thẳng màu đỏ? đường cắt màu đỏ có vị trí ở đâu? Chúng ta có 3 khả năng:

- Đường chấm dài: cắt qua 3 thanh
- Đường chấm ngắn: cắt qua 5 thanh
- Lấy trung bình trọng số: 1/3 ở giữa có 5 thanh và 2/3 ở ngoài có 3 thanh

Vậy giải pháp chọn tốt nhất là gì?

- Để an toàn chọn 3 thanh đai

$$\rho_x = \frac{3A_t}{s_t h_y''} = \frac{3(0,31)}{4(340 / 25,4)} = 0,0174$$

Bây giờ, giả thiết hệ số hiệu quả $K_e = 0.75$ cho tiết diện chữ nhật, ta có:

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh} = 0,75 \times 0,0174 \times 60 = 0,783 \text{ ksi}$$

$$f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh} = 0,75 \times 0,0179 \times 60 = 0,806 \text{ ksi}$$

Sử dụng hình vẽ ở trang 6, với các thông số sau:

$$\frac{f'_{lx}}{f_c} = \frac{0,783}{4} = 0,196 \quad \frac{f'_{ly}}{f_c} = \frac{0,806}{4} = 0,201$$

Suy ra được hệ số **cường độ hiệu quả K** là :

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1,98$$

Do đó **cường độ lõi bê tông bị ép ngang** là:

$$f'_{cc} = Kf'_c = 1,98 \times 4 = 7,92 \text{ksi}$$

Biến dạng nén cực hạn của bê tông bị ép ngang là hàm số của **tỷ số thể tích thép ngang** (với $\rho_s = \rho_x + \rho_y = 0,0174 + 0,0179 = 0,0353$), được xác định bằng:

$$\epsilon_{cu} = 0,004 + \frac{1,4\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm}}{f'_{cc}}$$

$$\epsilon_{cu} = 0,004 + \frac{1,4 \times 0,0353 \times 60 \times 0,1}{7,92} = 0,041$$

Để thiết lập các thông số thiết kế (α, β) cho **khối ứng suất tương đương**, biến dạng ϵ_{cc} phải được tính toán:

$$\epsilon_{cc} = 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] = 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{7,92}{4} - 1 \right) \right] = 0,012$$

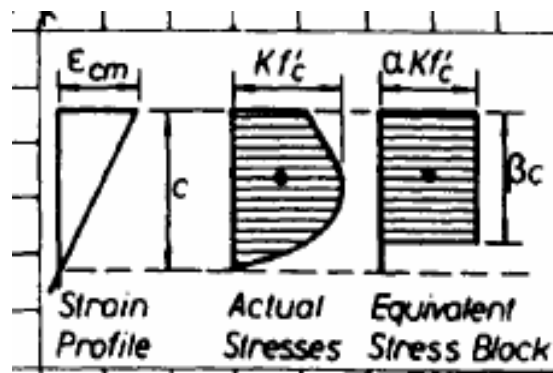
và $\epsilon_{cu} / \epsilon_{cc} = 0,041 / 0,012 = 3,42$

Sử dụng hình vẽ ở phần 3.6, ta có:

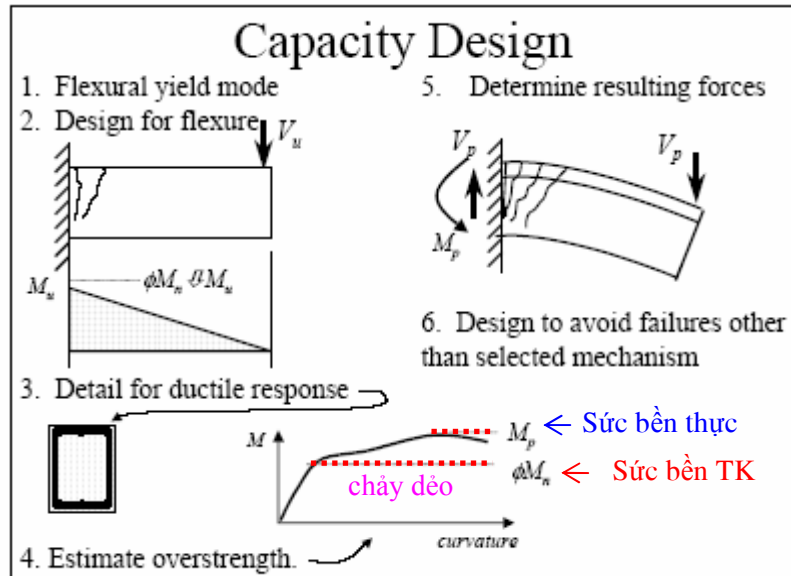
$$\beta = 0,98 \quad \text{và} \quad \alpha\beta = 0,9 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,92$$

Ấu hư vậy **cường độ trung bình** dùng cho **khối ứng suất chữ nhật tương đương** dưới đây là:

$$\alpha K f'_c = 0,92 \times 1,98 \times 4 = 7,29 \text{ksi}$$



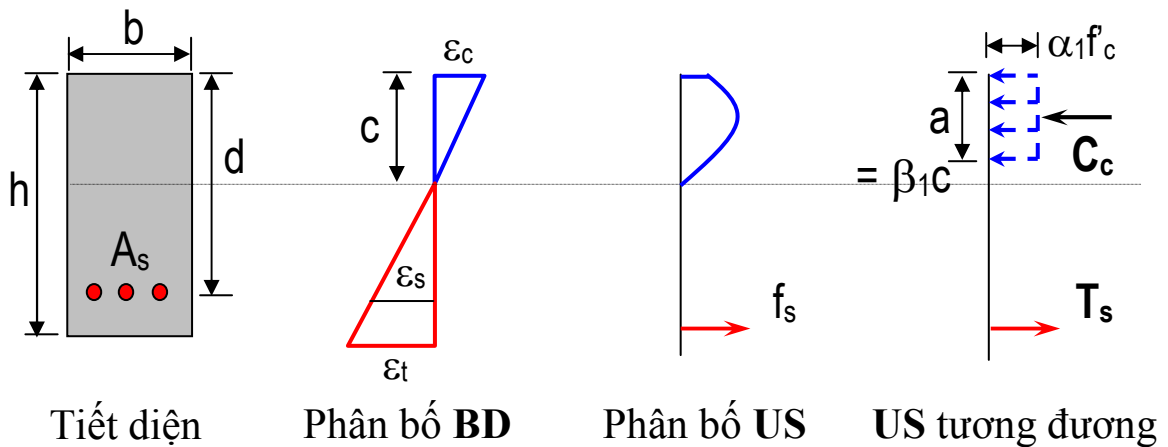
PHU LUC 1



Ảnh hưởng ép ngang do thép đai cải thiện khả năng chịu uốn, đặc biệt tăng độ dẻo dai (ductility) của tiết diện so với tính toán LRFD bình thường (chấy dẻo):

$$[M_u] = \phi M_p > [M_y] = \phi M_n$$

$$[\phi_u] \gg [\phi_y]$$



Khả năng chịu lực của tiết diện BTCT chịu uốn không ép ngang:

$$M_n = T_s \left[d - \frac{a}{2} \right]$$

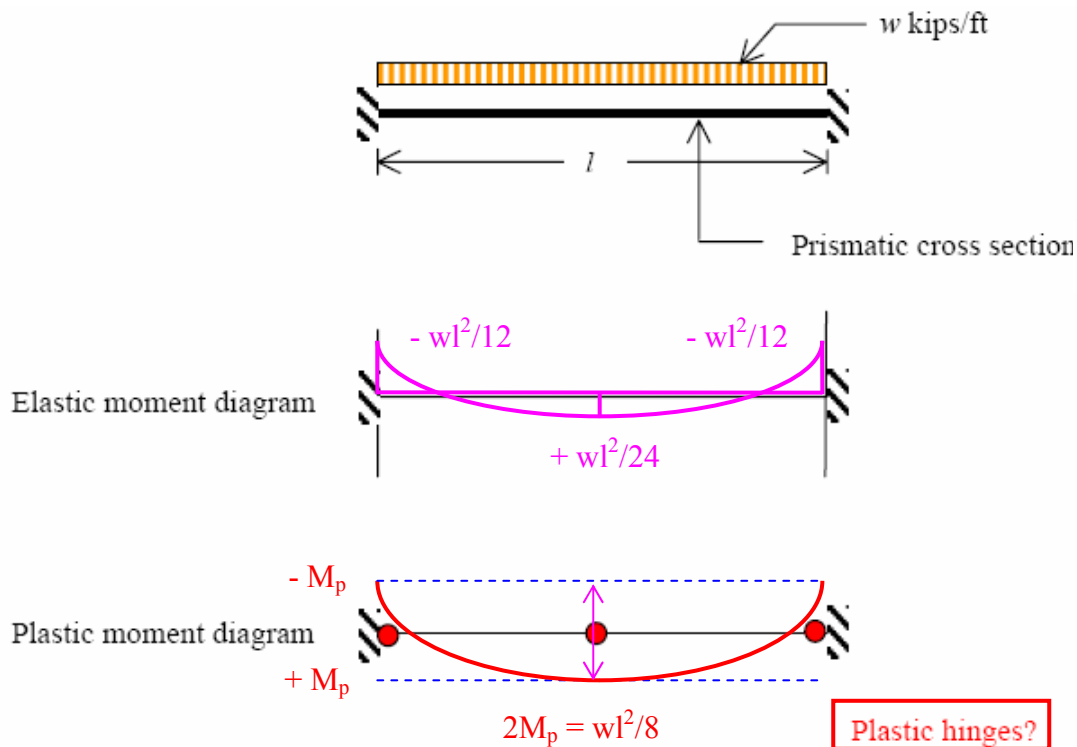
Chương 4: QUAN HỆ MÔMEN - ĐỘ CONG

4.1 SỰ PHÂN PHỐI LẠI MÔMEN TRONG HỆ BTCT

4.1.1 Hệ chịu tải trọng đứng

Phần 8.4 của tiêu chuẩn ACI 318 cho phép phân phối lại mômen (tăng hay giảm mômen âm) trong các cấu kiện BTCT chịu uốn liên tục. Phân phối lại mômen phụ thuộc vào **độ dẻo** (*ductility*) trong các vùng khớp dẻo (*plastic hinge*). ả hững vùng khớp dẻo phát triển tại các vị trí M_{max} và làm thay đổi biểu đồ **mômen uốn đàn hồi**. Và kết quả **phân tích dẻo** thường thấy là **mômen âm giảm** và **mômen dương tăng** trong vùng khớp dẻo so với kết quả phân tích đàn hồi. Vì các tổ hợp tải trọng nguy hiểm để xác định các mômen âm và các mômen dương là khác nhau, nên mỗi tiết diện BTCT có một khả năng dự trữ mà không sử dụng hết cho bất kỳ một trường hợp tải nào. Các khớp dẻo cho phép sử dụng toàn bộ khả năng chịu lực của nhiều vị trí tiết diện hơn của kết cấu chịu uốn, so với kết quả phân tích đàn hồi.

➤ Kết quả phân tích **đàn hồi tuyến tính** của một cấu kiện **phi tuyến** :



Với tiết diện hình lăng trụ có **mômen kháng uốn M_n** , **tải trọng tác dụng lớn nhất w** được xác định bằng:

➤ Phân tích đàn hồi: $M_n = \frac{w_{max}^e l^2}{12} \Rightarrow w_{max}^e = \frac{12M_n}{l^2}$

➤ Phân tích chảy dẻo: $M_n = \frac{w_{max}^p l^2}{16} \Rightarrow w_{max}^p = \frac{16M_n}{l^2} = 1,33w_{max}^e$

Ấu hư vậy, việc sử dụng kết quả **phân tích chảy dẻo** cho giá trị **tải trọng cho phép cao hơn** khi so với kết quả **phân tích đàn hồi**.

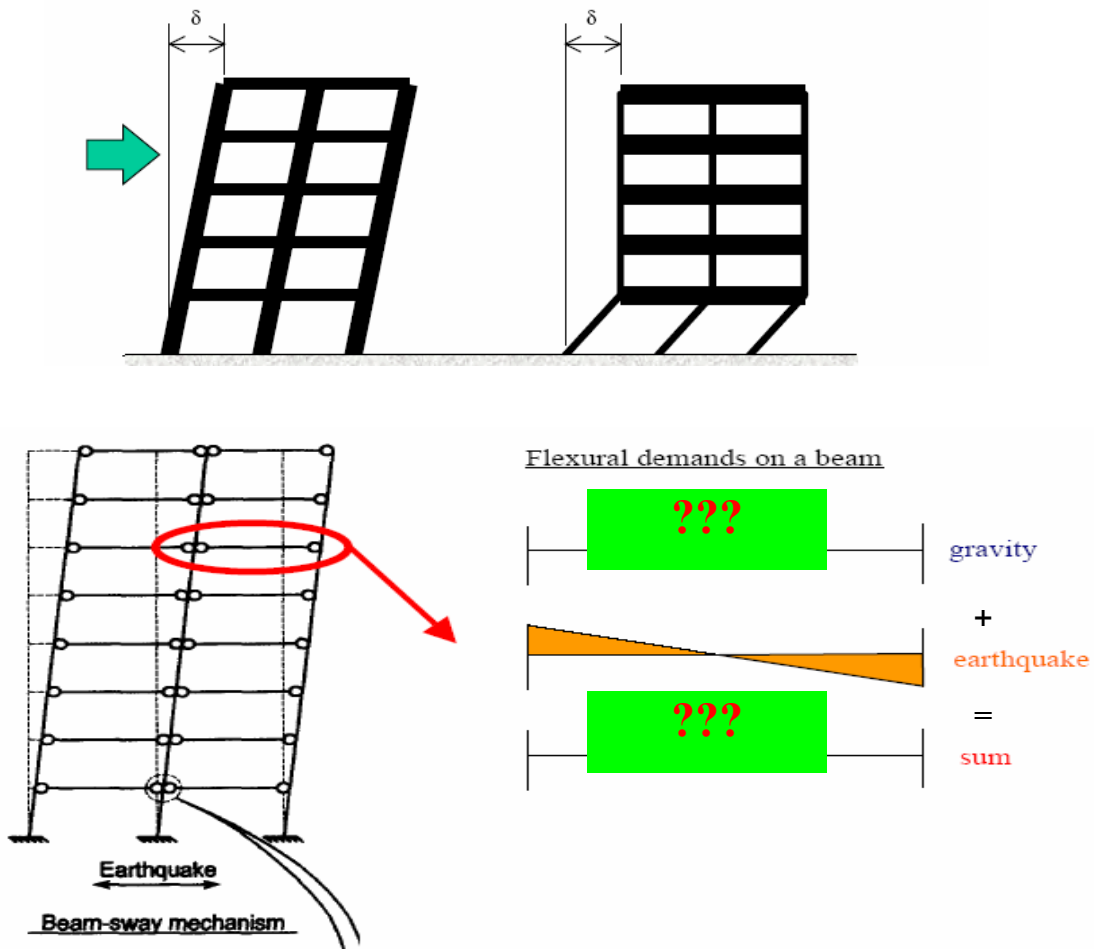
Khả năng chảy dẻo có thể được hình thành như thế nào?

- **độ dẻo (ductility) đủ lớn** trong miền tạo khớp dẻo.
 - độ dẻo là đại lượng đo khả năng **biến dạng không đàn hồi** vượt quá **biến dạng dẻo**
 - sử dụng phương pháp **phân tích mômen-độ cong (moment-curvature analysis)** để xác định các giới hạn biến dạng.
 - mức độ **bê tông bị ép ngang** sẽ ảnh hưởng lên giới hạn biến dạng.
 - **biến dạng max** của bê tông $\epsilon_{c,max}$

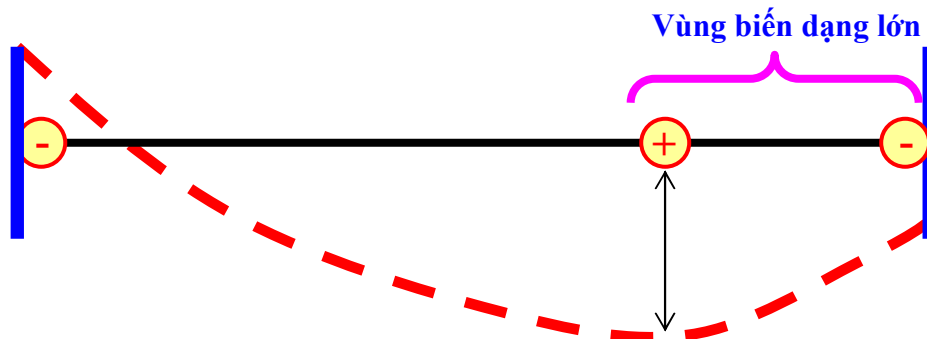
4.1.2 Hệ chịu tải trọng ngang

Sự phân phối lại lực ngang làm tăng cường khả năng đáp ứng của hệ khung chịu tải trọng động đất và tải trọng nổ do các thành phần cấu kiện đạt đến cường độ lớn nhất tại các mức độ biến dạng khác nhau. Xét **cơ cấu beam-sway** bên dưới (**hình a: cột cứng-dầm yếu**) mà là cơ cấu ưu tiên trong thiết kế động đất.

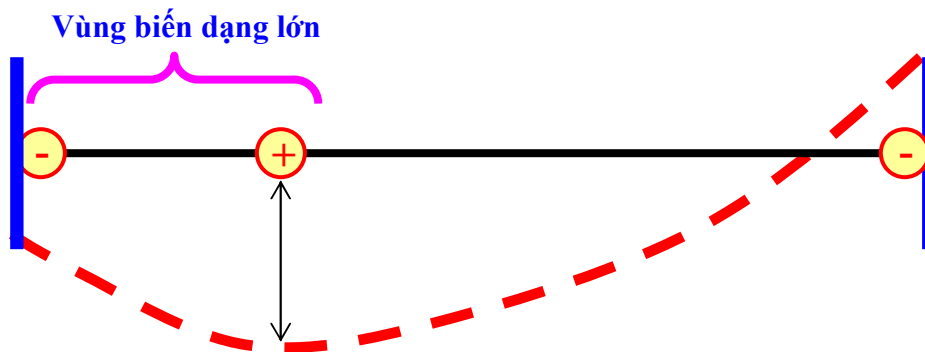
- tại sao **beam-sway** theo **hình a** là cơ cấu ưu tiên? (**nhiều khớp dẻo nhất** → Ph. án **tối ưu**).
- ảnh hưởng của mômen do tải trọng đứng trên đáp ứng của cấu kiện?



- Cơ cấu right-hand sway: với 2 khớp dẻo ở hai đầu dầm (-) và một khớp dẻo (+) tại vị trí có mômen M_{max} .



- Cơ cấu left-hand sway: với 2 khớp dẻo ở hai đầu dầm (-) và một khớp dẻo (+) tại vị trí có mômen M_{max} .



Vậy, khả năng biến dạng đầy đủ phải được cấp cho mọi khớp dẻo được tạo thành như trong hình vẽ trên.

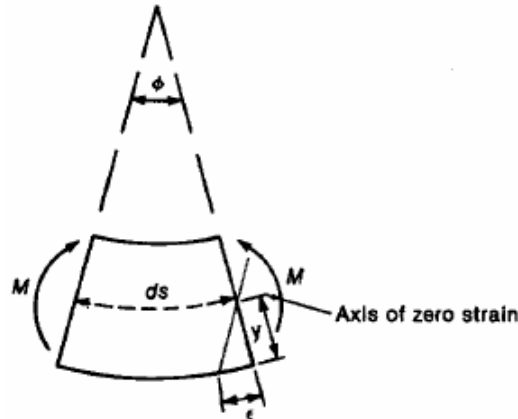
- biến dạng không đàn hồi lớn trong bê tông
- độ dẻo lớn đạt được bằng cách dùng các chi tiết cấu tạo thích hợp, bao gồm cả biện pháp thép đai ép ngang.

4.2 PHÂN TÍCH MÔMEN-ĐỘ CONG CỦA TIẾT DIỆN TỰ DO NỖ NGANG

4.2.1 Các giả thuyết cơ bản

Phân tích này trình diễn dạng đơn giản nhất của **phân tích mômen-độ cong (M- ϕ)**. Một số giả thuyết đơn giản trong **lý thuyết uốn** được thiết lập để tính toán quan hệ (M- ϕ) như sau:

1. Các tiết diện vuông góc với trục uốn vẫn phẳng trước khi uốn và sau khi uốn.



ả hư vậy quan hệ giữa **độ cong ϕ** và **biến dạng ε** :

$$\phi = \frac{\varepsilon}{y}$$

với **y** là khoảng cách từ mép ngoài đến trục trung hoà.

2. Tại cùng một cao độ của tiết diện cấu kiện, biến dạng thép bằng biến dạng bê tông ($\varepsilon_s = \varepsilon_c$).
3. Các ứng suất trong thép (σ_s) và bê tông (σ_c) có thể xác định từ các quan hệ (σ - ε) đặc trưng của vật liệu.

Các phương pháp tính toán trình bày sau đây áp dụng cho hai kiểu tiết diện tự do nở ngang: (1) bản BTCT chỉ có thép chịu kéo, (2) dầm BTCT chỉ có thép chịu kéo (phần 1) và có thêm thép chịu nén (phần 2).

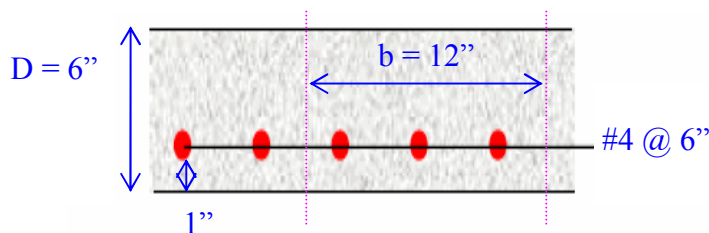
4.2.2 Phân tích mômen-độ cong của bản BTCT

Trong tính toán bằng tay, mômen tại 3 mức **độ cong** (curvature) được xác định:

- độ cong khi bê tông xuất hiện nứt ϕ_{cr} (tại mômen gây nứt M_{cr})
- độ cong khi bê tông biến dạng chảy dẻo ϕ_y (tại mômen chảy dẻo M_y)
- độ cong khi bê tông biến dạng cực hạn ϕ_u (tại mômen cực hạn M_u)

Mặt cắt ngang bản BTCT được trình bày dưới đây. Mục tiêu là thiết lập **đường quan hệ (M- ϕ)** cho tiết diện bản. Xét một khoảng **chiều rộng bản $b = 12$ in** để tính toán, Thép loại **Grade 60** và cường độ bê tông **$f_c = 4$ ksi**. Giả thiết lớp bê tông bảo vệ là **1 in**.

Ba bước tính toán phải thực hiện tại các giai đoạn: **a) bắt đầu nứt, b) chảy dẻo, c) tới hạn**.



a) Bắt đầu nứt (cracking)

Bỏ qua sự tham gia cốt thép (bỏ qua chuyển đổi tiết diện tương đương),

$$I_g = \frac{bD^3}{12} = \frac{12 \times 6^3}{12} = 216 \text{ in}^3$$

Mô đun đàn hồi của bê tông: $E_c = 57000 \sqrt{4000} \text{ ksi} = 3604 \text{ ksi}$

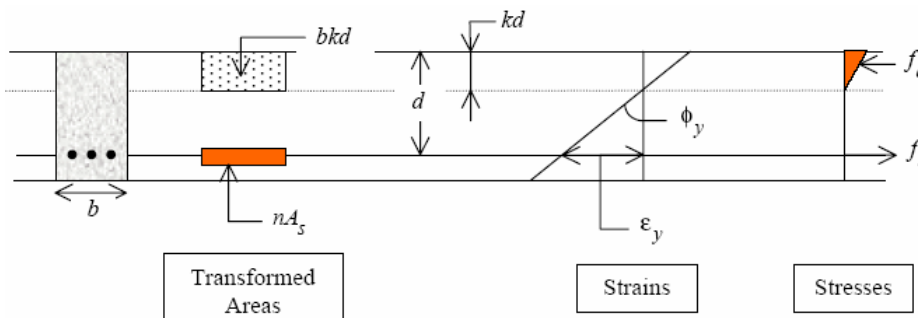
$$\text{Tính môment gây nứt, } M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{7,5 \sqrt{4000}}{1000} \times \frac{216}{3} = 34,2 \text{ kip-in}$$

$$\text{Tính độ cong khi bắt đầu nứt, } \phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_g} = \frac{34,2}{3604 \times 216} = 4,4E-5 \text{ in}^{-1}$$

ả hư vậy **toạ độ bắt đầu nứt** (ϕ_{cr}, M_{cr}) trên đường quan hệ (ϕ -M) là (4,4E-5 ; 34,2)

b) Chảy dẻo (yield)

Để tính toán, sử dụng **mômen quán tính chuyển đổi do nứt** (cracked transformed moment of inertia). Biến dạng tới hạn trong thép chịu kéo là **biến dạng chảy dẻo** ϵ_y .



Sự phân bố **ứng suất trong bê tông** được giả thiết như ở hình trên. **Chiều cao vùng bê tông chịu nén** đến trục trung hoà là kd . Biến dạng trong thép chịu kéo là ϵ_y . Đối với **tiết diện BTCT cốt đơn** ta có công thức,

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n$$

với n là **tỷ số mô đun** ($n = E_s/E_c$) và $\rho = A_s/bd$. Đối với tiết diện trên ta có,

$$d = D - 1 - 0,5 \times (4/8) = 6 - 1 - 0,25 = 4,75 \text{ in}$$

$$\rho = \frac{2 \times (0,2 \text{ in}^2)}{12 \times 4,75} = 0,0070 ; n = \frac{29000}{3604} = 8,04$$

$\Rightarrow k = 0,28$ (giá trị này **hop lý** không?) **Ans: $k < 0,3$** không bị **phá hoại dòn**

Tính mômen M_y quanh **trọng tâm khối bê tông chịu nén**, mà vị trí của nó cách mép trên của tiết diện một khoảng bằng $kd/3$, ta có:

$$M_y = \sum A_s f_s (jd) = A_s f_s (d - kd/3)$$

$$M_y = (0,4 \text{ in}^2) \times 60 \times (4,75 - 0,28 \times 4,75/3) = 103,4 \text{ kip-in}$$

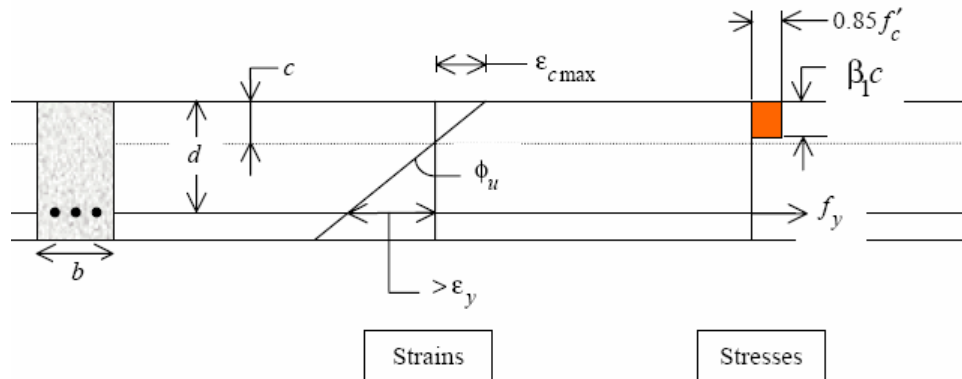
Độ cong tương ứng:

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - kd} = \frac{0,0021}{4,75 - 0,28 \times 4,75} = 6,1 \text{E-4 in}^{-1}$$

ả hư vậy **toạ độ điểm chảy dẻo** (ϕ_y, M_y) trên đường quan hệ (ϕ - M) là (6,1E-4 ; 103,4)

c) Tối hạn (*ultimate*)

Hình dưới cung cấp thông tin cần thiết để tìm **mômen tối hạn** (M_u) và **độ cong tối hạn** (ϕ_u).



Giả thiết **khối ứng suất bê tông chịu nén** dạng chữ nhật kiểu **Whitney-type** ($\beta_1 = 0,85$),

chiều cao đến trục trung hoà là: $c = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b \beta_1} = \frac{0,4 \times 60}{0,85 \times 4 \times 12 \times 0,85} = 0,69 \text{ in}$

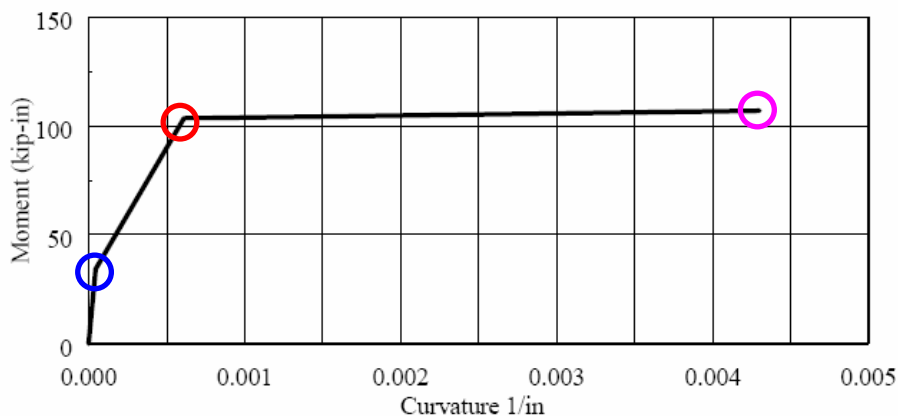
Mômen tối hạn M_u tính bằng:

$$M_u = A_s f_y (d - 0,5 \beta_1 c) = 0,4 \times 60 \times (4,75 - 0,5 \times 0,85 \times 0,69) = 106,9 \text{ kip-in}$$

Độ cong tối hạn ϕ_u là: $\phi_u = \frac{\epsilon_{c \max}}{c} = \frac{0,003}{0,69} = 4,3 \text{E-3 in}^{-1}$

ả hư vậy **toạ độ điểm tối hạn** (ϕ_u, M_u) là (4,3E-3 ; 106,9).

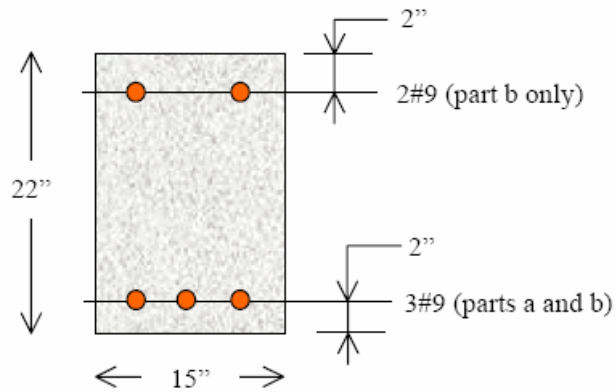
Chú ý chỉ có **khác biệt nhỏ** giữa mômen M_y (104 kip-in) và mômen M_u (107 kip-in).



4.2.3 Phân tích mômen-độ cong của dầm BTCT

Phân tích mẫu dầm BTCT dưới đây có phương pháp tương tự như ví dụ bản BTCT trình bày ở trên. Hai trường hợp sẽ được nghiên cứu : (a) chỉ có thép chịu kéo, (b) có thép chịu kéo và chịu nén. Các dữ liệu chính trình bày trong bảng dưới đây.

f'_c	4 ksi
f_y	60 ksi
f_r	0.474 ksi
I_g	13,210 in ⁴
E_c	3604 ksi
ρ	0.0099
ρ'	0.0066



1. Phần 1: Không có thép chịu nén (không có 2#9)

a) Bắt đầu nứt

$$M_{cr} = \frac{I_g}{y_t} f_r = \frac{13310}{11} (0,474) = 573 \text{ kip-in}$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_g} = \frac{573}{3604 \times 13310} = 1,19E-5 \text{ in}^{-1}$$

b) Chảy dẻo

$$n = 8,04; \rho = 0,0099$$

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n = 0,327$$

$$M_y = A_s f_y \left(d - \frac{kd}{3} \right) = 3,0 \times 60 \times \left(20 - \frac{0,327 \times 20}{3} \right) = 3207 \text{ kip-in}$$

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - kd} = \frac{0,0021}{20 - 0,327 \times 20} = 1,56E-4 \text{ in}^{-1}$$

c) Tối hạn

$$c = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b \beta_1} = \frac{3,0 \times 60}{0,85 \times 4 \times 15 \times 0,85} = 4,15 \text{ in}$$

$$M_u = A_s f_y \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) = 3,0 \times 60 \left(20 - \frac{0,85 \times 4,15}{2} \right) = 3282 \text{ kip-in}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{c \max}}{c} = \frac{0,003}{4,15} = 7,2E-4 \text{ in}^{-1} \Rightarrow \mu_\phi = \phi_u / \phi_y = 4,6$$

2. Phần 2: Có thép chịu nén (có 2#9)

a) Bắt đầu nứt (như trên)

$$M_{cr} = \frac{I_g}{y_t} f_r = \frac{13310}{11} (0,474) = 573 \text{ kip-in}$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_g} = \frac{573}{3604 \times 13310} = 1,19E-5 \text{ in}^{-1}$$

b) Chảy dẻo

$$n = 8,04; \rho = 0,0099; \rho' = 0,0066; d = 20''; d' = 2''$$

$$k = \sqrt{2(\rho + \frac{d'}{d}\rho')n + (\rho + \rho')^2 n^2} - (\rho + \rho')n = 0,301$$

Phương trình tổng quát của mômen M_y là :

$$M_y = A_s f_y (d - \frac{kd}{3}) + A'_s f'_s (d' - \frac{kd}{3})$$

với ứng suất thép chịu nén là hàm số của khoảng cách k . á ếu ứng suất thép chịu kéo là f_y , thì biến dạng thép chịu nén có thể xác định bằng qui tắc tam giác như sau:

$$f'_s = \frac{kd - d'}{d - kd} f_y = 17,3 \text{ ksi}$$

$$M_y = 3,0 \times 60 (20 - \frac{0,301 \times 20}{3}) + 2,0 \times 17,3 (2 - \frac{0,301 \times 20}{3})$$

$$= 3238 \text{ kip-in}$$

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - kd} = \frac{0,0021}{20 - 0,301 \times 20} = 1,50E-4 \text{ in}^{-1}$$

c) Tới hạn

Tính toán (ϕ_u, M_u) đòi hỏi một số bước tính lặp để tìm vị trí trục trung hoà. Trong tính tay, ban đầu giả thiết biến dạng thép chịu nén ε'_s vượt quá biến dạng chảy ε_y , giả thiết này cũng sẽ được hậu kiểm.

$$c = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0,85 f'_c \beta_1} = \frac{3,0 \times 60 - 2,0 \times 60}{0,85 \times 4 \times 15 \times 0,85} = 1,38 \text{ in}$$

$$M_u = (0,85 f'_c \beta_1 c b) (d - \frac{\beta_1 c}{2}) + A'_s f'_s (d - d') = 3321 \text{ kip-in}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{c \max}}{c} = \frac{0,003}{1,38} = 2,20E-3 \text{ in}^{-1}$$

Kiểm tra lại giả thiết ban đầu cho biến dạng trong thép chịu nén,

$$\epsilon'_s = \epsilon_{c \max} \left(\frac{c - d'}{c} \right) = 0,0015 = 0,71 \epsilon_y < \epsilon_y \quad (\epsilon_y = 0,0021)$$

ả hư vậy **giả thiết ban đầu là không đúng** và đòi hỏi bước tính lặp khác. Sau một số lần tính lặp ta có:

$$c = 2.90''$$

$$\epsilon'_s = \epsilon_{c \max} \left(\frac{c - d'}{c} \right) = 0,003 \left(\frac{2,9 - 2,0}{2,9} \right) = 0,00093$$

$$f'_s = E_c \epsilon'_s = 29000 \times 0,00093 = 27 \text{ ksi}$$

$$M_u = (0,85 f'_c \beta_1 c b) \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') = 3331 \text{ kip-in}$$

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{c \max}}{c} = \frac{0,003}{2,9} = 1,0E-3 \text{ in}^{-1} \Rightarrow \mu_\phi = \phi_u / \phi_y = 6,7$$

Bây giờ khảo sát bảng dưới đây cho **BTCT tự do nở ngang** (không có cốt thép đai).

BTCT không đai	Thép chịu nén		
	Không	Có	
M_y	3207	3238	← ít thay đổi
ϕ_y	1,56E-4	1,50E-4	← không đổi
M_u	3282	3331	← ít thay đổi
ϕ_u	0,72E-3	1,0E-3	← tăng 40%
μ_ϕ	4,6	6,7	← tăng 40%

4.3 PHÂN TÍCH MÔMEN-ĐỘ CONG CỦA TIẾT DIỆN BỊ ÉP NGANG

4.3.1 Tính toán các đáp ứng

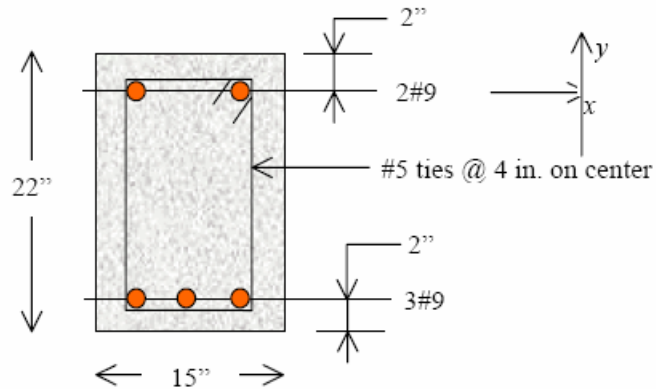
Trong tính toán bằng tay, mômen tại 3 mức **độ cong** (curvature) cũng được xác định tương tự như các **tiết diện tự do nở ngang**:

- độ cong khi bê tông xuất hiện nứt ϕ_{cr} (tại mômen gây nứt M_{cr})
- độ cong khi bê tông biến dạng chảy dẻo ϕ_y (tại mômen chảy dẻo M_y)
- độ cong khi bê tông biến dạng cực hạn ϕ_u (tại mômen cực hạn M_u)

Các phương pháp tính toán trình bày sau đây áp dụng cho **tiết diện dầm BTCT bị ép ngang** (có bố trí **thép đai**) với cấu tạo như hình vẽ dưới đây. Thép đai vòng #5, bước đai $s_h = 4''$.

Bước tính thứ nhất là xác định các đặc trưng của **bê tông bị ép ngang**. Trong ví dụ này, mômen uốn quanh trục **x-x** gây ra ứng suất nén ở phần đỉnh của mặt cắt dầm BTCT (phía thép #9). Trục **x** và **y** như hình vẽ.

f'_c	4 ksi
f_y	60 ksi
f_r	0.474 ksi
I_g	13,210 in ⁴
E_c	3604 ksi
ρ	0.0099
ρ'	0.0066



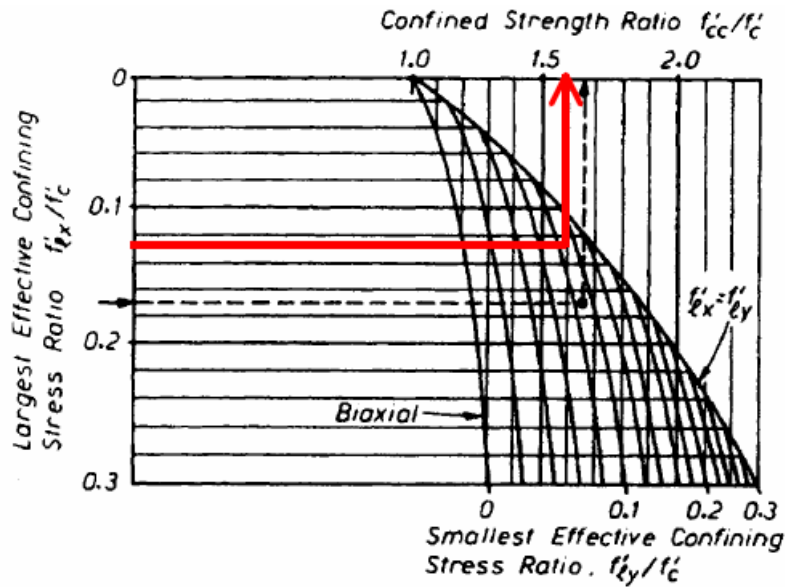
Với tiết diện như trên, sử dụng các công thức trong **Chương 3** ta có:

$$\left. \begin{aligned} h_x'' &\approx 13.2 \text{ in} \\ h_y'' &\approx 20.2 \text{ in} \\ \rho_y &= \frac{2 \times 0.3}{4 \times 13.2} = 0.0114 \\ \rho_x &= \frac{2 \times 0.3}{4 \times 20.2} = 0.0074 \end{aligned} \right\} \Leftarrow \rho_y = \frac{2A_h''}{s_h h_x''}; \rho_x = \frac{2A_h''}{s_h h_y''}$$

Do tiết diện chữ nhật, **giả sử** hệ số hiệu quả $K_e = 0,75$, ta có:

$$\frac{f'_{lx}}{f'_c} = K_e \rho_x \frac{f_{yh}}{f'_c} = 0,75 \times 0,0074 \times \frac{60}{4} = 0,083$$

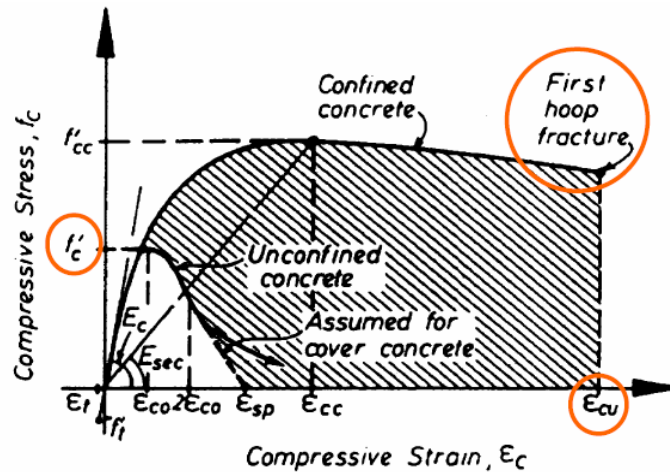
$$\frac{f'_{ly}}{f'_c} = K_e \rho_y \frac{f_{yh}}{f'_c} = 0,75 \times 0,0114 \times \frac{60}{4} = 0,128$$



Sử dụng biểu đồ trên, chú ý rằng **cường độ ép ngang hiệu quả lớn nhất** của ví dụ này là f'_{ly} , suy ra ta có $K = f'_{cc}/f'_c = 1,6$ và **cường độ lõi bê tông bị ép ngang** do đó bằng :

$$f'_{cc} = Kf'_c = 1,6 \times 4 = 6,4 \text{ ksi}$$

Sử dụng mô hình **Mander** với các ký hiệu như trong hình dưới đây:



Ta có các thông số cần thiết khác để thiết lập **đường quan hệ (fc-εc)** của **tiết diện bê tông bị ép ngang** là:

$$f_{yh} = f_y = 60 \text{ ksi}; \quad \epsilon_{sm} = 0,1 \text{ (thép Grade 60)}$$

$$\epsilon_{cu} = 0,004 + \frac{1,4(\rho_x + \rho_y)f_{yh}\epsilon_{sm}}{f'_{cc}} = 0,028$$

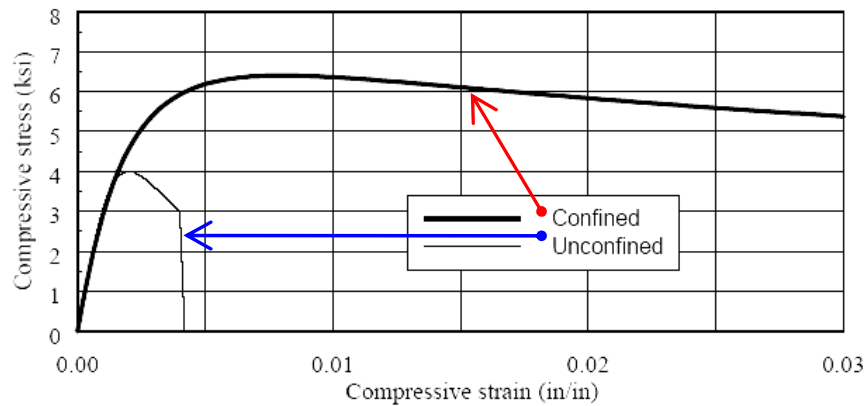
$$\epsilon_{cc} = 0,002[1 + 5(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1)] = 0,008$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} = 800 \text{ ksi}; \quad E_c = 3604 \text{ ksi}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} = 1,28; \quad x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} = 125\epsilon_c$$

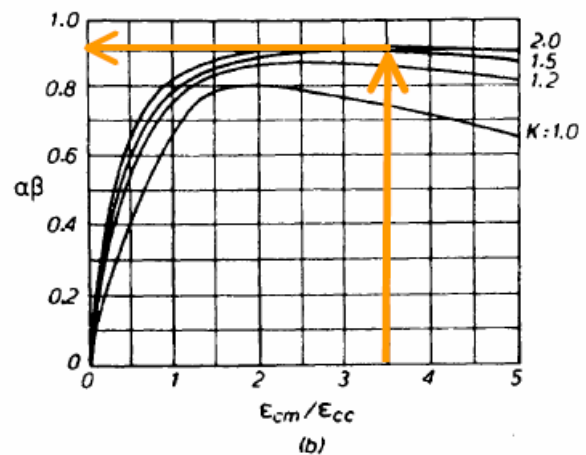
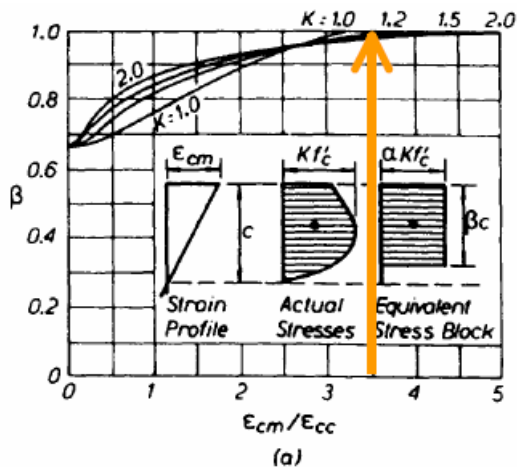
$$f'_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} = \frac{1024 \epsilon_c}{0,28 + (125 \epsilon_c)^{1,28}}$$

Đường quan hệ $\sigma-\epsilon$ của các trường hợp bê tông bị ép ngang và bê tông tự do nở ngang của ví dụ này được biểu diễn như sau:



Để tính mômen tới hạn M_u và độ cong tới hạn ϕ_u cho tiết diện này, các thông số khối ứng suất bê tông chịu nén cần phải được xác định. Các số liệu đã biết gồm:

$$K = f'_{cc} / f'_c = 1,6; \quad \text{chọn } \epsilon_{c_{max}} = \epsilon_{cu} = 0,028; \quad \epsilon_{cc} = 0,008; \quad \frac{\epsilon_{c_{max}}}{\epsilon_{cc}} = 3,5$$



Từ các biểu đồ trên ta có: $\beta = 1$, $\alpha\beta = 0.9$, $\alpha = 0.9$. Lúc này chúng ta có đủ các thông số cần thiết để thực hiện sự phân tích mômen-độ cong.

a) **Bắt đầu nứt** (như trên)

$$M_{cr} = \frac{I_g}{y_t} f_r = \frac{13310}{11} (0,474) = 573 \text{ kip-in}$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_g} = \frac{573}{3604 \times 13310} = 1,19E-5 \text{ in}^{-1}$$

b) **Chảy dẻo** (như trên)

$$n = 8,04; \rho = 0,0099; \rho' = 0,0066; d = 20''; d' = 2''$$

$$k = \sqrt{2(\rho + \frac{d'}{d}\rho')n + (\rho + \rho')^2 n^2} - (\rho + \rho')n = 0,301$$

$$f'_s = \frac{kd - d'}{d - kd} f_y = 17,3 \text{ ksi}$$

$$M_y = A_s f_y (d - \frac{kd}{3}) + A'_s f'_s (d' - \frac{kd}{3}) = 3238 \text{ kip-in}$$

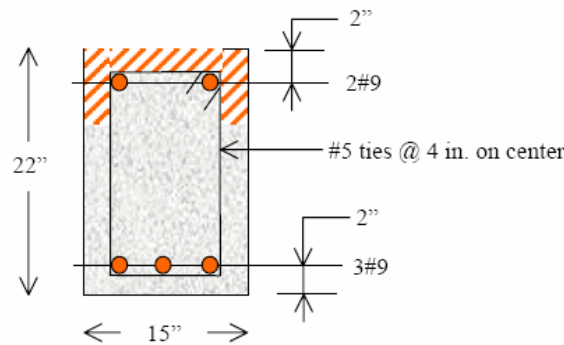
$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - kd} = \frac{0,0021}{20 - 0,301 \times 20} = 1,50E-4 \text{ in}^{-1}$$

c) **Tới hạn**

Trong tính toán bên dưới, bỏ qua ảnh hưởng cốt thép chịu nén.

➤ Tác động của quyết định này sẽ bàn luận sau.

Do nén ngang, bê tông sẽ có biến dạng max vượt xa biến dạng nứt vỡ (*spalling*) mà được giả thiết là $\epsilon_{sp} = 0,004$. Do đó, ở giai đoạn tính toán tới hạn cần giả thiết rằng lớp bê tông bảo vệ đã bị nứt vỡ (xem vùng chéo màu cam ở hình dưới).



$$b = 15 - 2(2 - 9/16 - 5/8) = 13,2 \text{ in}$$

$$d = 22 - 2 - (2 - 9/16 - 5/8) = 19,1 \text{ in}$$

$$\alpha = 0.9; \quad \beta_1 = 1,0$$

$$c = \frac{A_s f_y}{\alpha f'_{cc} b \beta_1} = \frac{3,0 \times 60}{0,9 \times 6,4 \times 13,2 \times 1} = 2,36 \text{ in}$$

$$M_u = (\alpha f_{cc}' \beta_1 c b) (d - \frac{\beta_1 c}{2}) = 3215 \text{ kip-in}$$

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cm}}{c} = \frac{0,0028}{2,36} = 1,19E-2 \text{ in}^{-1}$$

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 79,3$$

Bây giờ khảo sát bảng so sánh thông số dưới đây cho BTCT **tự do nở ngang** và BTCT **bị ép ngang** (không/có cốt thép đai).

BTCT cốt đơn	Thép đai		
	Không	Có	
M_y	3207	3207	← không đổi
ϕ_y	1,56E-4	1,56E-4	← không đổi
M_u	3282	3215	← ít thay đổi
ϕ_u	0,72E-3	1,19E-2	← tăng 17 lần
μ_ϕ	4,6	79,3	← tăng 17 lần

a)- Xét tác động **loại bỏ thép chịu nén** ảnh hưởng kết quả tính toán như thế nào?

➤ Sẽ ảnh hưởng **vị trí trục trung hoà c** khi xét đến thép chịu nén? ⇒ **c ↓**

○ Chú ý công thức:
$$c = \frac{A_s f_y - A_s' f_s}{\alpha f_{cc}' b \beta_1}$$

➤ ả ếu **biến dạng max của bê tông $\epsilon_{cu} = \text{const}$** , và **c** thay đổi (**giảm**) do có xét đến **thép chịu nén**, **độ cong tới hạn ϕ_u** bị ảnh hưởng như thế nào? ⇒ **$\phi_u \uparrow$**

b)- Xét việc **loại bỏ sự tái bền về biến dạng (strain hardening)** của thép sẽ ảnh hưởng đến kết quả tính toán như thế nào?

➤ Ảnh hưởng trên **cường độ M_u** và **độ cong ϕ_u** ra sao? $f_y \uparrow \Rightarrow M_u \uparrow$ và $\phi_u \downarrow$

Tóm lại, **độ cong tới hạn ϕ_u** (*ultimate curvature*) và **độ dẻo tới hạn $\mu_\phi = \phi_u/\phi_y$** (*curvature ductility*) của tiết diện thay đổi như thế nào? Xét bảng dưới đây:

	Tăng ϕ_u, μ_ϕ ?	
Tăng thép chịu kéo $\rho = A_s/bd$	giảm	
Tăng thép chịu nén $\rho' = A_s'/bd$		tăng
Tăng cường độ thép f_y	giảm	
Tăng cường độ bê tông f'_c		tăng
Tăng thép đai $\rho'' = \rho_x + \rho_y$		tăng
Tăng lực nén dọc ả	giảm	

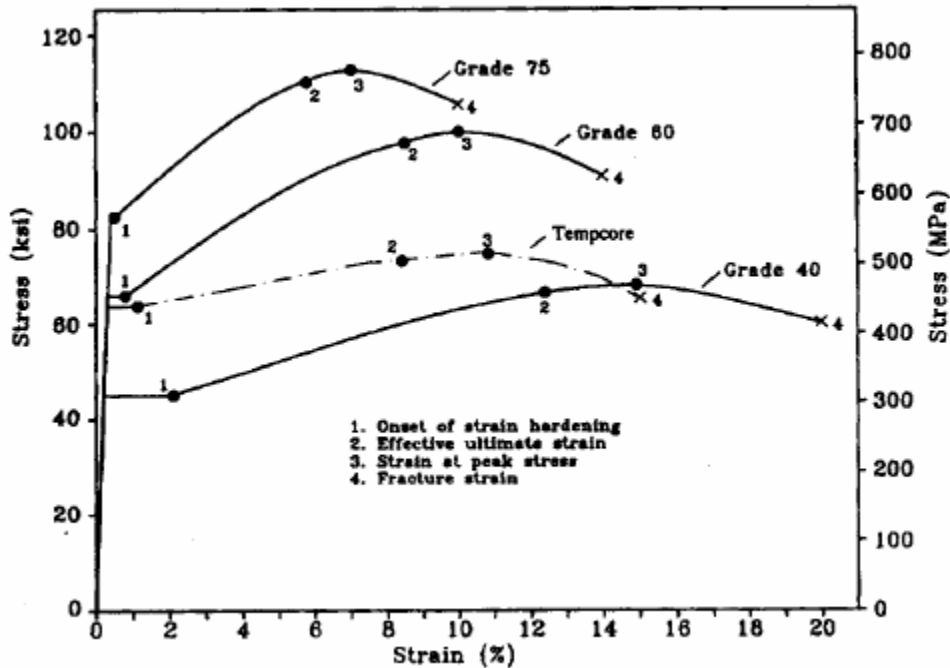
4.4 PHÂN TÍCH MÔMEN-ĐỘ CONG CỦA TIẾT DIỆN PHỨC TẠP

ả hiệu **phân tích mômen-độ cong** được thực hiện trong các văn phòng thiết kế sử dụng các phần mềm lập trình tính toán. Một số phần mềm tiêu biểu là:

- **BIAX**: phát triển bởi Wallace tại UC Berkeley vào đầu thập niên 1990.
- **UCFyber**: phát triển bởi Chadwell tại UC Berkeley vào cuối thập niên 1990, tham khảo tại Zevent website: <http://www.zevent.com/framep.html>
- **SEQMC**: phát triển bởi SEQAD vào cuối thập niên 1990, tham khảo tại SC Solutions website: <http://www.best.com/~solvers/seqmc.pdf>

Các chương trình tính toán đều vận hành tuân thủ một tiêu chuẩn thiết kế nào đó với nhiều đặc tính và cách sử dụng rất khác nhau. Phần dưới đây là **trình bày đơn giản** cách thiết lập các **quan hệ mômen-độ cong** cho các **tiết diện bất kỳ**. Một số là kết quả nghiên cứu của Priestley, Seible, và Calvi.

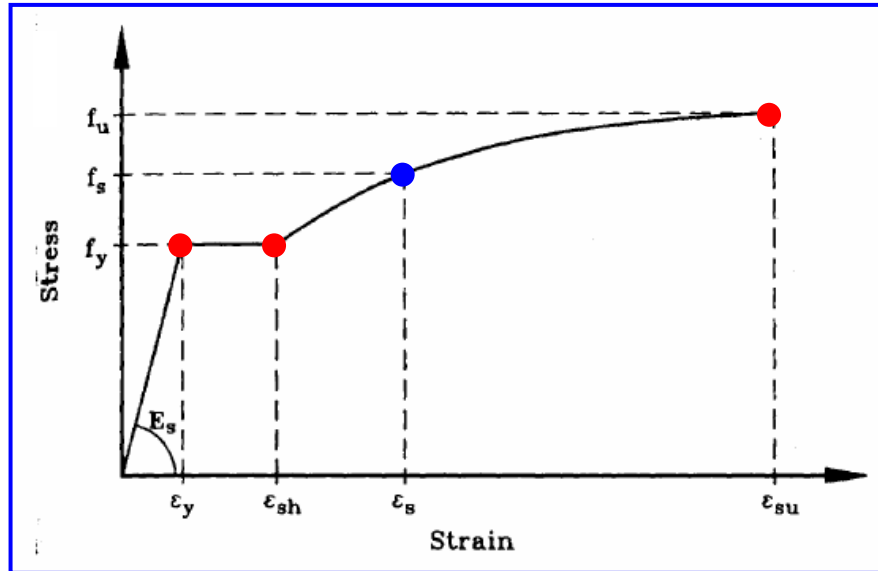
Trong phần này, giả thiết **quan hệ ($\sigma-\epsilon$) của bê tông** đã được **xác lập trước** (cho trước).



Ở đây trong **phân tích mômen-độ cong** giả thiết rằng quan hệ ($\sigma-\epsilon$) của **thép là đàn hồi dẻo lý tưởng (elastic perfectly plastic)**. Giả thiết đơn giản để tính toán như vậy cơ bản là bảo thủ. Mà hình minh hoạ trên, Priestley, Seible, và Calvi, thể hiện các đường cong ($\sigma-\epsilon$) khác nhau khi kéo thép:

- cường độ chảy dẻo **đanh nghĩa** so với cường độ chảy dẻo **thực đo**.
- vùng biến dạng chảy dẻo (**điểm 1**) và biến dạng cực hạn (**điểm 4**) cho các loại thép.
- các giá trị ϵ_{sm} khác nhau cho các loại thép (**điểm 3**).

Xét quan hệ σ - ϵ dưới đây chịu tải đơn của thép tròn **Grade 60** (Priestley, Seible, và Calvi).



Đối với loại thép này, cường độ chảy dẻo mong đợi-*expected yield strength* (f_{ye}) sẽ lớn hơn cường độ chảy dẻo danh nghĩa-*nominal yield strength* (f_y) khoảng 1,1-1,3 lần. Biến dạng $\epsilon_{sh} = 0,008$ và biến dạng cực hạn $\epsilon_{su} = 0,12$.

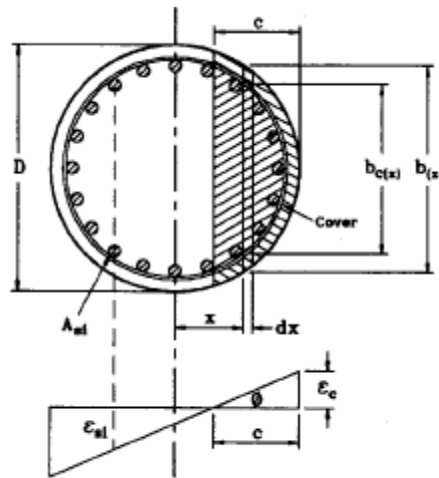
Trong miền biến dạng tái bền - *strain-hardening region* ($\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$), ứng suất thép có thể tính bằng:

$$f_s = f_{ye} \left[1,5 - 0,5 \left(\frac{0,12 - \epsilon_s}{0,112} \right)^2 \right] \quad (4-1)$$

Trong phân tích với trường hợp biến dạng bê tông lớn hơn 0,003-0,004, người tính toán phải phân biệt giữa vùng bị ép ngang (*confined*) và vùng tự do nở ngang (*unconfined*) của cấu kiện BTCT:

- bê tông nằm trong thép đai xem như bị ép ngang
- bê tông nằm ngoài thép đai xem như tự do nở ngang

Phần còn lại của bài giảng sử dụng các thuật ngữ (*nomenclature*) của Priestley, Seible, và Calvi như trình bày trong hình dưới đây:



(a) Circular Column

Phân tích mômen-độ cong là một phương pháp **tính lặp** bao gồm xét đến lập **cân bằng lực dọc** và **cân bằng mômen** trên tiết diện tính toán và lựa chọn các giá trị của **biến dạng nén ở mép ngoài cùng**, *extreme fiber strain in compression* (ϵ_c).

Xét **tiết diện tròn** ở trên. ả ghiệm cho **tiết diện chữ nhật** thì tính tương tự nhưng đơn giản hơn.

Từ **cân bằng lực dọc** trên tiết diện ta có:

$$P = \int_{0,5D-c}^{0,5D} [b_{c(x)}f_c(\epsilon_x) + (b_{(x)} - b_{c(x)})f_{cu}(\epsilon_x)]dx + \sum_{i=1}^n A_{si}f_s(\epsilon_{xi}) \quad (4-2)$$

với: $\epsilon_x = \frac{\epsilon_c}{c}(x - 0,5D + c)$

Từ **cân bằng lực mômen** trên tiết diện ta có:

$$M = \int_{0,5D-c}^{0,5D} [b_{c(x)}f_c(\epsilon_x) + (b_{(x)} - b_{c(x)})f_{cu}(\epsilon_x)]x dx + \sum_{i=1}^n A_{si}f_s(\epsilon_{xi})x_i \quad (4-3)$$

trong đó: $\phi = \frac{\epsilon_c}{c}$

Trong các phương trình trên, $f_c(\epsilon)$, $f_{cu}(\epsilon)$, và $f_s(\epsilon)$ lần lượt là **ứng suất** trong bê tông **bị ép ngang**, **tự do nở ngang**, và **thép dọc**, và chúng là các hàm số của **biến dạng**; A_{si} là **diện tích thép dọc tại khoảng cách x_i** tính đến trục đối xứng. Các đại lượng khác xem chi tiết ở hình bên trên.

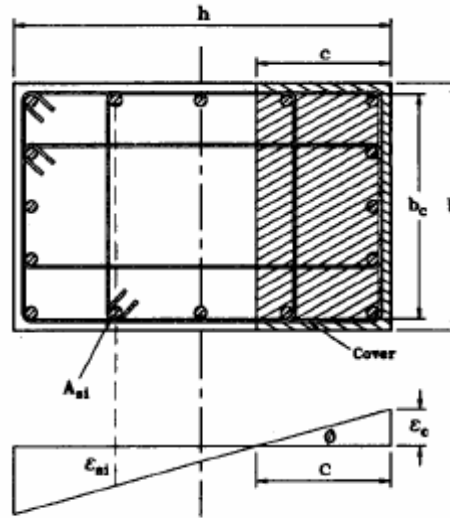
Chú ý nếu tiết diện là **hình chữ nhật**, các phương trình trên đây được đơn giản hoá như sau:

$$P = \int_{0,5D-c}^{0,5D} [b_c f_c(\epsilon_x) + (b - b_c) f_{cu}(\epsilon_x)] dx + \sum_{i=1}^n A_{si} f_s(\epsilon_{xi})$$

(4-4)

$$M = \int_{0,5D-c}^{0,5D} [b_c f_c(\epsilon_x) + (b - b_c) f_{cu}(\epsilon_x)] x dx + \sum_{i=1}^n A_{si} f_s(\epsilon_{xi}) x_i$$

(4-5)



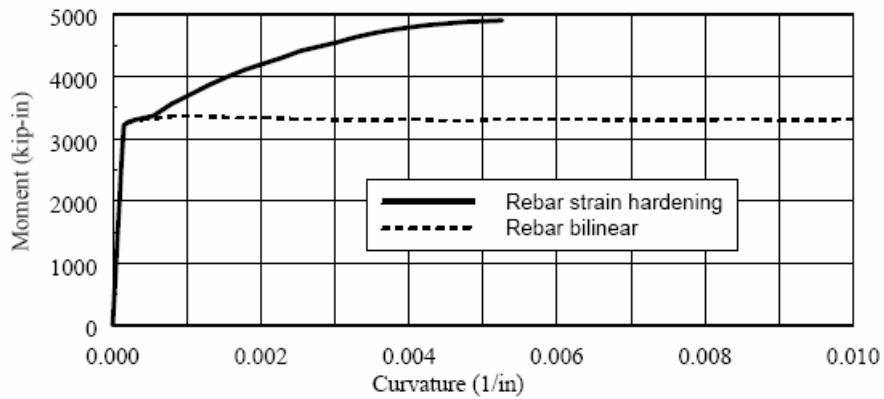
(b) Rectangular Column

Các bước giải tóm tắt như sau :

1. Chọn một giá trị biến dạng mép ngoài cùng ϵ_c và lực dọc trục P .
2. Tính chiều cao vùng bê tông nén c bằng phương pháp thử dần và kiểm tra sai số tương ứng với lực cho trước P và biến dạng cho trước ϵ_c (sử dụng (4-2) hay (4-4)).
3. Tính mômen M và độ cong ϕ bằng cách dùng các phương trình ở trên (sử dụng (4-3) hay (4-5)).
4. Chọn một giá trị mới của biến dạng ϵ_c (cho đến khi bằng biến dạng nén tối hạn của bê tông ϵ_{cmax}), sau đó lặp lại các bước tính 2 và 3.
5. Chọn một giá trị mới của lực dọc trục P .

4.5 PHÂN TÍCH TIẾT DIỆN VỚI PHẦN MỀM UCFYBER

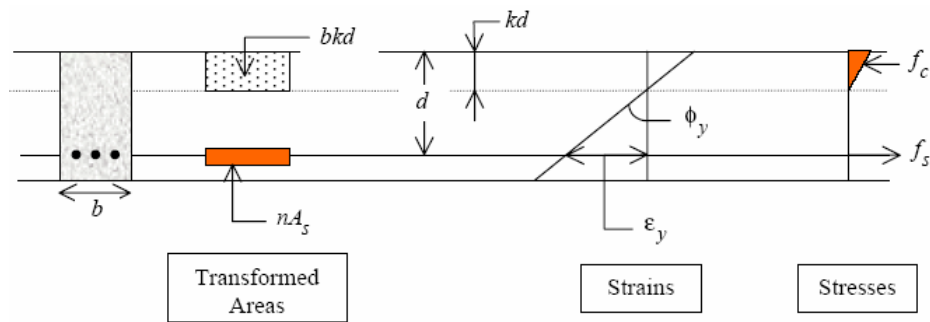
Phân tích mômen-độ cong dùng phần mềm tính toán UCFyber được tóm lược như sau:



Chú ý rằng ảnh hưởng của biến dạng thép tái bền có được xét đến trong chương trình tính toán UCFyber, khi đó so với mô hình thép đàn hồi dẻo lý tưởng (*bilinear model*), nhận thấy:

- có một lượng tăng đáng kể về cường độ tới hạn M_u (cần phải xem xét đến trong thiết kế khả năng phá hoại, *capacity design procedure*, tham khảo phần 1.2.3.4 của chương 1)
- có một lượng giảm đáng kể về độ cong tới hạn ϕ_u

PHỤ LỤC 1



Chứng minh:

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n$$

với $k = c/d$; $n = E_s/E_c$ và $\rho = A_s/bd$;

từ PTCB lực:

$$F_c = F_s \Leftrightarrow 0,5bkd \sigma_{c,max} = A_s \sigma_s \quad (P1-1)$$

$$\Rightarrow 0,5bkd (E_c \varepsilon_{c,max}) = A_s (E_s \varepsilon_s) \quad (P1-2)$$

từ sơ đồ biến dạng:

$$\frac{\varepsilon_{c,max}}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d - kd} \Leftrightarrow \varepsilon_{c,max} = \frac{k}{1 - k} \varepsilon_s \quad (P1-3)$$

Thế (P1-3) vào (P1-2) ta có:

$$0,5bkd \left(E_c \frac{k}{1 - k} \varepsilon_s \right) = A_s (E_s \varepsilon_s) \Rightarrow 0,5bdk^2 = \frac{E_s}{E_c} A_s (1 - k) \quad (P1-4)$$

Vì: $n = E_s/E_c$; $\rho = A_s/bd$ nên ta có :

$$0,5k^2 = \rho n (1 - k) \quad \rightarrow \quad k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n \quad (P1-5)$$

PHỤ LỤC 2

Chứng minh:

$$k = \sqrt{2(\rho + k'\rho')n + (\rho + \rho')^2 n^2} - (\rho + \rho')n$$

với $k = c/d$; $k' = d'/d$; $n = E_s/E_c$ và $\rho = A_s/bd$; $\rho' = A'_s/bd$

tương tự cách tính của **Phụ lục 1**, từ PTCB lực:

$$F_c + F'_s = F_s \Leftrightarrow 0,5bkd \sigma_{c,\max} = A_s \sigma_s - A'_s \sigma'_s \quad (P2-1)$$

$$\Rightarrow 0,5bkd (E_c \varepsilon_{c,\max}) = A_s (E_s \varepsilon_s) - A'_s (E_s \varepsilon'_s) \quad (P2-2)$$

từ sơ đồ biến dạng:

$$\frac{\varepsilon_{c,\max}}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d - kd} \Leftrightarrow \varepsilon_{c,\max} = \frac{k}{1 - k} \varepsilon_s \quad (P2-3a)$$

$$\frac{\varepsilon'_s}{kd - d'} = \frac{\varepsilon_s}{d - kd} \Leftrightarrow \varepsilon'_s = \frac{k - k'}{1 - k} \varepsilon_s \quad (P2-3b)$$

Thế (P2-3) vào (P2-2) ta có:

$$0,5bkd \left(E_c \frac{k}{1 - k} \varepsilon_s \right) = A_s (E_s \varepsilon_s) - A'_s \left(E_s \frac{k - k'}{1 - k} \varepsilon_s \right) \quad (P2-4)$$

$$\Rightarrow 0,5bdk^2 = \frac{E_s}{E_c} A_s (1 - k) - \frac{E_s}{E_c} A'_s (k - k') \quad (P2-5)$$

Vì: $n = E_s/E_c$; $\rho = A_s/bd$; $\rho' = A'_s/bd$ nên ta có:

$$0,5k^2 = n\rho(1 - k) - n\rho'(k - k') \quad (P2-6)$$

$$\rightarrow k = \sqrt{2(\rho + k'\rho')n + (\rho + \rho')^2 n^2} - (\rho + \rho')n \quad (P2-7)$$

Chương 5: PHÂN TÍCH & THIẾT KẾ HỆ THỐNG SÀN BTCT

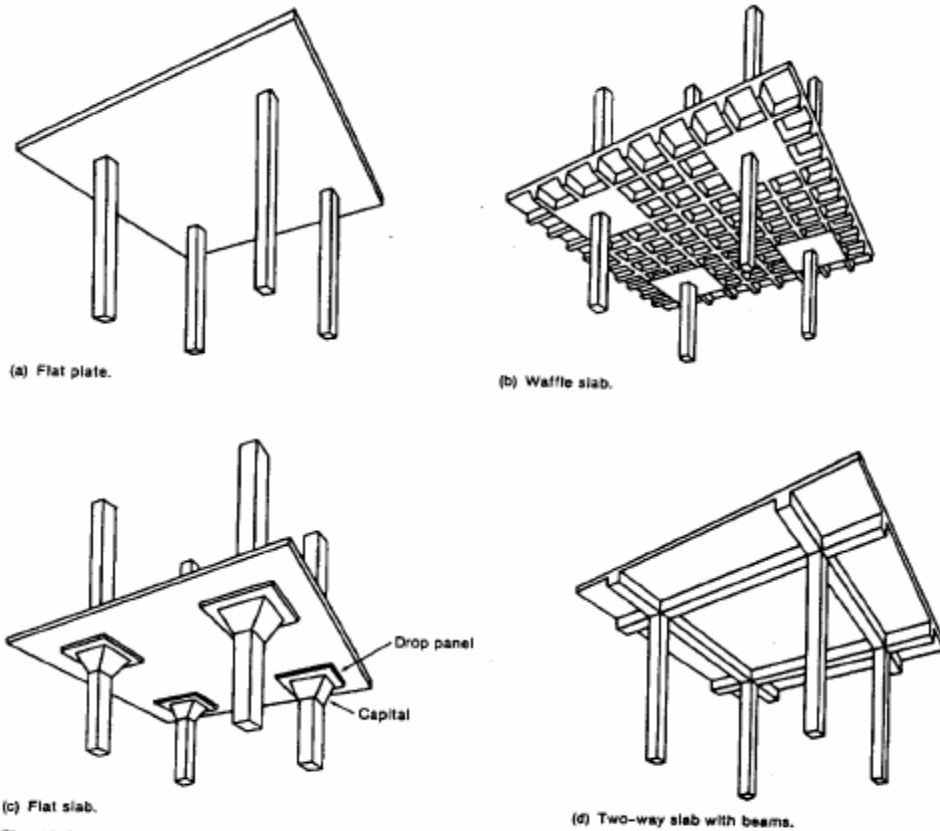
5.1 HỆ THỐNG SÀN BTCT

5.1.1 Phân loại hệ sàn BTCT chịu tải trọng đứng

Có một số hệ sàn BTCT 2 phương chịu tải trọng đứng mô tả dưới đây:

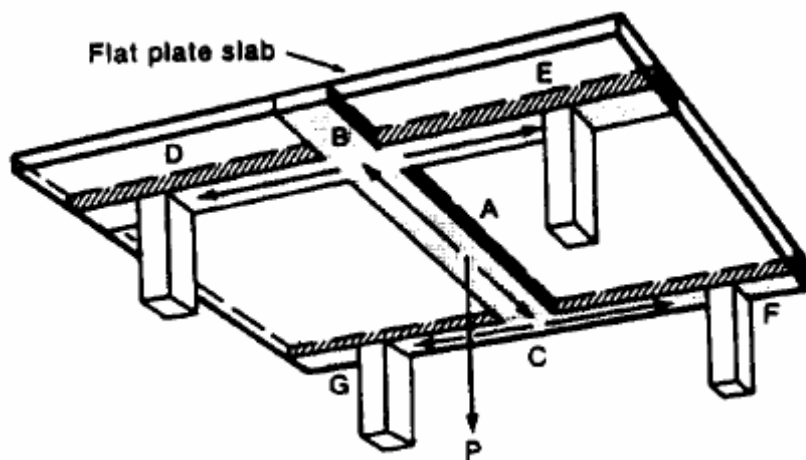
- Hệ sàn phẳng - *flat plate floor system*
 - chiều dài nhịp = 15-20”
 - chịu tải trọng nhẹ (ví dụ tải trọng căn hộ chung cư)
 - giá thành rẻ vì chi phí ván khuôn thấp
- Hệ sàn nấm - *flat slab floor system*
 - chiều dài nhịp = 20-30”
 - chịu tải trọng lớn hơn sàn phẳng (ví dụ tải trọng văn phòng làm việc)
 - sử dụng các tấm pa-nen (*drop panel*) để giảm ứng suất cắt (trực tiếp và do mômen gây ra) tại đầu cột
- Hệ sàn ô lưới - *grid (waffle) slab floor system*
 - chiều dài nhịp = 20-35”
 - chịu tải trọng lớn (ví dụ tải trọng nhà công nghiệp)
 - độ cứng lớn dẫn đến chuyển vị nhỏ
 - giá thành đặc biệt vì chi phí ván khuôn cao
- Sàn 2-phương có dầm (khung thông thường)
- Sàn 2-phương có dầm nông (*band beam*)
 - Kích thước dầm nông rộng và cạn nhằm hạn chế tối đa chiều cao dầm và cho phép dễ dàng qua lại

Sơ đồ 4 dạng đầu tiên của hệ sàn BTCT được MacGregor trình bày dưới đây:



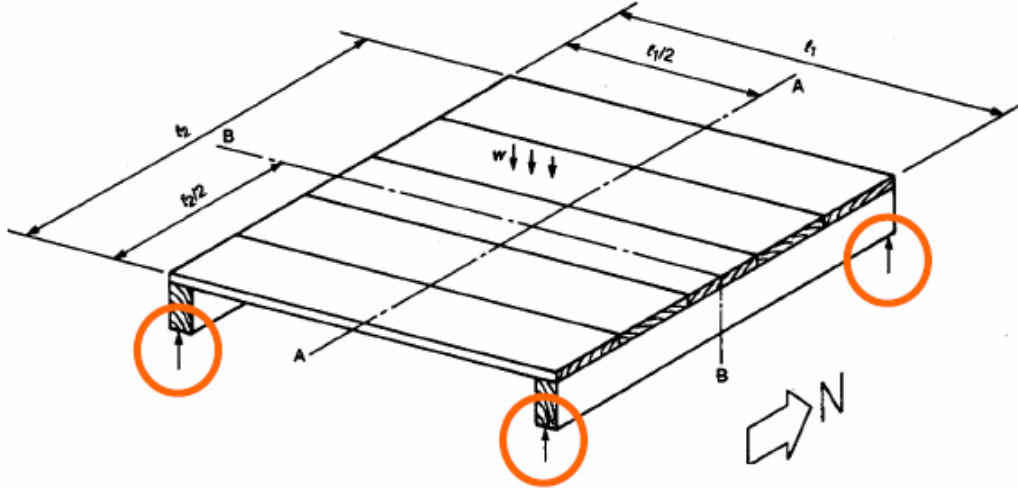
Để thiết kế sàn và hệ sàn BTCT, người kỹ sư phải:

- Xác định được **đường truyền tải trọng** (*load path*) từ sàn đến cột và tường – xem hình dưới
- Thoả mãn **cân bằng lực** – xem hình dưới



5.1.2 Cân bằng lực trong hệ sàn 2 phương

Trước hết xét **hệ sàn mỏng có dầm** (*plank-and-beam floor system*) như hình vẽ dưới đây (theo MacGregor). Chiều dài **nhịp sàn** mỏng giữa hai dầm là l_1 và chiều dài **nhịp dầm** từ gối-đến-gối là l_2



Giả sử rằng **tải trọng đứng** tác dụng lên sàn là w (kips/ft²). Trên mặt cắt **A-A** của hình vẽ, **mômen uốn đơn vị** (m) bằng:

$$m = \frac{wl_1^2}{8} \text{ kip-ft/ft width}$$

Mômen uốn tổng cộng M trên toàn chiều rộng bản sàn (băng ngang mặt cắt **A-A**) là

$$M = \frac{(wl_2)l_1^2}{8} \text{ kip-ft}$$

Tải trọng đứng w được truyền xuống dầm thông qua các gối đỡ của bản sàn. Mỗi dầm chịu một tải trọng phân bố đều bằng

$$\frac{wl_1}{2} \text{ kips/ft}$$

Mômen (M_{b*}) tác dụng tại giữa nhịp mỗi dầm (tại mặt cắt **B-B**) là:

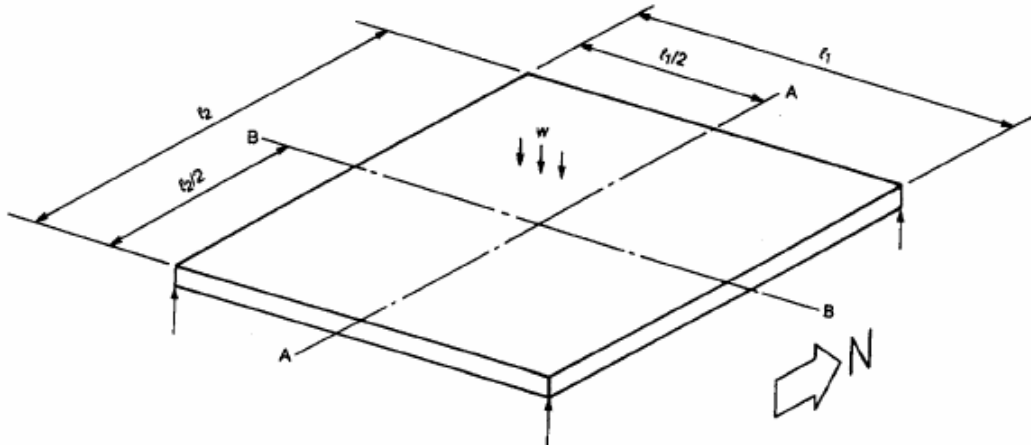
$$M_{b1} = M_{b2} = \frac{(\frac{wl_1}{2})l_2^2}{8} \text{ kip-ft}$$

Và tổng mômen tác dụng trong cả hai dầm là

$$M = \frac{wl_1l_2^2}{8} \text{ kip-ft}$$

Như vậy trong ví dụ này, **tải trọng** w truyền theo hướng **đông-tây** bởi **bản sàn** và gây ra mômen tương đương là $wl^2/8$, và truyền theo hướng **bắc-nam** bởi **các dầm** và cũng gây ra mômen tương đương là $wl^2/8$.

Bây giờ xem xét **hệ sàn phẳng 2-phương** dưới đây. Sự truyền tải trọng tương tự như trong hệ **sàn mỏng có dầm** ở trên. Một lần nữa, tải trọng truyền hướng **đông-tây** và rồi hướng **bắc-nam**, nhưng lần này chỉ có **bản sàn chịu tải một mình**.



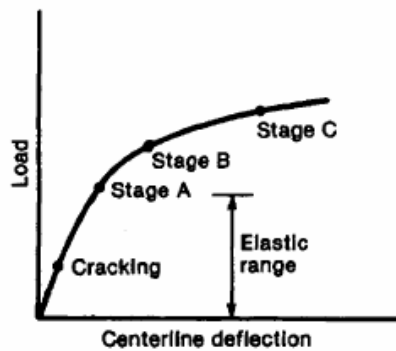
Mômen tổng tính toán dọc theo mặt cắt A-A và B-B là:

$$M_{A-A} = \frac{(wl_2)l_1^2}{8} \quad (5-1); \quad M_{B-B} = \frac{(wl_1)l_2^2}{8} \quad (5-2)$$

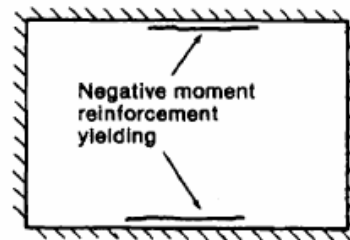
Hai phương trình này phải được duy trì bất chấp loại **hệ khung đỡ sàn**, hay nói một cách đơn giản, chúng là các **điều kiện cân bằng**.

5.1.3 Ứng xử của hệ sàn 2-phương bị phá hoại uốn

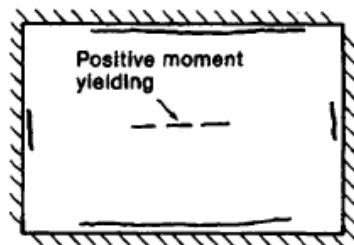
Trước khi trình bày các phương pháp phân tích và thiết kế **hệ sàn 2-phương**, cần phải nghiên cứu ứng xử của một hệ **sàn 2-phương bị ngàm cả bốn cạnh** đơn giản như hình bên dưới (theo MacGregor).



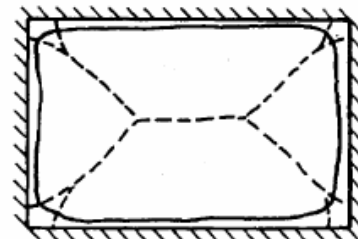
(a) Load-deflection diagram.



(b) Initial yielding—Stage A.



(c) Onset of positive moment yielding—Stage B.



(d) Yield line mechanism—Stage C.

MacGregor nhận định có 4 giai đoạn ứng xử của một bản sàn BTCT chịu tải trọng đến khi phá hoại như trích dẫn dưới đây. Giả sử rằng cốt thép lớp trên và lớp dưới bản sàn phân bố theo các hướng đều bằng nhau.

➤ Trước khi nứt (giai đoạn 1)

- Tấm sàn làm việc như bản đàn hồi; đối với tải ngắn hạn, độ võng và ứng suất tính theo phương pháp phân tích đàn hồi
 - Nứt do co ngót trong sàn bị ngăn cản như hình vẽ ?

➤ Sau khi nứt và trước khi thép chảy dẻo (giai đoạn 2)

- Trạng thái thông thường trong sàn nhà khi chịu tải dịch vụ (*service loads*).
- Bản không duy trì độ cứng không đổi lâu hơn được nữa ; tính đẳng hướng không duy trì lâu hơn được nữa vì các kiểu nứt khác nhau trong 2 phương ; các vùng bị nứt có độ cứng như thế nào (cao hơn/thấp hơn) ?
- Lý thuyết đàn hồi là phương pháp hợp lý để tiên đoán mômen trong giai đoạn này.

➤ Thép chảy dẻo (giai đoạn 3)

- Chảy dẻo ban đầu hình thành trong vùng có mômen âm lớn (xem hình **b.** ở trên, giai đoạn **A**)
 - Sự phân phối mômen trong một nhịp dầm có hai đầu cố định như thế nào?

➤ Các khớp dẻo (*plastic hinges*) hình thành khi biến dạng vượt quá biến dạng chảy dẻo (do tăng tải trọng) và phân phối lại mômen, rốt cuộc gây ra các mômen dương chảy dẻo tại vùng trung tâm sàn và các mômen âm chảy dẻo tại các gối tựa vuông góc (xem hình **c.** ở trên, giai đoạn **B**)

➤ Cơ cấu đường chảy dẻo - *yield line mechanism* (giai đoạn 4)

- Khi tăng tải thêm nữa, các vùng chảy dẻo (nứt hay đường chảy dẻo) phát triển chia bản sàn thành một loạt các tấm đàn hồi hình thang hay tam giác như trình bày ở hình **d.** bên trên (giai đoạn **C**); các tải trọng tương ứng với giai đoạn này có thể tính toán bằng phân tích đường chảy dẻo - *yield line analysis* (sẽ được trình bày trong chương này và chương sau).

Mục đích của trình bày trên gồm 2 phần :

- ❖ Phân tích đàn hồi của tấm sàn BTCT có thể là không chính xác đối với các tải trọng lớn hơn tải dịch vụ (và đối với các tấm sàn bị nứt đáng kể do co ngót, ...)
- ❖ Sự phân bố lại đáng kể của tải trọng xảy ra trong hệ sàn sau khi cốt thép bắt đầu chảy dẻo.
 - Cần đủ độ dẻo (*ductility*) để cung cấp sự phân bố lại của tải trọng (*load redistribution*).

5.1.4 Sự phân phối mômen trong bản sàn 2-phương

Mục đích của trình bày dưới đây là minh họa mối quan hệ giữa độ cong và mômen trong bản sàn. Xuất phát từ các phương trình cân bằng lực trong bản, mà sẽ được phân tích ở các chương sau, và cho hệ số Poisson bằng 0. Các mômen theo phương x và y, và mômen xoắn, được tính bởi công thức (5-3) sau:

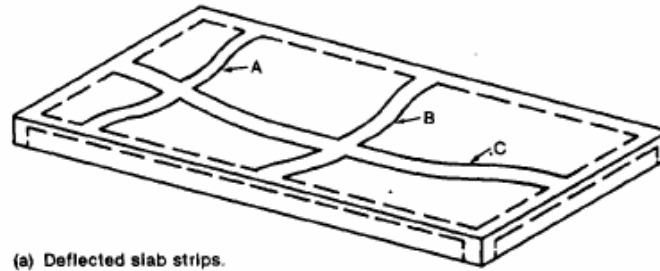
$$m_x = -\frac{Et^3}{12} \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \right) \leftarrow \boxed{\text{mômen tỷ lệ tuyến tính với độ cong}}$$

$$m_y = -\frac{Et^3}{12} \left(\frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \right) \quad (5-3b)$$

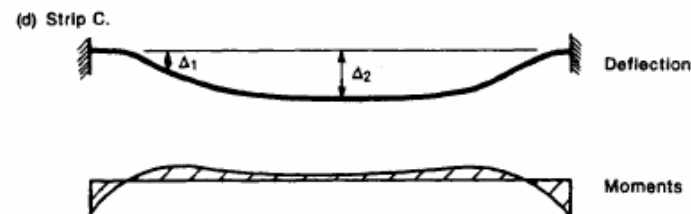
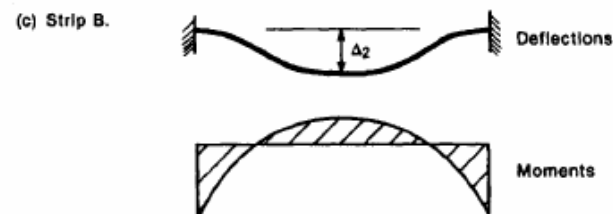
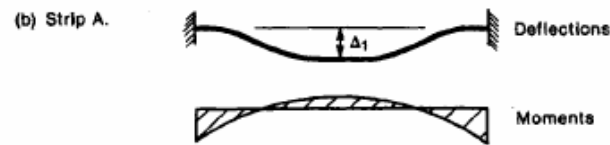
$$m_{xy} = -\frac{Et^3}{12} \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} \right) \quad (5-3c)$$

ở đây trục z là trục thẳng đứng. Mômen xoắn m_{xy} sẽ được bàn luận trong các chương sau.

Bằng cách quan sát dạng võng (*deflected shape*) của sàn, sự phân phối mômen trong sàn có thể ước đoán một cách định tính. Xem xét lần nữa một tấm sàn 2-phương được ngàm cả 4 cạnh. Các dạng võng của 3 dải sàn (*slab strip*) A, B, và C được trình bày ở hình dưới (theo MacGregor).



(a) Deflected slab strips.



Xét các dải A và B. Độ võng lớn nhất trên hai dải xảy ra trong dải B và do đó các độ cong trong dải B có giá trị lớn hơn so với các độ cong trong dải A.

➤ Mômen trong dải B do đó lớn hơn trong dải A

Độ cong lớn nhất trong dải C ở đâu? Gần gót tựa? Vùng trung tâm dải C như thế nào?

➤ chuyển vị trên trục z xấp xỉ hằng số; có nghĩa là gì?

5.2 PHÂN TÍCH HỆ SÀN BTCT

Có 2 nhóm chính trong phân tích hệ sàn:

- **Các phương pháp đàn hồi - Elastic methods**
 - Phương pháp thiết kế trực tiếp - *Direct Design Method* (ACI §13.6)
 - Phương pháp khung tương đương - *Equivalent Frame Method* (ACI §13.7)
- **Phân tích giới hạn - Limit analysis**
 - Phương pháp cận trên - *Upper bound method* (ví dụ **Phân tích đường chảy dẻo**)
 - Phương pháp cận dưới - *Lower bound method* (ví dụ **Phương pháp dải**)

Thông tin chi tiết về Phương pháp thiết kế trực tiếp (DDM) và Phương pháp khung tương đương (EFM) được trình bày trong tiêu chuẩn ACI và các tài liệu thiết kế BTCT khác.

- DDM và EFM được sử dụng rộng rãi trên thế giới trong thiết kế hệ sàn chịu tải trọng đứng.
- Không trình bày thêm trong giáo trình này (CIE 525).

Trong giáo trình này, sự trình bày về phân tích và thiết kế hệ sàn BTCT chịu tải trọng đứng chỉ tập trung vào **hai phương pháp phân tích giới hạn**.

5.3 PHÂN TÍCH ĐƯỜNG CHẢY DÈO CỦA SÀN PHẪNG

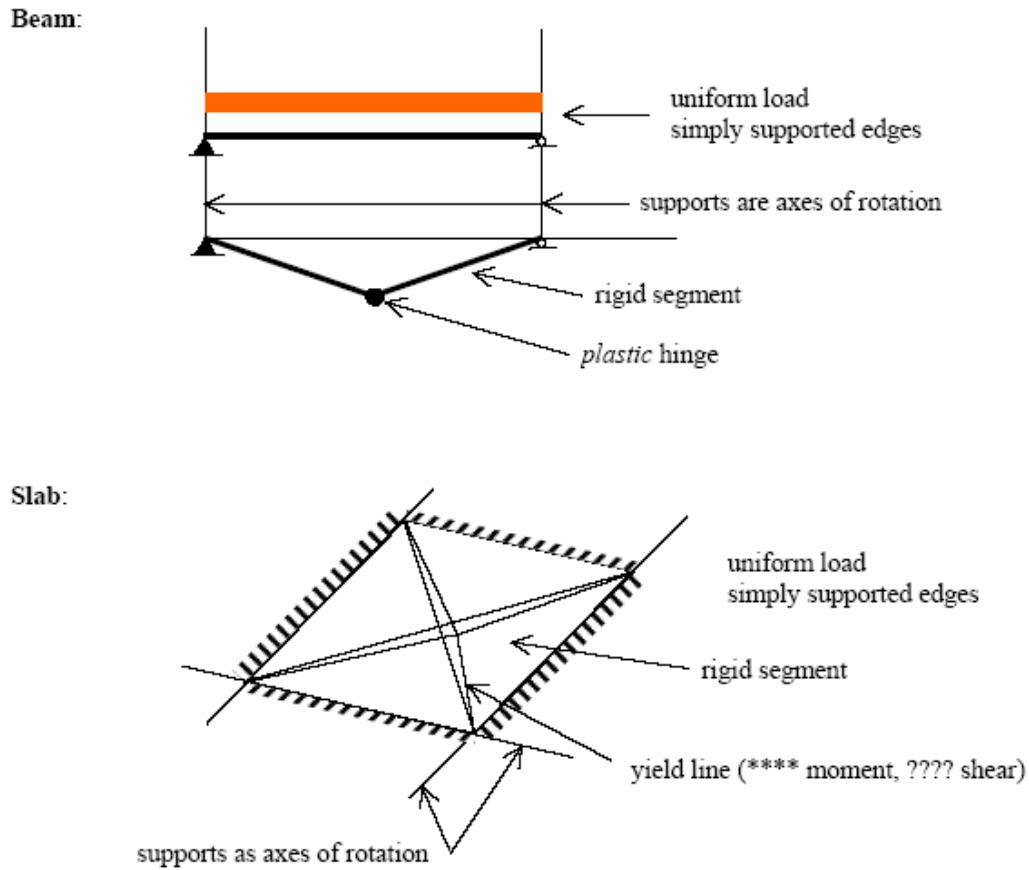
5.3.1 Giới thiệu chung

Phân tích đường chảy dẻo (*Yield-line analysis*, YLA) dùng lý thuyết **dẻo cứng** (*rigid-plastic*) để xác định **tải trọng phá hoại** tương ứng với **sức kháng mômen dẻo** cho trước.

- Có thể áp dụng cho cấu kiện **bản**, dầm, khung.
- Độc lập với chủng loại vật liệu kết cấu: **BTCT**, thép, VL khác ...
- Không cho biết các thông tin về độ võng
- Chỉ hữu ích cho phân tích ứng xử giai đoạn **tới hạn** hay **sau khi chảy dẻo** (*post-yielding*).
 - Không cho biết thông tin về đáp ứng đối với tải trọng dịch vụ (*service-load*)
- Thường dùng để đánh giá các **công trình đã xây dựng**
- Là phương pháp động học ước đoán **cận trên** (*upper bound*) của tải trọng phá hoại
 - An toàn hay không an toàn ?

Johansen đã phát triển **lý thuyết đường chảy dẻo hiện đại** vào cuối thập niên 1950 và đầu thập niên 1960. ả hiệu thông tin về **phương pháp phân tích đường chảy dẻo** có thể tham khảo chi tiết hơn trong các tài liệu của (a) Park and Gamble, và (b) MacGregor.

Giả thiết về ứng xử **dẻo cứng** có thể mô tả như sau:

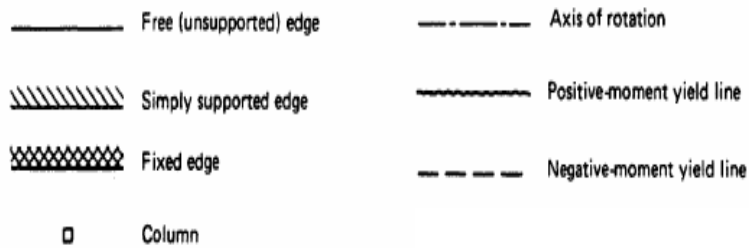


Có 3 qui luật cơ bản để xác định kiểu đường chảy dẻo trong bản:

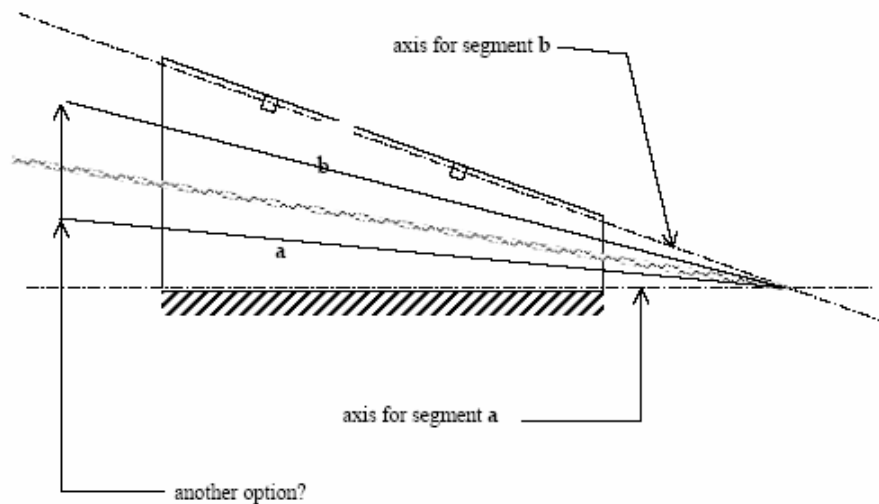
1. Đường chảy dẻo phải là các đường thẳng tạo thành các trục chuyển động xoay của các phân mảnh cứng (phẳng).
2. Các cạnh gối đỡ sàn phải làm việc như các trục xoay. Nếu một cạnh gối đỡ sàn bị ngàm, một đường chảy dẻo được hình thành dọc theo cạnh gối đỡ. Trục xoay sẽ đi qua đầu cột đỡ sàn.
3. Để các biến dạng được tương thích, một đường chảy dẻo phải đi ngang giao điểm của hai trục xoay của các phân mảnh kề nhau.

5.3.2 Kiểu đường chảy dẻo

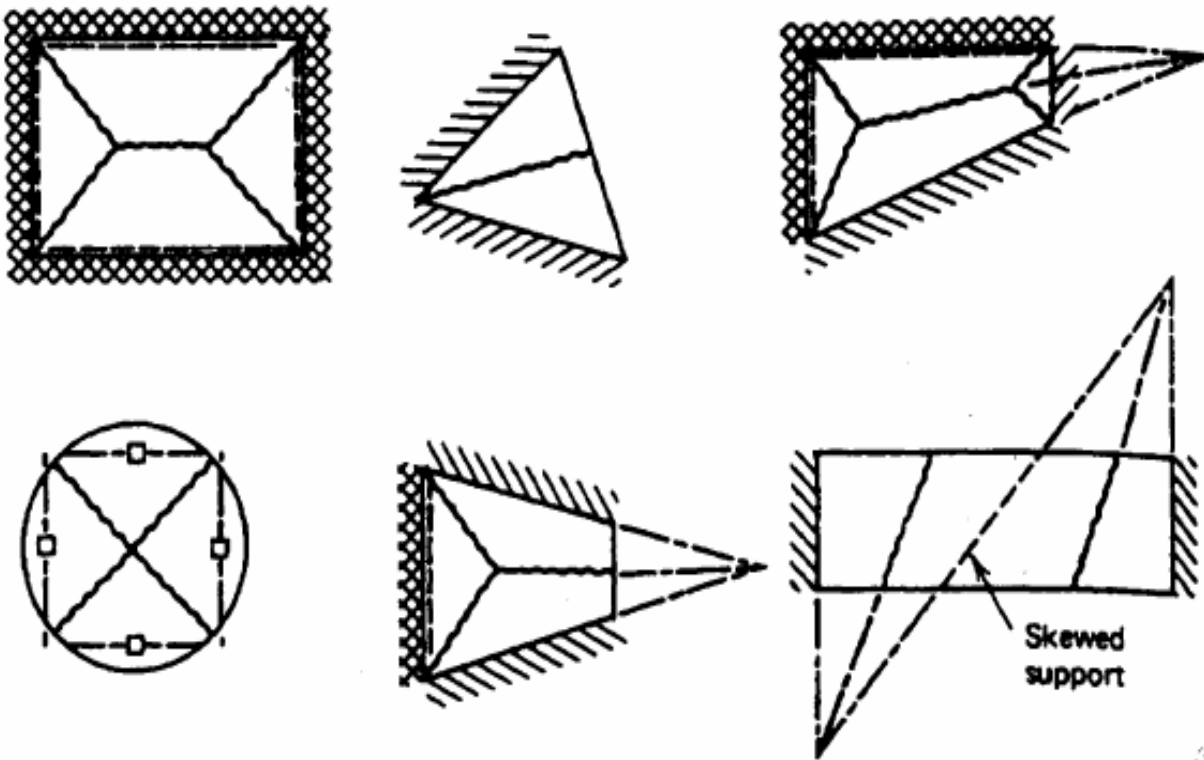
Các ký hiệu qui ước cho các điều kiện biên, trục xoay, đường chảy dẻo mà được sử dụng trong giáo trình được mô tả dưới đây (chú ý mômen dương cho mặt dưới bản):



Qui luật 3 ở trên đã đề cập đến các đường chảy dẻo đi ngang giao điểm của hai trục xoay của các phân mảnh lân cận như được mô tả dưới đây:



Park và Gamble mô tả một số **kiểu đường chảy dẻo** của tấm sàn chịu **tải trọng phân bố đều** trong các hình vẽ bên dưới :



5.3.3 Cường độ chống uốn của sàn trong phân tích đường chảy dẻo

Đối với một **đường chảy dẻo** phát triển **vuông góc** với cốt thép sàn, **mômen kháng uốn** của một đơn vị chiều rộng sàn bằng:

$$m_u = A_s f_y \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) = A_s f_y \left(d - 0,59 A_s \frac{f_y}{f_c} \right) \quad (5-4)$$

với A_s là **diện tích thép chịu kéo** của một đơn vị chiều rộng sàn.

Trong thiết kế ACI 318, **vế phải** của phương trình trên được **nhân thêm hệ số ϕ** để tính toán **cường độ tin cậy** (*dependable strength*). ả hư được trình bày trước đây, có thể **loại bỏ ảnh hưởng của thép chịu nén** trong tính toán cường độ chống uốn, vì các tấm BTCT là “**gia cường thấp**” (*under-reinforced*), thép chịu nén ít làm thay đổi cường độ chống uốn tới hạn của tiết diện.

Phương trình trên là **tiêu chuẩn dẻo** cho một **đường chảy dẻo vuông góc** với cốt thép sàn. ả hư vậy trường hợp **đường chảy dẻo nghiêng góc** (không vuông góc) với trục cốt thép sàn thì **cường độ chống uốn** hay **mômen kháng uốn** sẽ như thế nào ?

PHU LUC

Chứng minh:

$$m_u = A_s f_y \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) = A_s f_y \left(d - 0,59 A_s \frac{f_y}{b f_c'} \right)$$

Trường hợp bản:

$$m_u = A_s f_y \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) = A_s f_y \left(d - 0,59 A_s \frac{f_y}{f_c'} \right)$$

với **b** là đơn vị chiều rộng bản (**b = 1**)

From force equilibrium:

$$C = T$$

or, $0.85 f_c' b a = A_s f_y$

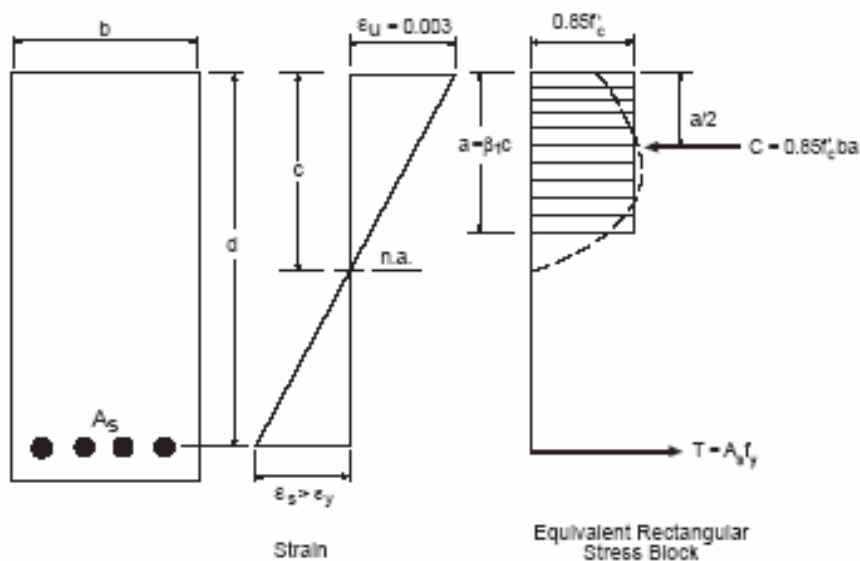
so that $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$

From moment equilibrium:

$$M_n = (C \text{ or } T) \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Substituting a from force equilibrium,

$$M_n = A_s f_y \left(d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f_c' b} \right)$$



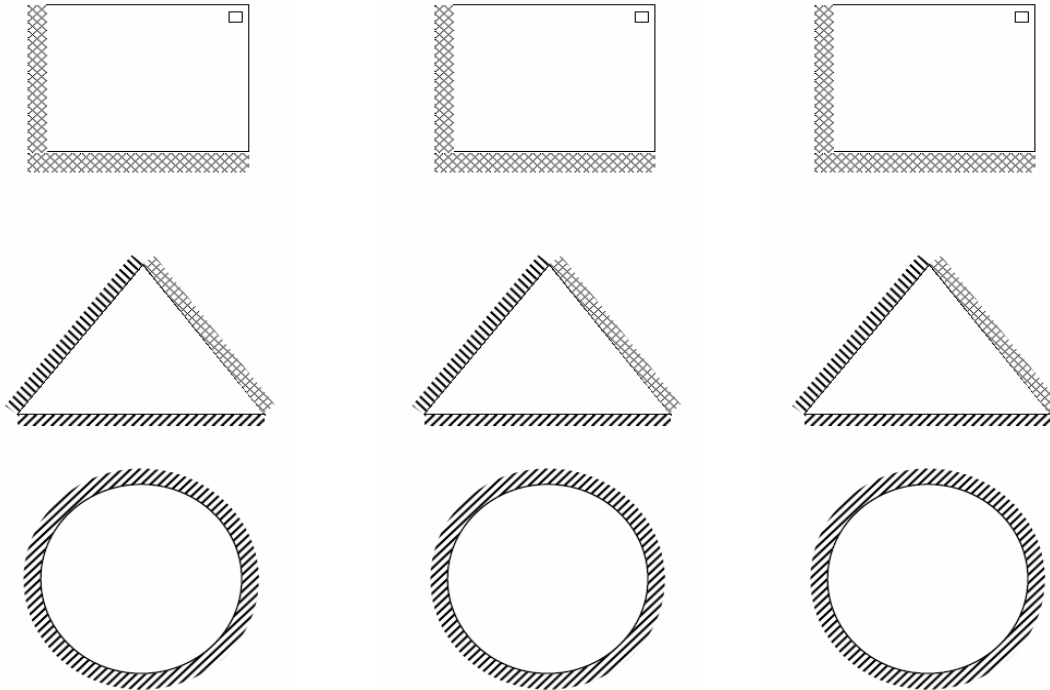
Bài tập 1:


Hãy thiết lập các **kiểu đường chày dẻo hợp lý** cho các tấm chịu tải phân bố đều.

Kiểu 1

Kiểu 2

Kiểu 3



 Liên kết gối tựa

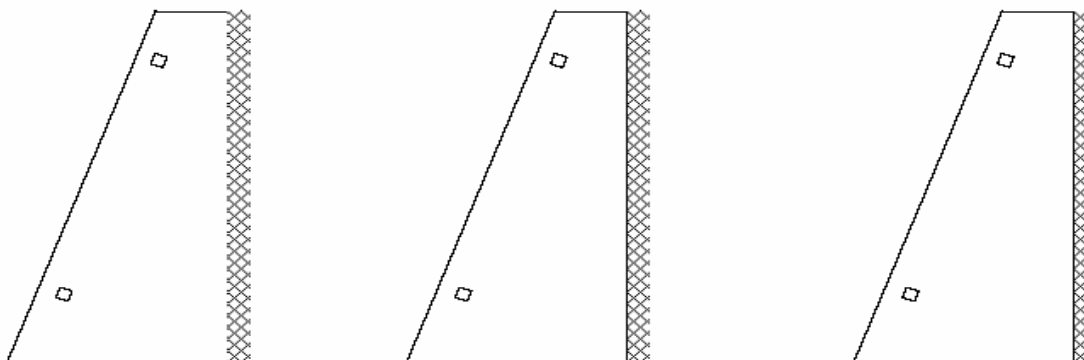
Bài tập 2:

Hãy thiết lập các **kiểu đường chày dẻo hợp lý** cho tấm hình thang chịu tải phân bố đều.

Kiểu 1

Kiểu 2

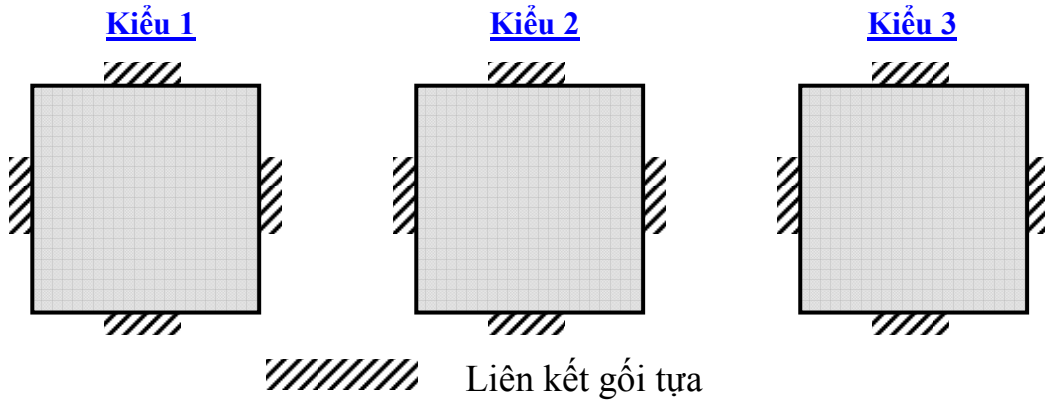
Kiểu 3



 Liên kết ngàm

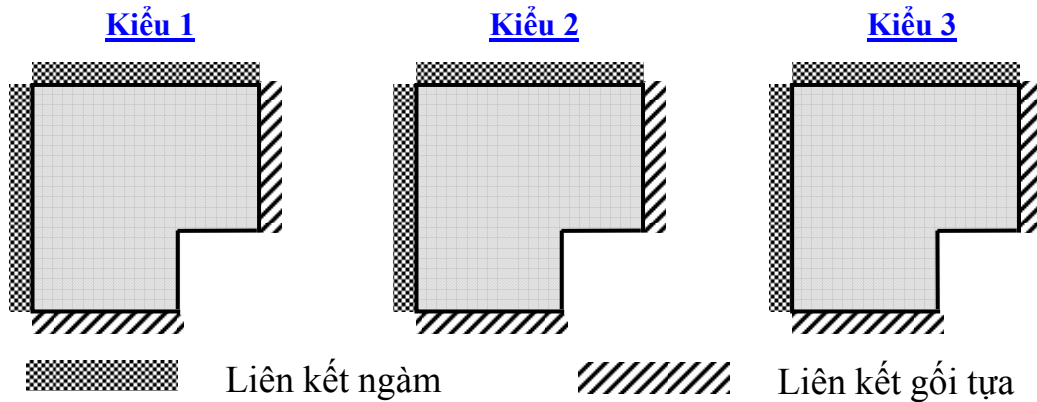
Bài tập 3:

Hãy thiết lập các **kiểu đường chảy dẻo hợp lý** cho tấm chịu tải phân bố đều.



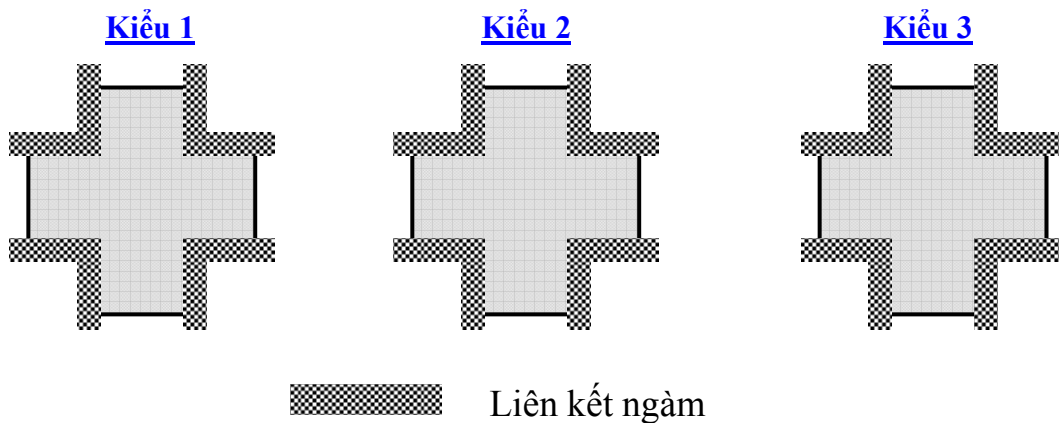
Bài tập 4:

Hãy thiết lập các **kiểu đường chảy dẻo hợp lý** cho tấm chịu tải phân bố đều.



Bài tập 5:

Hãy thiết lập các **kiểu đường chảy dẻo hợp lý** cho tấm chịu tải phân bố đều.



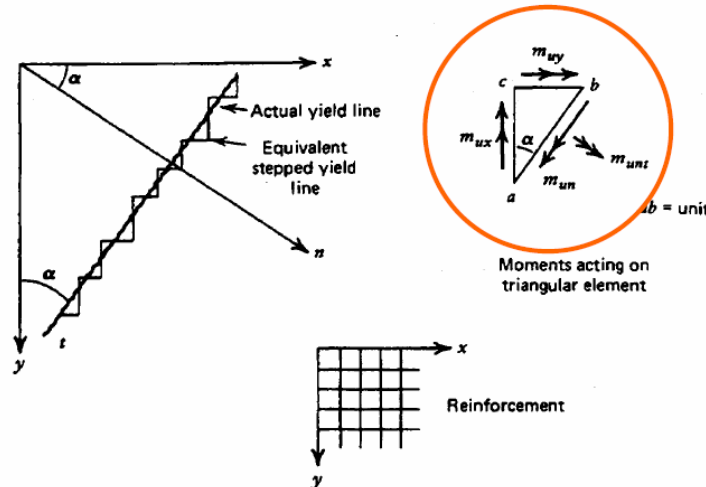
Chương 6: PHÂN TÍCH & THIẾT KẾ HỆ SÀN: PHÂN TÍCH ĐƯỜNG CHẢY DÈO

6.1 PHÂN TÍCH ĐƯỜNG CHẢY DÈO

6.1.1 Cường độ chống uốn của sàn tại các đường chảy dẻo nghiêng góc so với trục cốt thép

Tại phần cuối chương vừa học (chương 5), một phương trình đã được thiết lập để tính cường độ chống uốn của sàn với đường chảy dẻo vuông góc. Sự phát triển được mở rộng sau đây là cho trường hợp mà đường chảy dẻo nghiêng góc so với trục cốt thép, cụ thể là tính mômen tới hạn trên đơn vị chiều rộng dọc theo một đường chảy dẻo nghiêng góc khác 90° so với trục x và y .

Theo Park và Gamble, hình vẽ dưới đây thể hiện một đường chảy dẻo nghiêng góc α so với lưới thép trực giao nhau. Trong trường hợp này, mômen xoắn và uốn cùng sẽ tồn tại trên đường chảy dẻo như được thể hiện trong vòng tròn bên dưới. Trong vòng tròn đó, chiều dài ab bằng đơn vị.



Tiêu chuẩn chảy dẻo Yohansen cung cấp một phương pháp để tính:

- Mômen uốn tới hạn trên một đơn vị chiều rộng, m_{un}
- Mômen xoắn trên một đơn vị chiều rộng, m_{unt}

Tiêu chuẩn trên căn cứ vào một loạt giả thiết sau:

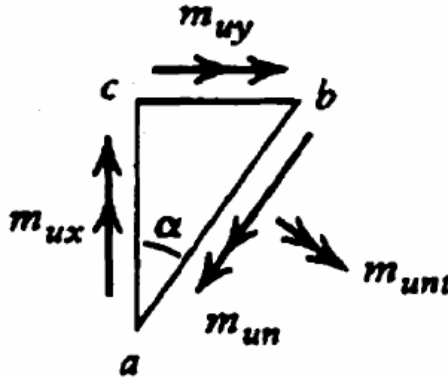
- Đường chảy dẻo thực có thể được thay thế bằng một đường bậc thang gồm nhiều bậc nhỏ theo các phương x và y như được biểu diễn ở hình trên.
- Các mômen xoắn theo các phương x và y bằng 0 (các mômen trên các mặt này là các mômen chính).
- Cường độ chống uốn của tiết diện không bị tác động bởi sự xoắn vặn thép bằng qua đường chảy dẻo (nứt) hay bởi các điều kiện ứng suất 2-phương trong vùng bê tông chịu nén.
- Ứng suất trong thanh chịu kéo trong cả hai hướng cắt ngang đường chảy dẻo (nứt) là ứng suất chảy dẻo f_y

- Các cánh tay đòn nội lực của cường độ chống uốn tới hạn theo các phương x và y không bị tác động khi uốn xảy ra theo một phương tổng quát.

Thí nghiệm trên bản đã cho thấy rằng tiêu chuẩn dẻo Johansen mặc dầu đơn giản nhưng chính xác.

Một lần nữa xét bản dạng bậc thang trong hình trên. Thép đặt vuông góc theo các phương x , y và đường chảy dẻo nghiêng một góc α so với trục y . Cường độ chống uốn trên mỗi đơn vị chiều rộng theo phương x là m_{ux} , theo phương y là m_{uy}

Bây giờ xét phần vòng tròn ở hình trên, mà được minh hoạ lại như sau:



Lấy mômen quanh cạnh ab của phần tử trên, ta có:

$$m_{un}(ab) = m_{ux}(ac) \cos \alpha + m_{uy}(ab) \sin \alpha$$

$$\text{và: } m_{un} = m_{ux} \cos^2 \alpha + m_{uy} \sin^2 \alpha \quad (6-1)$$

Tương tự, lấy mômen quanh trục vuông góc ab mà chính là mômen xoắn trên một đơn vị chiều rộng, ta có:

$$m_{unt}(ab) = m_{ux}(ac) \sin \alpha - m_{uy}(ab) \cos \alpha$$

$$\text{và: } m_{unt} = (m_{ux} - m_{uy}) \sin \alpha \cos \alpha \quad (6-2)$$

Bây giờ xét hai trường hợp:

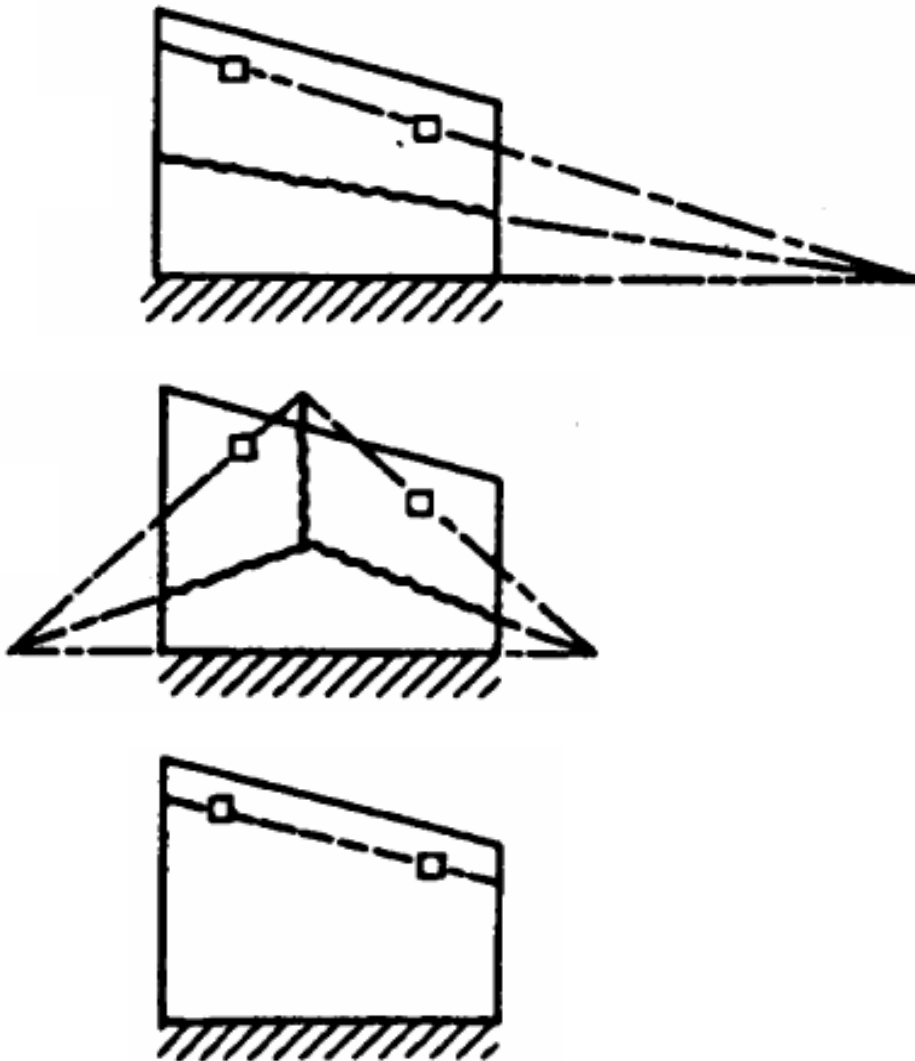
- ả ếu $m_{ux} = m_{uy} \Rightarrow m_{un} = m_{ux}$ và $m_{unt} = 0$
- Mômen chống uốn tới hạn trên đơn vị chiều rộng giống nhau trong tất cả các hướng
 - Mômen xoắn tại đường chảy dẻo bằng 0
 - Một bản như vậy được gọi là gia cường đẳng hướng (*isotropically reinforced*).
- ả ếu $m_{ux} \neq m_{uy}$
- Mômen chống uốn tới hạn trên đơn vị chiều rộng phụ thuộc vào hướng chảy dẻo
 - Mômen xoắn tại đường chảy dẻo khác 0
 - Một bản như vậy được gọi là gia cường trục hướng (*orthotropically reinforced*).

6.1.2 Phân tích đường chảy dẻo dùng nguyên lý công ảo

Bước đầu tiên trong phân tích đường chảy dẻo là đề xuất **kiểu đường chảy dẻo** tuân theo các qui luật đã nêu ở **chương 5**, cụ thể là :

1. *Đường chảy dẻo phải là các đường thẳng tạo thành các **trục chuyển động xoay** của các phân mảnh cứng (phẳng).*
2. *Các cạnh gờ đỡ sàn phải làm việc như các **trục xoay**. Nếu một **cạnh gờ đỡ sàn** bị ngàm, một **đường chảy dẻo** được hình thành dọc theo **cạnh gờ đỡ**. **Trục xoay** sẽ đi qua **đầu cột đỡ sàn**.*
3. *Để các biến dạng được tương thích, một **đường chảy dẻo** phải đi ngang giao điểm của hai **trục xoay** của các **phân mảnh** kề nhau.*

Kiểu đường chảy dẻo đề nghị sẽ thường **có một số kích thước chưa biết** mà dùng để định vị trí các đường chảy dẻo, và nói chung có một tập hợp các **kiểu đường chảy dẻo** cho một bản sàn, như ví dụ minh họa bên dưới.



Tất cả các **kiểu đường chảy dẻo khả dĩ** cần nên được nhận diện. **Tại sao ?**

- **Kiểu chính xác** là một trong số đó mà cho giá trị **tải trọng tới hạn nhỏ nhất**
- ả ếu **kiểu chính xác không tìm thấy**, **tải trọng tới hạn** tính toán được sẽ **không an toàn**

Tải trọng tới hạn có thể được xác định từ các **kiểu đường chảy dẻo** bằng cách sử dụng:

- Các phương trình cân bằng
- ả nguyên lý công ảo (*virtual work*)
 - ả ời chung để sử dụng hơn và được chấp nhận trong giáo trình này

ả nguyên lý công ảo là gì ? Xét một vật thể rắn ở trạng thái cân bằng dưới tác động của hệ lực như hình vẽ dưới đây :



ả ếu vật thể rắn này có một chuyển vị nhỏ bất kỳ, **tổng công (năng lượng) gây ra bởi các lực sẽ bằng 0. Vì rằng tổng các lực bằng 0.**

ả nguyên lý công ảo do đó có thể phát biểu như sau:

Nếu cho một vật rắn, đang ở trạng thái cân bằng dưới tác dụng của một hệ lực, một chuyển vị ảo, thì tổng công ảo gây ra bởi hệ lực sẽ bằng 0.

ả nguyên lý này là cơ sở cho các bàn luận sau.

Để phân tích một hệ sàn bằng phương pháp công ảo, một **kiểu đường chảy dẻo** được đề xuất cho sàn ứng với tải trọng tới hạn.

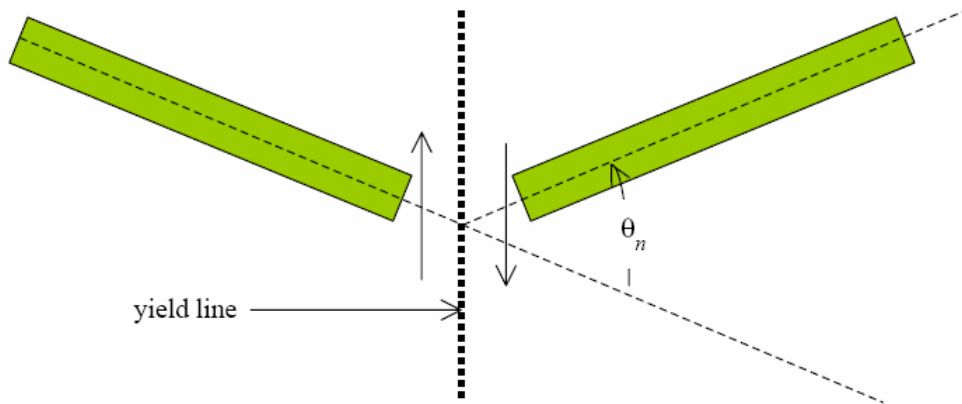
- Các **phân mảnh** của **kiểu đường chảy dẻo** có thể xem như là các **vật rắn** do biến dạng sàn và độ võng thay đổi chỉ xảy ra tại các **đường chảy dẻo**.
- Các **phân mảnh** của sàn ở trạng thái cân bằng dưới tác dụng của **ngoại lực** và các **mômen uốn, xoắn**, và **lực cắt** dọc theo các **đường chảy dẻo**.
- Một điểm trong sàn được gán cho một **chuyển vị nhỏ δ** theo hướng của lực tác dụng.
 - **chuyển vị** tại tất cả các điểm trong sàn **$\delta(x,y)$** và **chuyển động xoay** của các mảnh sàn quanh các **đường chảy dẻo** có thể xác định được theo **δ** và theo các kích thước của các phân mảnh sàn.
- **Công** sinh ra do (a) **ngoại lực**, và do (b) **nội lực** tác dụng dọc theo các **đường chảy dẻo**.

Trước hết xét một sàn chịu tải phân bố đều **w_u** . **Công do ngoại lực** bằng:

$$\iint w_u \delta(x,y) dx dy = \sum W_{ui} \Delta_i \quad (6-3)$$

với W_{ui} là **lực tổng cộng trên một mảnh** của kiểu đường chảy dẻo, Δ_i là **chuyển vị hướng xuống của trọng tâm phân mảnh**, và Σ là tổng cộng cho tất cả các phân mảnh.

- **Phản lực** tại các gối đỡ không tham gia sinh công. **Tại sao?**
- Công do các nội lực tác động tại các đường chảy dẻo chỉ gây ra bởi các **mômen uốn**. **Tại sao?**
 - Công do **lực cắt** và **mômen xoắn** bằng 0 khi tính tổng cộng trên toàn bộ tấm sàn.
 - Các tác động trên mỗi mặt của đường chảy dẻo là bằng nhau nhưng đối dấu như mô tả ở hình dưới, mà không có sự chuyển động tương đối giữa hai mặt của đường chảy dẻo tương ứng với các **lực cắt** và các **mômen xoắn**.



Công do **mômen kháng uốn tới hạn** trên một đơn vị chiều dài m_{un} tại một đường chảy dẻo có chiều dài l_0 nơi mà góc xoay tương đối giữa các mảnh là θ_n (xem hình vẽ trên) bằng $-m_{un}\theta_n l_0$. **Tại sao công có dấu âm?**

- Các mômen uốn sẽ tác dụng theo chiều ngược với hướng xoay trong bản nếu chuyển vị ảo là theo hướng của tải trọng tác dụng.

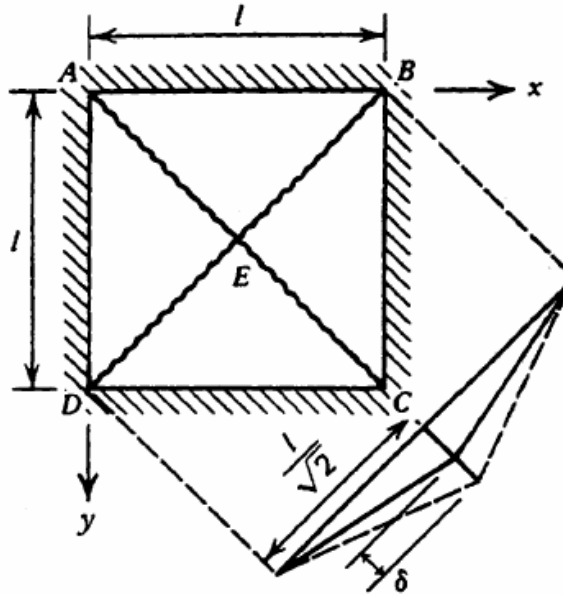
Công tổng cộng do các mômen kháng uốn tới hạn do đó bằng $-\Sigma m_{un} l_0 \theta_n$, khi tính tổng cộng trên tất cả các đường chảy dẻo. **Phương trình công ảo** có thể được viết như sau:

$$\sum W_{ui} \Delta_i - \sum m_{un} \theta_n l_0 = 0 \quad \text{hay} \quad \sum W_{ui} \Delta_i = \sum m_{un} \theta_n l_0 \quad (6-4)$$

\nearrow
 \nearrow

công ngoại
công nội

Các thông tin trên có thể được dùng để tìm **tải trọng phân bố đều tới hạn** (w_u) của **bản vuông tựa đơn giản trên 4 cạnh** có chiều dài cạnh là L . Giả thiết cốt thép bản là **đẳng hướng** với m_u là **mômen dương kháng uốn tới hạn** tính trên đơn vị chiều rộng trong cả 2 hướng (x và y). Sơ đồ bản, theo Park và Gamble, được mô tả như sau:



Một **kiểu dạng chảy dẻo mặc nhiên** được mô tả ở hình trên. Các chuyển vị của 4 phân mảnh có thể dễ dàng được tính theo chuyển vị δ của điểm E. **Công** (*work*) thực hiện bởi **ngoại lực** w_u bằng :

$$\sum W_{ui} \Delta_i = 4 \left(\frac{w_u L^2}{4} \times \frac{\delta}{3} \right) = w_u L^2 \frac{\delta}{3}$$

Ả hư được vẽ trong hình trên là một mặt cắt dọc theo đường **DB**. Từ mặt cắt này, có thể thấy rằng **chuyển động xoay** của mỗi phân mảnh là **như nhau** cho tất cả 4 phân mảnh, cụ thể là :

$$\theta_n = 2 \left(\frac{\delta}{L/\sqrt{2}} \right) = 2\sqrt{2} \frac{\delta}{L}$$

Tổng công do nội lực bằng $\sum m_{un} l_0 \theta_n$ và vì $m_{un} = m_u$, **tổng công do nội lực** của bài toán là :

$$\sum m_{un} l_0 \theta_n = m_u (2\sqrt{2} \frac{\delta}{L}) (4 \frac{L}{\sqrt{2}}) = 8m_u \delta$$

Tải trọng tới hạn w_u được tính bằng cách đặt **công nội** (*internal work*) bằng **công ngoại** (*external work*), cụ thể như sau :

$$w_u = \frac{24m_u}{L^2}$$

Ảnh hưởng của góc bản sàn có thể làm kiểu chảy dẻo phức tạp hơn tại các **vùng góc** (*corner region*) của sàn, và có thể làm cho **tải trọng tới hạn** giảm một ít so với giá trị trên.

6.1.3 Các thành phần của công do nội lực

Cốt thép trong ví dụ trên là đẳng hướng (giống nhau theo cả 2-hướng sàn). ả ói chung, trường hợp này không tổng quát và thường là khác nhau: $m_{ux} \neq m_{uy}$

Vì hầu hết các sàn dạng chữ nhật có thép đặt song song với các hướng x và y , và do các mômen kháng uốn tới hạn tính trên đơn vị chiều rộng trong các phương này thường đã biết, nên dễ tính toán các thành phần theo các hướng x và y của công nội gây ra bởi các mômen tới hạn $\Sigma m_{un} l_0 \theta_n$. Cho một đường chảy dẻo nghiêng góc α so với trục y , các phân mảnh sàn có góc xoay tương đối θ_n quanh đường chảy dẻo, công nội có thể tính bằng:

$$\begin{aligned} \Sigma m_{un} \theta_n l_0 &= \Sigma (m_{ux} \cos^2 \alpha + m_{uy} \sin^2 \alpha) \theta_n l_0 \\ &= \Sigma m_{ux} \theta_n \cos \alpha y_0 + \Sigma m_{uy} \theta_n \sin \alpha x_0 \\ &= \Sigma m_{ux} \theta_y y_0 + \Sigma m_{uy} \theta_x x_0 \end{aligned} \quad (6-5)$$

với θ_x, θ_y là các thành phần của θ_n quanh trục x, y .

và x_0, y_0 là các thành phần hình chiếu của các đường chảy dẻo theo phương x, y .

Để minh họa, một lần nữa xét ví dụ mẫu sàn vuông cạnh dài l , cốt thép đẳng hướng, đã nêu ở trên. Một góc của ví dụ này được mô tả ở bên dưới (theo MacGregor).

Biên AF là phân nửa cạnh AD và biên AG là phân nửa cạnh AB , như vậy 1/4 bản được mô tả ở hình bên. Một xấp xỉ bậc thang cho một trong 4 đường chảy dẻo cũng được vẽ. Chuyển vị điểm E tại tâm bản là δ . Tấm ADE chỉ xoay quanh trục y ($\theta_x = 0$) và công nội cho tấm này là:

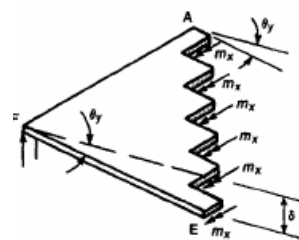
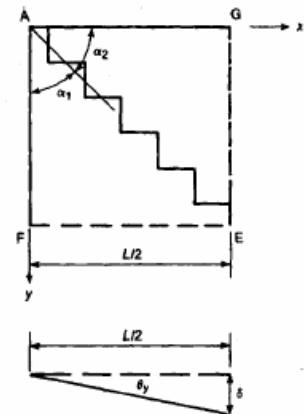
$$\begin{aligned} &= m_x L_y \theta_y + m_y L_x \theta_x \\ &= m_x (L) (2\theta/L) + 0 = 2m_x \delta \end{aligned}$$

Tương tự, tấm ABE chỉ xoay quanh trục x ($\theta_y = 0$) và do vậy công nội cho tấm này là :

$$\begin{aligned} &= m_x L_y \theta_y + m_y L_x \theta_x \\ &= 0 + m_y (L) (2\theta/L) = 2m_y \delta \end{aligned}$$

Do đó, công nội tổng công bằng tổng các công gây bởi 4 phân mảnh bản, cụ thể là:

$$\Sigma m_{un} \theta_n l_0 = 2(2m_x \delta + 2m_y \delta) = 8m_u \delta$$

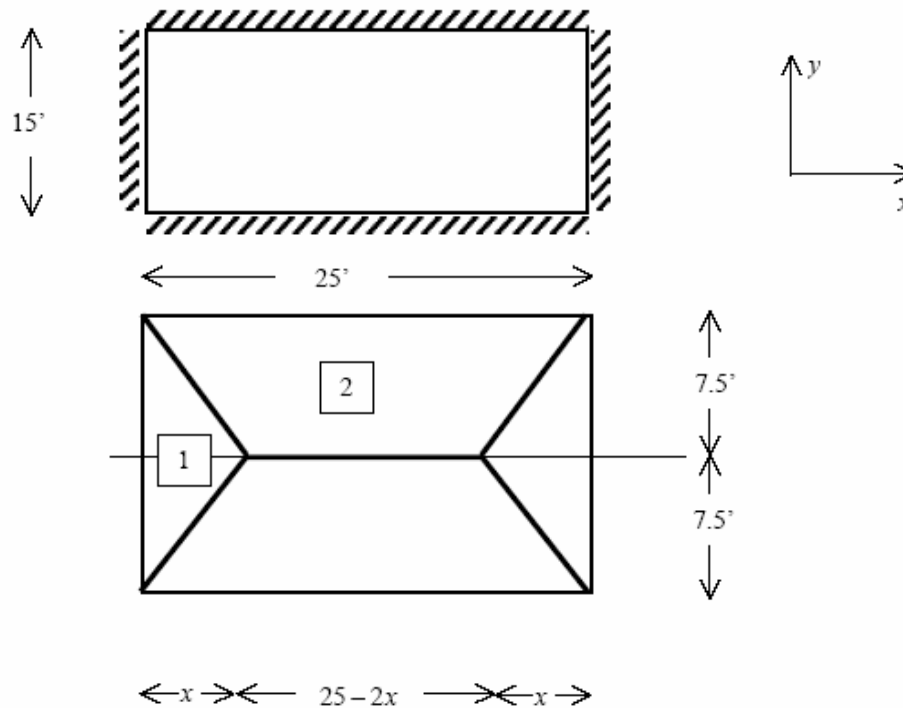


6.1.4 Các ví dụ phân tích đường chảy dẻo

Ví dụ 1

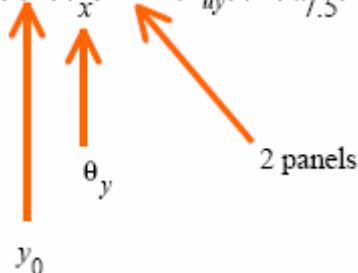
Để minh họa ứng dụng của phân tích đường chảy dẻo, xét **bản chữ nhật tựa đơn giản trên 4 cạnh** có kích thước như mô tả dưới đây. Cốt thép bản là **trục hướng**. Yêu cầu tính **tải trọng phân bố đều lớn nhất** (w_u). Biết các **mômen kháng uốn đơn vị** theo phương x là $m_{ux} = 10 \text{ kip-ft/ft}$; theo phương y là $m_{uy} = 15 \text{ kip-ft/ft}$.

Kiểu **đường chảy dẻo** (tạo **mômen dương**) được đề xuất cho độ võng giữa nhịp bằng đơn vị ($\delta = 1$). Hai loại phân mảnh ①, ② cũng được nhận dạng trong hình dưới.



Công nội tính bằng: (với $\delta = 1$)

$$= (m_{ux})(15)\left(\frac{1}{x}\right) \times 2 + (m_{uy})(25)\left(\frac{1}{7.5}\right) \times 2 = \frac{300}{x} + 100$$



Công ngoại tính bằng: (với $\delta = 1$)

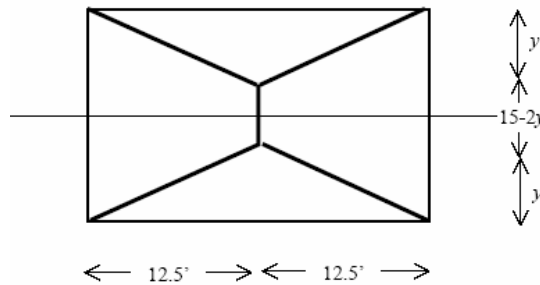
$$\begin{aligned} &= w_u \left([15']\left(\frac{1}{2}\right)x\left(\frac{1}{3}\right) \times 2 + [7.5']\left(\frac{1}{2}\right)x\left(\frac{1}{3}\right) \times 4 + [25 - 2x](15')\left(\frac{1}{2}\right) \right) \\ &= w_u (5x + 5x + 187.5 - 15x) \\ &= w_u (187.5 - 5x) \end{aligned}$$

Do đó: $w_u = \frac{(\frac{300}{x} + 100)}{187,5 - 5x}$

Làm sao tính được w_u ? Bằng cách gán $dw_u/dx = 0$ và giải tìm nghiệm, hay bằng cách thử lặp và kiểm tra sai số. Phương pháp thứ hai được áp dụng ở đây với kết quả tính như sau:

x (feet)	w_u (ksf)
6'	0,952
7'	0,937
8'	0,932
9'	0,936

Lúc này bài toán đã giải quyết xong với $w_u = 0.932$ ksf ? Không hẳn là vậy do các cơ cấu khác có thể chi phối sự phá hoại . Xét cơ cấu đối chứng khác như sau :



Công nội tính bằng:

$$= 2(m_{ux})(15)(\frac{\delta}{12,5}) + 2(m_{uy})(25)(\frac{\delta}{y}) = (24 + \frac{750}{y})\delta$$

Công ngoại tính bằng:

$$= w_u [4y(\frac{12,5}{2})(\frac{\delta}{3}) + 2(15-2y)(12,5)(\frac{\delta}{2}) + 2y(\frac{25}{2})(\frac{\delta}{3})]$$

$$= w_u (187,5 - 8,33y)\delta$$

Do đó: $w_u = \frac{(24 + \frac{750}{y})}{187,5 - 8,33y}$

Giải bằng thử lặp và kiểm tra sai số,

y (feet)	w_u (ksf)
5'	1,193
6'	1,082
7'	1,016
7,5'	0,992

Vậy tải trọng phá hoại là bao nhiêu ? $\Rightarrow w_u = 0,932$ ksi !!!

ả goài ra, **hoạt tải dịch vụ** (*service live load*) tác dụng trên bản **tối đa** bằng bao nhiêu ? giả sử bản dày 10" và không có tĩnh tải.

$$w_{LL} = \frac{932 - 1,4 \times (150 \times \frac{10}{12})}{1,7} = \underline{445 \text{ psf}}$$

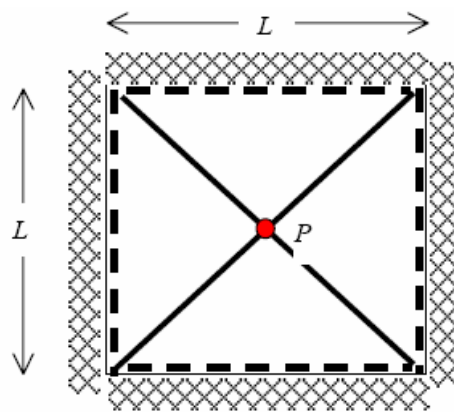
Ví dụ 2

Xét **bản vuông ngàm 4 cạnh** bên dưới, có **chiều dài cạnh L**, và **mômen kháng uốn tới hạn**:

$m_{ux} = m_{uy} = m_u$ cho uốn dương (mặt dưới bản)

$m'_{ux} = m'_{uy} = m'_u$ cho uốn âm (mặt trên bản)

Tính **tải trọng tập trung lớn nhất P** tác dụng tại tâm bản. Biết chuyển vị tại tâm bản là δ .



Công nội tính bằng :

$$= 4 \left(\frac{\delta}{L/2} \right) (L)(m_u + m'_u) = 8(m_u + m'_u)\delta$$

of panels

x_0, y_0

θ

Công ngoại là $P\delta$ và do đó **tải trọng tập trung lớn nhất P** cho bởi công thức sau:

$$P = 8(m_u + m'_u)$$

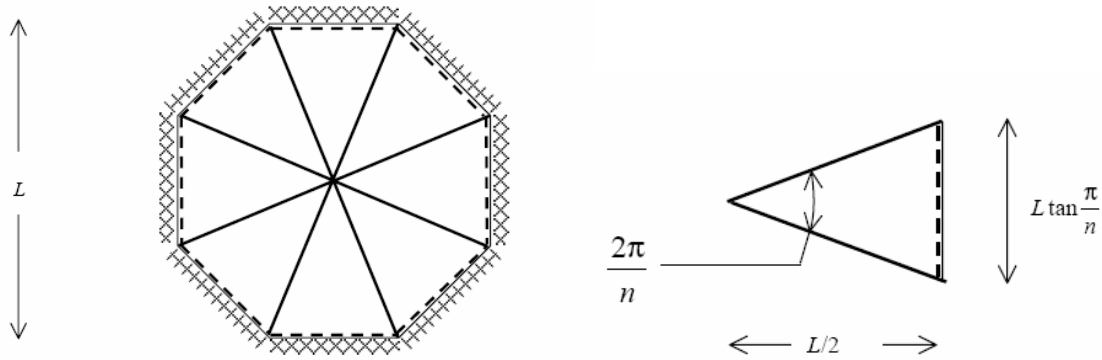
Ví dụ 3

Xét **bản dạng đa giác n-cạnh** ở hình dưới, ngàm theo chu vi, có chiều dài phủ bì L , các mômen kháng uốn đơn vị bằng :

$m_{ux} = m_{uy} = m_u$ cho uốn dương (mặt dưới bản)

$m'_{ux} = m'_{uy} = m'_u$ cho uốn âm (mặt trên bản)

Tính **tải trọng tập trung lớn nhất P** tác dụng tại tâm bản. Biết chuyển vị tại tâm bản là δ .



Bây giờ xét **một phân mảnh** của đa giác n-cạnh:

Cho phân mảnh đơn ở hình trên, **công nội** bằng :

$$= \left(\frac{\delta}{L/2}\right)(m_u + m'_u) \left(L \tan \frac{\pi}{n}\right)$$

và **công ngoại** bằng :

$$= \frac{P}{n} \delta$$

Do đó **tải trọng tới hạn P** là:

$$P = 2n(m_u + m'_u) \tan \frac{\pi}{n}$$

+ Với **n = 4** :

$$P = (2 \times 4)(m_u + m'_u) \tan \frac{\pi}{4}$$

$$P = 8(m_u + m'_u) : (\text{tương tự kết quả ở ví dụ 2})$$

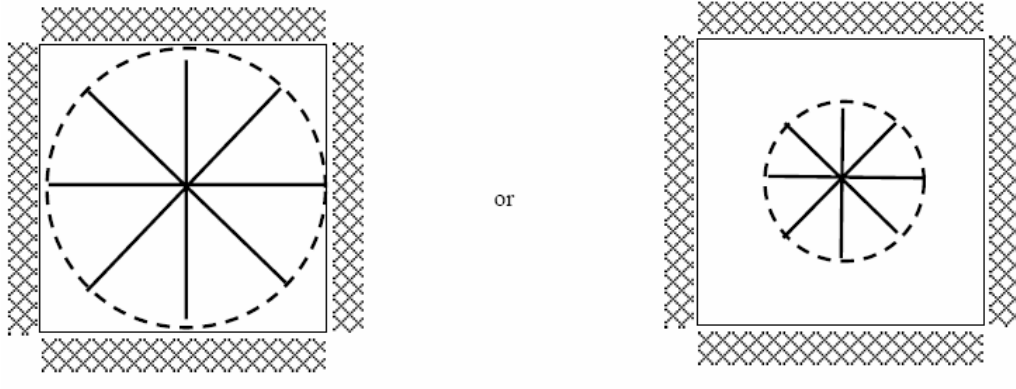
+ Với **n = ∞** (bản hình tròn) :

$$P = 2n(m_u + m'_u) \left(\frac{\pi}{n} + \frac{\left[\frac{\pi}{n}\right]^3}{3} + \frac{2\left[\frac{\pi}{n}\right]^5}{15} + \dots\right)$$

$$P \approx 2\pi(m_u + m'_u)$$

  hư vậy kết quả của **ví dụ 3** có ý nghĩa liên quan gì đến kết quả của **ví dụ 2** ? **n ↑ ⇒ P_u ↓**

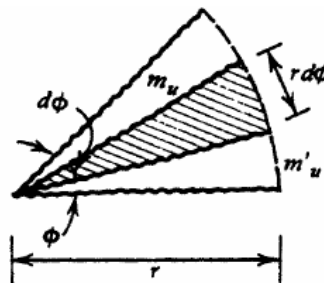
-    u ứng xử của bản bị **tải tập trung chiếm ưu thế**, bản sẽ luôn bị phá hủy **kiểu tròn** (*circular pattern*) như các hình bên dưới.
- Cả hai nghiệm của **VD2** và **VD3** bằng nhau do nghiệm là độc lập với chiều dài **L**.
- Trường hợp các tải trọng **lệch tâm** (*off-center*) như thế nào ? **  nghiệm tương tự** như hình dưới **bên phải**:



6.1.5 Kiểu hình quạt tròn

Kiểu hình quạt tròn bao gồm toàn bộ hay một phần **nón phá hoại** (*failure cone*) và có khả năng xảy ra ở bất kỳ nơi đâu có **tải trọng tập trung** hay **phản lực gối**.

Xét bản đẳng hướng với **mômen kháng uốn âm và dương tới hạn** lần lượt là m_u và m'_u . Xem **quạt tròn** trình bày dưới đây (theo Park và Gamble) như là một phần của **kiểu đường chảy dẻo**.



Xét **công nội** gây ra bởi các mômen tới hạn của **phân mảnh gạch chéo**, nếu tâm quạt được gán một **chuyển vị hướng xuống** là δ và phân mảnh có trục xoay là **đường chảy dẻo mômen âm** (*đường gạch ngang*).

Góc xoay của phân mảnh là $\theta_n = \frac{\delta}{r}$

và **công nội** gây ra bởi mômen tới hạn là:

$$m_{un}\theta_n l_0 = (m_u + m'_u) \left(\frac{\delta}{r}\right) (rd\phi)$$

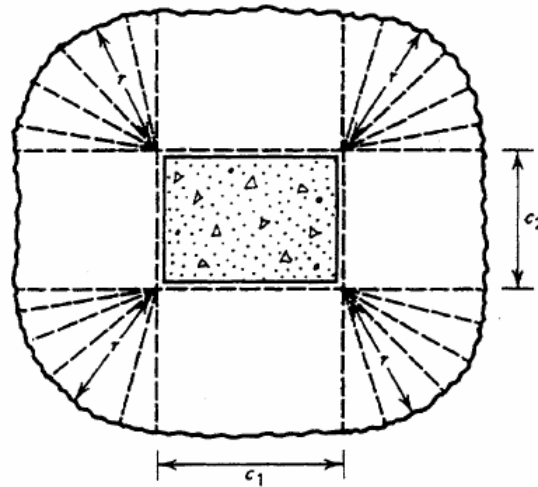
đối với **toàn bộ nón**, nếu ϕ là góc ở tâm nón, ta có:

$$m_{un}\theta_n l_0 = \int_0^\phi (m_u + m'_u) \left(\frac{\delta}{r}\right) (rd\phi) = (m_u + m'_u) \delta \phi$$

So sánh kết quả này với kết quả **ví dụ 3** trước đây cho **bản đa giác** với số cạnh $n = \infty$ (bản hình tròn). **Công nội** từ phương trình trên viết lại là:

$$(m_u + m'_u) \delta (2\pi) : \text{tương tự như công thức ở ví dụ 3.}$$

Một trường hợp mà các **hình quạt** cần được xem xét đến trong **phân tích đường chảy dẻo** được mô tả ở hình dưới: **sàn phẳng chịu tải phân bố đều với kiểu phá hoại bao quanh một cột chữ nhật**. Ví dụ này do Park và Gamble nghiên cứu.

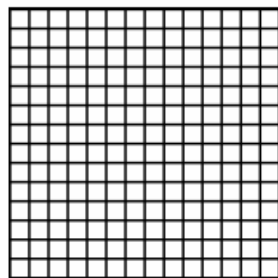


6.2 THIẾT KẾ SÀN THEO PHƯƠNG PHÁP ĐƯỜNG CHẢY DỀ

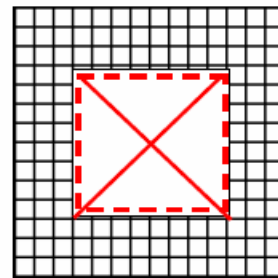
Các bước chính trong thiết kế thép sàn ứng dụng phương pháp **đường chảy dẻo** gồm :

1. Giới hạn **tỷ lệ thép dọc** trong khoảng $\rho = 0,4 \rightarrow 0,5\rho_{bal}$ để sàn có độ dẻo (*ductility*) cao.
2. Dùng sơ đồ bố trí thép tương tự như phân bố mômen đàn hồi, nghĩa là:

- $M^- = 1,5 \rightarrow 2,0M^+$ ($[f_y], [f'_c] = \text{MPa}$) \rightarrow
$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{87,000}{87,000 + f_y} \right) \quad (\text{B-1})$$
- Bố trí thép tại các **góc cạnh** (*corner*)
- **Cắt cốt thép** là được phép nhưng phải chắc rằng không tạo thành một **cơ cấu đường chảy dẻo mới**, ví dụ:



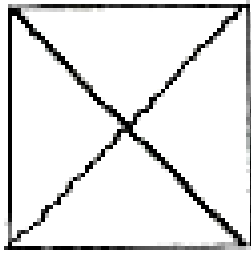
Lưới thép mặt dưới



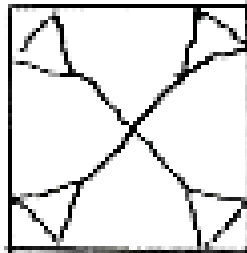
Lưới thép mặt dưới

3. **Kiểm tra điều kiện dịch vụ** (*check serviceability*) : kiểm tra nứt và độ võng
 - Dùng tiêu chuẩn về **chiều dày tối thiểu**
 - Kiểm tra nếu có sẵn các **lời giải đàn hồi**.
4. Dùng **nguyên lý cộng tác dụng** (*superposition*) đối với **tổ hợp tải trong** (lực phân bố w_u và các lực P), nghĩa là, thiết kế độc lập cho mỗi trường hợp tải trọng, sau đó phối hợp lại.

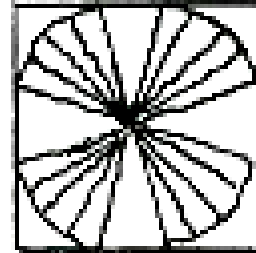
TẠI SAO CẦN BỐ TRÍ THÉP TẠI CÁC GÓC (*CORNER*) ?



$$m = wL^2/24$$

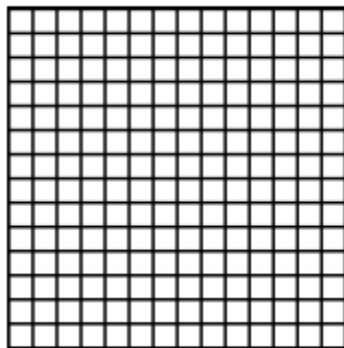


$$m = wL^2/22$$

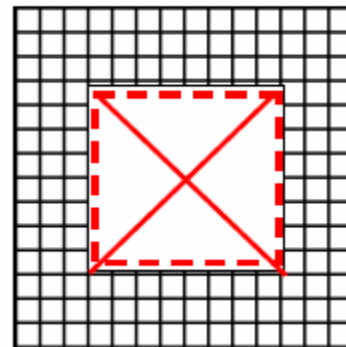


$$m = wL^2/21.7$$

- Corner effects in yield line theory.



Bottom rebar



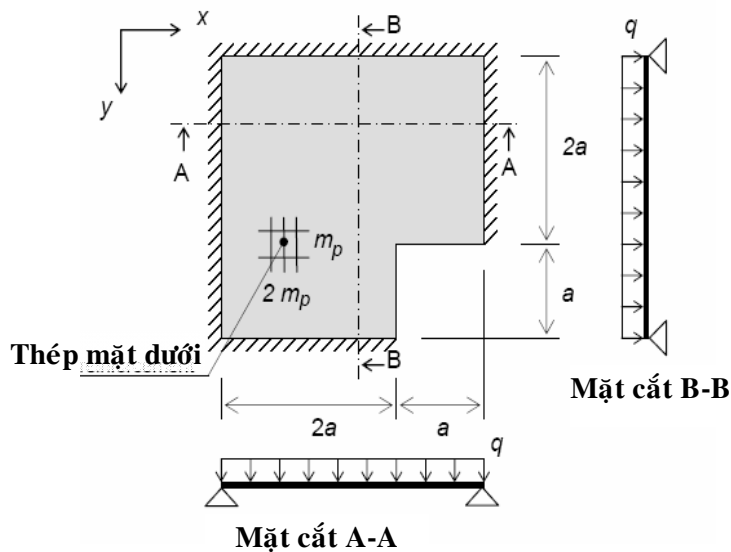
Top rebar

Bài tập 1: (SV nộp)

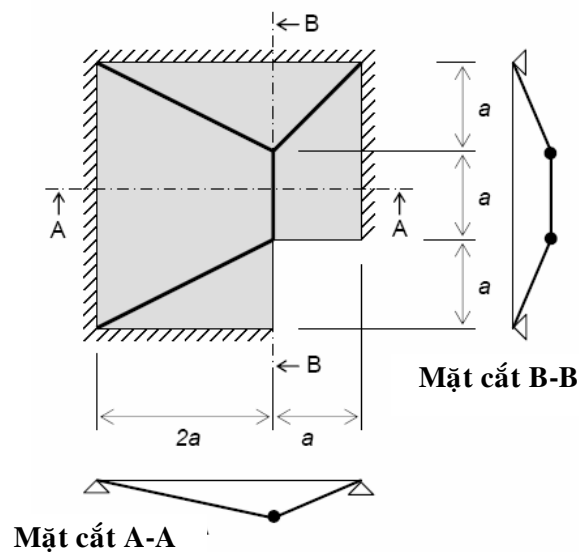
Một bản BTCT tựa đơn trên 4 cạnh ngoại trừ khu vực có lỗ vuông tại góc, kích thước bản như [hình 1](#) dưới đây. Tải trọng q [kN/m²] phân bố đều trên bản. Thép dọc mặt đáy theo phương y có mômen chảy dẻo là $2m_p$ [kN m/m]; thép dọc mặt đáy theo phương x có mômen chảy dẻo là m_p [kN m/m]; giả sử mặt trên không có cốt thép.

a)- Hãy thiết lập [2 kiểu đường chảy dẻo hợp lý](#) cho bản chịu tải trọng q

b)- Giả sử có kiểu đường chảy dẻo của bản như [hình 2](#). Cho biết $a = 2$ m ; $m_p = 6$ kN m/m. Xác định tải trọng chảy dẻo phân bố đều q



[Hình 1:](#) Kích thước bản BTCT



[Hình 2:](#) Kiểu đường chảy dẻo cho câu hỏi b

Chương 7: PHÂN TÍCH & THIẾT KẾ HỆ SÀN: PHƯƠNG PHÁP DẢI

7.1 PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH CẬN DƯỚI

Trong phương pháp phân tích cận dưới (*lower bound method of analysis*), một **kiểu phân phối mômen** trên toàn bản hay sàn được đề xuất sao cho:

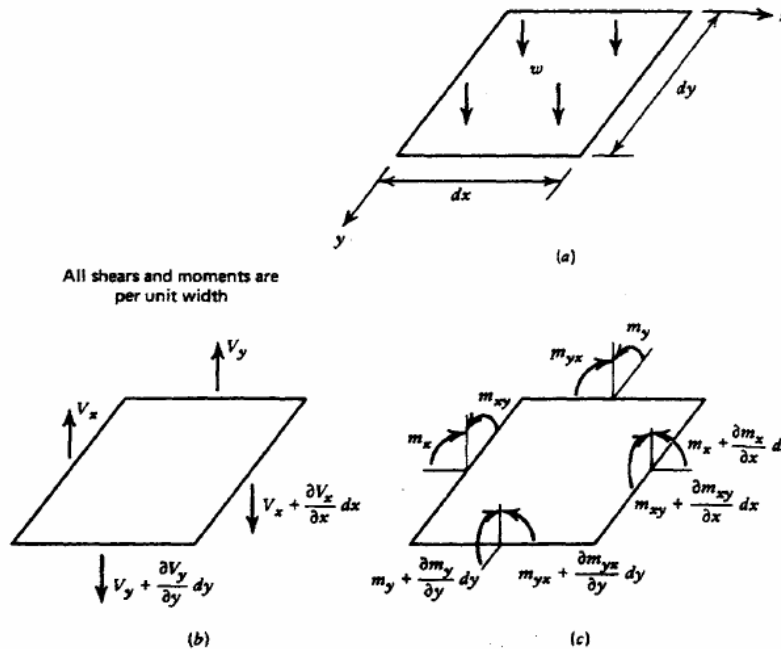
- Các **điều kiện cân bằng** được thoả mãn tại mọi điểm của sàn.
- **Tiêu chuẩn chảy dẻo** để xác định cường độ các phần tử sàn không được vượt quá mức tại bất kỳ nơi nào của sàn, nghĩa là: $m_{y\text{cầu}} - m_u \leq 0$
- Tuân theo các **điều kiện biên**.

Sức chịu tải tới hạn (*ultimate load capacity*) của sàn được tính toán từ các **điều kiện cân bằng** và **kiểu phân phối mômen**. Với một sàn cho trước, **tải trọng tới hạn** được tính như vậy hoặc **thấp hơn** hay bằng **nghiệm chính xác** (*nghiệm duy nhất*).

- Điều này ngược với phương pháp đường chảy dẻo mà tải trọng được tính toán hoặc **cao hơn** (không thận trọng) hay bằng **nghiệm chính xác**.
- Phương pháp cận dưới thường được xem là **phương pháp cân bằng**.
- **Hillerborg** đề xuất các phương pháp cân bằng để thiết kế sàn vào thập niên 1950.
- Cung cấp thông tin **kiểu an toàn hợp lý** về sự phân phối mômen và lực cắt trong bản.

7.2 CÁC PHƯƠNG TRÌNH CHỦ YẾU CỦA PHƯƠNG PHÁP CẬN DƯỚI

Xét các lực cắt và mômen uốn tác động trên phân tử sàn chịu tải phân bố đều **w** dưới đây (theo Park và Gamble):



- V_x và V_y là **các lực cắt** trên đơn vị chiều rộng
- m_x và m_y là **các mômen uốn** trên đơn vị chiều rộng
- $m_{xy} = m_{yx}$ là **các mômen xoắn** trên đơn vị chiều rộng

Cân bằng lực cắt từ phần (a) và (b) của hình trên dẫn đến:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} = -w \quad (7-1)$$

Cân bằng mômen quanh trục y đi qua giữa tâm phân tố,

$$\frac{\partial m_x}{\partial x} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} = V_x \quad (7-2)$$

Cân bằng mômen quanh trục x đi qua giữa tâm phân tố,

$$\frac{\partial m_y}{\partial y} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} = V_y \quad (7-3)$$

Lấy đạo hàm hai phương trình (7-2) và (7-3), sau đó thế kết quả vào phương trình (7-1), ta sẽ có phương trình **cân bằng** nổi tiếng cho tấm, mà được áp dụng bất chấp (a) tấm ở giai đoạn **đàn hồi** hay **chảy dẻo**, (b) tấm là **đẳng hướng** hay **trục hướng**.

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + \frac{2\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -w \quad (7-4)$$

Để có được **các nghiệm cận dưới** của các phương trình cân bằng tấm:

- Tải trọng **w** có thể được phân chia theo **tỷ lệ bất kỳ** giữa các đại lượng:

$$-\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} ; -\frac{2\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} ; -\frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2}$$

- Tải trọng có thể được chống đỡ bởi **sự phối hợp bất kỳ** của các **mômen uốn** và/hay **mômen xoắn** theo các hướng **x** và **y**.

7.3 PHƯƠNG PHÁP DẢI HILLERBORG

7.3.1 Giới thiệu

Phương pháp dải (*strip method*) là một **phương pháp thiết kế giới hạn khác** với phương pháp **đường chảy dẻo**. Mặc dầu sự phân phối mômen (uốn và xoắn) để mặc cho người thiết kế quyết định, nhưng phải sử dụng **phương pháp dải cân trọng**.

Vì sao vậy? Vì một phương án lựa chọn kém về sự phân phối tải trọng có thể gây ra **độ nứt** và **độ võng đáng kể**. ả hư một qui luật, phương án **phân phối tải trọng** hợp lý nhất là nên theo cách **gần với sự phân phối đàn hồi**.

Trở lại **phương trình cân bằng (7-4)**, và chú ý rằng tải trọng có thể được chống đỡ bởi **bất kỳ sự phối hợp** nào của các mômen uốn hay/và xoắn trong hai phương, Hillerborg cho **số hạng thứ hai (mômen xoắn) bằng zero**, sao cho:

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -w \quad (7-5)$$

để **tải trọng** chỉ được **chống đỡ bởi mômen uốn** trong hai phương **x** và **y**. Khi làm như vậy, tấm có thể được chia thành một **hệ thống dải** trong hai phương **x** và **y**.

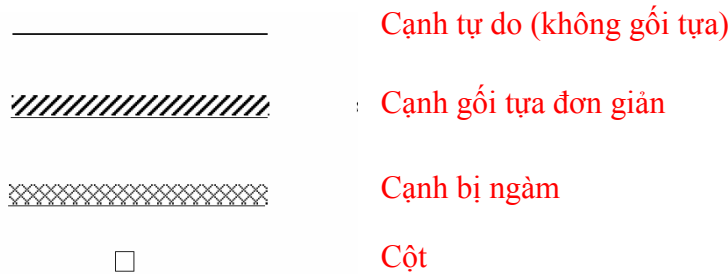
Phương trình (7-5) có thể được thay thế bằng hai phương trình sau (dùng **qui ước** trên hình vẽ ở **trang 1**):

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} = -\gamma w \quad (7-6a) \rightarrow \text{uốn theo phương } x$$

$$\frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -(1-\gamma)w \quad (7-6b) \rightarrow \text{uốn theo phương } y$$

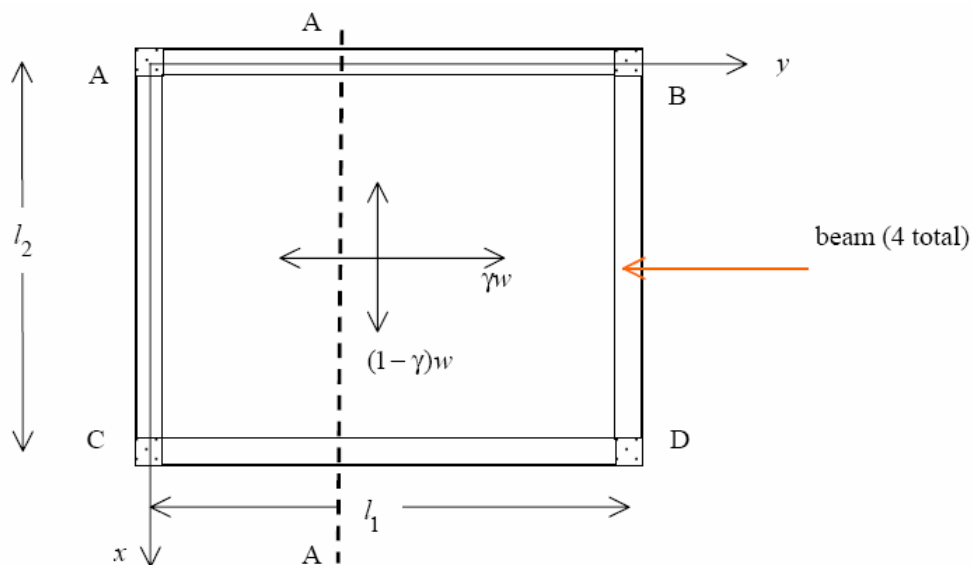
Trong phương trình (7-6), người thiết kế **chọn lựa giá trị** γ ($0 \leq \gamma \leq 1$). ả ếu $\gamma = 1$, toàn bộ tải được truyền theo **hướng x**. ả ếu $\gamma = 0$, toàn bộ tải được truyền theo **hướng y**. Bất chấp tất cả, người thiết kế phải cung cấp một **phương cách phân tải** (*load path*) **hợp lý**.

Các phần tiếp theo trong chương này trình bày thông tin về **ứng dụng phương pháp dải** cho các loại hệ sàn. Các hình dùng để mô tả phương pháp sử dụng **ký hiệu qui ước** dưới đây cho các **điều kiện biên**.



7.3.2 Các ví dụ của phương pháp dải

Xét một tấm sàn vuông tải trọng phân bố đều w , có chiều dài cạnh l_1 và l_2 . Mỗi cạnh sàn gối đơn giản lên một dầm, và dầm gối lên cột đặt ở các góc sàn.



ả ếu $l_1 \approx l_2$ thì hợp lý gán $\gamma = 0,5$.

Với việc tính toán mômen tĩnh ở phương trình (5-1), chương 5, giá trị mômen quanh trục

$$x-x \text{ đi qua tâm sàn bằng: } M_x = \frac{(wl_2)l_1^2}{8} = M_{A-A}$$

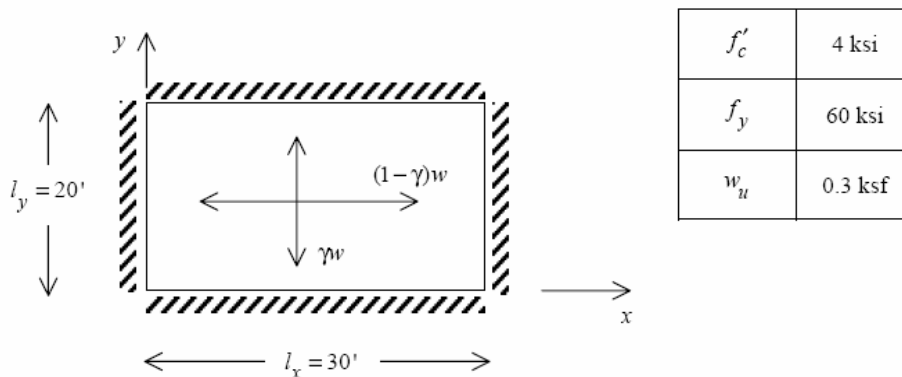
$$\text{Với nhịp sàn theo phương } y : M_{\text{slab}} = \frac{(\gamma wl_2)l_1^2}{8} = \frac{\gamma wl_2 l_1^2}{8} \quad (7-7)$$

$$\text{Với nhịp các dầm theo phương } x : M_{\text{beams}} = \frac{2[1-\gamma]w(0,5l_2)l_1^2}{8} = \frac{[1-\gamma]wl_2 l_1^2}{8} \quad (7-8)$$

$$\text{Tổng mômen trong sàn và các dầm: } \Sigma M = M_{\text{slab}} + M_{\text{beams}} = \frac{wl_2 l_1^2}{8} = M_x \quad (7-9)$$

Ví dụ 1

Xét một sàn chữ nhật gối đơn giản lên các tường xây như hình dưới. Thông tin về vật liệu và tải trọng xem ở bảng kèm theo.



Giả thiết rằng $\gamma = 0.5$ ta có mômen M_y quanh trục x :

$$M_y = \frac{(1-0,5)(0,3)30^2}{8} = 16,9 \text{ kip-ft/ft}$$

và mômen M_x quanh trục y :

$$M_x = \frac{(0,5)(0,3)20^2}{8} = 7,5 \text{ kip-ft/ft}$$

ả ếu sàn dày 8", chiều cao hiệu quả (theo từng hướng) giả sử xấp xỉ bằng $d = 6,5"$. Giả sử rằng cường độ chịu uốn (m_u) của sàn có thể tính toán theo ACI 318 như sau:

$$m_u = \phi \frac{A_b}{s} f_y d \left(1 - 0,59 \frac{A_b}{sd} \frac{f_y}{f'_c}\right) \quad (7-10)$$

Sử dụng cốt thép #6 ($A_b = 0,44 \text{ in}^2$) và $\phi = 0,9$, các bước yêu cầu cốt thép sàn (s) như sau:

- Thép phương x : #6 có $s_y = 8,7"$ (cho mômen M_y)
- Thép phương y : #6 có $s_x = 19,6"$ (cho mômen M_x)

Tổng chiều dài cốt thép #6 trong sàn là :

$$\sum L = \frac{l_y}{s_y} l_x + \frac{l_x}{s_x} l_y = \frac{12 \times 20}{8,7} \times 30' + \frac{12 \times 30}{19,6} \times 20' = 1195'$$

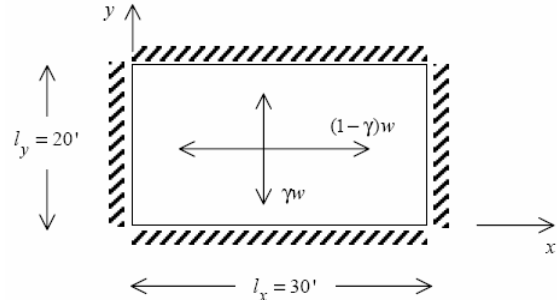
Ví dụ 2

Các thông số tương tự như ví dụ 1 nhưng

$$\gamma = 0,75$$

$$(1 - \gamma) = 0,25$$

Từ hình trên:



$$M_y = \frac{(1-0,75)(0,3)30^2}{8} = 8,4 \text{ kip-ft/ft}$$

$$M_x = \frac{(0,75)(0,3)20^2}{8} = 11,25 \text{ kip-ft/ft}$$

Đối với sàn dày 8", chiều cao hiệu quả (theo từng hướng) giả sử xấp xỉ bằng d = 6,5".

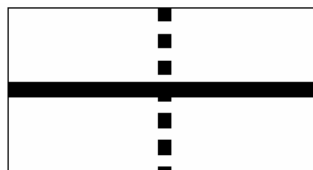
Sử dụng cốt thép #6 ($A_b = 0,44 \text{ in}^2$) và $\phi = 0,9$, các bước yêu cầu cốt thép sàn (s) như sau:

- Thép phương x: #6 có $s_y = 17,4"$ (cho mômen M_y)
- Thép phương y: #6 có $s_x = 13,0"$ (cho mômen M_x)

Tổng chiều dài cốt thép #6 trong sàn là :

$$\sum L = \frac{l_y}{s_y} l_x + \frac{l_x}{s_x} l_y = \frac{12 \times 20}{17,4} \times 30' + \frac{12 \times 30}{13,0} \times 20' = 968'$$

Làm thế nào có thể chọn được phương cách phân phối tải trong tốt hơn (giá trị γ) ?



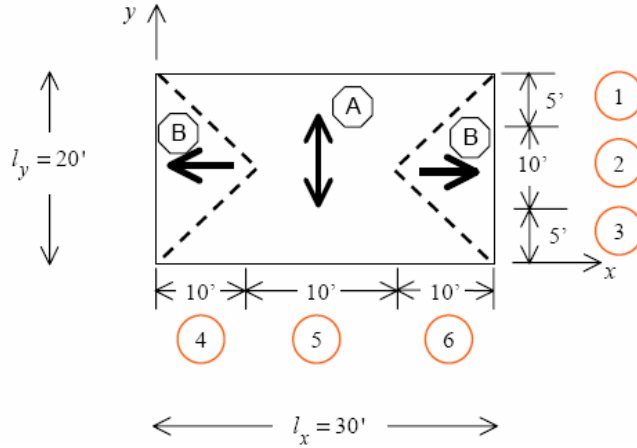
➤ Xét hai dải ở tâm sàn theo các hướng x và y:

- Hai dải như hình vẽ dưới (nét đậm và nét đứt)
- Độ võng tại giao điểm là như nhau: $w_1 l_1^4 = w_2 l_2^4$
- $\frac{w_1}{w_2} = \frac{l_2^4}{l_1^4} = \frac{30^4}{20^4} = 5,1$ và do đó chọn $\gamma = 0,83$

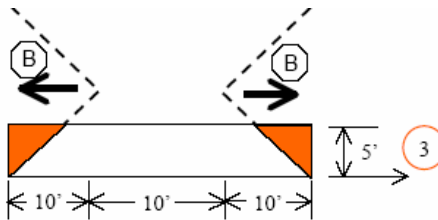
➤ Có thể chọn $\gamma = 1.0$ nhưng người thiết kế cũng phải cần bố trí thêm cốt thép chịu giãn nở nhiệt và co ngót (temperature and shrinkage rebar) cho sàn.

Ví dụ 3

Ví dụ 3 có các thông số vật liệu và kích thước tương tự như hai ví dụ trên. Ví dụ này giới thiệu các Đường gián đoạn (*Discontinuity Lines*) mà xuất phát từ các góc của sàn. Đường gián đoạn không phải là đường chảy dẻo. Các đường này dạng nét đứt vẽ ở hình dưới :

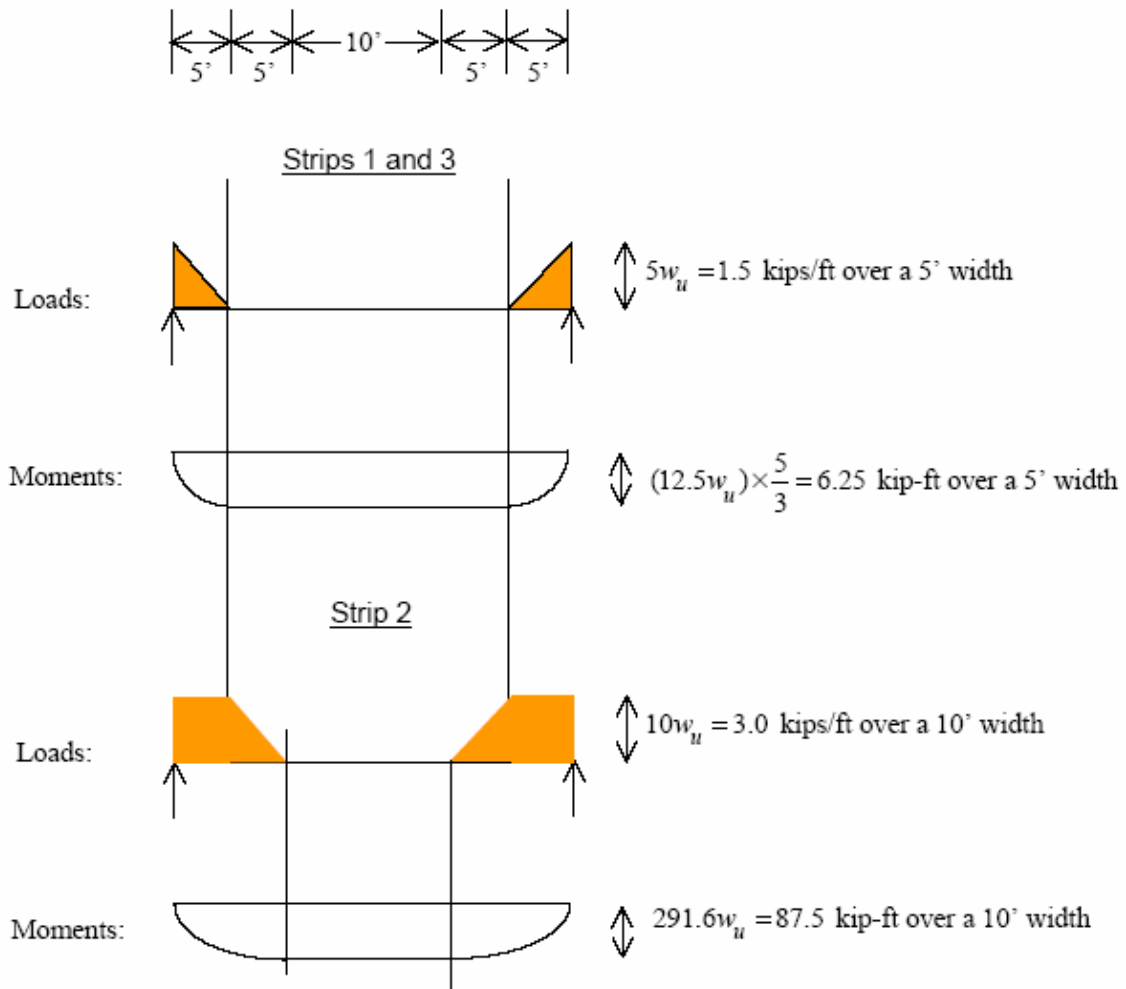


Để minh họa cho quá trình phân chia tải trọng cho các dải, xét dải 3 ở trên. Dải 1 tương tự dải 3. Dải 3 có nhịp $30'$ và chỉ có vùng màu cam chịu tải trên dải này.

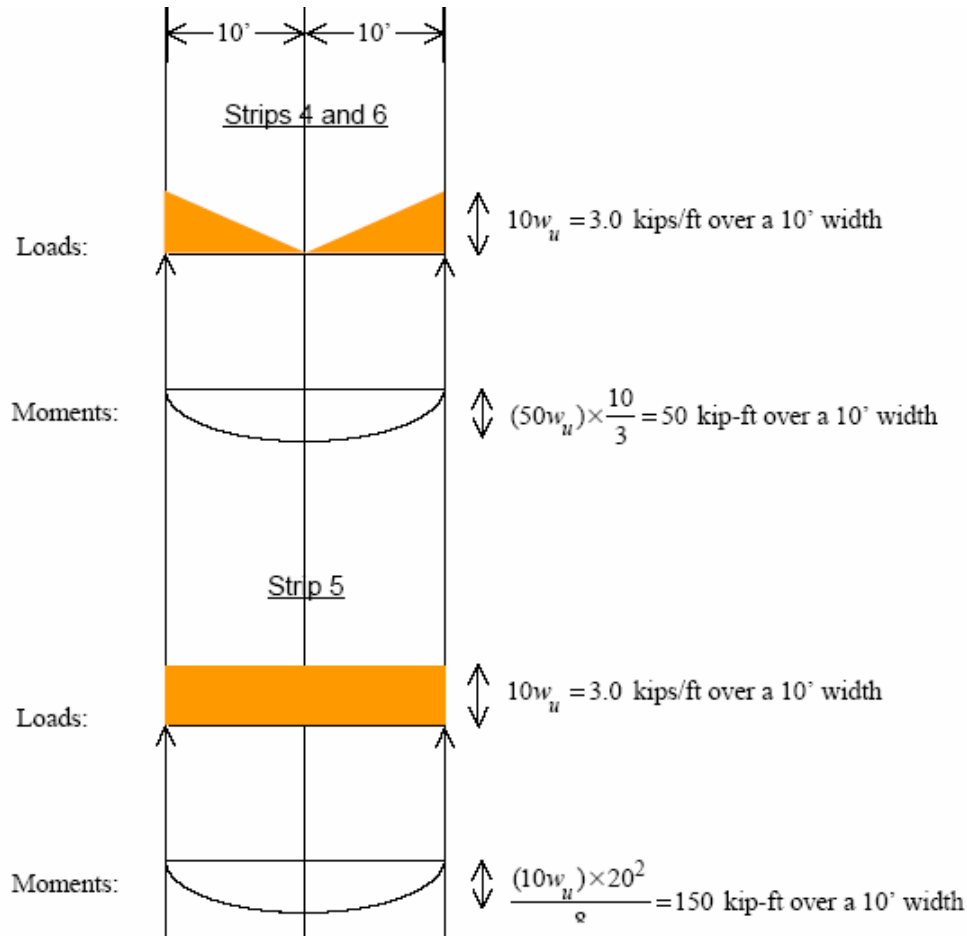


Dùng phương pháp này, có thể xem các dải như các phần tử [dầm 1-phương](#). Tải trọng và mômen tính toán được thiết lập cho từng dải.

Xét các dải phương ngang, các biểu đồ tải trọng và mômen tính được cho các dải 1, 2, 3 như sau :



Tương tự xét **các dải phương đứng**, các biểu đồ tải trọng và mômen tính được cho các dải **4, 5, 6** như sau :



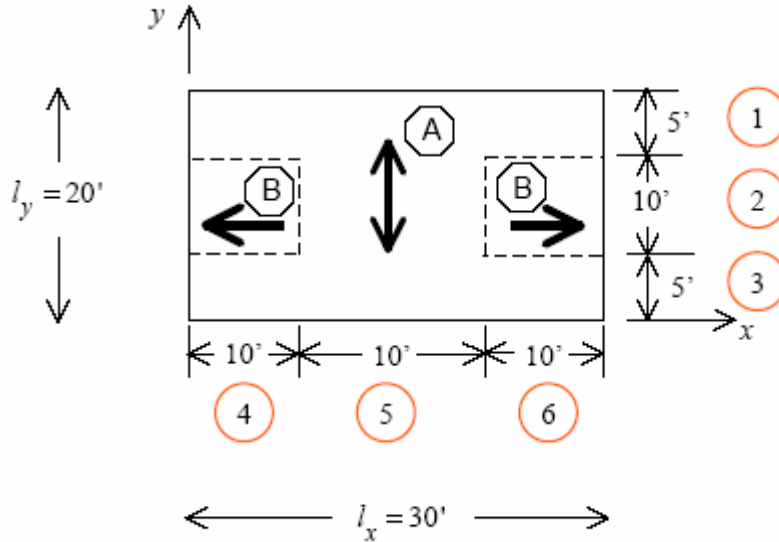
ả nghiệm bài toán là bố trí thép trong **các dải 1-6**; giả thiết **chiều cao hiệu quả sàn $d = 6,5''$** và thép **#6** được dùng để gia cường sàn. **Kết quả tính được lập thành bảng**. Chú ý rằng phương pháp này dùng các **mômen trung bình** không hoàn toàn chính xác, mà **sự phân phối lại tải trọng** sẽ xảy ra tại giai đoạn **tải trọng tới hạn**.

Dải	Chiều rộng (inch)	Chiều dài (inch)	M_u (kip-ft)	$M_{u,avg}$ (kip-ft/ft)	Bước thép (#6)	Phương
1	5'	30'	6,3	1,25	117	X
2	10'	30'	87,5	8,75	16,8	X
3	5'	30'	6,3	1,25	117	X
4	10'	20'	50	5	29,3	Y
5	10'	20'	150	15	9,8	Y
6	10'	20'	50	5	29,3	Y

Bỏ qua một bên khả năng cắt bớt thép sàn, với thiết kế bố trí thép sàn theo **các dải 1-3** (phương **X**) và thép theo các dải **4-6** (phương **Y**), ta có tổng chiều dài thép của nghiệm trên là **654''** : **giảm đáng kể so với các ví dụ trước** (ví dụ 1 và 2).

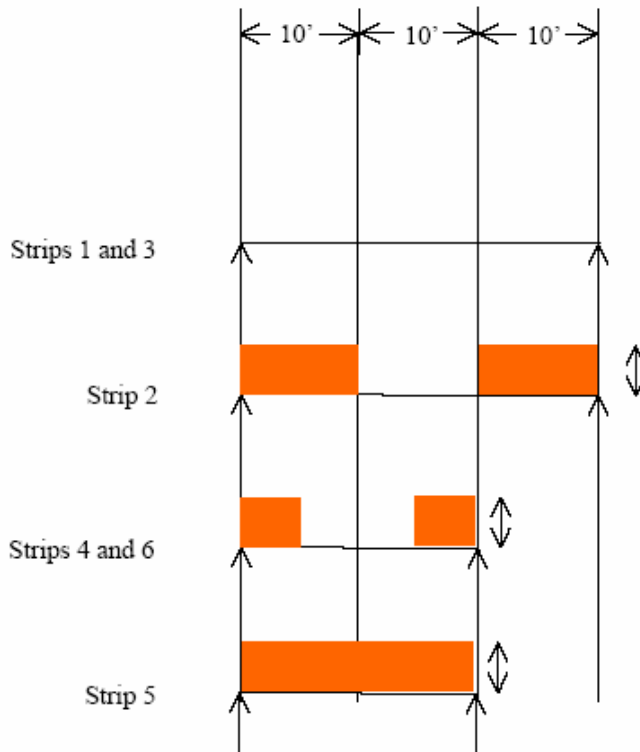
Ví dụ 4

Ví dụ 4 có các thông số vật liệu và kích thước tương tự như ba ví dụ trên. Ví dụ này giới thiệu các Đường gián đoạn (*Discontinuity Lines*) mà xuất phát từ các góc của sàn. Đường gián đoạn không phải là đường chảy dẻo. Các đường này dạng nét đứt vẽ ở hình dưới :

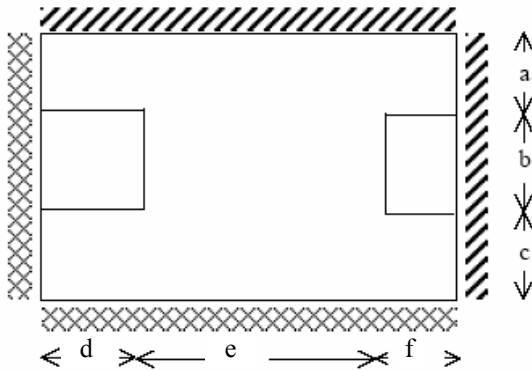


Quá trình tìm nghiệm như ví dụ 3. Tổng chiều dài thép yêu cầu cho phương án đường gián đoạn này là 736', giả thiết không cắt bớt cốt thép. Trong khi đó, tổng chiều dài thép yêu cầu cho ví dụ 3 là 654'.

Các biểu đồ tải trọng trên các dải từ 1 đến 6 được mô tả bên dưới :



Ví dụ trên đã nêu vấn đề cần lưu ý trong việc chọn Đường gián đoạn xuất phát từ các cạnh sàn. Xét sàn chữ nhật bên dưới bị ngàm ở 2 cạnh và gối đơn giản trên 2 cạnh còn lại. **Lựa chọn nào là hợp lý** đối với 6 kích thước **a, b, c, d, e, f**?



Choose $c > a$
 $d > f$

Why?

- Load will be transferred to the stiffer support

7.3.3 Lựa chọn các chiều rộng dải sàn

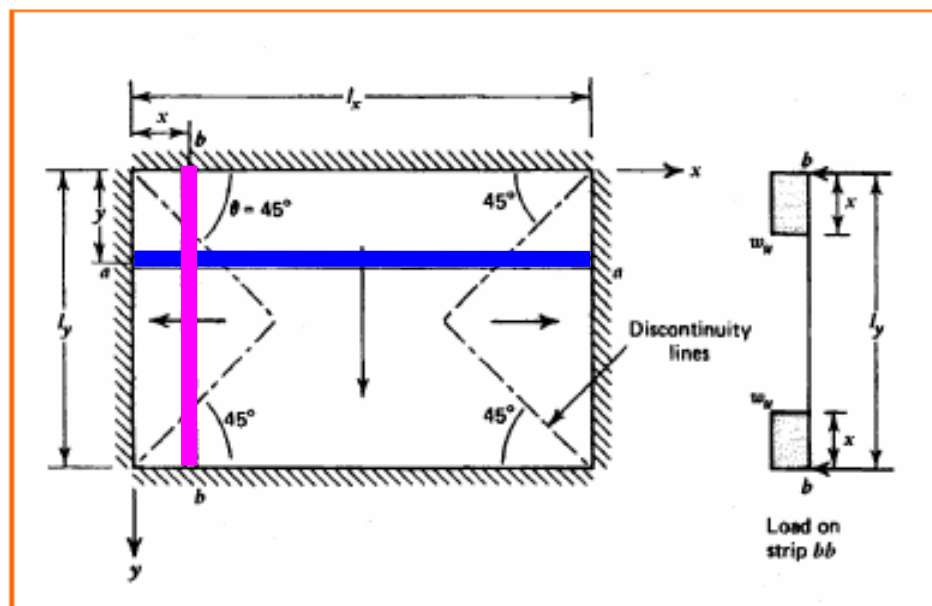
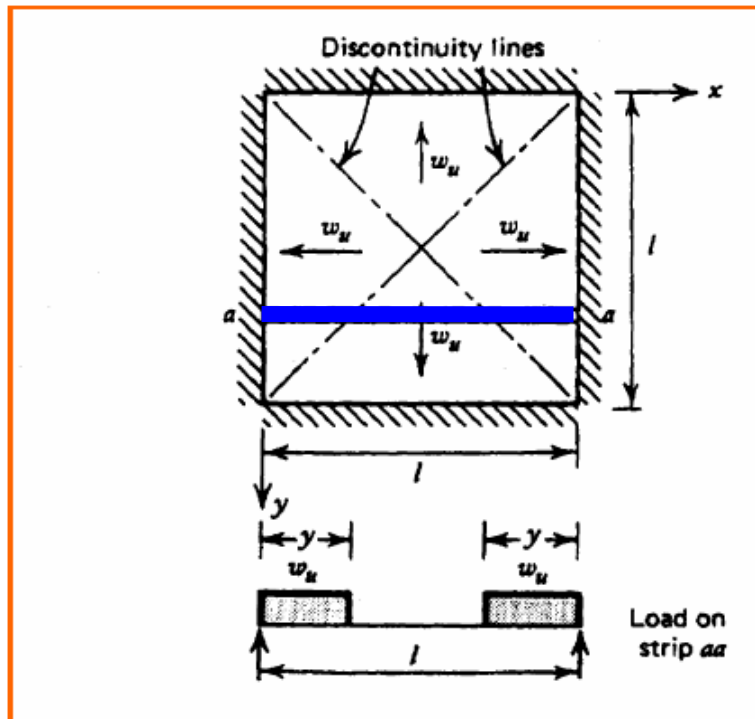
Không có qui tắc đặc biệt chọn các dải trong phân tích và thiết kế sàn. ả gười thiết kế phải nhận biết rằng một mức độ nào đó về **tái phân phối tải trọng** sẽ xảy ra tại **trạng thái tới hạn** - vùng quá tải sẽ được làm nhẹ bớt qua sự tái phân tải. **Việc thử thách** là :

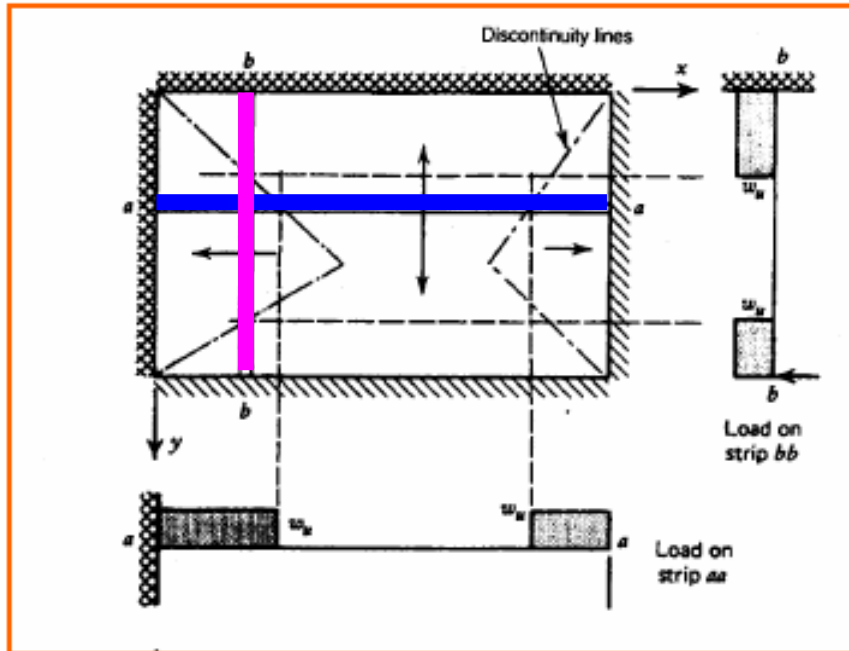
- Thiết kế thép sàn với độ dẻo cao ($\mu_\phi \uparrow$) để làm thuận lợi cho tái phân phối tải trọng, nghĩa là thiết kế với **giá trị nhỏ** của $\rho = A_s/bd$. Giá trị mẫu của **độ dẻo tới hạn** μ_ϕ được trình bày dưới đây:

ρ giảm	0,020	0,015	0,010	0,005
μ_ϕ tăng	4	6	10	23

- Chọn bề rộng dải sao cho không quá thừa tái phân phối tải trọng :
 - giữ dải tương đối hẹp
 - chọn **kiểu phân bố tải trọng** (*load path*) tương tự như **phân phối đàn hồi**.

Park và Gamble trình bày một số ví dụ dưới đây. Giá trị **bề rộng** nào là hợp lý của dải **aa** và dải **bb** trong các ví dụ này ?





7.3.4 Các đường gián đoạn từ các góc sàn

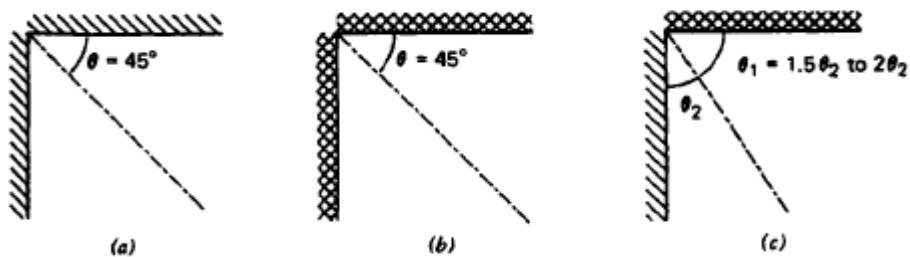
Các đường gián đoạn được giới thiệu trong các ví dụ ở phần trước. Hillerborg đã đề nghị một số nguyên tắc cho những đường gián đoạn xuất phát từ các góc vuông sàn:

1. Đường gián đoạn nên **chia đôi** góc sàn tạo bởi hai cạnh ngàm giao nhau (**hình a**) hay hai cạnh gối tựa đơn giản giao nhau (**hình b**): $\theta_1 = \theta_2 = 45^\circ$.

2.    i giao nhau của một cạnh ngàm và một cạnh gối tựa đơn giản (**hình c**), đường gián đoạn nên chia góc vuông thành hai góc nhọn sao cho: $\theta_1 = 1,5\theta_2$ đến $2\theta_2$.

- o **Tại sao?** tải trọng sẽ truyền về phía có độ cứng lớn hơn.

Các qui tắc này được biểu diễn ở hình dưới (theo Park và Gamble).



7.4 DẢI CỨNG TRONG PHƯƠNG PHÁP DẢI

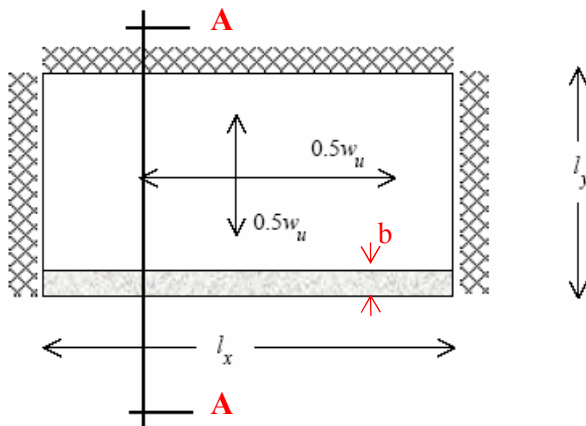
Phương pháp dải trình bày trên đây không thể giải cho các bài toán sau:

- Sàn có khoảng trống (*opening*)
- Sàn có góc lõm (*re-entrant corner*)
- Sàn có cạnh tự do (*free edge*)
- Sàn không dầm (*beam-less slab*) với gối tựa cột

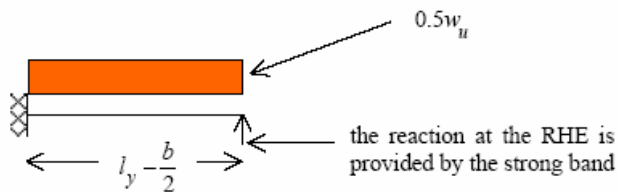
nếu không sử dụng **dải cứng** (*strong band*) để giúp phân phối tải trọng đến gối tựa. Một **dải cứng** là dải sàn với bề rộng hợp lý có một **lượng thép tập trung** và hành xử **như một dầm**. Thường chiều cao dải cứng bằng chiều cao sàn nhưng có thể dày hơn để cung cấp độ gia cường đòi hỏi. Việc sử dụng dải cứng được minh họa ở các ví dụ dưới đây:

Ví dụ 1

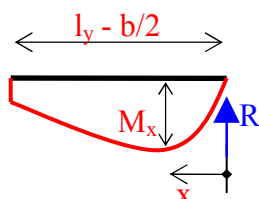
Xét sàn chữ nhật bên dưới bị ngàm trên 3 cạnh, và 1 cạnh còn lại tự do. **Tải trọng tới hạn** là w_u . Dải cứng có **chiều rộng b** được **tô sẫm** như trong hình vẽ. Chú ý hệ số phân tải trọng $\gamma = 0,5$ (hợp lý ?)



Trên mặt cắt A-A, **tải trọng** được phân phối như sau:



Biểu đồ mômen (M) cho trường hợp tải này là :



với: $M_x = R_x - 0,25w_u x^2$

Chú ý:

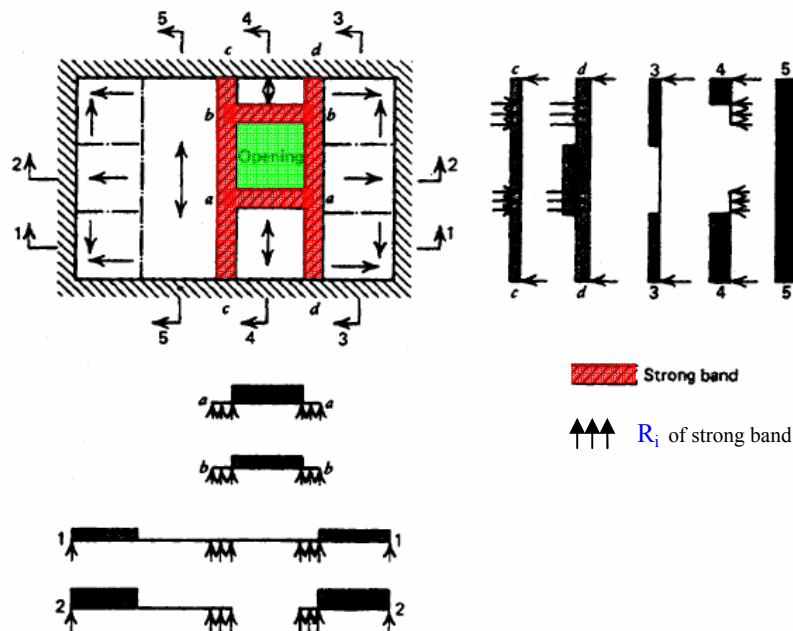
$R + R_{ngàm} = 0.5 w_u (l_y - b/2)$

Với dải cứng, người thiết kế có thể chọn bất kỳ giá trị nào cho **phản lực R** nhưng hợp lý nhất là chọn **nhỏ hơn phản lực đứng tại ngàm ($R < R_{ngàm}$)**. Trên dải cứng, phân phối tải trọng như sau:



Ví dụ 2

Ví dụ 1 trình bày một sử dụng đơn giản dải cứng. Trong ví dụ đó, hệ truyền tải là rõ ràng, cụ thể là sàn truyền tải xuống dải cứng và dải cứng truyền tải xuống tường. Ở ví dụ dưới đây, Park và Gamble trình bày **sử dụng dải cứng để thiết kế khung BTCT bao quanh khoảng trống của sàn**. Sàn khảo sát gói đơn giản trên 4 cạnh và có một **khoảng trống**. Hướng phân bố tải trọng cũng được mô tả cho các dải sàn và dải cứng ở hình dưới. Bốn dải cứng (**gạch chéo**) là **aa**, **bb**, **cc**, và **dd**.



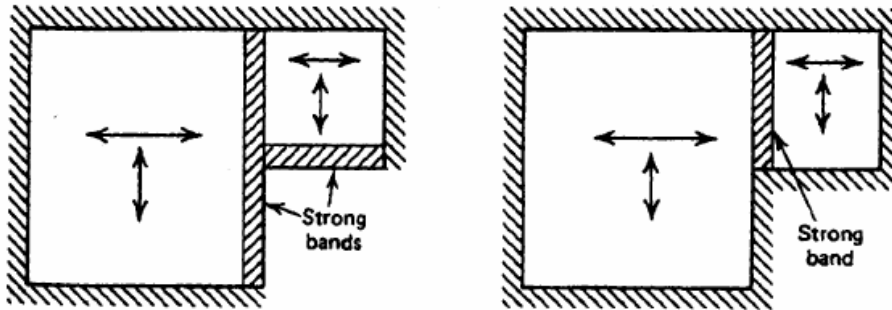
Các dải cứng được đặt trên **4 cạnh** của **lỗ hổng**. Các **đường gián đoạn** cho sàn cũng được mô tả ở hình trên. Các dải sàn truyền tải theo hướng các **mũi tên** như hình vẽ: đến các gói đơn giản, đến các dải cứng, hay cả hai (chú ý với các **hệ số phân tải γ_i** khác nhau). **Hệ thống truyền tải** cho các dải cứng như sau:

- Các dải cứng **aa** và **bb** chuyển tải đến **cc** và **dd**.
- Các dải cứng **cc** và **dd** truyền tải xuống các gói đơn giản.

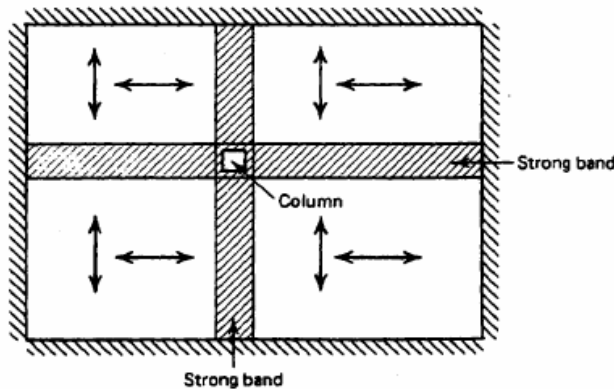
Tương tự, phương pháp dải cứng có thể áp dụng cho sàn chịu tải phân bố đều trong các trường hợp sàn có góc lõm và sàn không dầm có cột đỡ. (xem các ví dụ minh họa dưới đây của Park và Gamble).

Ví dụ 3

Ở các sàn có góc lõm, các dải cứng được đặt tại các góc lõm để truyền tải sàn trực tiếp xuống các gối đỡ.



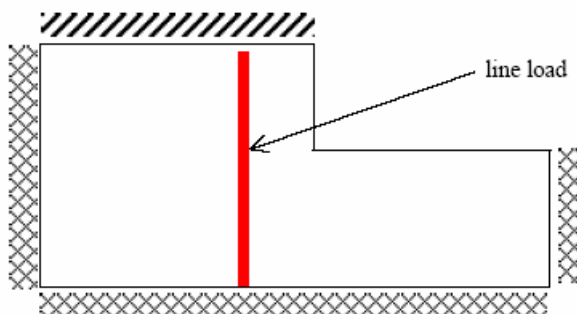
Ở các sàn không dầm, các dải cứng được đặt tại trực giao nhau ở phía trên cột đỡ sàn.



Phương pháp dải cứng cũng có thể áp dụng cho to sàn chịu tải trọng đường (line load), ví dụ ray cầu trục.

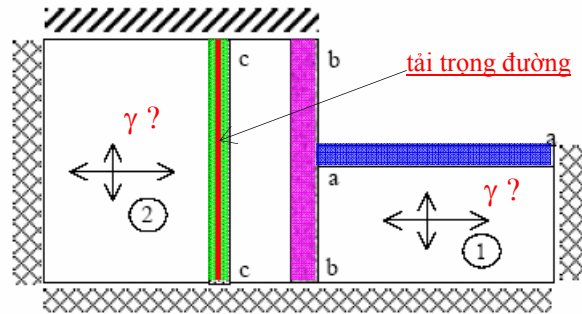
Ví dụ 4

Xét bản có góc lõm chịu tải trọng đường như sau:



Phương án phân tải (load path) hợp lý nhất cho các dải sàn và các dải cứng như thế nào ?

Một phương án phân tải khả dĩ **hợp lý** như sau:

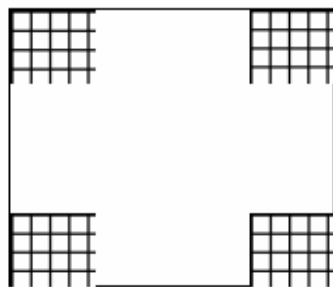


- Vùng ① của sàn phân tải như trên, hệ số phân tải γ nên là bao nhiêu?
- Dải cứng **aa**, chống đỡ một phần vùng ①, có một đầu nối với cạnh ngàm và một đầu nối với dải cứng **bb**.
- Vùng ② của sàn phân tải đến các cạnh sàn và dải cứng **bb**.
- Dải cứng **cc** chỉ chống đỡ **tải trọng đường** mà **không nhận tải** từ vùng ② (cả hai phía).
- Dải cứng **bb** chịu tải truyền từ các vùng ① và ② và một phần tải trọng từ dải cứng **aa**.

7.5 THIẾT KẾ SÀN THEO PHƯƠNG PHÁP DẢI

Một số **qui tắc chính** cho triển khai cốt thép trong **thiết kế sàn theo phương pháp dải**:

1. Dùng một **hàm lượng thép sàn nhỏ**: $\rho \leq 0,5 \rho_{bal}$ để sự tái phân phối tải trọng sàn được thuận lợi ($\rho = A_s/bd$).
2. Cung cấp **thép tối thiểu chống nhiệt và co ngót** ($\rho > \rho_{min}$).
3. Giới hạn **bước thép nhỏ hơn 2 lần chiều dày sàn** ($s < 2h$).
4. **Không cắt thép ở mặt đáy sàn** và kéo dài thép ở đáy vào gối tựa một khoảng bằng **6"**. **Cắt thép mặt trên tại các điểm uốn**; dùng một ước tính an toàn cho các điểm uốn giả thiết.
5. Cung cấp **cốt thép gia cường các góc mặt trên sàn** và kéo dài một khoảng bằng **20 % nhịp sàn** (xem **hình a**).
6. Cung cấp **cốt thép chống xoắn** dọc theo cạnh sàn tự do (xem **hình b**) ← giả thuyết $m_{xy} = 0$



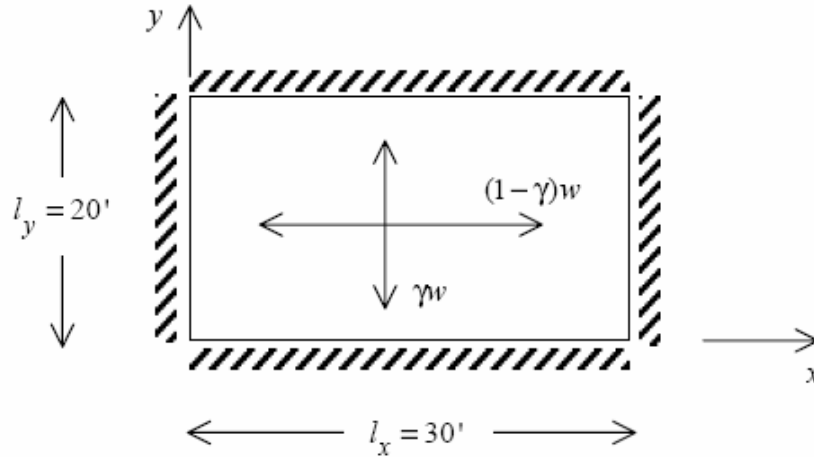
a)-



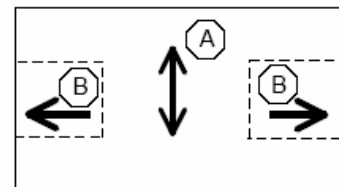
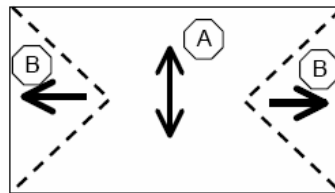
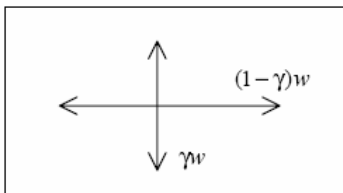
b)-

Bài tập 1: (SV nộp)

Một bản BTCT tựa đơn trên 4 cạnh có kích thước như hình dưới đây. Tải trọng w phân bố đều trên bản. Thép dọc mặt đáy theo phương y có mômen chảy dẻo là $M_{ny} = 12$ kip-ft/ft; thép dọc mặt đáy theo phương x có mômen chảy dẻo là $M_{nx} = 8$ kip-ft/ft; giả sử mặt trên không cốt thép.



1. Hãy thiết lập các kiểu đường gián đoạn phân tải hợp lý theo phương pháp dải của Hillerborg.
2. Tìm tải trọng cho phép lớn nhất w_u và so sánh với phương pháp đường chảy dẻo của Johansen.

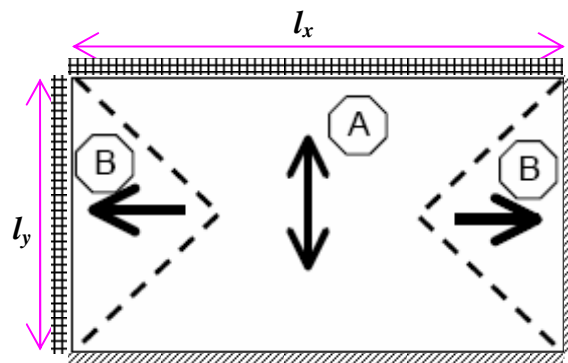


Bài tập 2: (SV nộp)

Xét sàn chữ nhật bên dưới bị ngàm ở 2 cạnh và gối đơn giản trên 2 cạnh còn lại ($l_x = 30'$; $l_y = 20'$). Tải trọng w phân bố đều trên bản. Bố trí thép dọc theo cả 2 phương có mômen chảy dẻo:

- ở mặt trên là $M_{n1} = 18$ kip-ft/ft
- ở mặt dưới là $M_{n2} = 12$ kip-ft/ft

Giả sử có kiểu đường gián đoạn phân tải theo phương pháp dải như hình bên. Tìm tải trọng cho phép lớn nhất w_u

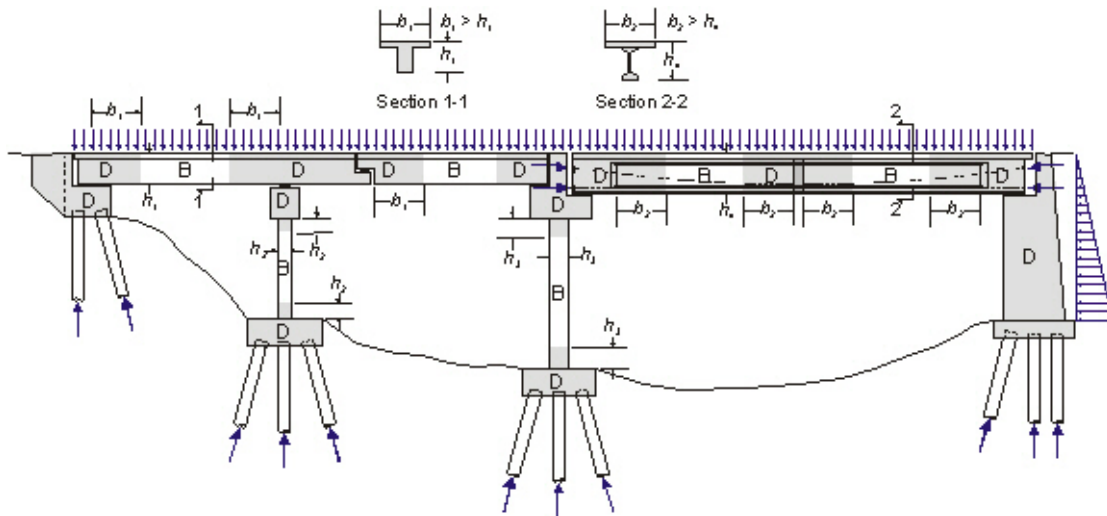


Chương 8: **MÔ HÌNH GIÀN ẢO: KHÁI NIỆM & MÔ HÌNH**

8.1 KHÁI NIỆM CHUNG

Các mô hình “giàn ảo”, hay mô hình “chống và giằng” (*Strut and Tie Model*) được gia tăng sử dụng để thiết kế và triển khai cốt thép trong các thành phần kết cấu BTCT chịu tải trọng đứng và tải đông đất. Những mô hình như vậy được trình bày trong các **chương 8** và **chương 9** vì chúng thực sự hữu ích trong thiết kế:

- Liên kết dầm-cột trong khung chịu mômen và trong mũ cầu (*bent cap*).
- Vách cứng (*shear wall*) với khoảng trống hay lỗ hổng lớn.
- Móng trụ cầu giao thông
- Phần đầu dầm (*end block*) của dầm căng trước hay căng sau (*pre- and post-tensioned*).



Trong các **chương 8** và **chương 9**, mô hình giàn ảo được trình bày cho thành phần kết cấu BTCT chịu tải trọng đứng như **dầm cao**, **vai cột đỡ**, và các **liên kết dầm-cột**.

Các mô hình giàn ảo được giới thiệu trong **ACI 318-02** ở các phần sau:

- §10.7 (Dầm cao - *Deep flexural members*)
- §11.8 (Các điều khoản đặc biệt cho dầm cao - *Special provisions for deep flexural members*)
- §Appendix A (Mô hình giàn ảo - *Strut-and-tie models*)

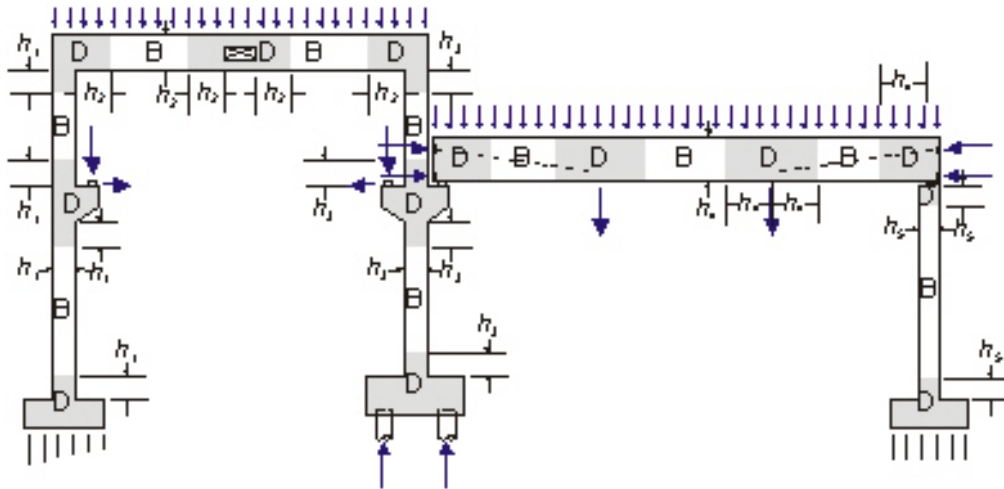
Schlaich và đồng sự lưu ý rằng các thành phần kết cấu BTCT chịu tải trọng bởi:

- Trường ứng suất nén (trường ứng suất **nén** bê tông).
- **Giằng chịu kéo** (cốt thép, tăng đỡ ứng suất trước, trường ứng suất **kéo** bê tông)

Vì các mục đích phân tích, **các mô hình giàn ảo** gom lại tất cả **các ứng suất nén** và **các giằng chịu kéo**, rồi nối chúng với nhau bởi các **nút (node)**.

8.2 CÁC VÙNG KHÔNG LIÊN TỤC

8.2.1 Giới thiệu



Theo lý thuyết **mô hình giàn ảo**, một thành phần kết cấu như dầm hay vai cột có thể chia thành hai vùng:

- Vùng B (B viết tắt của *Beam* hay *Bernoulli*)
- Vùng D (D viết tắt của *Discontinuity* hay *Disturbance*)

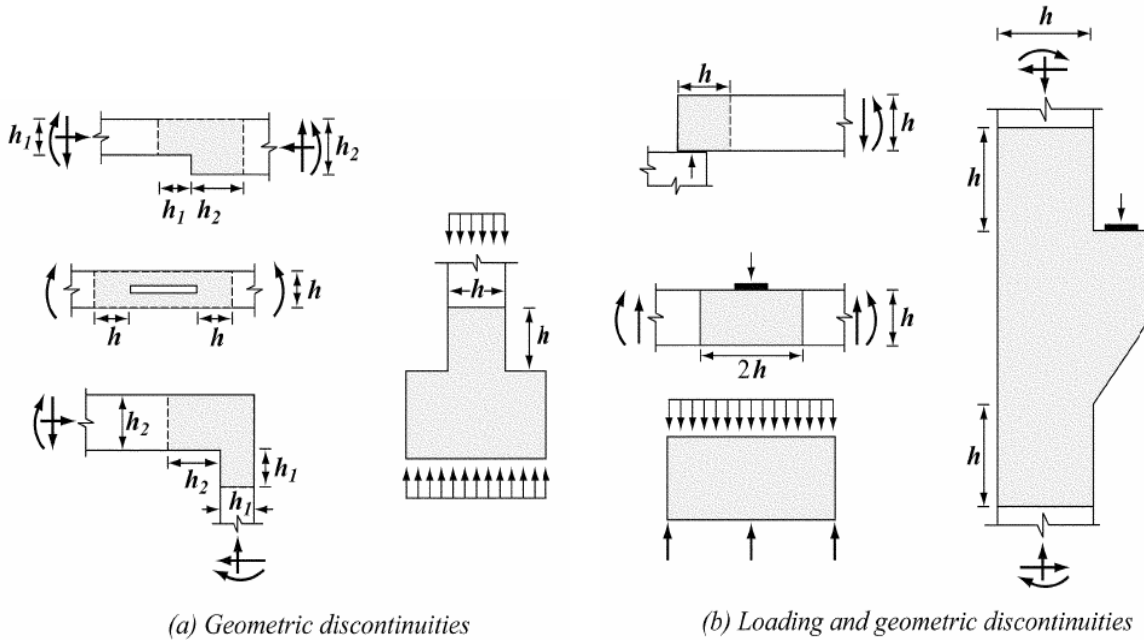
Trong vùng B, có thể áp dụng lý thuyết dầm, cụ thể là **các mặt phẳng vẫn phẳng sau khi uốn**. Các nội ứng suất trong các vùng này có thể tính dễ dàng từ nội lực của tiết diện (mômen uốn và xoắn, lực dọc và lực cắt). Nếu tiết diện không nứt ($M < M_{cr}$), các nội ứng suất tính được nhờ các đặc trưng của tiết diện như **diện tích tiết diện (A)** và mômen quán tính (I). Nếu ứng suất kéo vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông ($M > M_{cr}$), **mô hình giàn (truss model)** được sử dụng

Giả thuyết Bernoulli là cơ sở của nhiều phương pháp thiết kế và phân tích kỹ thuật kết cấu. Giả thuyết này là **không giá trị** trong các vùng của kết cấu hay của cầu kiện mà **phân phối biến dạng là phi tuyến đáng kể**. Các ví dụ của vùng như vậy là:

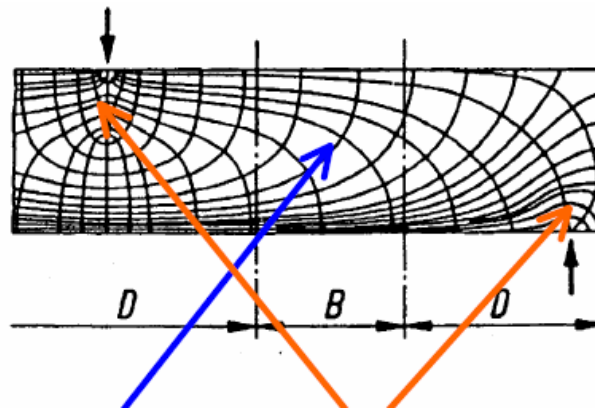
- Vùng gần tải tập trung (bao gồm vùng gần gối tựa)
- Các góc và các liên kết của khung
- Vùng gần lỗ hổng

Các vùng này do **phân phối biến dạng phi tuyến lớn** được gọi là các vùng D. Nếu vùng D **không bị nứt**, có thể phân tích chúng bằng **phương pháp ứng suất đàn hồi tuyến tính**. Tuy nhiên trong nhiều trường hợp, vùng D sẽ nứt và không thể áp dụng lý thuyết tuyến tính được nữa. **Mô hình giàn ảo** đã được phát triển để phân tích và thiết kế cho các **vùng D bị phá hoại do nứt**.

Các vùng **D** mẫu có phân phối biến dạng phi tuyến do (a) không liên tục hình học, (b) không liên tục tĩnh học (tải trọng) được Schlaich và cộng sự mô tả dưới đây:



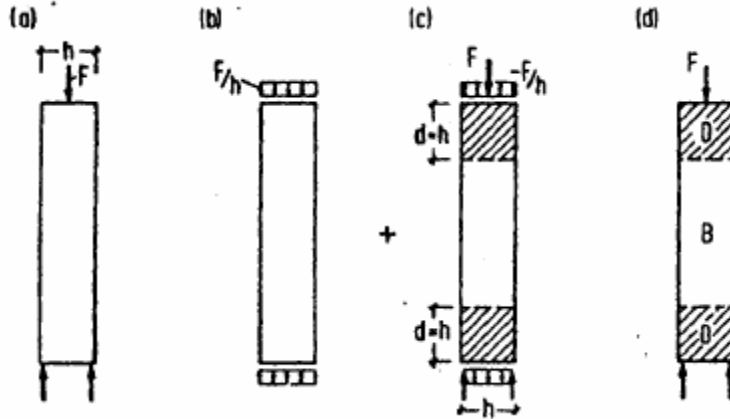
Trước khi bàn luận về các phương pháp phân tích và thiết kế cho các vùng **B** và **D**, cần biết phương pháp phân chia một thành phần kết cấu như dầm cao thành các vùng **B** và **D**. Vì mục đích này, cần thiết đánh giá ứng xử của thành phần kết cấu ở giai đoạn không nứt. Xét một nửa dầm chịu tải đúng tâm như hình vẽ dưới đây (theo Schlaich et al.). Trình bày trong hình là các đường đồng ứng suất với giả thiết vật liệu đàn hồi tuyến tính.



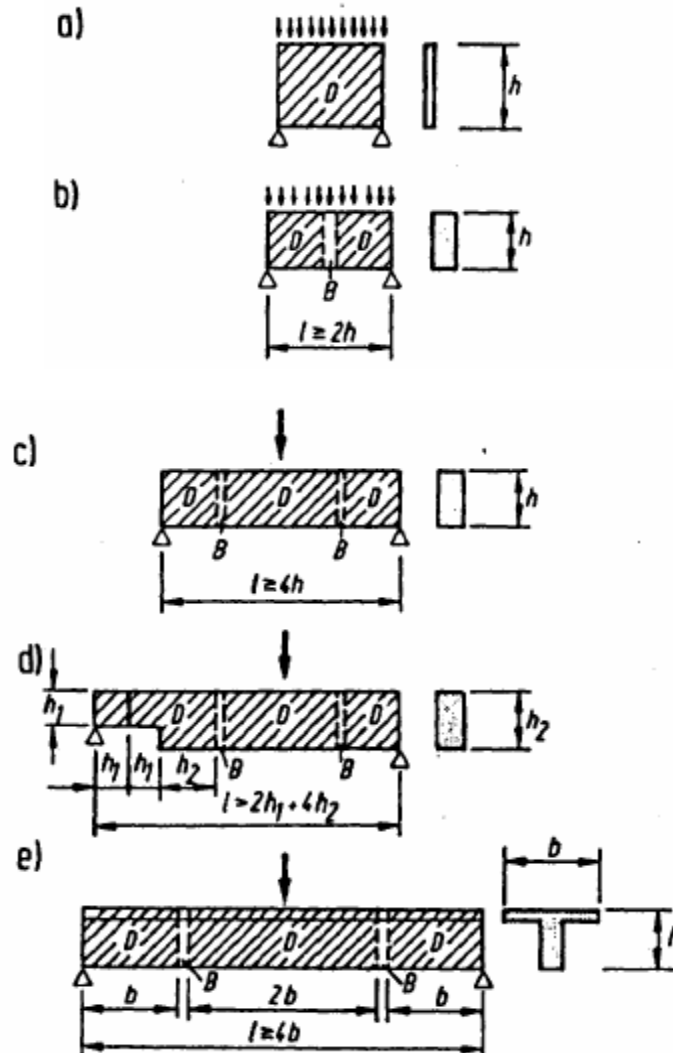
- Trong vùng **B** các đường đồng ứng suất thay đổi từ từ.
- Trong 2 vùng **D** các đường đồng ứng suất thay đổi gấp.

Để phân loại đúng các vùng **B** và **D**, phải xem xét [cả hình học và tải trọng](#); chỉ xem xét hình học là không đầy đủ. Schlaich trình bày sự phân chia các thành phần kết cấu thành các vùng **B** và **D** dựa trên cả hình học và tải trọng như sau:

a. Phân vùng trong cột



b. Phân vùng trong dầm



8.3 PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ VÀ MÔ HÌNH TOÁN

8.3.1 Phân tích hệ khung

Phương pháp phân tích gì thích hợp cho hệ kết cấu siêu tĩnh như dầm liên tục hay khung?

- Các phương pháp phân tích đàn hồi thích hợp cho trạng thái giới hạn dịch vụ (*service limit state*), khi mà ứng xử toàn bộ kết cấu hoặc là không nứt hoặc là xem như nứt với các ứng suất kéo thấp hơn ứng suất chảy dẻo. Các phương pháp đàn hồi cũng có thể được dùng để ước tính nghiêm an toàn của tải trọng tới hạn.
- Các phương pháp phân tích dẻo thích hợp cho việc xác định một nghiêm thực của tải trọng tới hạn.

8.3.2 Mô hình hoá các vùng B và D

Tiếp theo sự phân tích khung kết cấu để xác định các nội lực trong các vùng **B** và các lực biên trong các vùng **D**, có thể thiết kế và triển khai cốt thép cho các thành phần kết cấu.

- Đối với các vùng không nứt (**B** và **D**), có thể dùng các phương pháp chuẩn để phân tích ứng suất của thép và bê tông.
- Nếu các ứng suất kéo trong các vùng riêng lẻ **B** hay **D** vượt quá cường độ chịu kéo của bê tông, các nội lực nên tính toán bằng phương pháp giàn ảo (*strut-and-tie procedure*) sẽ được bàn luận ở các phần tiếp theo.

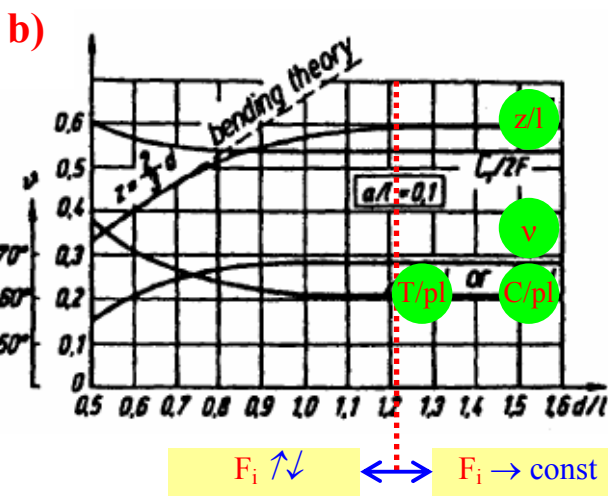
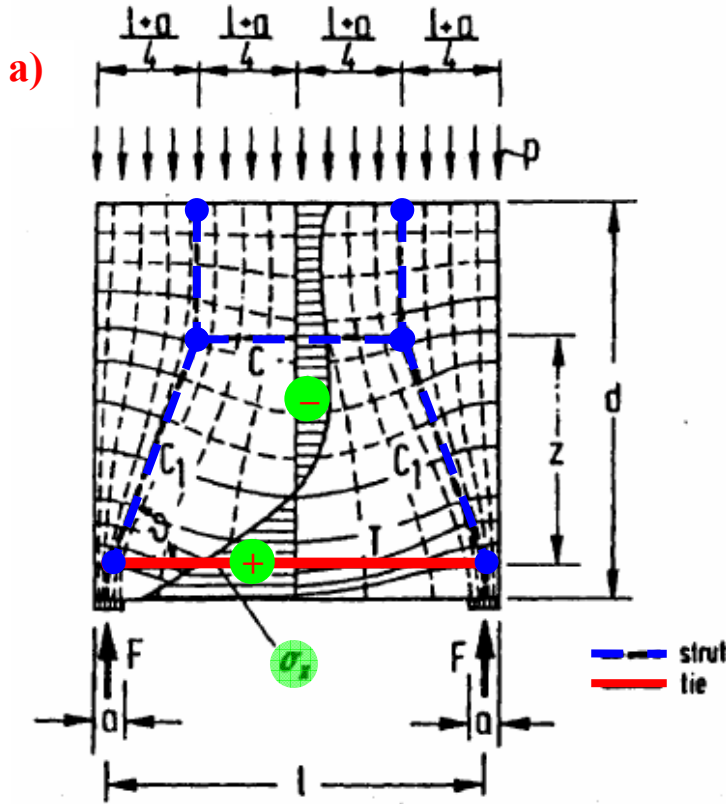
Phương pháp giàn ảo tương đối minh bạch, bao gồm 3 bước chính như sau:

1. Phát triển mô hình giàn ảo được giải thích dưới đây. Các thanh chống (*strut*) chịu nén và các thanh giằng (*tie*) chịu kéo làm cô đọng hay thay thế các trường ứng suất thật bởi các hợp lực đường thẳng và tập trung độ cong của chúng tại các nút (*node*).
2. Tính toán các lực chống và giằng, mà phải thoả điều kiện cân bằng. Các lực này là các nội lực vừa nêu ở phần trên.
3. Xác định kích thước các thanh chống, các thanh giằng, và các nút với chú ý thích đáng các bề rộng khe nứt.

Một số thân trong cần lưu ý trong khi phát triển một mô hình giàn ảo vì bê tông có thể chịu đựng được chỉ ở một khoảng giới hạn của biến dạng dẻo:

- Tối thiểu yêu cầu tái phân phối lực.
- Chọn một phân phối của các thanh chống và các thanh giằng mà là bản sao hướng và độ lớn của các nội lực tính bằng phân tích đàn hồi.
 - Một mô hình như vậy có thể dùng để kiểm tra mức tải sử dụng và mức tải tới hạn.
 - Có thể phát triển mô hình khác để tính tải trọng tới hạn thực (lớn hơn) bằng cách tái định hướng hay di chuyển các thanh chống và giằng.
 - Vậy phải xem xét đến khả năng xoay hay khả năng biến dạng không đàn hồi của mô hình.

Trình bày ở đây sẽ tập trung vào sự phát triển các mô hình giàn ảo cho các vùng D. Một vùng như vậy được Schlaich và cộng sự trình bày ở ví dụ dầm cao chịu tải phân bố đều dưới đây. Trong hình dưới, phần a là các đường đồng ứng suất đàn hồi, các ứng suất đàn hồi (σ_x) và mô hình giàn ảo; các nội lực (T, C, C₁), khoảng cách cánh tay đòn (z), và góc nghiêng của thanh chống (v) như là các hàm số của kích thước dầm F_i(d/l) được biểu diễn trong phần b của hình.



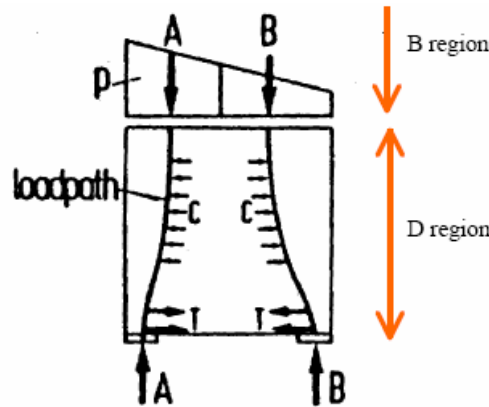
Lưu ý:

- Vị trí các thanh chống (4) và thanh giằng (1).
- Quan hệ giữa các đường đồng ứng suất và hướng thanh chống ($\approx \underline{1}$).
- Phân phối không đều của ứng suất σ_x trên chiều cao dầm.
 - So sánh với phân bố trong lý thuyết dầm.
- Sự thay đổi giá trị của T (hay C) và C₁ khi gia tăng tỷ số d/l.

Do sự **khuyết diện của kết quả phân tích đàn hồi** như trình bày ở trên, **các mô hình giàn ảo được phát triển như thế nào?** Schlaich và cộng sự đã thiết lập một phương pháp tên là **phương pháp đường tải trọng** (*load-path method*) để phát triển các mô hình giàn ảo, và phương pháp này được mô tả dưới đây.

8.3.3 Phương pháp đường tải trọng để phát triển mô hình giàn ảo

Bước thứ nhất của **phương pháp đường tải trọng** là xác định tất cả các lực tác dụng trên vùng **D** nhằm đảm bảo rằng **sự cân bằng** trên **mặt ngoài** của vùng **D** được thoả mãn. Đầu tiên xét vùng **D** trong hình dưới :



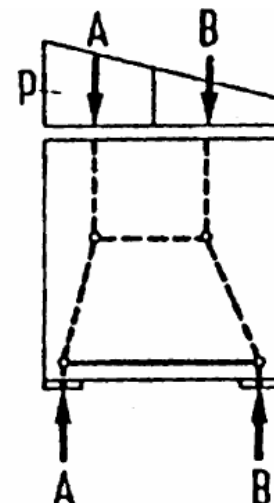
Áp suất phân bố **p** đại diện cho các lực của vùng **B** mà tác dụng lên vùng **D**. (Ngoài ra, chiều cao hợp lý vùng **D** là bao nhiêu?). **Ans: $h > 0,5l$**

Bước thứ hai là phân chia nhỏ biểu đồ ứng suất (trong trường hợp này là ứng suất phân bố tuyến tính **p**) để **các tải trọng tìm ra đường đi từ mặt này đến mặt khác của kết cấu**. Với ví dụ trên, **tải phân bố p** mà **áp đặt** trên đỉnh dầm sẽ được **chống đỡ bởi hai phản lực gối tựa ở đáy dầm**: **A** và **B**. Tải phân bố **p** được thay thế bởi các lực tổng cộng **A** và **B**, với độ lớn của **A** lớn hơn **B**. **Các đường tải trọng không như phác thảo** ở hình vẽ trên. Các đường tải trọng có xu hướng lấy **đường ngắn nhất** (*shortest path*) khả dĩ đi từ **tải trọng tác dụng** đến các **phản lực gối tựa**.

Mô hình giàn ảo hợp lý nào đối với dầm cao trên? Một mô hình **khả dĩ** trình bày dưới đây.

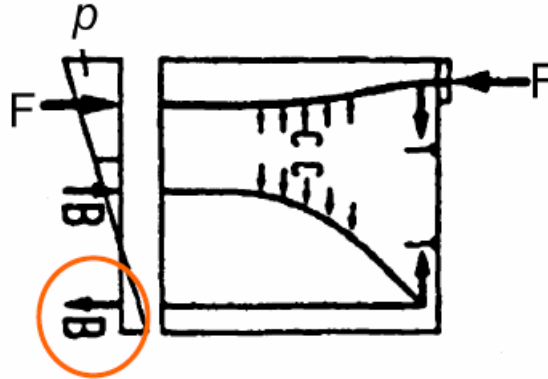
Lưu ý các điểm sau liên quan đến mô hình giàn ảo này :

- Các vị trí của các **thanh chống thẳng đứng** và **thanh chống nghiêng** theo đường tải trọng chạy từ tải phân bố ở đỉnh dầm đến các phản lực gối tựa **A** và **B** ở đáy dầm.
- Vị trí của **thanh chống nằm ngang**
 - Tại sao cần thanh chống này?
 - Tại sao vị trí thanh chống như mô tả trong hình ?
- Vị trí của **thanh giằng nằm ngang**
 - Tại sao cần thanh giằng này ?

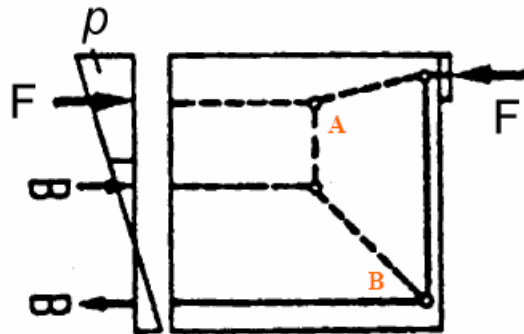


- Lực chịu kéo của thanh giằng do cốt thép cung cấp
 - Cốt thép được neo như thế nào ?

Bây giờ xét **ví dụ khác** ở hình dưới. Nếu **xoay 90°** theo chiều kim đồng hồ, Sơ đồ này có thể biểu diễn một phần đầu dầm căng sau (*post-tensioned*).



Làm thế nào phát triển một mô hình giàn ảo cho trường hợp có **ứng suất kéo trong vùng B** như hình trên? Trước hết như ở trên, thay thế **ứng suất phân bố p** bằng các **lực tập trung** (trong ví dụ này là **F** và **B**). Ấn định một **thanh giằng** chịu **lực kéo B** được **vòng tròn ở trên**. Chèn **các thanh chống** chịu **các lực nén F** và **B**. Rõ ràng không có tải trọng kéo ở phần phía trên dầm như trong hình. Mô hình giàn ảo tương ứng như sau :



Lưu ý các điểm sau từ hình trên :

- Có sự dịch chuyển khoảng cách theo hướng truyền của **lực F**.
- **Thanh chống** cần thiết tại **điểm chuyển tiếp** (*transition point*) ký hiệu **A** để cung cấp sự thay đổi hướng của **lực F**.
- Làm sao giải được lực trong **thanh giằng chịu kéo** tại đáy dầm tại điểm ký hiệu **B** ?

Có thể phát triển nhiều mô hình giàn ảo cho một trường hợp tải đơn giản. Làm thế nào chọn được **mô hình tối ưu**?

- **Các tải trọng** theo đường truyền với **độ lớn nhỏ nhất** và **biến dạng ít nhất**.
- Vì các thanh giằng có thể biến dạng lớn hơn các thanh chống bê tông, một mô hình có **các thanh giằng với số lượng ít nhất** và **chiều dài ngắn nhất** có vẻ là **mô hình tốt nhất**.

Schlaich và cộng sự đề xuất biểu thức đơn giản sau để thực hiện nhận xét thứ hai ở trên,

$$\sum_i F_i l_i \varepsilon_{mi} = \text{Minimum} \quad (8-1)$$

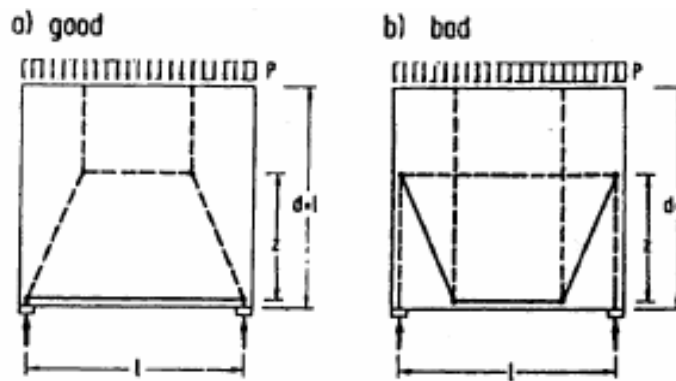
với F_i là **lực chống** hay **giằng** i , l_i là **chiều dài** phần tử i , và ε_{mi} là **biến dạng trung bình** của phần tử i .

Sự tham gia các thanh chống bê tông trong phương trình trên đây nó chung có thể bỏ qua vì biến dạng trong các thanh chống bê tông thường nhỏ hơn nhiều so với biến dạng trong các thanh giằng ($\varepsilon_c \ll \varepsilon_s$):

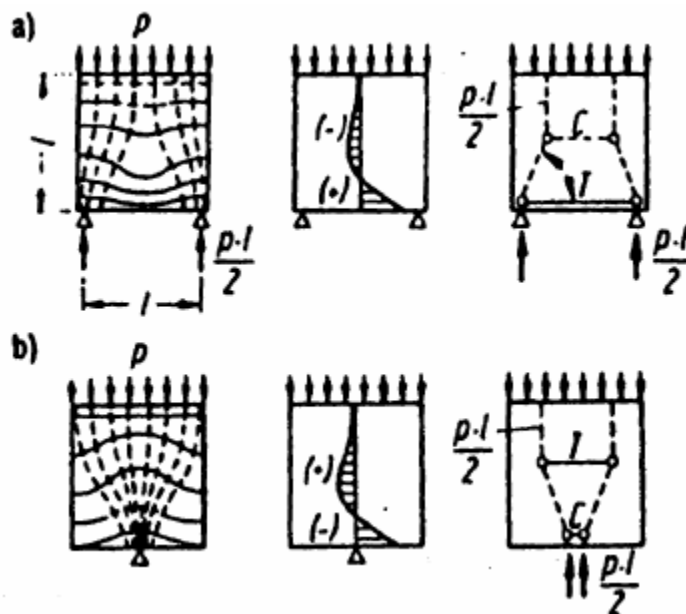
$$\sum_i T_i l_i = \text{Minimum} \quad (8-2)$$

với T_i là **lực giằng** i , l_i là **chiều dài** phần tử i .

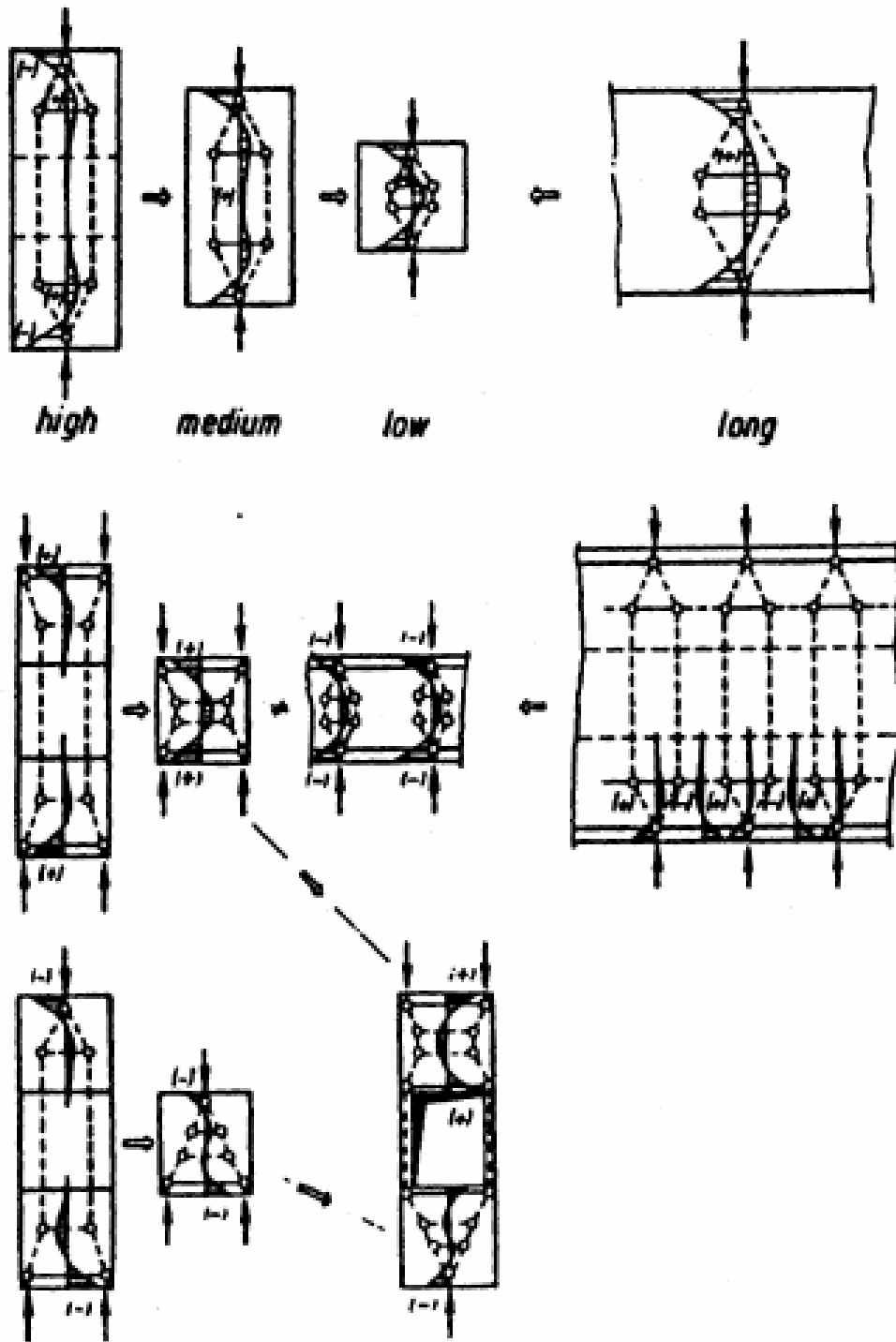
Dùng biểu thức này sẽ giúp phân biệt giữa **mô hình tốt** và **mô hình xấu** mô tả dưới đây:



Hai vùng **D** thường gặp nhất, với các **mô hình giàn ảo** tương ứng, được mô tả bên dưới :



Các biến thể của hai **mô hình cơ bản** này được trình bày ở trang sau :

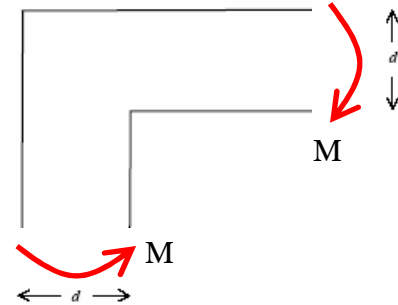


Dùng các thông tin trên đây, tìm các **mô hình giàn ảo khả dĩ** (khoảng 2-3 mô hình và so sánh) cho các trường hợp sau:

Bài tập 1:

Một liên kết đóng trong một mối nối khung BTCT :

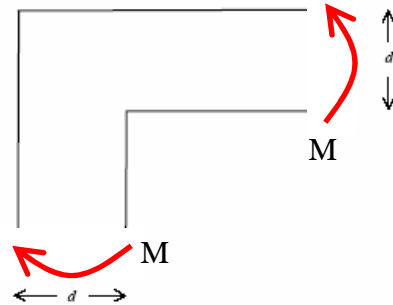
- Xác định các vùng **B** và **D**.
- Vẽ các thanh giằng chịu kéo và các thanh chống chịu nén.



Bài tập 2:

Một liên kết mở trong một mối nối khung BTCT :

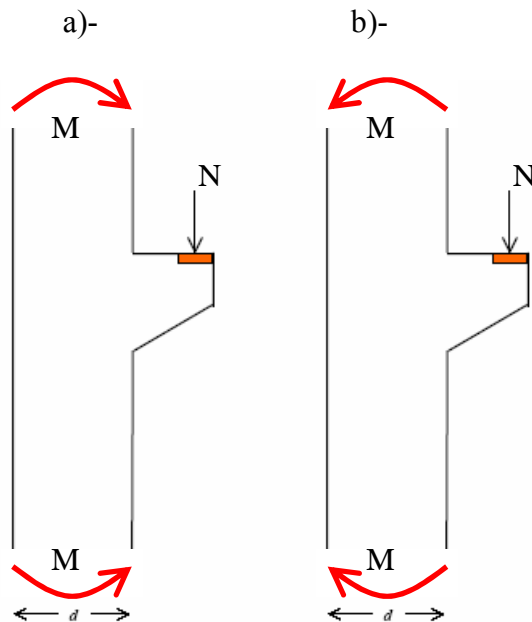
- Xác định các vùng **B** và **D**.
- Vẽ các thanh giằng chịu kéo và các thanh chống chịu nén.



Bài tập 3:

Vai đỡ cột với tải dọc trục nhỏ (với hai trường hợp):

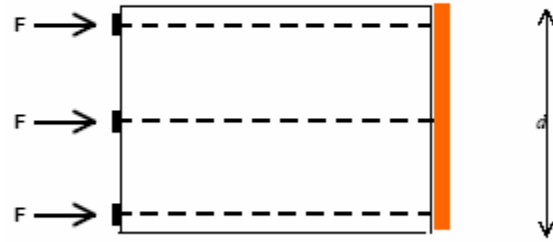
- Xác định các vùng **B** và **D**.
- Vẽ các thanh giằng chịu kéo và các thanh chống chịu nén.



Bài tập 4:

Phân đầu một dầm căng-sau (*post-tensioned beam*):

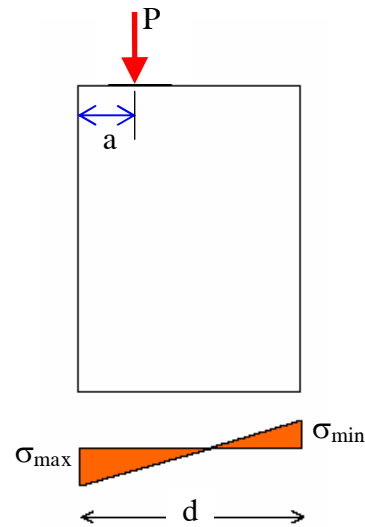
- Xác định các vùng **B** và **D**.
- Vẽ các thanh giằng chịu kéo và các thanh chống chịu nén.



Bài tập 5:

Dầm cao với tải tập trung lệch tâm đặt trên móng đàn hồi.

- Xác định các vùng **B** và **D**.
- Vẽ các thanh giằng chịu kéo và các thanh chống chịu nén.



Các ví dụ trên dùng để minh họa cách chọn một mô hình giàn ảo cho một trường hợp tải biết trước.

Nếu **nhiều trường hợp tải** thì xử lý như thế nào ?

- Thiết kế cho từng trường hợp tải và phối hợp các mô hình và thép giằng.
- Chọn một **mô hình** mà **hợp lý nhất** cho **tất cả trường hợp tải trọng** mà không là **tối ưu** cho trường hợp tải riêng lẻ.

Bài tập 6:

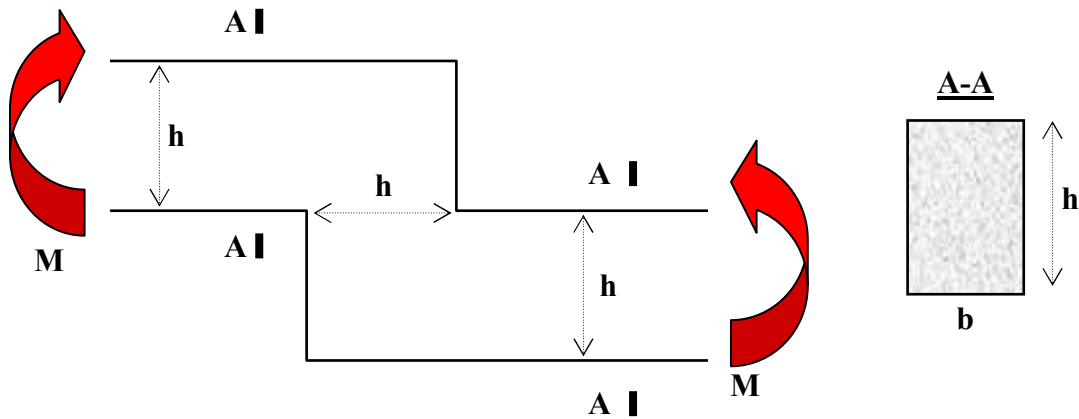
Thiết kế và bố trí cốt thép theo phương pháp *Strut-and-Tie* cho đoạn dầm BTCT chuyển bậc (stepped beam) có các thông số sau:

Kích thước dầm: $b = 15$ inch, $h = 22$ inch, $d = 20$ inch

Mômen uốn: $M = 4$ kip.in

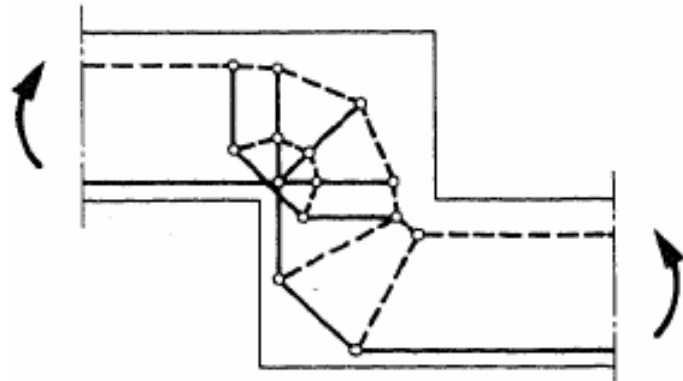
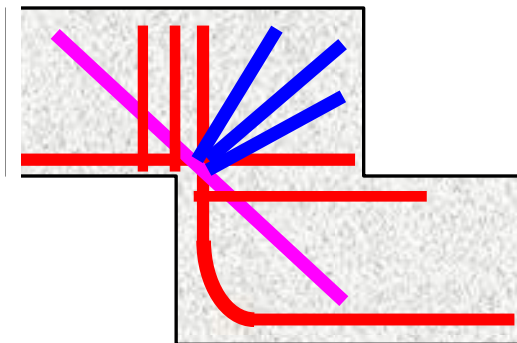
Cường độ vật liệu: $f_y = 40$ ksi (thép), $f'_c = 4$ ksi (bê tông)

Ghi chú: 1 inch = 25,4 mm ; 1 kip.in = 113 kNm ; 1 ksi = 6,9 MPa = 70,3 kG/cm²



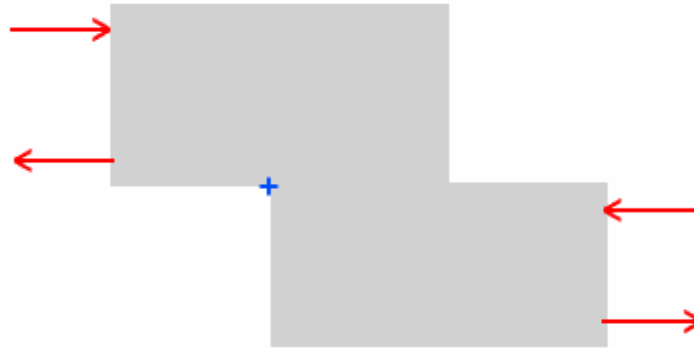
Gợi ý bố trí thép:

Gợi ý sơ đồ tính “strut and tie”:

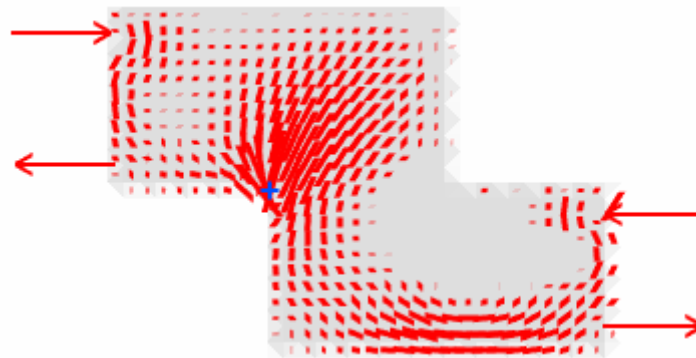


TRƯỜNG ỨNG SUẤT CỦA DÀM CHUYỂN BẬC (Xác định bằng **ForcePAD**)

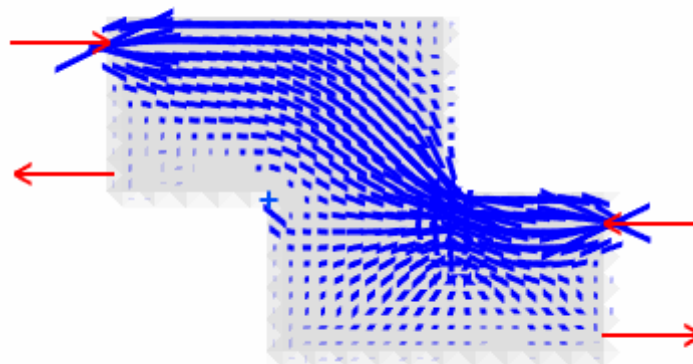
a)- Xác lập mô hình tính toán:



b)- Trường **ứng suất kéo** theo ForcePAD:



b)- Trường **ứng suất nén** theo ForcePAD:



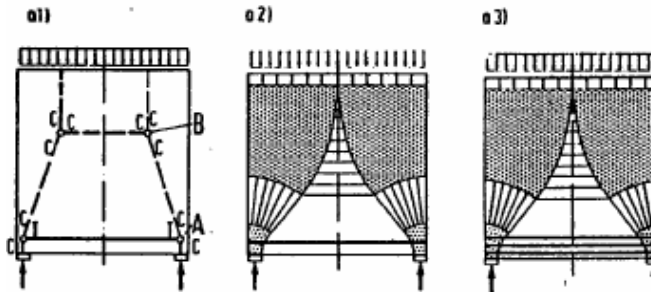
Chương 9: **MÔ HÌNH GIÀN ẢO: NÚT - THANH GIẪNG - THANH CHỐNG**

9.1 ĐỊNH NGHĨA NÚT - THANH GIẪNG - THANH CHỐNG

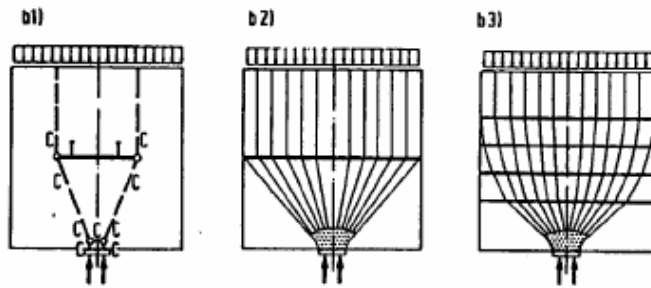
9.1.1 Giới thiệu

Dưới đây trình bày một số ví dụ của mô hình giàn ảo (hình a₁, b₁, c₁) và tương ứng là các trường ứng suất, nút (hình a₂, b₂, c₂) và cốt thép (hình a₃, b₃, c₃).

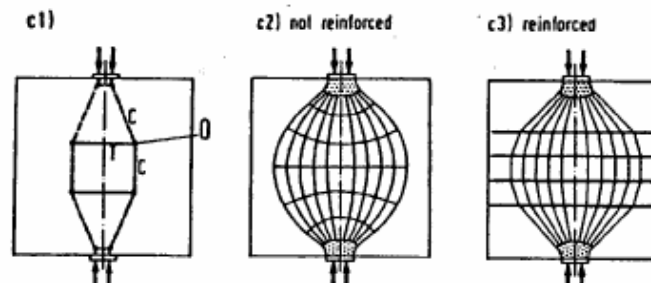
a. Dầm cao chịu tải phân bố đều



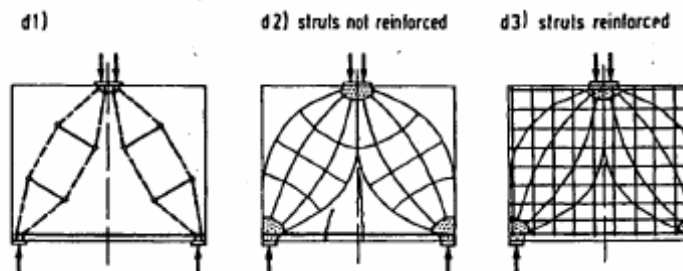
b. Gối tựa điểm (point support)



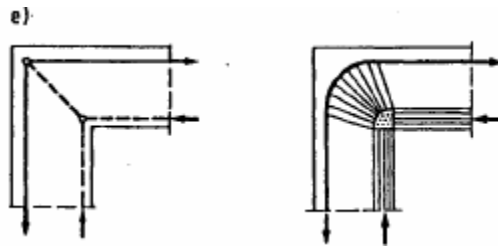
c. Tải tập trung và gối tựa điểm



d. Dầm cao chịu tải tập trung ở giữa



e. **Nút mở (opening joint) trong khung chịu mômen**



Mô hình hoá **giàn ảo** là một **phương pháp lặp** bao gồm 4 bước :

1. **Lựa chọn** một mô hình giàn ảo để thử.
2. **Xác định kích thước và chi tiết** của thanh chống, các thanh giằng, và các nút.
3. **Kiểm tra** thông số kích thước các thanh chống, các thanh giằng, và các nút để bảo đảm rằng các giả thiết của **bước 1** có giá trị.
4. **Lặp lại** nếu cần bằng cách trở về **bước 1**.

Schlaich và cộng sự định danh **ba kiểu** thanh chống-thanh giằng, và **bốn kiểu** nút. **Ba kiểu thanh chống-thanh giằng** là:

- C_c : thanh chống bê tông chịu nén
- T_c : thanh giằng bê tông chịu kéo (**ít gặp**)
- T_s : thanh giằng chịu kéo bởi thép thanh hay thép ứng suất trước.

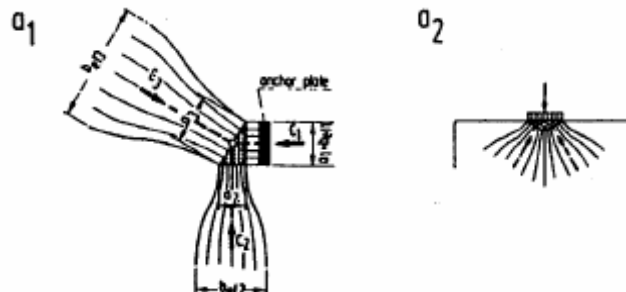
Schlaich và cộng sự định danh **bốn kiểu nút** lệ thuộc vào sự phối hợp giữa chống và giằng:

- Nút **CCC** : nén-nén-nén gặp nhau tại nút.
- Nút **CCT** : nén-nén-kéo gặp nhau tại nút.
- Nút **CTT** : nén-kéo-kéo gặp nhau tại nút.
- Nút **TTT** : kéo-kéo-kéo gặp nhau tại nút.

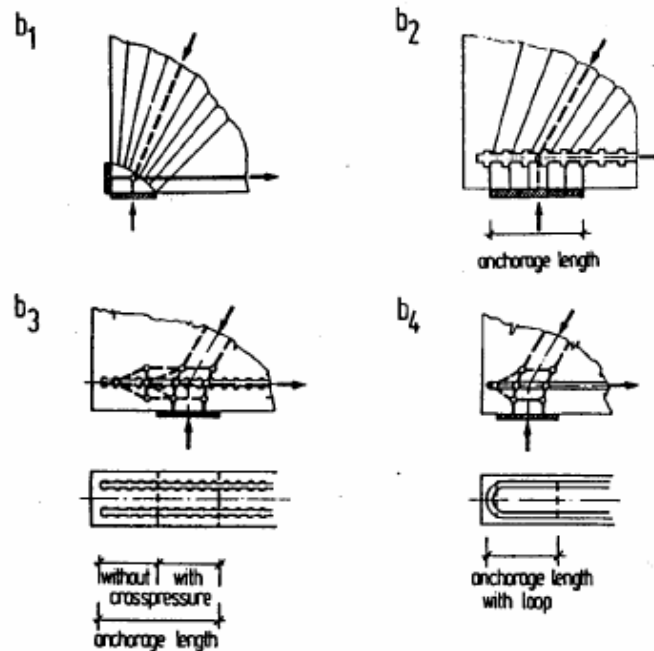
và chú ý rằng các nguyên tắc thiết kế là không đời nếu có hơn ba thanh chống hay giằng gặp nhau tại một nút.

Sơ đồ **các loại nút khác nhau** như sau :

a. **Nút CCC**



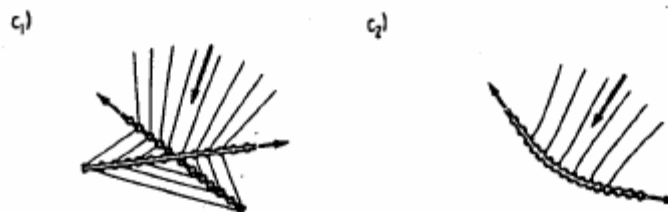
b. Nút CCT



Nút CCT bao gồm một thanh chống chéo chịu nén và một phản lực đứng gối tựa được làm cân bằng lực bởi :

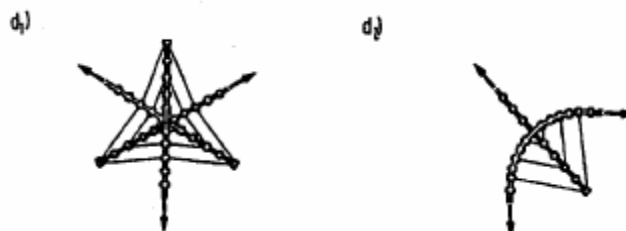
1. cốt thép neo bởi một bản neo phía sau nút (b_1)
2. lực dính trong nút (b_2)
3. lực dính trong nút và phía sau nút (b_3)
4. lực dính và áp suất bán kính (b_4)

c. Nút CTT bao gồm thanh chống chịu nén chống đỡ bởi:



1. hai thanh thép dính nhau (c_1)
2. ứng suất bán kính từ thanh thép bị uốn theo bán kính đó (c_2)

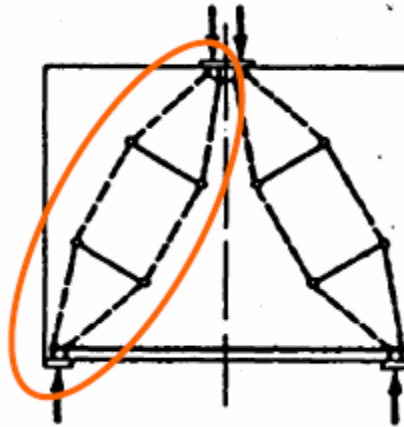
d. Nút TTT trong đó thay thế thanh chống chịu nén ở hình trên bằng một thanh giằng ghép dính chịu kéo.



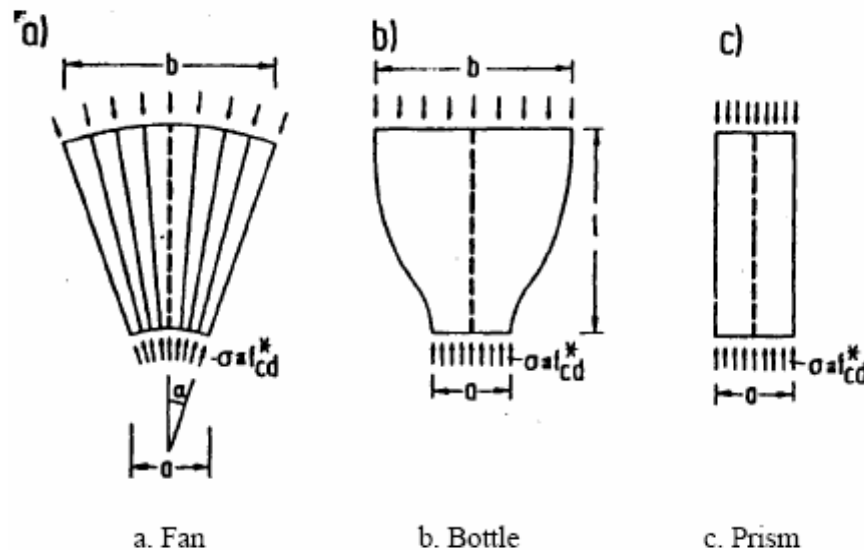
9.1.2 Các thanh chống (*strut*)

Các thanh chống bê tông là các trường ứng suất 2-D (hay 3-D) có xu hướng nở rộng giữa các nút. Sự nở hay phình ra của các thanh giằng như trong các hình ở trên thường tạo ra các ứng suất ngang kéo hay nén cần phải được xem xét bởi:

- Hoặc do đưa những ứng suất này vào tiêu chuẩn phá hoại của bê tông (nén hoặc kéo),
- Hoặc do áp dụng một mô hình giàn ảo lên chính thanh chống (như trong phần c và phần d của hình trên) và như giới thiệu hình dưới đây.



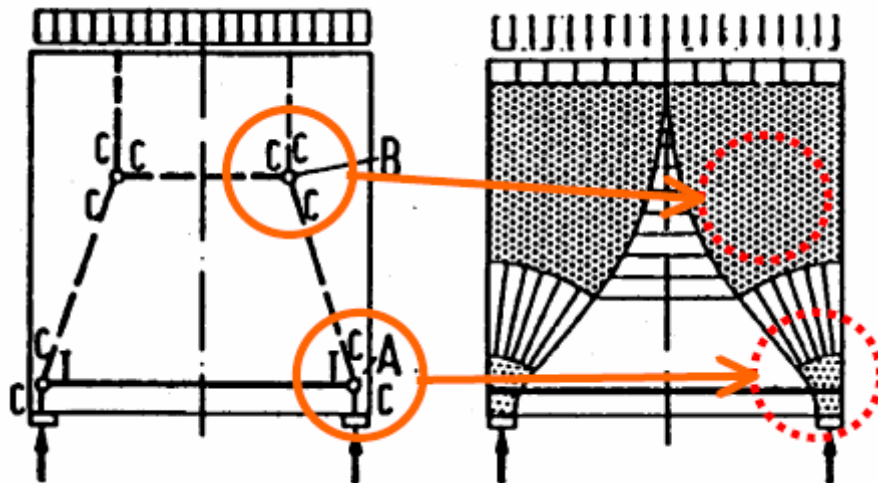
Schlaich và cộng sự đã đề nghị 3 kiểu trường nén cho các mô hình giàn ảo. Ba trường này (hình quạt, cổ chai, hình trụ) được mô tả như sau :



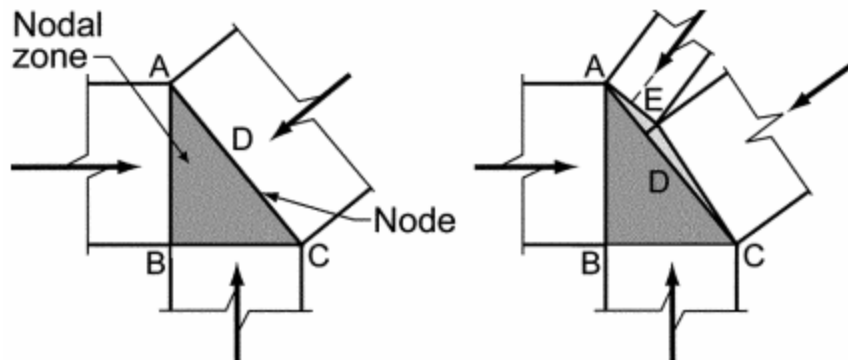
9.1.3 Các nút (node)

Các nút trong mô hình giàn ảo là các giao điểm của ba hay nhiều hơn các thanh chống và giằng thẳng và là các khái niệm thực tế được đơn giản hoá.

- Một nút biểu diễn một sự thay đổi đột ngột của phương các lực.
 - Khuynh hướng trong thực tế không xảy ra đột ngột mà thường dần dần.
- Có hai loại nút
 - **ả ứt ấp trung** (*concentrated*)
 - ả ứu một trong những thanh chống hay giằng đại diện một trường ứng suất ấp trung, khuynh hướng các lực là ấp trung cục bộ (**nút A** ở hình dưới).
 - **ả ứt ấp tán** (*smearred , spread*)
 - Các trường ứng suất bê tông rộng nối với nhau hay với các thanh giằng chịu kéo mà bao gồm nhiều thanh phân bố sít nhau (**nút B** ở hình dưới).



Thông thường sơ đồ lực trên một vùng nút được phân tích đơn giản hóa chỉ gồm 3 hợp lực (**hình a**) từ sơ đồ phức tạp hơn (**hình b**) như minh họa dưới đây:



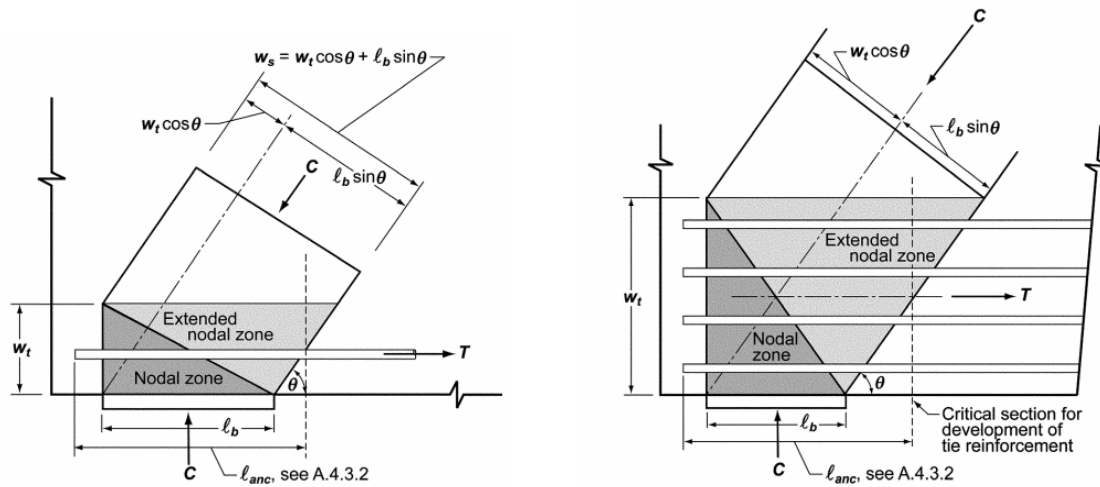
a) Lực tác dụng của ba thanh chống A-B, B-C, A-C tại một nút.

b) Thanh chống A-C thay thế cho hai thanh chống A-E và C-E.

9.1.4 Các thanh giằng (tie)

Ảng ngược lại các **thanh chống** là các trường ứng suất 2-D (hay 3-D) của bê tông chịu nén, các **thanh giằng chịu kéo** của thép thanh hay thép ứng lực trước (trong giáo trình này qui ước gọi là giằng thép-*steel tie*) là các phần tử 1-D nối giữa các nút.

- Các **thanh giằng** được phép đi băng qua các thanh chống; trong khi đó **thanh chống** chỉ băng qua hay chùng chéo nhau chỉ tại các nút.
- Góc giữa trục **thanh giằng** và **thanh chống** bất kỳ phải thỏa mãn yêu cầu: $\theta < 25^\circ$
- Trục cốt thép trong một thanh giằng phải trùng với trục thanh giằng đó.
- Phụ thuộc vào sự bố trí cốt thép trong giằng, **chiều rộng giằng hiệu quả** (w_t) xác định như hình mô tả dưới đây:



Chiều rộng giằng (w_t) khi bố trí: a)- một lớp cốt thép b)- nhiều lớp cốt thép

- Khi chỉ bố trí một lớp thép trong giằng như **hình a)**, ta có:

$$w_t = d_b + 2d_c$$

d_b : đường kính cốt thép trong giằng

d_c : chiều dày bê tông bảo vệ đến mép cốt thép trong giằng

- Khi bố trí nhiều lớp thép trong giằng như **hình b)**, ta có giới hạn tối đa $w_{t,max}$:

$$w_{t,max} = \frac{F_{nt}}{f_{ce} b_s}$$

F_{nt} : cường độ danh định của giằng chịu kéo tính theo (9-1), tham khảo **phần 9.3.1**

f_{ce} : cường độ nén hiệu quả của nút tính theo (9-8), tham khảo **phần 9.3.2**

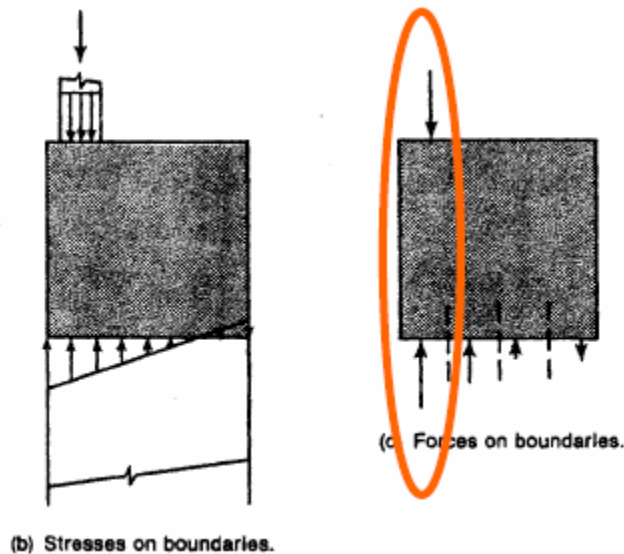
b_s : chiều rộng tính toán của thanh chống chịu nén của mô hình giàn ảo

- Các giằng chịu kéo **có thể mất tác dụng do neo không đầy đủ** và do vậy **qui định neo thép thỏa đáng** với chiều dài neo l_{anc} đủ dài là phần quan trọng trong thiết kế các vùng D dùng **mô hình giàn ảo** (tham khảo **Appendix A** của ACI 318-08).

9.2 VÍ DỤ THIẾT KẾ DÙNG CÁC MÔ HÌNH GIÀN ẢO

9.2.1 Giới thiệu

Trước khi bàn luận cường độ của các thành phần chống-giăng-nút, MacGregor trình bày một ví dụ dưới đây để minh họa thiết kế dùng các mô hình giàn ảo. Tường không liên tục bên dưới gồm 5 vùng D và 1 vùng B. (Không dùng những tường như vậy trong kết cấu chịu tải đồng đất).

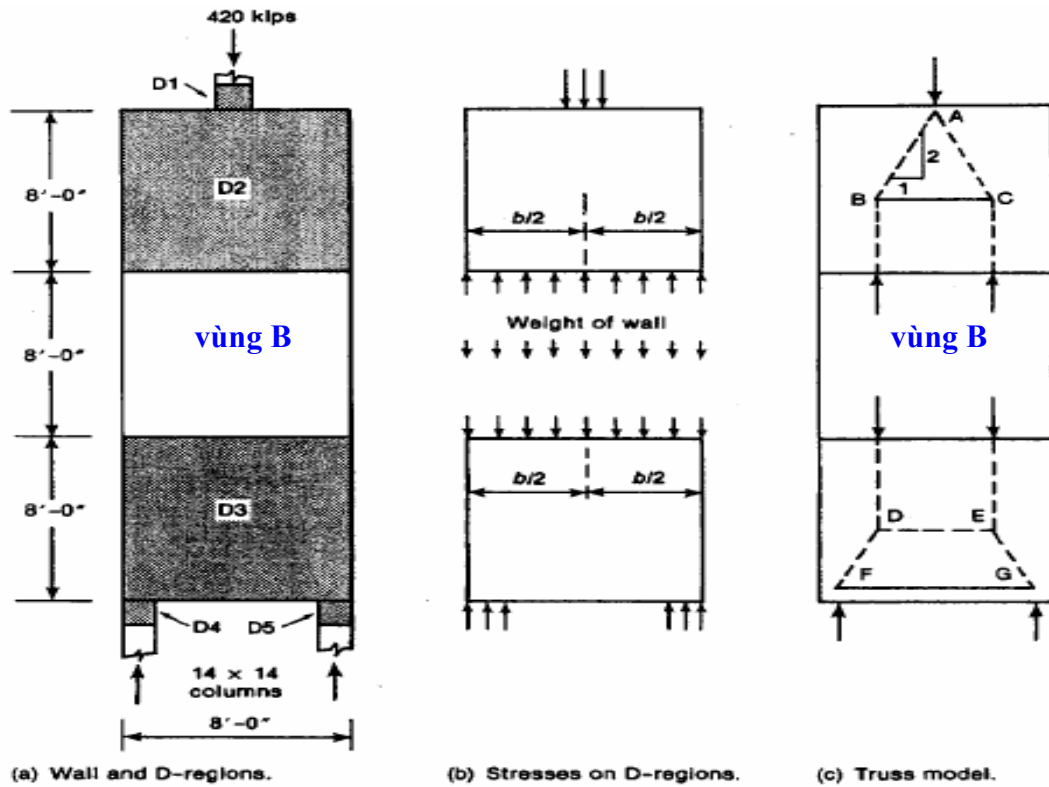


Ả ả m bước của quá trình thiết kế là:

1. ả ả hận biết và cô lập các vùng D.
2. Tính các nội ứng suất trên các mặt biên của vùng D với mức cường độ dùng phương pháp cường độ tiêu chuẩn hay giả thiết ứng xử đàn hồi (ví dụ $\sigma = P/A + My/I$). Xem ở ví dụ mẫu dưới đây, tải trọng và ứng suất nên tính bằng P_u/ϕ , M_u/ϕ , ... với ϕ thường lấy bằng giá trị cho trường hợp Strut and Tie ($\phi = 0,75$ với ACI 318-08).
3. Chia nhỏ các mặt biên thành các đoạn nhỏ và xác định các hợp lực trên mỗi đoạn (xem hình trên phía phải).
4. Vẽ một giàn (mô hình giàn ảo) để truyền lực từ mặt biên này sang mặt biên kia.
5. Tính các lực trong các thành phần giàn và kiểm tra ứng suất. Giả sử rằng các thanh giăng thép có ứng suất kéo bằng giới hạn chảy f_y và các thanh chống bê tông có ứng suất nén hiệu quả $f_{ce} = v_1 v_2 f_c$ (MacGregor) hay $f_{ce} = 0,85\beta f_c$ (ACI 318-08), với giá trị v_i hay β được trình bày sau trong chương này. Tải trọng cho phép trên các thanh chống cũng sẽ được bàn luận đến.

9.2.2 Bài toán mẫu 1

Tường không liên tục dưới đây dày 14" và không bị oằn ra ngoài mặt phẳng do sự hiện diện các sàn phẳng, hãy thiết kế thép trong các vùng D2 và D3. Giả thiết cường độ bê tông $f_c = 4000 \text{ psi}$ và thép $f_y = 60000 \text{ psi}$. Giả thiết rằng tải trọng 420 kips là tải trọng tới hạn (nhân hệ số vượt tải).



Bước 1

Cô lập các vùng D của tường như hình trên.

Bước 2

Tính các ứng suất trên các mặt biên như mô tả ở hình trên. Giả thiết rằng các ứng suất có thể tính bởi $\sigma = P/A$. Xét đến hệ số giảm cường độ $\phi = 0,75$, tính các lực tác dụng :

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{420}{0,75} = 560 \text{ kips}$$

Tính trọng lượng tường :

$$\frac{24 \times 8 \times 14 / 12 \times 0,15}{0,75} = 45 \text{ kips}$$

và giả thiết rằng trọng lượng này tác dụng tại nửa-chiều cao tường.

Bước 3

Phân chia nhỏ các mặt biên và tính các hợp lực. Với bài toán này các lựa chọn là dễ hiểu. Tất cả các mặt biên ngoại trừ mặt biên tại đỉnh D2 được chia thành hai phần bằng nhau.

Bước 4

Vẽ giàn cho mô hình giàn ảo. Các thanh chống chịu nén được đánh dấu bằng các đường nét đứt và các thanh giằng chịu kéo bằng các đường nét liền. Để vẽ giàn một giả thiết phải được thực hiện về góc ở đỉnh giàn θ . Trong nhiều trường hợp, một độ dốc 2:1 có thể được giả thiết, vì thế $\theta = \tan^{-1}(2/1) = 63,4^\circ$

Bước 5

Tính các lực trong các thanh và kiểm tra ứng suất.

1. Thanh giằng chịu kéo BC và FG

a) Giằng BC:

$$T_{BC} = \frac{560}{2} \times \frac{1}{2} = 140 \text{ kips} \Rightarrow A_s = \frac{T_{BC}}{f_y} = \frac{140}{60} = 2,33 \text{ in}^2$$

Thép ngang với diện tích tối thiểu 2,33 in² nên được bố trí bằng ngang toàn bộ chiều rộng tường trong một dải cao khoảng 0.3d, tâm dải là tâm thanh giằng BC. Giả sử cốt thép cỡ #5 được dùng cho gia cố tường. Diện tích một thanh thép #5 là 0.3 in², và giả thiết bố trí thép cả hai mặt tường, dùng 4 #5 cho mỗi mặt trên chiều cao 30" ≈ 0.3d, lúc này diện tích thép ngang $A_s^{BC} = 2,40 \text{ in}^2$. ả eo các thanh thép bằng các móc uốn 90° tại hai đầu tường. Chú ý rằng các nút B và C neo giữ các thanh chống AB, AC và thanh giằng BC là các nút phân tán và các giằng thép chịu kéo có thể được trải rộng trên một khoảng hữu hạn (vòng tròn đỏ hình bên).

b) Giằng FG:

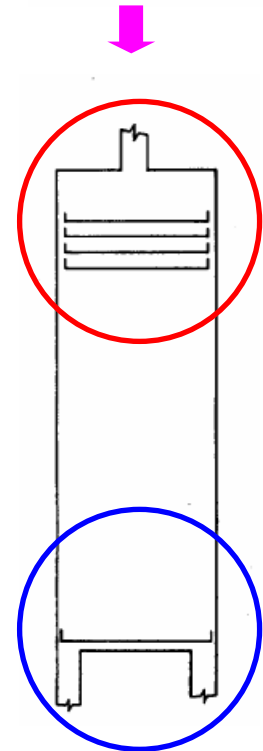
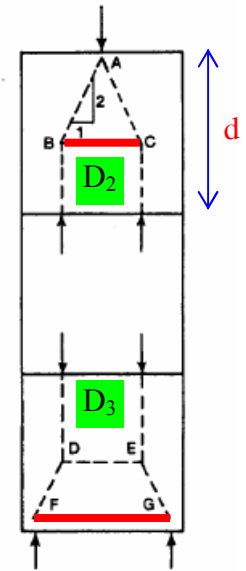
$$T_{FG} = \frac{560 + 45}{2} \times \frac{1}{2} = 151 \text{ kips} \Rightarrow A_s = \frac{T_{FG}}{f_y} = \frac{151}{60} = 2,52 \text{ in}^2$$

Diện tích thép ngang A_s^{FG} như trên hay lớn hơn nên được bố trí bằng ngang toàn bộ chiều rộng tường tại đáy vùng D3. Các thanh cốt thép nên:

- Tập trung vào 1-2 lớp thép (nút tập trung) ?
- Hay trải rộng trên một khoảng hữu hạn chiều cao tường ?

Trong ví dụ này cốt thép nên tập trung vào 1-2 lớp thép đáy tường (vòng tròn xanh hình bên). Tại sao? Ans: nút tập trung

Diện tích một thanh thép #6 là 0.44 in², dùng 6 #6 bằng ngang toàn bộ chiều rộng đáy tường, ta có diện tích thép ngang $A_s^{FG} = 2,64 \text{ in}^2$. Cốt thép nên được neo tại hai đầu tường với các móc neo 90° hay 180° vào trong sườn các cột từ các vùng D4 và D5 bên dưới cắm lên tường.



2. Các thanh chống nén trong vùng D2

Vì các thanh chống bê tông xoè ra từ điểm A, vùng tới hạn ở tại nút A. Vì nút bị nén trên mọi phía - nút CCC, lấy $f_{ce} = 0,79f_c = 3,16 \text{ ksi}$. Ứng suất max tại nút A bằng :

$$f_c^A = \frac{560}{14 \times 14} = 2,86 \text{ ksi}$$

và nhỏ hơn giá trị $f_{ce} = 3,16 \text{ ksi}$. (thoả yêu cầu ứng suất)

3. Các thanh chống nén trong vùng D3

Vì các thanh chống bê tông xoè ra từ các nút F và G, vùng tới hạn ở tại các nút này. Do mỗi nút neo giữ một giằng chịu kéo, một giá trị thấp hơn của ứng suất giới hạn sẽ được sử dụng (lý do sẽ bàn luận sau). Với trường hợp này

$$f_{ce} = 0,67f_c = 2,68 \text{ ksi}$$

Ứng suất max tại nút F bằng :

$$f_c^F = \frac{560 + 45}{14 \times 14} = 3,09 \text{ ksi}$$

và lớn hơn giá trị $f_{ce} = 2,68 \text{ ksi}$. (không thoả yêu cầu ứng suất)

Thanh chống chịu nén DE như thế nào?

ả gòai cốt thép xác định trên, hàm lượng thép tường tối thiểu cần thoả mãn ACI 318-08 (phần §14.3) và cốt thép cột nên được kéo dài lên và neo sâu vào trong vùng tường D3.

9.3 CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA THANH GIẰNG-THANH CHỐNG-NÚT

9.3.1 Giằng thép chịu kéo

Cốt thép thường cung cấp để chống đỡ lực kéo trong bê tông. Schlaich và đồng sự có cung cấp tóm lược thông tin về các thanh giằng bê tông chịu kéo của mô hình giàn ả. Sự trình bày trong chương này giả thiết rằng cốt thép cung cấp toàn bộ khả năng chống đỡ tất cả lực kéo của kết cấu.

Công thức xác định cốt thép của giằng thép chịu kéo đơn giản như sau:

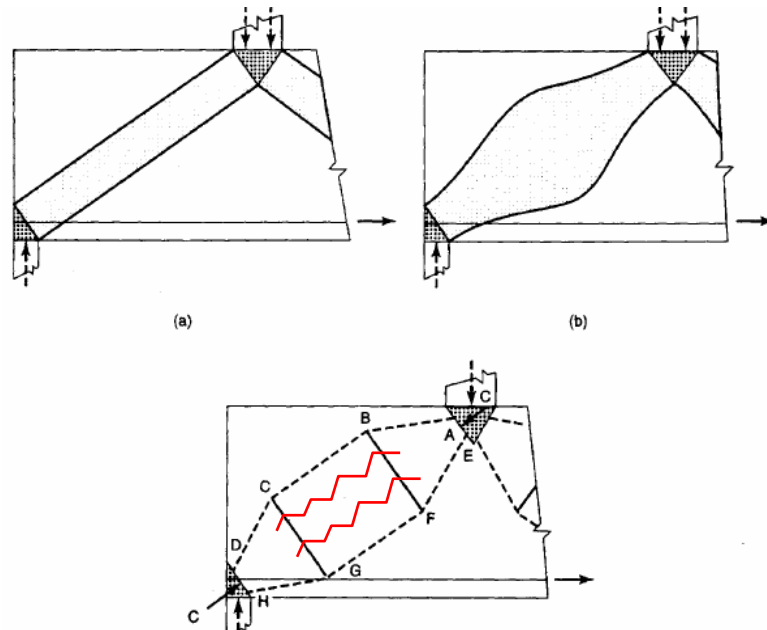
$$F_{ut} \leq \phi F_{nt} = \phi [A_s f_y + A_p (f_{se} + \Delta f_p)] \quad (9-1)$$

với F_{ut} là lực tính toán trong giằng chịu kéo; $\phi = 0,75$ là hệ số giảm cường độ của giàn ả; F_{nt} là cường độ danh định của giằng chịu kéo; A_s là tiết diện cốt thép thường; f_y là giới hạn chảy của cốt thép thường; A_p là tiết diện thép ứng suất trước; f_{se} là “ứng suất hiệu quả sau tổn thất” trong thép A_p , yêu cầu $f_{se} + \Delta f_p \leq f_{ps}$; Δf_p là ứng suất gia tăng trong A_p gây ra do lực giàn ả tác dụng: $\Delta f_p = 420 \text{ MPa}$ với thép ULT bám dính, $\Delta f_p = 70 \text{ MPa}$ với thép ULT không bám dính (tham khảo A.4 của ACI 318-08).

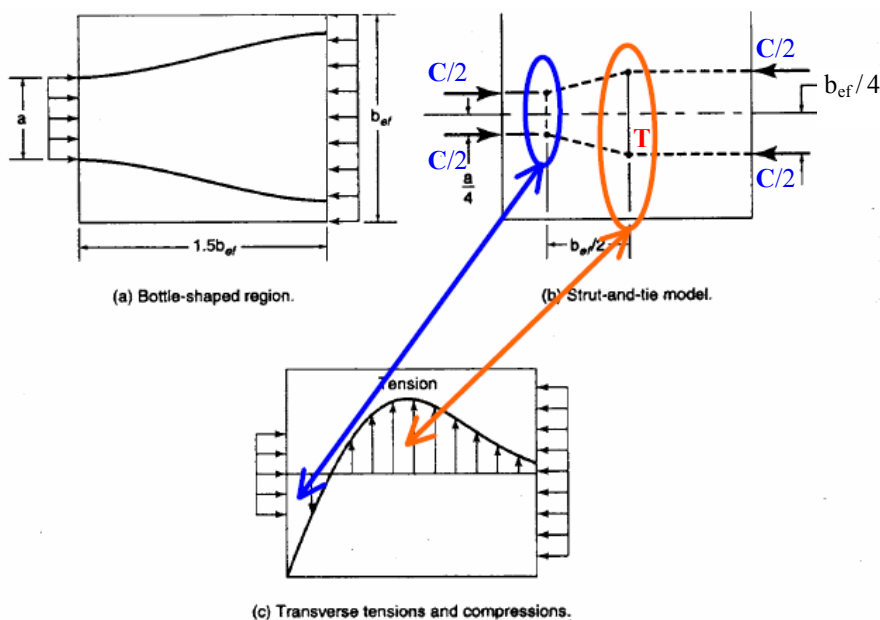
Các giằng chịu kéo có thể mất tác dụng do neo không đầy đủ và do vậy qui định neo thép thoả đáng là phần quan trọng trong thiết kế các vùng D dùng mô hình giàn ả.

9.3.2 Thanh chống bê tông chịu nén

Thành phần quan trọng thứ hai của mô hình giàn ảo là thanh chống bê tông chịu nén. Các thanh chống thường được mô hình hoá thành dạng trụ (như *hình trụ* ở **trang 4**) hay dạng búp măng (như *hình quạt* ở **trang 4**) nhưng thường nhất là dạng thay đổi tiết diện (như *hình cổ chai* ở **trang 4**) được biểu diễn ở hình **b** dưới đây (theo MacGregor):



Sự giãn nở của các lực nén bê tông làm tăng ứng suất kéo ngang và được MacGregor trình bày ở hình dưới. ả hững ứng suất kéo ngang này có thể gây cho các thanh chống bê tông bị nứt dọc. ả ếu thanh chống không có thép ngang, nó có thể bị phá hủy sau khi xuất hiện các vết nứt này. ả ếu bố trí đủ thép ngang, thanh chống chỉ bị phá hủy do bê tông bị nghiền vỡ (thiết kế mong muốn !!!).



Ở hình trên, phần (a) phóng đại một đầu của một thanh chống dạng cổ chai trong mô hình giàn ảo được mô tả ở phần (b). Trong khi đó phần (c) biểu diễn các ứng suất kéo và nén ngang trong mô hình giàn ảo.

Tại phần giữa của thanh chống dài L , chiều rộng thanh chống bằng b_{ef} . Trong một thanh chống chịu nén dạng cổ chai tại mỗi đầu, MacGregor đề nghị công thức:

$$b_{ef} = a + \frac{L}{6} \quad (9-2)$$

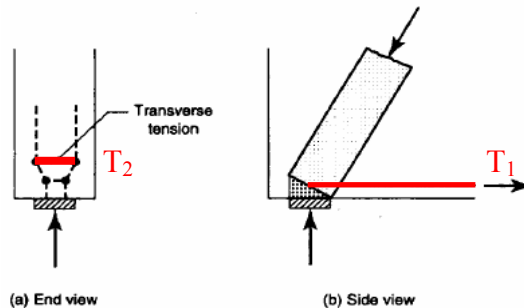
Từ phần (b) của hình trên, lực kéo ngang (T) có thể tính bằng :

$$T = \frac{C}{2} \left(\frac{b_{ef}/4 - a/4}{b_{ef}/2} \right) = \frac{C}{4} \left(1 - \frac{a}{b_{ef}} \right) \quad (9-3)$$

với C là lực nén thanh chống, a là chiều rộng ngoại lực nén ép, thực nghiệm $a \leq b_{ef} \leq L/3$.

Với các dạng thanh chống điển hình, MacGregor báo cáo rằng nứt dọc trong thanh chống không bố trí thép ngang có thể gây hại nghiêm trọng nếu áp lực gối tựa trên đầu thanh chống vượt quá $0,55f_c$ (xem Bảng 18-1 bên dưới: $v_1 = 0,65$; $v_2 = 0,85$ khi $f_c = 2500$ psi).

Chú ý trình bày trên đây giả thiết rằng lực nén giãn nở chỉ một hướng. Xét trường hợp dưới đây của tường đặt trên cột. ả ếu diện tích gối đỡ không mở rộng trên toàn bộ chiều rộng của vùng D (xem hình (a) ở dưới), các ứng suất kéo ngang sẽ phát triển ngang qua bề rộng thanh chống, mà nó cần phải có thép ngang T_2 suốt bề rộng thanh chống như hình (a), trong khi T_1 trong hình (b) là giằng dọc của mô hình giàn ảo.



a) Cường độ thanh chống - phương pháp MacGregor:

Cường độ bê tông chống nghiền vỡ trong một thanh chống gọi là cường độ hiệu quả f_{ce} (effective strength):

$$f_{ce} = v_1 v_2 f'_c \quad (9-4)$$

với v_1 , v_2 là các hệ số hiệu quả - efficiency factor. (Schlaich và đồng sự ký hiệu cường độ hiệu quả là f^*_{cd}).

Cường độ bê tông trong một trường ứng suất nén hay ở một nút phần lớn phụ thuộc vào trạng thái ứng suất nhiều phương hay sự tồn tại khe nứt hay cốt thép gia cường. Số hạng v_1 dùng để xét đến :

- Sự ép ngang có lợi, đặc biệt khi ép ngang cả hai chiều.
 - Bê tông bị ép ngang xem ở chương 3.
- Các ứng suất kéo ngang và vết nứt có hại.
- Các vết nứt có hại không song song với ứng suất nén.

Bê tông dòn hơn khi tăng **cường độ chịu nén f'_c** của bê tông. Điều này phản ánh ở ν_2 :

$$\nu_2 = 0,55 + \frac{15}{\sqrt{f'_c}} \leq 1 \quad (9-5)$$

với **cường độ chịu nén f'_c** có đơn vị là psi.

MacGregor cung cấp **Bảng 18-1** của các giá trị f_{ce} tương thích với **ACI 318**. Các giá trị trong bảng này được chấp nhận cho các bản luận ở đây về **mô hình giàn ảo**.

$f_{ce} = \nu_1 \nu_2 f'_c$ where $\nu_2 = \left(0.55 + \frac{15}{\sqrt{f'_c}}\right)^a$	
Structural Member	ν_1
a)-Nút giàn ảo	
Joints bounded by compression struts and bearing plates	1.0
Joints anchoring one tension tie	0.85
Joints anchoring more than one tension tie	0.75
b)-Thanh chống giàn ảo	
Uncracked uniaxially stressed struts or fields	1.0
Struts cracked longitudinally due to bottle shaped stress fields, containing transverse reinforcement based on Eq. 18-5	0.80
Struts cracked longitudinally due to bottle-shaped stress fields without transverse reinforcement	0.65
Struts in cracked zone with transverse tensions from transverse reinforcement	0.60

ả hư đã lưu ý trước đây, **nút dọc** có thể ngăn cản một **thanh chống** đạt được **khả năng chịu nén tối đa của nó**. Để ngăn cản phá hoại nút tách dọc của các thanh chống, **cốt thép đứng và ngang nên ngang** cần được bố trí để chịu toàn bộ các lực kéo **trong các giằng ngang** tại hai đầu mô hình giàn ảo đã mô tả ở trang 11 khi **lực nén C** trong thanh chống đạt đến giá trị lớn nhất của nó, cụ thể là :

$$\frac{A_s f_y}{\sin \theta} \geq \Sigma \left[\frac{C}{4} \left(1 - \frac{a}{b_{ef}} \right) \right] \quad (9-6)$$

với ký hiệu Σ ngụ ý là **tổng các giá trị tại hai đầu thanh chống**, θ là **góc nghiêng thép ngang** so với thanh chống. **Diện tích thép ngang A_s** cần được phân bố trên toàn bộ chiều dài thanh chống.

Tóm lại, **cường độ thanh chống chịu nén (C)** theo MacGregor có thể tính theo hai cách như sau:

- ả ếu thanh chống **không có thép giằng**: **$C = 0.55 a t f'_c$** ($\nu_1 = 0,65$; $\nu_2 = 0,85$), với **a** là **chiều rộng nút**; **t** là **chiều dày** của phân tử kết cấu (*tra phần kiểm tra nút giàn ảo*).
- ả ếu thanh chống **có bố trí thép giằng** tính bởi phương trình (9-6): **$C = \text{tích số}$** giữa **diện tích tiết diện nhỏ nhất** của thanh chống và f_{ce} tính từ **bảng 18-1**, (*tra phần kiểm tra thanh chống giàn ảo*).

b) Cường độ thanh chống - phương pháp ACI 318-08:

Theo ACI 318-08, cường độ nén hiệu quả f_{ce} của thanh chống ảo là:

$$f_{ce} = 0,85\beta_s f'_c \quad (9-7)$$

Và cường độ nén hiệu quả f_{ce} của vùng nút giàn ảo:

$$f_{ce} = 0,85\beta_n f'_c \quad (9-8)$$

với f'_c là cường độ chịu nén bê tông, β_s là hệ số hiệu quả - efficiency factor tra bảng sau:

Kiểu thanh chống hay nút của mô hình giàn ảo	β_s, β_n	Đối chiếu ACI 318-08
Thanh chống hình trụ (tiết diện không đổi theo chiều dài)	1.00	A.3.2.1
Thanh chống hình cổ chai có thép giằng thoả mãn A.3.3 (*)	0.75	A.3.2.2
Thanh chống hình cổ chai không thép giằng thoả mãn A.3.3 (*)	0.60	A.3.2.2
Thanh chống của KC chịu kéo hay trong cánh chịu kéo của KC	0.40	A.3.2.3
Các trường hợp thanh chống khác	0.60	A.3.2.4
ả út kiểu C-C-C (nút giao nhau của 3 thanh chống hay gói đỡ)	1.00	A.5.2.1
ả út kiểu C-C-T (nút có một thanh giằng chịu kéo)	0.80	A.5.2.2
ả út kiểu C-T-T hay kiểu T-T-T (nút có ít nhất 2 thanh giằng)	0.60	A.5.2.3

(*) Cấu hình thanh chống kiểu cổ chai với thép giằng A_{si} thoả điều kiện A.3.3 như sau:

$$\frac{A_{s2}}{b_s s_2} \sin \gamma_2 \geq 0,003; \gamma_2 \geq 40^\circ$$

$$f'_c \leq 40\text{MPa}$$

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \gamma_i \geq 0,003$$

$$f'_c \leq 40\text{MPa}$$

a)- Kiểu một lớp thép giằng (A.3.3.2)

b)- Kiểu hai lớp thép giằng (A.3.3.1)

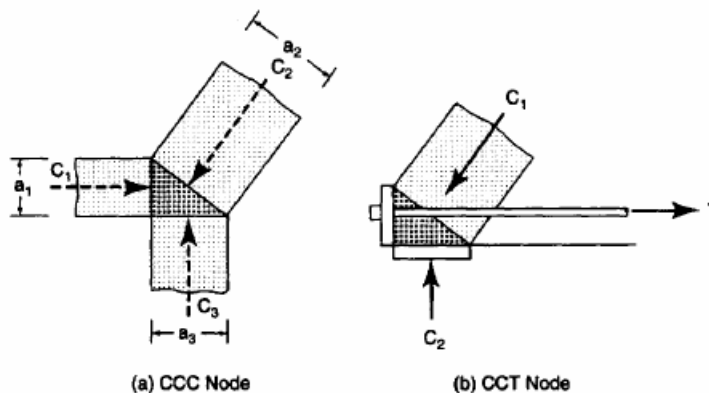
Tóm lại, cường độ thanh chống chịu nén (ϕF_{ns}) theo **ACI 318-08** có thể tính như sau:

1. Tính $f_{ce1} = 0,85\beta_s f'_c$
2. Tính $f_{ce2} = 0,85\beta_n f'_c$
3. Tính $f_{ce} = \min(f_{ce1}, f_{ce2})$
4. Tính $F_{ns} = f_{ce} A_{cs}$ với A_{cs} là diện tích tiết diện đầu thanh chống (tiết diện nhỏ nhất).
5. Kiểm tra $F_{us} \leq \phi F_{ns}$ với $\phi = 0,75$, F_{us} là lực tính toán của thanh chống.

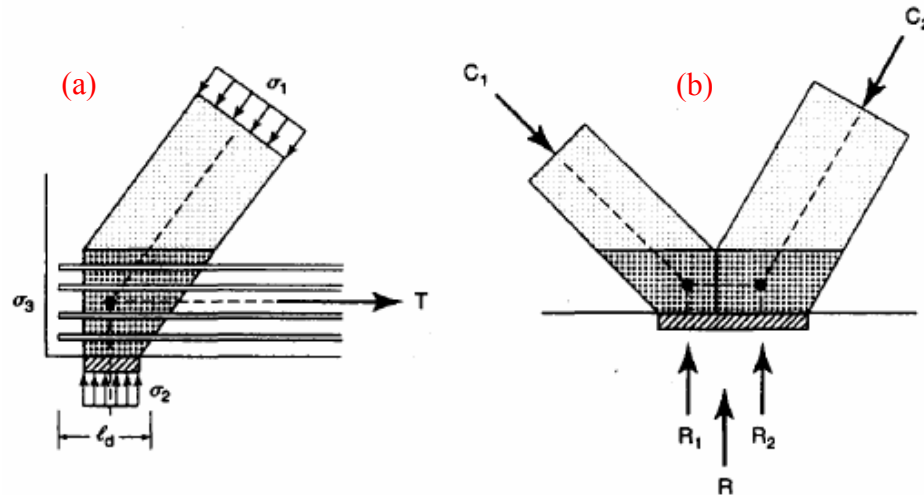
9.3.3 Các vùng nứt giòn ảo

Các nứt trong mô hình giàn ảo đã được giới thiệu trong **phần 9.1.1** nhưng lúc đó cường độ nứt không được xem xét. **Bốn kiểu nứt** được nhận dạng là : **CCC, CCT, CTT**, và **TTT**.

Hai cách thông dụng bố trí các vùng nứt được trình bày dưới đây (sử dụng các hình của MacGregor). **Phương pháp thứ nhất** là đặt các cạnh của nứt vuông góc với trục của các thanh chống hay thanh giằng gặp nhau tại nút đó để có áp lực chống đỡ như nhau trên mỗi cạnh nứt. Với **nút CCC** trong phần hình (a) bên dưới, tỷ số giữa các chiều dài a_i của ba cạnh nứt bằng với tỷ số giữa các lực dọc C_i trong ba thanh gặp nhau tại nút đó, cụ thể là $a_1 : a_2 : a_3 = C_1 : C_2 : C_3$. Trong phần hình (b) bên dưới, nếu một trong các lực là lực kéo T (nút CCT), chiều rộng cạnh chịu kéo được tính theo một tâm gối được giả thiết ở trên đầu của thanh giằng chịu kéo và chấp nhận phân lực gối C_2 trên nút bằng lực nén C_1 của thanh chống tại nút đó. (**hình chiều hay cả lực nén ?**)



Phương pháp thứ hai giả thiết rằng vùng nứt bao gồm cả bê tông nằm trong phần mở rộng của các thanh gặp nhau tại nút như mô tả ở hình dưới. Lưu ý rằng các vùng nứt không được chồng lên nhau. Các ứng suất $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ có thể khác nhau (xem phần (a) hình dưới) với ba điều kiện: (i) hợp lực của ba lực trùng nhau, (ii) các ứng suất nằm trong các giới hạn đưa ra trong **bảng 18-1** ở trang trước, (iii) ứng suất là hằng số trên từng mặt. Một ví dụ khác được biểu diễn ở phần (b) hình dưới. ả nút này được chia thành hai nút nhỏ. ả gười thiết kế phải kiểm tra xem các ứng suất trong các thanh chống gặp nhau tại nút, ứng suất trên tâm gối, và ứng suất trên đường thẳng đứng phân chia hai nút nhỏ là nằm trong các giới hạn đưa ra trong **bảng 18-1**.



Lúc này quay lại bài toán mẫu ở phần 9.2.2. Theo phương pháp của MacGregor, vì cường độ nén danh nghĩa của bê tông bằng $f'_c = 4000 \text{ psi}$ nên suy ra $v_2 = 0,79$ (xem Bảng 18-1)

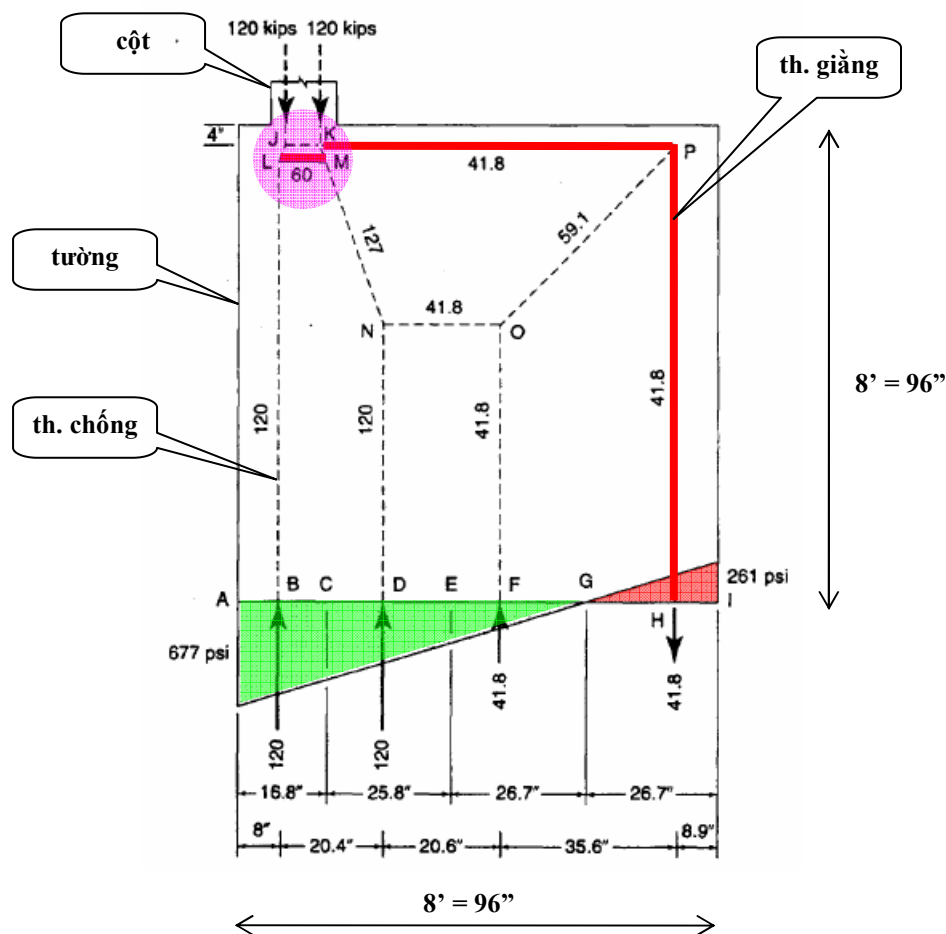
- Với nút A, cường độ hiệu quả $f_{ce} = v_1 v_2 f'_c = 1.0 \times 0,79 \times 4 = 3,16 \text{ ksi}$. (như giả thiết)
- Với nút F, cường độ hiệu quả $f_{ce} = v_1 v_2 f'_c = 0,85 \times 0,79 \times 4 = 2,68 \text{ ksi}$. (như giả thiết).

Theo ACI 318-08, cường độ chịu nén mặt z của nút (ϕF_{nz}) được tính tuần tự như sau:

- Tính $f_{ce} = 0,85 \beta_n f'_c$ là cường độ nén hiệu quả của nút tính theo (9-8).
- Tính A_{nz} là diện tích mặt z vuông góc với phương lực tính toán F_{uz} .
- Tính $F_{nz} = f_{ce} A_{nz}$ là cường độ chịu nén danh định của mặt z.
- Kiểm tra $F_{uz} \leq \phi F_{nz}$ với $\phi = 0,75$, F_{uz} là lực tính toán tác dụng trên mặt z ở vùng nút.

9.3.4 Bài toán mẫu 2

MacGregor trình bày ở hình dưới một cột vuông 12"x12" đặt gần mép một tường có kích thước dày 12" ; dài 8' ; cao 8'. Tải trọng tính toán trong cột là 180 kips. Bỏ qua trọng lượng bản thân tường. Cho cường độ bê tông $f'_c = 3 \text{ ksi}$ và thép $f_y = 60 \text{ ksi}$. Hãy thiết kế cốt thép tường. (Chú ý hệ số $\phi = 0,75$ theo ACI 318-08)



Bước 1

Cô lập vùng D. Với tường này, toàn bộ là vùng D.

Bước 2

Biểu đồ ứng suất tính được với giả thiết tiết diện không nứt ($\sigma = P/A + My/I$, trong đó $P = 240 \text{ kips}$, $M = 720 \text{ kip-ft}$, $I/y = 10,67 \text{ ft}^3$) và được mô tả ở phần đáy hình. Với $\phi = 0,75$, tải trọng thiết kế bằng :

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{180}{0,75} = 240 \text{ kips}$$

Ứng suất thay đổi từ 677 psi ở điểm A đến -261 psi ở điểm I (dấu + qui ước ứng suất nén, dấu - qui ước ứng suất kéo).

Bước 3

Phân chia nhỏ các mặt biên và tính các hợp lực dọc theo các phân đoạn. Phân đoạn GI được thành lập đầu tiên. Hợp lực trên phân đoạn này bằng 41.8 kips. Chiều dài của EG giả thiết bằng chiều dài của GI sao cho cân bằng lực đứng trên EI bằng zero. Hai phân đoạn còn lại AC, CE được chọn sao cho các hợp lực bằng các tải tác dụng (= 120 kips).

Bước 4

Vẽ một mô hình giàn ảo để truyền các lực từ mặt biên này sang mặt biên kia của vùng D. Mô hình với các lực chống và giằng ở trên là tương tự mô hình của bài tập 4 ở chương 8. Chú ý góc xoay 90° của lực kéo tại điểm P và thanh chống OP nghiêng 45° dùng để cân bằng lực tại điểm P.

Lực chân cột tại J cách mép tường 9"; lực nén tại B cách mép tường 8". Sự chuyển tiếp hướng truyền lực đạt được bằng thanh chống JL với giả thiết độ dốc là 2:1 như ở hình trên. Điều này tạo ra một lực nén 60 kips trong thanh chống JK và một lực kéo 60 kips trong thanh giằng LM.

Bước 5

Tính các lực trong các thanh giàn ảo và kiểm tra các ứng suất.

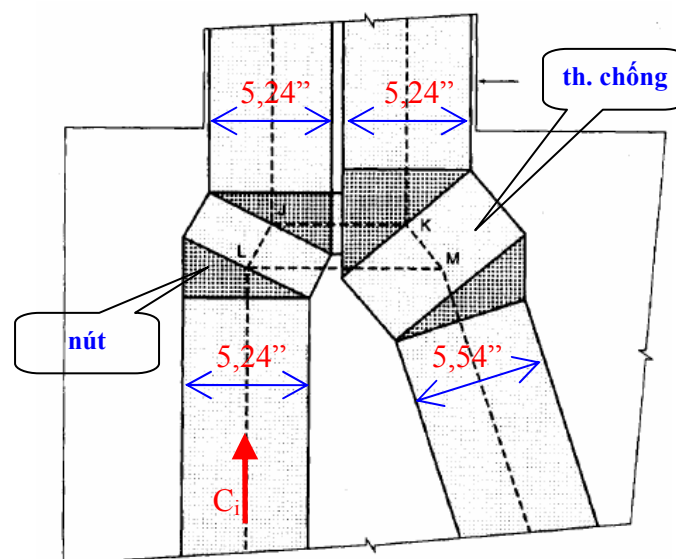
Hình dưới là một phóng đại của các mối nối J, K, L, và M, tại chân cột. ả ếu các ứng suất có thể chấp nhận được trong phần này của mô hình (vì đặc xít nhất), chúng sẽ được chấp thuận ở các nơi khác. Các thanh chống được mô tả ở dạng các chữ nhật màu trắng và các nút ở dạng các tam giác màu xám. Cho ứng suất (σ) bằng cường độ hiệu quả (f_{ce}):

$$\sigma = 0.85 \beta_s f'_c = 0.85 \times 0.75 \times f'_c = 0.85 \times 0.75 \times 3000 = 1910 \text{ psi}$$

với $\beta_s = 0.75$ theo ACI 318-08 cho thanh chống dạng cổ chai có thép ngang gia cường.

Chiều rộng (b_i) của các thanh chống có lực nén (C_i) vẽ trong hình dưới tính bằng:

$$b_i = \frac{C_i}{\sigma \times t} = \frac{C_i}{1910 \text{ psi} \times 12''}$$

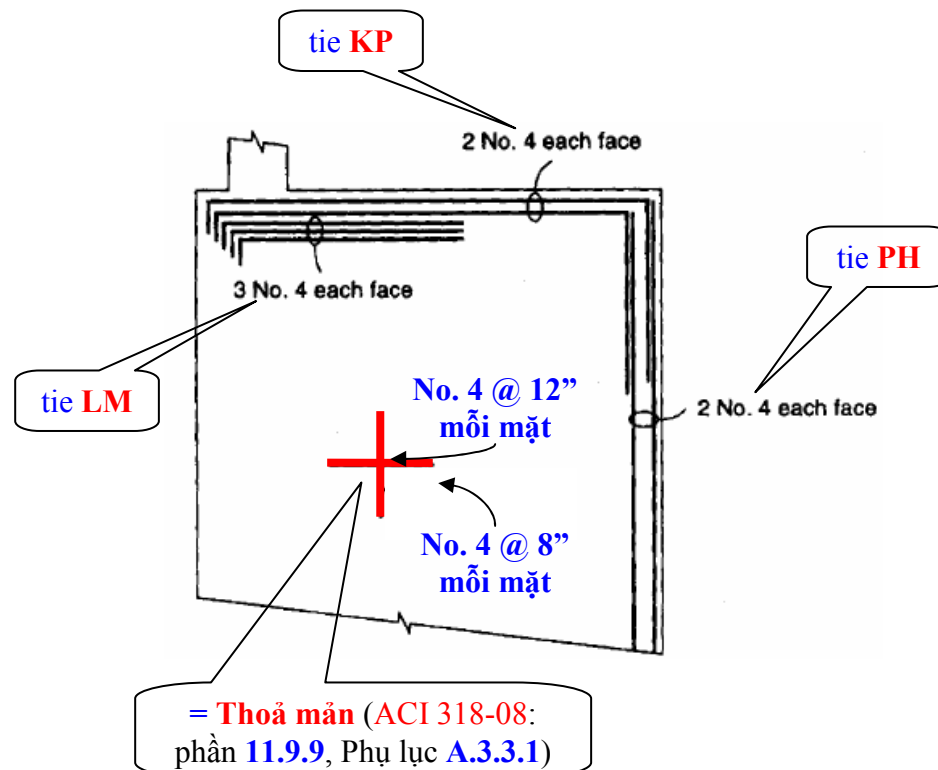


Không có thanh chống nào hay vùng nút nào chồng lên nhau, chỉ thị rằng **các ứng suất bê tông có thể chấp nhận được**.

Đối với các **giằng chịu kéo KP, PH, và LM**, diện tích thép yêu cầu (A_s) lần lượt là :

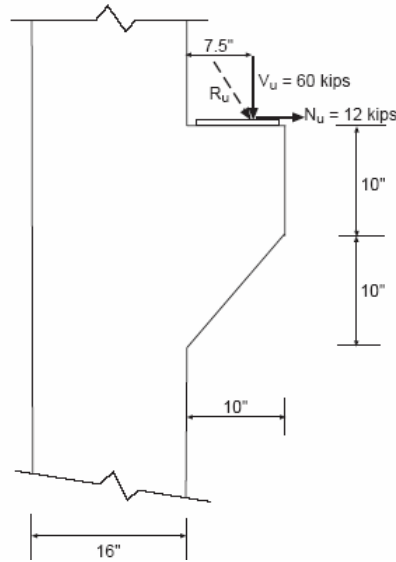
- **Thép giằng KP:** $A_s^{KP} = \frac{T_{KP}}{f_y} = \frac{41,8}{60} = 0,7 \text{ in}^2 \Rightarrow$ Chọn **2#4 mỗi mặt** ($A_s^{KP} = 0,8 \text{ in}^2$)
- **Thép giằng PH:** $A_s^{PH} = \frac{T_{PH}}{f_y} = \frac{41,8}{60} = 0,7 \text{ in}^2 \Rightarrow$ Chọn **2#4 mỗi mặt** ($A_s^{PH} = 0,8 \text{ in}^2$)
- **Thép giằng LM:** $A_s^{LM} = \frac{T_{LM}}{f_y} = \frac{60}{60} = 1,0 \text{ in}^2 \Rightarrow$ Chọn **3#4 mỗi mặt** ($A_s^{LM} = 1,2 \text{ in}^2$)

Cốt thép tương ứng với các diện tích này được biểu diễn ở hình dưới. Cuối cùng, cần phải tính toán **diện tích thép ngang cần thiết** bằng qua **các thanh chống chịu nén** (phải thoả mãn công thức (A-4) phần A.3.3.1 của ACI 318-08). Mặt khác, cốt thép đứng và ngang cần đạt **tối thiểu** thoả mãn phần 11.9.9 của ACI 318-08, nên được bố trí trong tường như mô tả dưới đây:



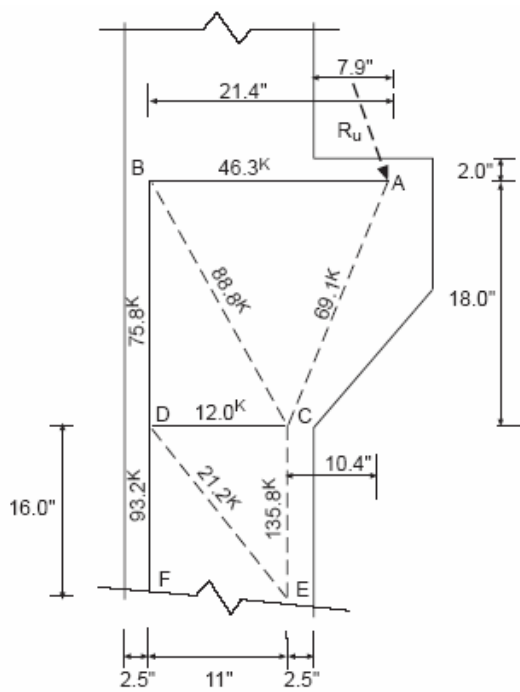
9.3.5 Bài toán mẫu 3

Thiết kế vai cột BTCT có tiết diện vuông (16" x 16") chịu lực đứng $V_u = 60$ kips và lực ngang $\hat{a}_u = 12$ kips. Giả thiết bê tông có $f'_c = 4$ ksi, thép có $f_y = 60$ ksi.

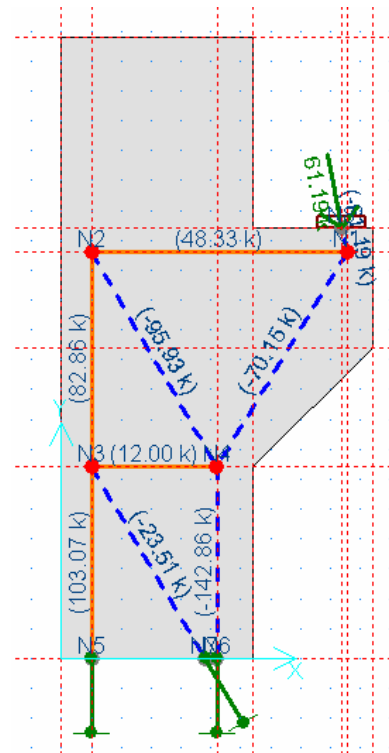


Bước 1-4

Cô lập vùng D và thiết lập một mô hình giàn ảo hợp lý để truyền các lực từ mặt biên này sang mặt biên kia của vùng D. Tính nội lực trong các thanh chống và thanh giằng.



a)- Tính bằng tay



b)- Tính bằng CAST

Bước 5

Tính cốt thép của các thanh giằng: AB, BD, DF, CD với cường độ cực hạn của thanh giằng xác định theo công thức:

$$\frac{T}{\phi} = A_s f_y + A_p (f_{se} + \Delta f_p)$$

ở đây không có thép ứng suất trước ($A_p = 0$), nên:

$$A_s = \frac{T}{\phi f_y}$$

với hệ số giảm cường độ $\phi = 0,75$ theo ACI 318-08

- Thép giằng AB: $T_{AB} = 46,3$ kips

$$A_s = \frac{46,3}{0,75 \times 60} = 1,03 \text{ in}^2 \Rightarrow \text{Chọn 4 \#5} (A_s^{AB} = 1,24 \text{ in}^2)$$

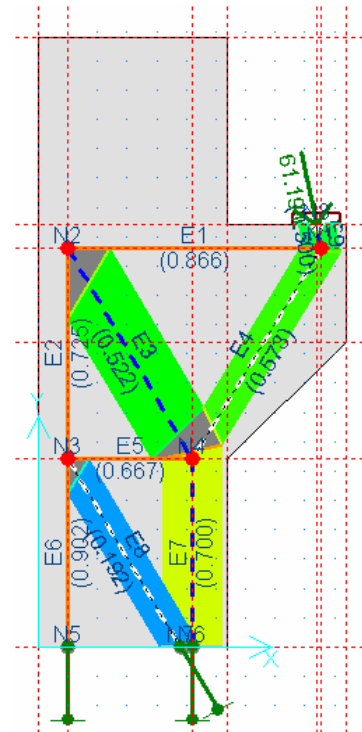
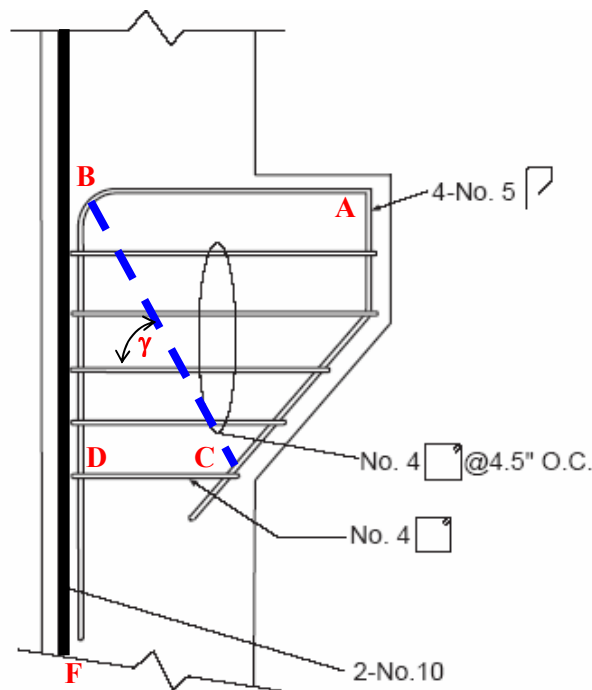
- Thép giằng CD: $T_{CD} = 12,0$ kips

$$A_s = \frac{12}{0,75 \times 60} = 0,27 \text{ in}^2 \Rightarrow \text{Chọn 1 \#4} (A_s^{CD} = 0,40 \text{ in}^2)$$

- Thép giằng BD & DF: $T_{BD} = 75,8$ kips ; $T_{DF} = 93,2$ kips

$$A_s = \frac{93,2}{0,75 \times 60} = 2,07 \text{ in}^2 \Rightarrow \text{Chọn 2 \#10} (A_s^{BD} = A_s^{DF} = 2,54 \text{ in}^2)$$

Thép giằng 2 #10 cần tính cộng thêm vào thép dọc của cột hay bố trí uốn cong như hình dạng thanh AB như hình dưới đây:



Bước 6

a. Kiểm tra chiều rộng của các thanh chống: AC, BC, CE, DE

Giả thiết thanh chống dạng cổ chai có thép ngang chịu cắt thoả mãn điều kiện A.3.3 của ACI 318-08 ($\beta_s = 0,75$), nên cường độ bê tông hiệu quả của thanh chống xác định bằng:

$$f_{cu} = 0,85\beta_s f'_c = 0,85 \times 0,75 \times 4 = 2,55 \text{ ksi}$$

Bề rộng các thanh chống xác định theo công thức:

$$w = \frac{C}{\phi_{cu} b}$$

với hệ số giảm cường độ $\phi = 0,75$ theo ACI 318-08

- Bề rộng thanh chống AC: $C_{AC} = 69,1$ kips

$$w_{AC} = \frac{69,1}{0,75 \times 2,55 \times 16} = 2,26 \text{ in}$$

- Bề rộng thanh chống BC: $C_{BC} = 88,8$ kips

$$w_{BC} = \frac{88,8}{0,75 \times 2,55 \times 16} = 2,90 \text{ in}$$

- Bề rộng thanh chống CE: $C_{CE} = 135,8$ kips

$$w_{CE} = \frac{135,8}{0,75 \times 2,55 \times 16} = 4,44 \text{ in} \quad (\text{chú ý: } w_{CE}/2 = 2,22'' < a = 2,5'' : \text{OK})$$

- Bề rộng thanh chống DE: $C_{DE} = 21,2$ kips

$$w_{DE} = \frac{21,2}{0,75 \times 2,55 \times 16} = 0,69 \text{ in}$$

Kết luận: kích thước các thanh chống đều nằm trong kích thước bê tông vai cột.

b. Kiểm tra thép ngang chịu cắt vai cột phải thoả phương trình (A-4) của ACI 318-08:

$$\sum \frac{A_{si}}{bs_i} \sin \gamma_i \geq 0,003$$

Bố trí một lớp thép đai kín nằm ngang #4 @ 4,5" như hình vẽ trang trước, do đó:

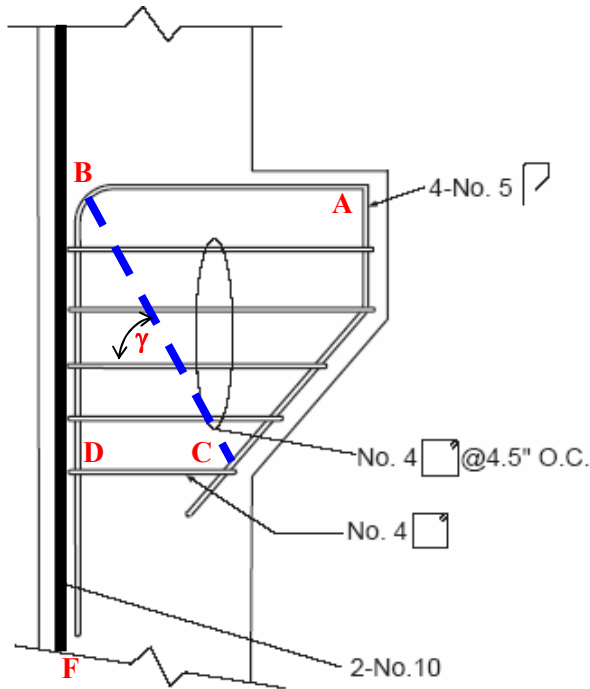
$$A_s = 2 \times 0,2 = 0,4 \text{ in}^2$$

$$\gamma = 58,57^\circ$$

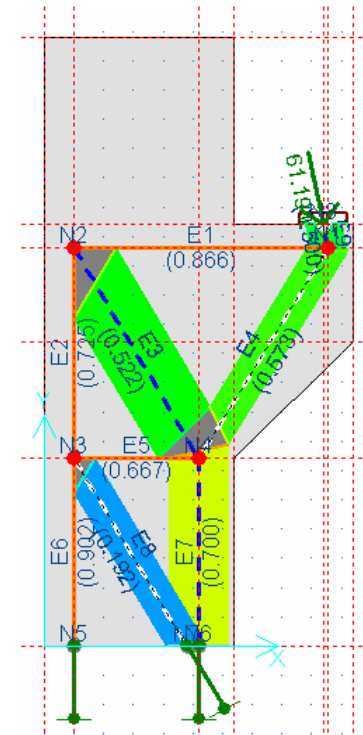
$$s = 4,5 \text{ in}$$

$$b = 16 \text{ in}$$

$$\Rightarrow \frac{A_s}{bs} \sin \gamma = \frac{0,4}{16 \times 4,5} \sin(58,57^\circ) = 0,0047 > 0,003 : \text{OK}$$



a)- Bố trí cốt thép cho vai cột



b)- Phân tích ỨS mô hình STM bằng CAST

Kiểm chứng bằng CAST

- thanh giằng E1: 4-ả o 5 (tỷ số ỨS = 0,866 < 1)
- thanh giằng E2: 2-ả o 10 (tỷ số ỨS = 0,725 < 1)
- thanh giằng E5: 2-ả o 4 (tỷ số ỨS = 0,667 < 1)
- thanh giằng E6: 2-ả o 10 (tỷ số ỨS = 0,902 < 1)
- thanh chống E3: hình cổ chai có đai ả o 4@4.5", w = 6 in. (tỷ số ỨS = 0,522 < 1)
- thanh chống E4: hình lăng trụ, w = 3 in. (tỷ số ỨS = 0,573 < 1)
- thanh chống E7: hình lăng trụ, w = 5 in < [w] = 6 in. (tỷ số ỨS = 0,700 < 1)
- thanh chống E8: hình lăng trụ, w = 3 in. (tỷ số ỨS = 0,192 < 1)
- thanh chống E9: hình lăng trụ, w = 3 in. (tỷ số ỨS = 0,500 < 1)
- nút ả 1: nút CCT (tỷ số ỨS_{max} = 0,716 < 1)
- nút ả 2: nút CTT (tỷ số ỨS_{max} = 0,653 < 1)
- nút ả 3: nút CTT (tỷ số ỨS_{max} = 0,320 < 1)
- nút ả 4: nút CCT (tỷ số ỨS_{max} = 0,875 < 1)
- nút ả 8: nút CCC (tỷ số ỨS_{max} = 0,375 < 1)

Kết luận: mô hình STM ở trên thoả mãn yêu cầu chịu lực (ref: SDORBEL)

Chương 10: CHẾ ĐỘ LÀM VIỆC CỦA BTCT CHỊU LỰC UỐN - LỰC DỌC

10.1 GIỚI THIỆU

Mục đích của phần này là trình bày các thông tin tóm lược về chế độ làm việc hay ứng xử của các thành phần BTCT thông thường (không ứng suất trước) chịu tác dụng của lực gây uốn và lực dọc trục.

10.2 CHẾ ĐỘ LÀM VIỆC CỦA BTCT CHỊU LỰC GÂY UỐN (DÀM)

10.2.1 Khái quát

Các phần trình bày trong chương 3 và chương 4 đã giới thiệu bê tông bị ép ngang và các mối quan hệ mômen-độ cong. Các thông tin trình bày dưới đây phục vụ cho việc xây dựng nên nội dung của hai chương đó. Với mục đích bàn luận dưới đây, thành phần kết cấu chủ yếu chịu lực uốn được gọi là “dầm”. Tiêu chuẩn ACI 318-08 dùng giá trị ngưỡng chặn gì của lực nén dọc trục để xem kết cấu như là một “dầm thuần túy” hay “dầm-cột” (beam-column)? ấu chúng ta tập trung vào điều khoản §10.3.5 và các điều khoản chống động đất trong chương 21, giá trị ngưỡng chặn lực dọc để kết cấu BTCT xem như “dầm BTCT” là :

$$\begin{aligned} & \text{➤ } P \leq \frac{A_g f'_c}{10} \\ & \epsilon_t \geq 0,004 \end{aligned} \quad (10-1)$$

Dầm phải có tỷ lệ kích thước và bố trí thép sao cho thỏa mãn các yêu cầu về hàm lượng tối đa và tối thiểu của cốt thép dọc chịu kéo.

10.2.2 Hàm lượng tối thiểu cốt thép chịu kéo

Cần thiết một hàm lượng thép chịu kéo tối thiểu trong dầm để đảm bảo rằng :

- Mômen kháng uốn M vượt qua mômen gây nứt M_{cr}
- ả ết được phân bố tốt

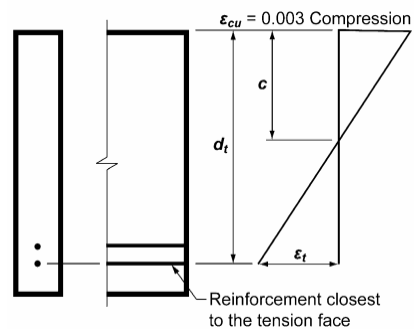
+ Với dầm chữ nhật, diện tích thép chịu kéo nhỏ nhất bằng: (§10.5.1 ACI 318-08)

$$A_{s,\min} = \max\left(\frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d, \frac{200b_w d}{f_y}\right) \quad (10-2)$$

với f'_c (psi) là cường độ bê tông, f_y (psi) là cường độ thép, b_w (in) là chiều rộng sườn dầm, d (in) là chiều cao hiệu quả.

Điểm chuyển tiếp trong (10-2) từ giới hạn thứ nhất đến giới hạn thứ hai là $f'_c = 4400$ psi. Với $f'_c = 2500$ psi và $f_y = 60$ ksi, hàm lượng thép chịu kéo nhỏ nhất ρ_{\min} là:

$$\rho_{\min} = \frac{A_{s,\min}}{b_w d} = \max\left(\frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y}, \frac{200}{f_y}\right) = \max\left(\frac{3\sqrt{2500}}{60000}, \frac{200}{60000}\right) = 0,0033 = 0,33 \%$$



+ Với **dầm chữ T có cánh chịu kéo**, lượng thép chịu kéo $A_{s,min}$ cần thiết, để bảo đảm cường độ kháng uốn của tiết diện có gia cường thép bằng cường độ của tiết diện không gia cường thép, là **hai lần lớn hơn** so với **dầm chữ nhật** hay **dầm chữ T có cánh chịu nén**. Do đó, với **dầm chữ T có cánh chịu kéo**, ACI (§10.5.2) yêu cầu diện tích thép chịu kéo nhỏ nhất là:

$$A_{s,min} = \min \left(\frac{6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d, \frac{200b_f d}{f_y}, \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_f d \right) \quad (10-3)$$

với b_w (in) là **chiều rộng sườn** dầm chữ T, b_f (in) là **chiều rộng cánh** dầm chữ T.

10.2.3 Hàm lượng tối đa cốt thép chịu kéo

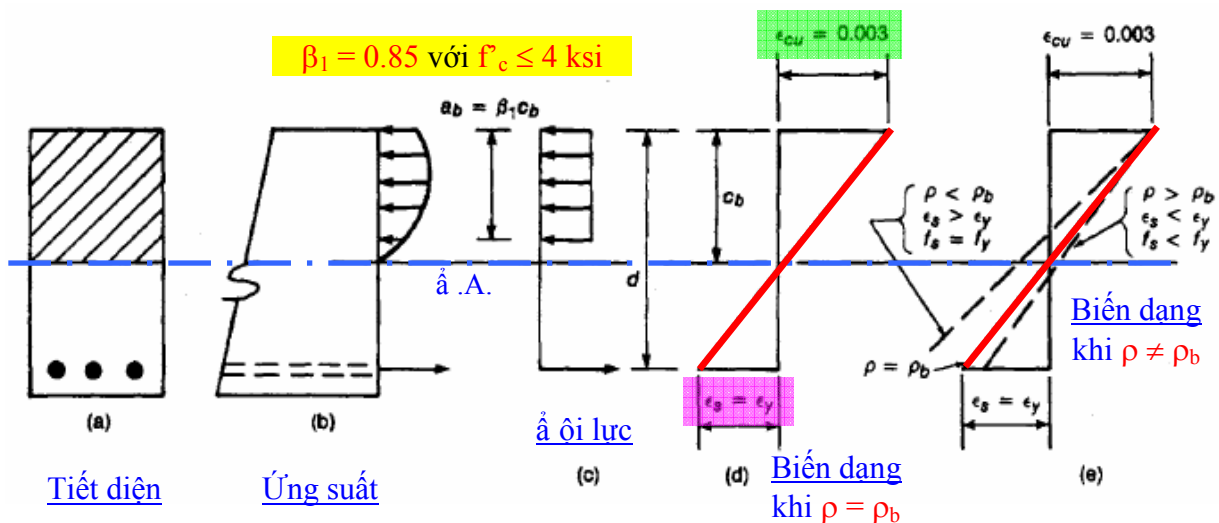
ACI cũng yêu cầu không chế một hàm lượng tối đa cốt thép chịu kéo trong dầm để:

- thuận lợi cho thi công bê tông.
- bảo đảm thép chảy dẻo trước khi bê tông bị nghiền vỡ.

Có thể dùng một trong hai phương pháp sau để xác định **hàm lượng tối đa** thép chịu kéo: **phương pháp truyền thống** (ACI 318-99, phần §10.3.3) và **phương pháp hợp nhất** (ACI 318-08, phần §10.3.3).

1)- Phương pháp truyền thống (Traditional Approach, ACI 318-99)

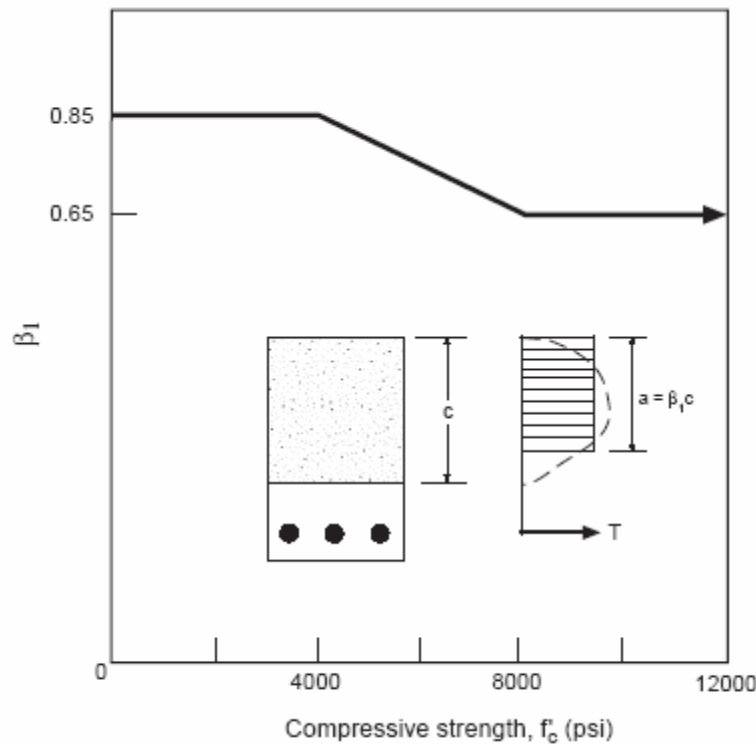
Xét hình sau do MacGregor cung cấp:



Chiều cao đến trục trung hoà (c_b) tại **vị trí cân bằng** ($\epsilon_{cu} = 0,003, \epsilon_s = \epsilon_y$), có thể được xác định bằng cân bằng nội lực trên tiết diện vẽ trong hình (c) ở trên. Giả thiết $E_s = 29,000$ ksi cho thép, **hàm lượng thép cân bằng** (ρ_b) có thể tính như sau:

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{87000}{87000 + f_y} \right) \quad (10-4)$$

với f'_c và f_y có đơn vị là psi. Ví dụ với $f'_c = 2500$ psi và $f_y = 60$ ksi, $\rightarrow \rho_b = 0,0178$



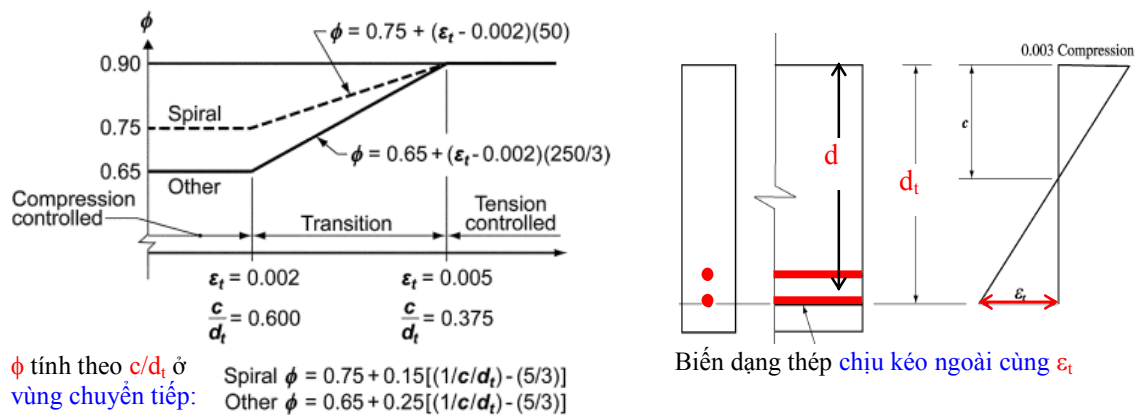
Biểu đồ xác định hệ số β_1 trong công thức (10-4)

Trong ACI 318-99 phần §10.3.3, hàm lượng thép tối đa là $\rho_{max} = 0,75\rho_b$ mà sẽ tạo ra điều kiện biến dạng cân bằng, cụ thể là khi thép chịu kéo vừa đạt biến dạng dẻo ϵ_y thì bê tông vùng chịu nén cũng vừa đạt biến dạng phá hủy lý thuyết $\epsilon_{cu} = 0,003$ (nhưng điều khoản này bị loại bỏ trong ACI 318-08). Tuy nhiên, do sự thay đổi cường độ thực tế của thép và bê tông so với các giá trị danh nghĩa, một dầm trên danh nghĩa thoả yêu cầu $\rho \leq 0,75\rho_b$ có thể bị phá huỷ nén (dòn). Và khi hàm lượng thép tiến gần $0,75\rho_b$, dầm có thể bị võng và nứt quá mức cho phép. Vì các lý do như vậy, trong thực hành nên giới hạn : $\rho_{max} = 0,5\rho_b$

2)- Phương pháp hợp nhất (Unified Approach, ACI 318-08)

Một phương pháp hợp nhất để thiết kế các thành phần BTCT được trình bày trong ACI 318-08 phần §10.3.3. Phần này giới thiệu việc được phép sử dụng công thức chuyển tiếp của hệ số giảm cường độ ϕ (strength reduction factor) khi có nhiều thép hơn thêm vào tiết diện. ả ếu trong ACI 318-99 hệ số ϕ được xác định theo loại tải trọng tác dụng, thì trong ACI 318-08 hệ số ϕ được xác định theo sự phân bố biến dạng trong tiết diện với cường độ danh nghĩa của vật liệu BTCT. Không có giới hạn trên ρ_{max} được áp đặt lên hàm lượng thép dọc trong dầm.

Tiêu chuẩn ACI 318-08 phần §9.3.2 xác định $\phi = 0,9$ cho tiết diện “dầm” (tension-controlled section), $\phi = 0,65$ cho tiết diện “cột” (compression-controlled section) với thép đai thường, hay $\phi = 0,75$ cho tiết diện “cột” với thép đai xoắn như hình dưới đây:

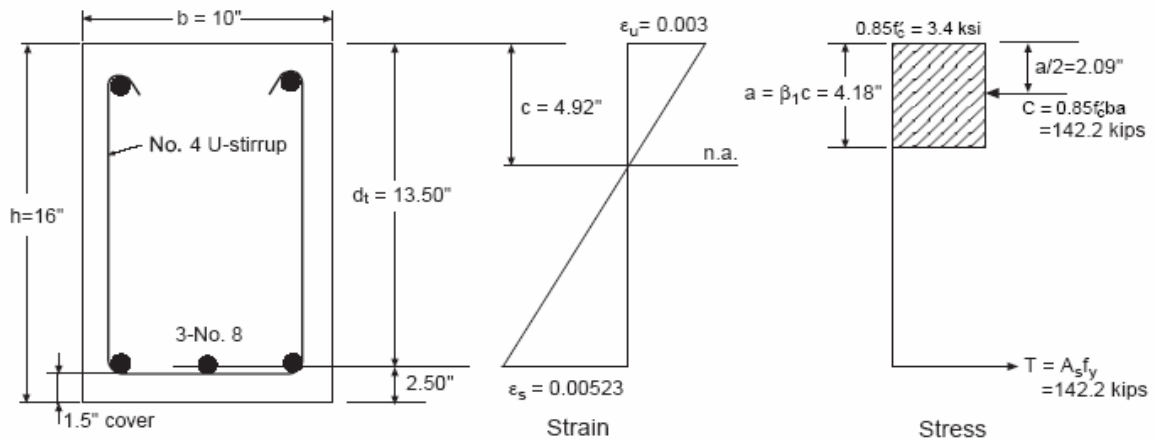


Đúng hơn là, một tiết diện xem là “dầm” (do kéo quyết định) nếu biến dạng kéo thực ϵ_t (bao gồm từ biến, co ngót,...) trong lớp cốt thép xa nhất từ mặt chịu nén (không phải chiều cao có ích d) của dầm vượt quá 0,005 và khi đó $\phi = 0,9$. Một tiết diện xem là “cột” (do nén quyết định) nếu biến dạng kéo thực $\epsilon_t < \epsilon_y$ và khi đó $\phi = 0,65$ hay $\phi = 0,75$. Các công thức chuyển tiếp tuyến tính xác định hệ số $\phi \in [0,65 ; 0,9]$ khi thay đổi giá trị $\epsilon_t \in [0,002 ; 0,005]$.

Tiêu chuẩn ACI 318-08 phần §10.3.5 qui định các kết cấu chịu uốn không ứng suất trước có tải trọng dọc trục thấp hơn $0,1F'_c A_g$ (phương trình (10-1)), biến dạng thép chịu kéo ngoài cùng ϵ_t tại cường độ danh nghĩa M_n không thấp hơn 0,004

Bài toán mẫu 1: Cường độ chịu uốn (M_n) của dầm BTCT bố trí thép đơn

Xét dầm chữ nhật thép đơn ở hình dưới, cho biết bê tông $f'_c = 4$ ksi, và thép $f_y = 60$ ksi.



Giải:

- a. **Xác định phân phối ứng suất trong bê tông** theo §10.2.7 của ACI 318-08

Diện tích thép chịu kéo $A_s = 2.37 \text{ in}^2$ (3 ả o. 8) có $d_t = h - 2.5 = 16 - 2.5 = 13.5''$

Giả thiết $\epsilon_s > \epsilon_y$, nội lực do thép chịu kéo A_s tham gia:

$$T = A_s f_y = 2.37 \times 60 = 142.2 \text{ kips} \tag{§10.2.4}$$

$$\text{Do } T = C \Leftrightarrow A_s f_y = 0.85 f'_c b a \Rightarrow a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{142.2}{0.85 \times 4 \times 10} = 4.18''$$

- b. **Xác định biến dạng thép ϵ_s và hệ số giảm cường độ ϕ**

Chiều cao vùng bê tông chịu nén bằng:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4.18}{0.85} = 4.92''$$

Biến dạng thép chịu kéo bằng:

$$\epsilon_s = \epsilon_u (d_t - c) / c = 0.003 (13.5 - 4.92) / 4.92 = 0.00523 > 0.005$$

Do đó tiết diện là chịu “uốn” (*tension-controlled*) (§10.3.4)

$$\Rightarrow \phi = 0.9 \tag{§9.3.2.1}$$

Mặt khác vì $\epsilon_s = 0.00523 > 0.004$ nên **thỏa điều kiện (§10.3.5) cho kết cấu BTCT chịu uốn**, giá trị này của ϵ_s cũng xác nhận giả thiết $\epsilon_s > \epsilon_y$ ở trên là chính xác.

- c. **Xác định cường độ uốn danh nghĩa M_n và cường độ uốn thiết kế ϕM_n**

$$M_n = A_s f_y (d_t - 0.5a) = 142.2 \times (13.5 - 0.5 \times 4.18) = 1662.3 \text{ kips-in} = 135.2 \text{ kips-ft}$$

$$\Rightarrow \phi M_n = 0.9 \times (135.2) = 121.7 \text{ kips-ft} \tag{§9.3.2.1}$$

d. Kiểm tra hàm lượng thép chống uốn tối thiểu

$$A_{s,min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{200}{f_y} b_w d \quad (§10.5.1)$$

với $\frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{3\sqrt{4000}}{60000} 10 \times 13.5 = 0.43 \text{ in}^2$; $\frac{200}{f_y} b_w d = \frac{200}{60000} 10 \times 13.5 = 0.45 \text{ in}^2$

Do thép chịu kéo $A_s = 2.37 \text{ in}^2 > A_{s,min} = 0.45 \text{ in}^2$ nên **đạt yêu cầu**.

10.2.4 Chế độ làm việc của dầm chịu uốn

Giả thiết rằng một dầm và cốt thép của nó thỏa mãn các yêu cầu trên, hiển nhiên là cường độ kháng uốn của dầm phụ thuộc chủ yếu vào tích số giữa **lực dọc (T)** và **cánh tay đòn (jd)**, cụ thể phụ thuộc vào $A_s f_y (jd)$. Sự gia tăng diện tích thép (A_s) kéo theo sự gia tăng cường độ kháng uốn.

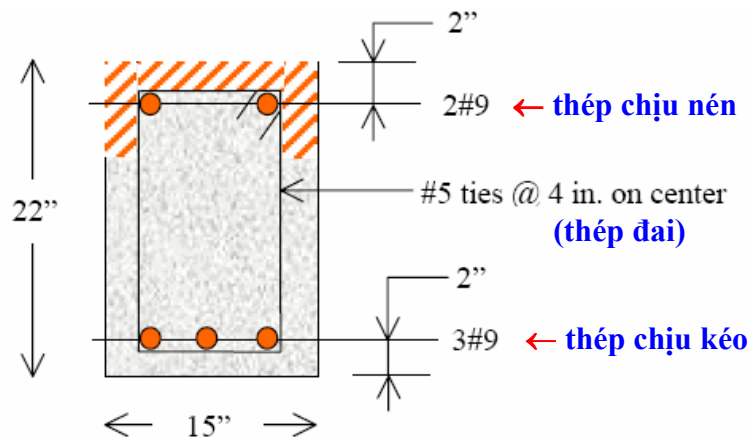
Vai trò hay ảnh hưởng của **thép chịu nén** trong tiết diện như thế nào? Theo **chương 4**,

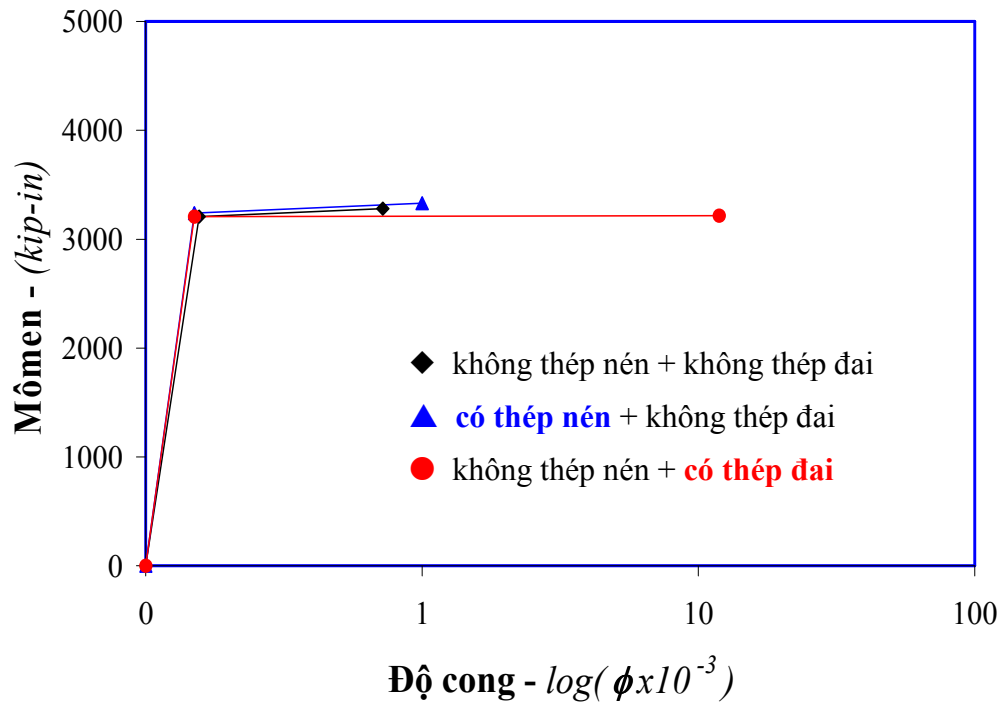
- tăng độ cứng và tăng cường độ vùng chịu nén.
- tăng một ít cường độ kháng uốn.
- **tăng lớn** trong khả năng biến dạng, độ dẻo, và tỷ lệ chảy dẻo.

Vai trò hay ảnh hưởng của **thép ngang** hay **thép đai** như thế nào? Theo **chương 4**,

- tăng không đáng kể cường độ kháng uốn.
- **tăng rất lớn** trong khả năng biến dạng và độ dẻo.
 - tăng khả năng biến dạng của bê tông (**chương 4**).
 - làm chậm hay giảm oằn (*buckling*) của thép dọc.
 - giảm ứng suất cắt trong lõi bê tông bị ép ngang.

Các ảnh hưởng do có thêm **thép chịu nén** và **thép đai** được trình bày dưới đây với thông số vật liệu và kích thước tiết diện dầm trong ví dụ mẫu dầm BTCT chịu uốn ở **chương 4**:





Dầm BTCT	Không thép đai	Không thép đai	Có thép đai
	Không thép nén	Có thép nén	Không thép nén
M_y	3207	3238	3207
ϕ_y	1,56E-4	1,50E-4	1,50E-4
M_u	3282	3331	3215
ϕ_u	0,72E-3	1,0E-3	1,19E-2
μ_ϕ	4,6	6,7	79,3

10.3 CHẾ ĐỘ LÀM VIỆC CỦA BTCT CHỊU LỰC GÂY UỐN VÀ LỰC DỌC (CỘT)

10.3.1 Giới thiệu và các giới hạn về cốt thép

Không như các tiết diện dầm, trong tiêu chuẩn Mỹ các tiết diện cột thường đối xứng cả hai trục. Tương tự dầm, **ACI 318** qui định hàm lượng thép tối thiểu và tối đa trong cột.

ACI 318-08 phần § 10.9.1 qui định tổng diện tích thép dọc trong cột (A_{st}) không nhỏ hơn **1%** và không lớn hơn **8%** của diện tích tiết diện cột (A_g). Cho thiết kế chống động đất, giới hạn trên giảm xuống còn **6%** của diện tích A_g (phần § 21.6.3).

Giới hạn dưới $0,01A_g$ thừa nhận rằng một lượng thép cần thiết nhỏ nhất để chống ảnh hưởng uốn dù có tính hay không lực gây uốn trong cột. Hơn nữa, thực nghiệm đã chỉ rằng từ biến và co ngót dẫn đến sự truyền lực dọc từ bê tông sang thép, mà hậu quả là gia tăng ứng suất trong cốt thép. Sự gia tăng càng lớn khi hàm lượng thép càng giảm.

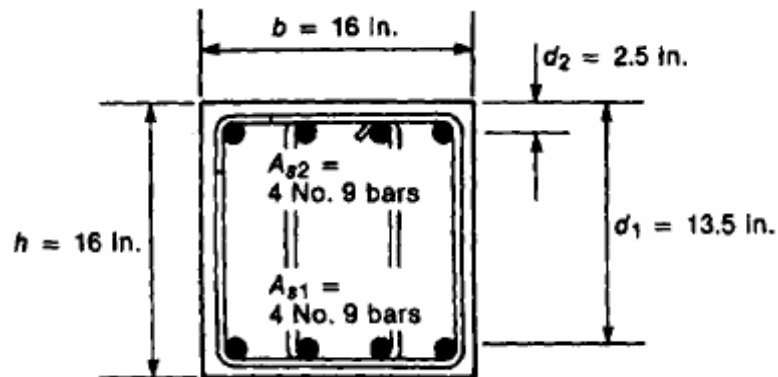
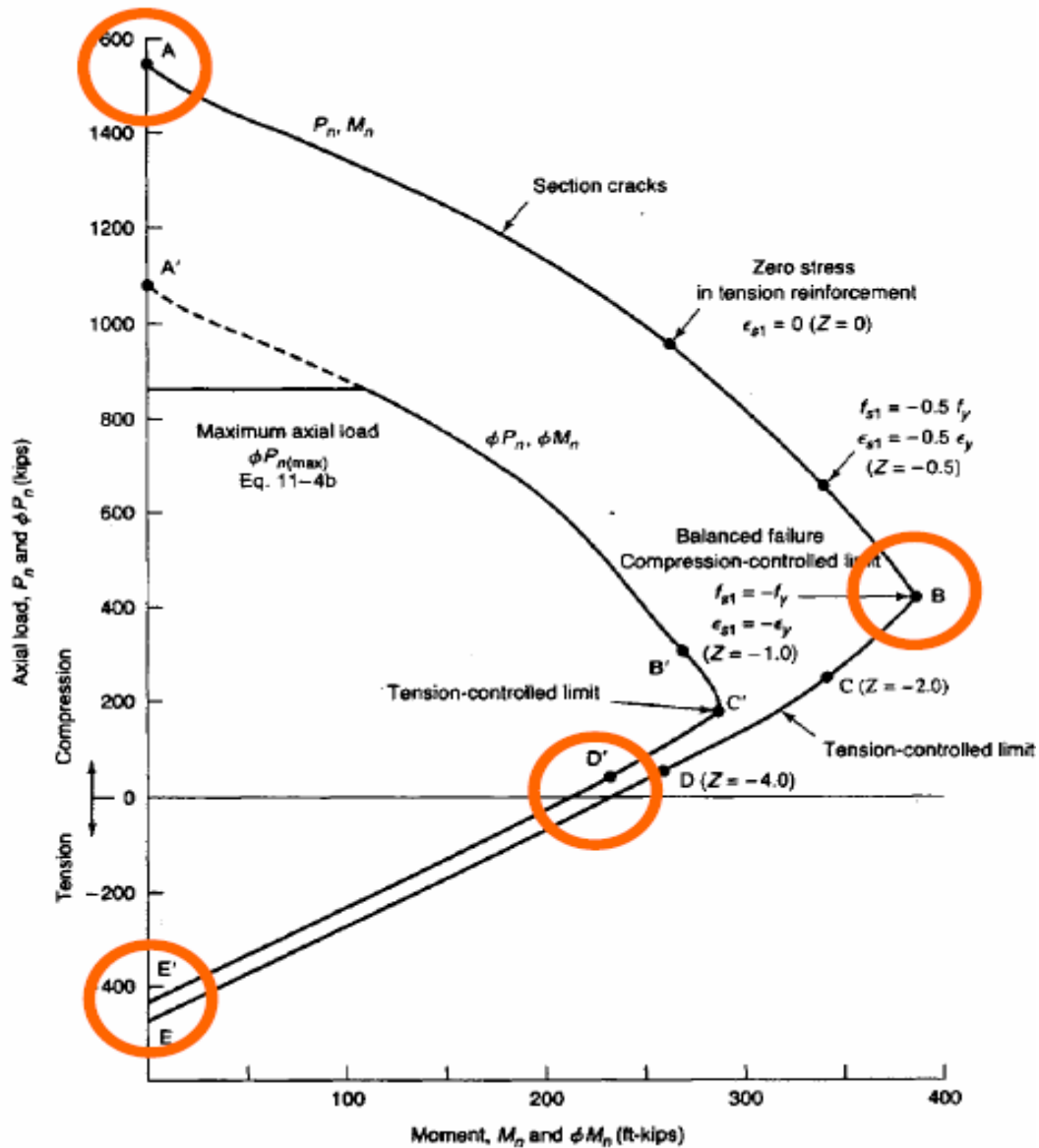
Giới hạn trên $0,08A_g$ xét đến hàm lượng thép lớn nhất trong thực tế vì các lý do kinh tế và dễ dàng cho thi công.

10.3.2 Ảnh hưởng của lực dọc và các đường cong tương tác

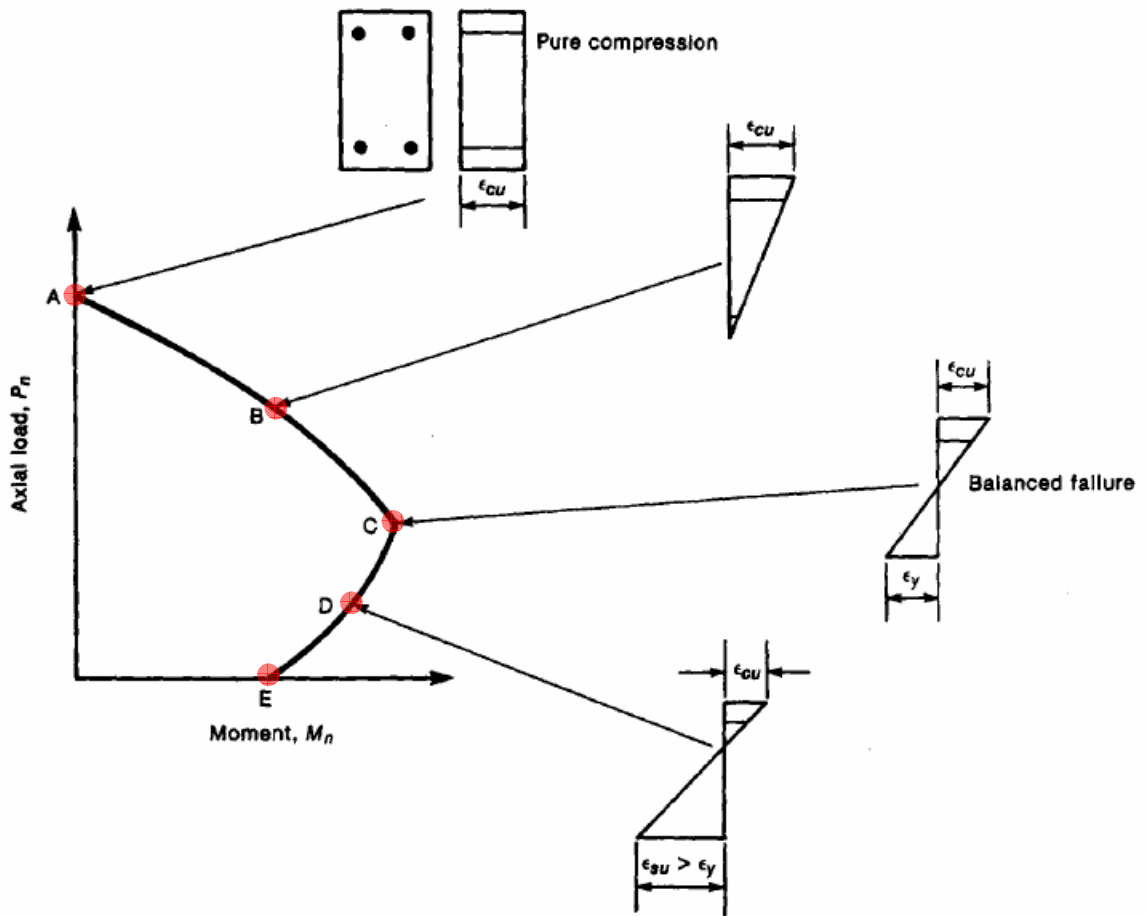
Lúc tải dọc trục còn nhỏ, ứng xử của tiết diện cột gần như ứng xử của tiết diện dầm. Khi tăng tải dọc trục :

- yêu cầu trên vùng chịu nén **tăng**.
- cường độ kháng uốn có thể **tăng** hay **giảm**.
- khả năng biến dạng (độ cong tới hạn) **giảm**.

Ảnh hưởng lực dọc (P) trên ứng xử của tiết diện cột nhận thấy được qua **biểu đồ tương tác P-M** (P - M interaction chart) như ví dụ tiết diện cột dưới đây :



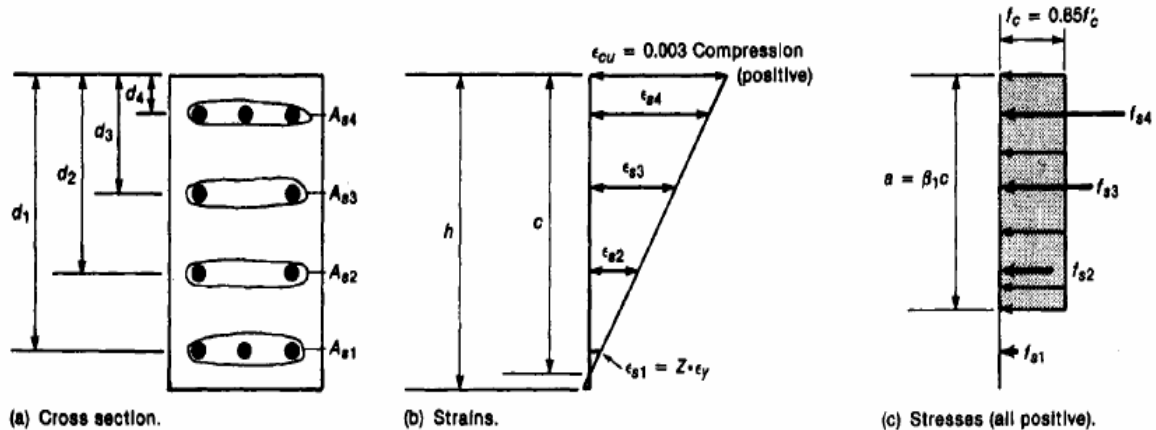
Ở hình dưới, MacGregor trình bày các sơ đồ **phân bố biến dạng** tương ứng với các điểm đặc trưng của **biểu đồ tương tác P-M** :



Ả ăm điểm được **nhận dạng** trong biểu đồ tương tác ở trên là:

- **nén thuần túy**, không mômen uốn: điểm **A**
- **nén + uốn lệch tâm nhỏ**: điểm **B** ← $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ (bê tông) & $\epsilon_t < \epsilon_y$ (thép)
- **phá hoại cân bằng**: điểm **C** ← $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ (bê tông) & $\epsilon_t = \epsilon_y$ (thép)
- **nén + uốn lệch tâm lớn**: điểm **D** ← $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ (bê tông) & $\epsilon_t > \epsilon_y$ (thép)
- **uốn thuần túy**, không có lực dọc: điểm **E**

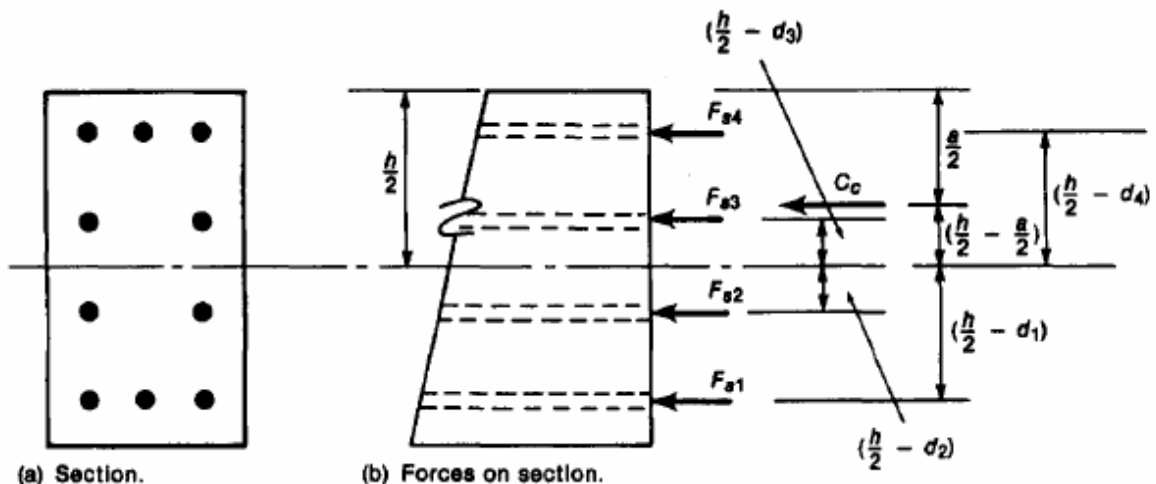
Âm nguồn gốc của biểu đồ trên tương đối dễ hiểu và sẵn có trong hầu hết các sách BTCT. Chú ý rằng quá trình dẫn giải được mô tả tóm lược dưới đây nhằm xác định các **điểm danh nghĩa** (M_n, P_n) chứ không phải các **điểm tới hạn** ($\phi M_n, \phi P_n$). Trường hợp tổng quát là tính **lực dọc** P_n tác dụng tại tâm tiết diện và **mômen uốn** M_n tác dụng quanh trục qua tâm tiết diện cột, trong đó giả thiết phân bố biến dạng có **biến dạng bê tông max** $\epsilon_{cu} = 0,003$. Xét ví dụ **mặt cắt cột chữ nhật** dưới đây của MacGregor.



Giá trị (M_n, P_n) được xác định bằng cách gán $\epsilon_{cu} = 0,003$ và giả sử một giá trị $\epsilon_{s1} = Z\epsilon_y$, với Z là **giá trị chọn bất kỳ**. Giá trị dương (+) của Z tương ứng với các **biến dạng nén** trong phần (b) của hình trên. Khi $Z = -1$, thì $\epsilon_{s1} = -\epsilon_y$ (**biến dạng dẻo chịu kéo**). Giá trị $Z = -1$ biểu diễn **điều kiện phá hủy cân bằng** (*balanced failure condition*).

Với giá trị cho trước Z và $\epsilon_{cu} = 0,003$, các biến dạng thép ϵ_{si} và biến dạng bê tông hoàn toàn được xác định :

- **Các ứng suất thép** (f_{si})
 - Tuân theo luật Hooke: $f_{si} = E_s \epsilon_{si}$ khi $\epsilon_{si} < \epsilon_y$
 - Không thay đổi (const): $f_{si} = f_y$ khi $\epsilon_{si} \geq \epsilon_y$
- **Các ứng suất bê tông** (f_c) được thay thế bởi **khối ứng suất tương đương** với giá trị trung bình $0.85f'_c$ và chiều cao vùng chịu nén $a = \beta_1 c < h$ (chiều cao cột), $\beta_1 = 0.85$ với $f'_c \leq 4$ ksi



Lực nén của bê tông là :

$$C_c = (0,85f'_c)(ab) \quad (10-5)$$

Lực nén của cốt thép là :

$$F_{si} = f_{si} A_{si} \quad \text{với } f_{si} \leq f_y \quad (10-6a)$$

ả ếu $a > d_i$ cho một lớp thép cụ thể A_{si} nào đó, cần phải giảm bớt **ứng suất thép** (f_{si}) một lượng $0.85f'_c$ trước khi tính F_{si} , do đó có **công thức chính xác** hơn là :

$$F_{si} = (f_{si} - 0,85f'_c)A_{si} \quad (10-6b)$$

Cường độ chịu lực dọc bằng tổng các lực dọc trong cốt thép và bê tông, cụ thể là :

$$P_n = C_c + \sum_{i=1}^n F_{si} \quad (10-7)$$

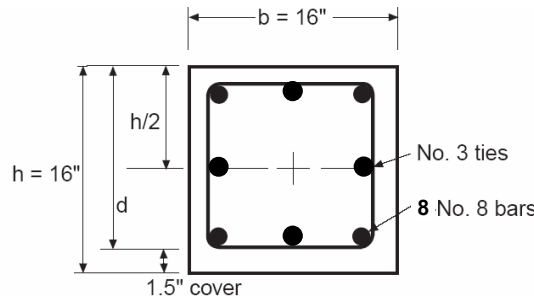
Cường độ chịu mômen uốn bằng tổng mômen tất cả nội lực quanh trục trọng tâm của tiết diện, cụ thể là :

$$M_n = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n F_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (10-8)$$

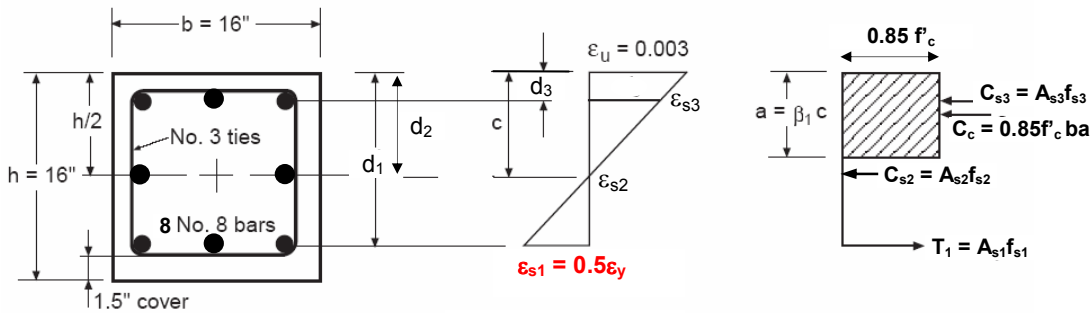
Và như vậy điểm (M_n, P_n) , tương ứng với **phân bố biến dạng được giả thiết**, đã được thiết lập trên **đường cong tương tác**. Quá trình **tính lặp cho các giá trị Z** khác nhau, nhằm xác định **các trường hợp điển hình**: không có tải dọc trục $(M_n, 0)$, không có mômen uốn $(0, P_n)$ và $(0, T_n)$.

Bài toán mẫu 2: Sức chịu tải cột chịu lực dọc-mômen (P_n-M_n)

Tính khả năng chịu lực dọc-mômen (P_n-M_n) cột vuông khi ứng suất lớp thép gần mặt chịu kéo bằng $0.5f_y$ ($\epsilon_{s1} = 0.5\epsilon_y$). Cho biết bê tông $f'_c = 4$ ksi, và thép $f_y = 60$ ksi.



Giải:



e. Xác định phân phối ứng suất và nội lực theo §10.2.7 của ACI 318-08

Lớp thép $A_{s1} = 2.37 \text{ in}^2$ (3 ả o. 8) có $d_1 = 13.62$ ”

Lớp thép $A_{s2} = 1.58 \text{ in}^2$ (2 ả o. 8) có $d_2 = 8$ ”

Lớp thép $A_{s3} = 2.37 \text{ in}^2$ (3 ả o. 8) có $d_3 = 2.38$ ”

- Biến dạng (ϵ_{s1}) của lớp thép gần mặt chịu kéo (A_{s1}) bằng:

$$\epsilon_{s1} = \frac{f_{s1}}{E_s} = \frac{0.5f_y}{E_s} = \frac{0.5 \times 60}{29000} = 0.00103$$

ả nội lực do thép chịu kéo A_{s1} tham gia:

$$T = A_{s1} f_{s1} = A_{s1} (0.5f_y) = 2.37 \times 0.5 \times 60 = 71.1 \text{ kips}$$

- Từ điều kiện tương thích về biến dạng, ta có:

$$\frac{c}{0.003} = \frac{d_1 - c}{\epsilon_{s1}} \Rightarrow c = \frac{0.003d_1}{\epsilon_{s1} + 0.003} = \frac{0.003 \times 13.62}{0.00103 + 0.003} = 10.13$$

$$\Rightarrow a = \beta_1 c = 0.85 (10.13) = 8.61$$
 (§10.2.7.1)

ả nội lực do bê tông chịu nén tham gia:

$$C_c = 0.85f'_c b a = 0.85 \times 4 \times 16 \times 8.61 = 468.4 \text{ kips}$$
 (§10.2.7)

- Biến dạng thép A_{s2} chịu nén (do $d_2 = 8'' < c = 10.13''$) bằng:

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_u (c - d_2) / c = 0.003 (10.13 - 8) / 10.13 = 0.00063 < \varepsilon_y = 0.00207$$

⇒ thép chịu nén A_{s2} **không chảy dẻo**: $f_{s2} < f_y$

Ải lực do thép chịu nén A_{s2} tham gia:

$$C_{s2} = A_{s2} f_{s2} = A_{s2} \varepsilon_{s2} E_s = 1.58 \times 0.00063 \times 29000 = 28.9 \text{ kips}$$

- Biến dạng thép A_{s3} chịu nén (do $d_3 = 2.38'' < c = 10.13''$) bằng:

$$\varepsilon_{s3} = \varepsilon_u (c - d_3) / c = 0.003 (10.13 - 2.38) / 10.13 = 0.0023 > \varepsilon_y = 0.00207$$

⇒ thép chịu nén A_{s3} **chảy dẻo**: $f_{s3} = f_y$

Ải lực do thép chịu nén A_{s3} tham gia:

$$C_{s3} = A_{s3} f_{s3} = A_{s3} f_y = 2.37 \times 60 = 142.2 \text{ kips}$$

- b.** Xác định ($P_n - M_n$) từ điều kiện cân bằng:

$$P_n = C_c + C_{s2} + C_{s3} - T = 468.4 + 28.9 + 142.2 - 71.1 = 568.4 \text{ kips}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c (0.5h - 0.5a) + C_{s2} (0.5h - d_2) + C_{s3} (0.5h - d_3) + T (d_1 - 0.5h) \\ &= 468.4 \times (8 - 4.31) + 28.9 \times (8 - 8) + 142.2 \times (8 - 2.38) + 71.1 \times (13.62 - 8) \\ &= 2927.1 \text{ kips-in} = 243.9 \text{ kips-ft} \end{aligned}$$

10.3.3 Các đường cong tương tác thiết kế cột

Phương pháp tính các điểm (M_n , P_n) đã được mô tả ở trên. ả hững điểm này được hiệu chỉnh cho phù hợp mục đích thiết kế sẽ được trình bày dưới đây.

Cường độ của cột chịu tải đúng tâm là :

$$P_0 = (0,85f'_c)(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (10-9)$$

với A_g là diện tích toàn bộ mặt cắt ngang cột, A_{st} là tổng diện tích cốt thép dọc, và $0.85f'_c$ là ứng suất bê tông lớn nhất. Giá trị ứng suất này được rút ra từ kết quả thí nghiệm.

Cường độ tính theo phương trình (10-9) có thể áp dụng trong thực tế không? Không, vì mômen uốn luôn tồn tại, và bất kỳ mômen nào cũng sẽ dẫn đến việc giảm khả năng chịu tải dọc trục của cột. Tại sao mômen uốn luôn tồn tại?

- Do các mômen không cân bằng trong dầm truyền vào cột.
- Do sự không thẳng hàng của các cột từ tầng sàn này qua tầng sàn khác.
- Do sự không thẳng hàng của cốt thép trong cột.

Để tính đến ảnh hưởng của các mômen hay lệch tâm ngẫu nhiên, ACI qui định các giới hạn của tải trọng lớn nhất trên cột :

- $P_{n(max)} \leq 0.85P_0$ cho cột có thép đai xoắn (P_0 tính theo (10-9)).
- $P_{n(max)} \leq 0.80P_0$ cho cột có thép đai thường (P_0 tính theo (10-9)).
 - tại sao có sự khác nhau giữa cột có thép đai thường và đai xoắn ?

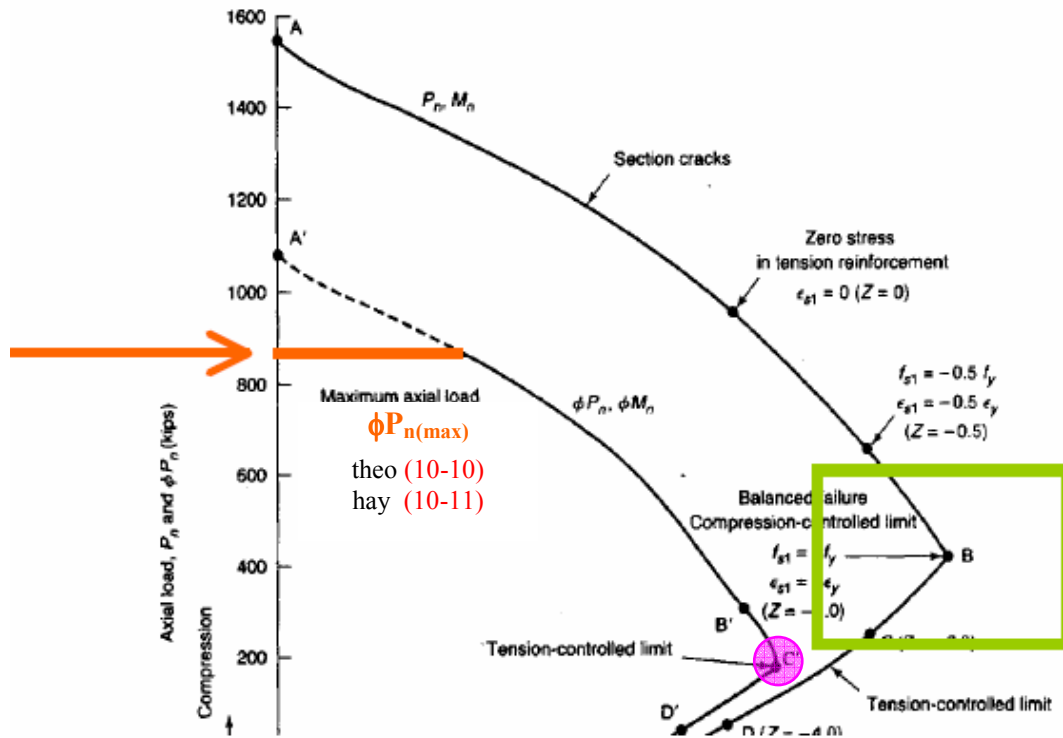
Với cột có thép đai xoắn, ACI (phương trình 10-1) qui định

$$\phi P_{n(max)} = 0,85\phi[0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (10-10)$$

Với cột có thép đai thường, ACI (phương trình 10-2) qui định

$$\phi P_{n(max)} = 0,80\phi[0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (10-11)$$

Bây giờ quay lại **đường cong tương tác** ở **trang 9**,



Để thiết kế cột, lực dọc và mômen uốn phải thỏa mãn hai phương trình sau:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (10-12) \quad \text{và} \quad \phi M_n \geq M_u \quad (10-13)$$

với P_u và M_u là các lực dọc và mômen **tối hạn tính toán** (nhân hệ số vượt tải), P_n và M_n là các cường độ **đanh nghĩa** của tiết diện cột, and ϕ là **hệ số giảm cường độ** (*strength reduction factor*).

Với các giá trị lực dọc lớn (**vùng AB** của đường cong tương tác):

- $\phi = 0.65$ cho cột có **thép đai thường** (ACI 318-08)
- $\phi = 0.75$ cho cột có **thép đai xoắn** (ACI 318-08)
 - ϕ của cột có **thép đai thường thấp hơn** vì **phá hoại** của nó thường **dòn hơn** so với cột có **thép đai xoắn**.

Tại sao giá trị $\phi = 0.75$ dùng cho cột có thép đai xoắn **nhỏ hơn** $\phi = 0.9$ dùng cho dầm ?

- Do thay đổi cường độ bê tông ảnh hưởng trên cột mạnh mẽ hơn trên dầm.
- Do phá hoại của cột là thảm khốc hơn dầm.

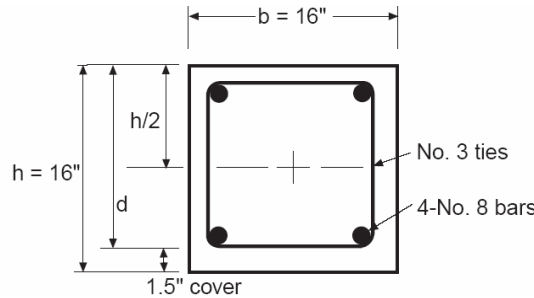
Điểm chuyển tiếp từ $\phi = 0.65$ hay $= 0.75$ đến $\phi = 0.9$ trong uốn thuần túy (tại $P_n = 0$) ở đâu? **Điểm chuyển tiếp (C)** được hình thành trong **vùng phá hoại kéo**, mà là bên dưới **điểm cân bằng (B)**. Tiêu chuẩn ACI 318 qui định sự thay đổi giá trị ϕ bắt đầu tại một cường độ chịu tải dọc trực $\phi P_a = \min(\phi P_b ; 0,1A_g f_c)$. á ói chung, giới hạn thứ hai $0,1A_g f_c$ cho giá trị nhỏ hơn. Lúc này giá trị của hệ số ϕ **tăng tuyến tính** từ (0.65 hay 0.75) đến 0.9 khi tải trọng dọc trực P_n giảm xuống zero.

Bài toán mẫu 3: Lập đường cong tương tác (P_n-M_n) thể hiện khả năng chịu tải cột

Tính khả năng chịu lực dọc-mômen (P_n-M_n) cột vuông theo các điều kiện biến dạng sau:

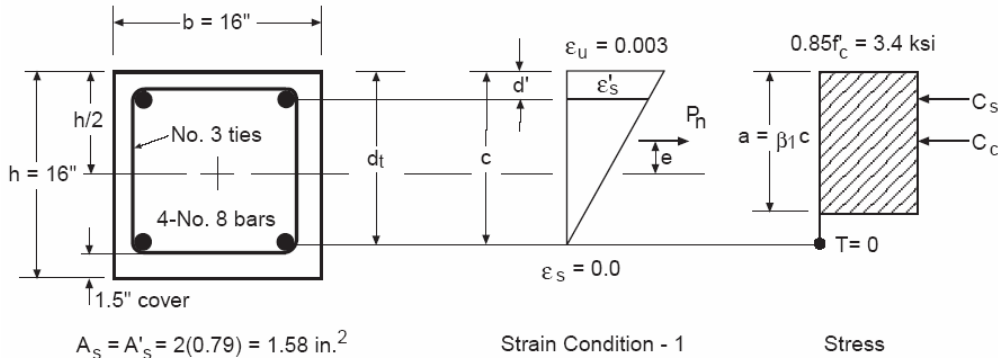
1. Ứng suất thép mặt chịu kéo bằng 0 ($\epsilon_s = 0$)
2. Ứng suất thép mặt chịu kéo bằng $0.5f_y$ ($\epsilon_s = 0.5\epsilon_y$)
3. Tại mặt cắt giới hạn chịu nén, *compression-controlled section* ($\epsilon_s = \epsilon_y = 0.002$)
4. Tại mặt cắt giới hạn chịu kéo, *tension-controlled section* ($\epsilon_s = 0.005$)

Cho biết bê tông $f'_c = 4$ ksi, và thép $f_y = 60$ ksi.



Giải:

1. **Tính (P_n-M_n) cột vuông theo điều kiện biến dạng $\epsilon_s = 0$**



- a. **Xác định phân phối ứng suất và nội lực theo §10.2.7 của ACI 318-08**

$$d' = 1.5 + d_{a-0.3} + 0.5d_{a-0.8} = 1.5 + 0.375 + 0.5 = 2.38''$$

$$d_t = h - d' = 16 - 2.38 = 13.62''$$

$$\text{Vì } \epsilon_s = 0 \Rightarrow c = d_t = 13.62'' \tag{§10.2.7.2}$$

$$\Rightarrow a = \beta_1 c = 0.85 (13.62) = 11.58'' \tag{§10.2.7.1}$$

$$\text{với } \beta_1 = 0.85 \text{ khi } f'_c = 4 \text{ ksi} \tag{§10.2.7.3}$$

ả ội lực do bê tông tham gia chịu nén:

$$C_c = 0.85f'_c b a = 0.85 \times 4 \times 16 \times 11.58 = 630 \text{ kips} \tag{§10.2.7}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 60 / 29000 = 0.00207 \tag{§10.2.4}$$

Từ điều kiện tương thích về biến dạng, ta có:

$$\epsilon'_s = \epsilon_u (c - d') / c = 0.003 (13.62 - 2.38) / 13.62$$

$$\epsilon'_s = 0.00248 > \epsilon_y = 0.00207 \Rightarrow \text{thép chịu nén } \underline{\text{chảy dẻo}} \quad (\S 10.2.2)$$

ả ội lực do thép chịu nén tham gia:

$$C_s = A'_s f_y = 1.58 \times 60 = 94.8 \text{ kips}$$

b. Xác định ($P_n - M_n$) từ điều kiện cân bằng:

$$P_n = C_c + C_s = 630 + 94.8 = 724.8 \text{ kips}$$

$$M_n = C_c (0.5h - 0.5a) + C_s (0.5h - d')$$

$$= 630 \times (8.0 - 5.79) + 94.8 \times (8.0 - 2.38) = 1925.1 \text{ kips-in} = 160.4 \text{ kips-ft}$$

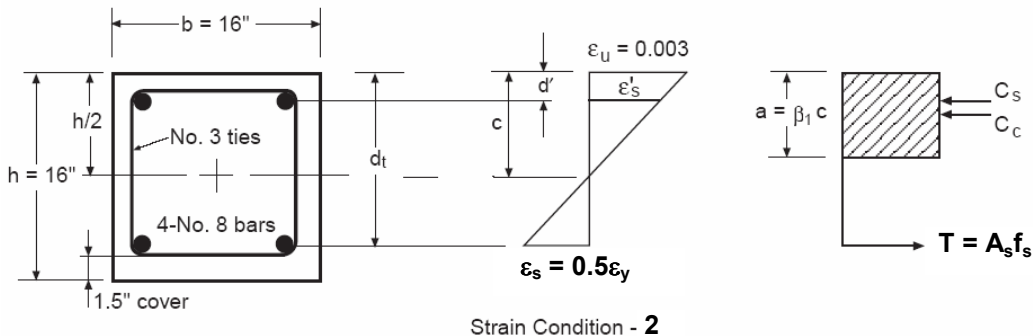
$$\text{Độ lệch tâm } e = M_n / P_n = 1925.1 / 724.8 = 2.66''$$

$$\text{Do đó, với điều kiện biến dạng } \epsilon_s = 0 \Rightarrow \phi = 0.65 \quad (\S 9.3.2.2)$$

$$\text{Cường độ chịu tải dọc trục thiết kế: } \phi P_n = 0.65 (724.8) = 471.1 \text{ kips}$$

$$\text{Cường độ chịu mômen uốn thiết kế: } \phi M_n = 0.65 (160.4) = 104.3 \text{ kips-ft}$$

2. **Tính ($P_n - M_n$) cột vuông theo điều kiện biến dạng $\epsilon_s = 0.5\epsilon_y$**



f. Xác định phân phối ứng suất và nội lực theo §10.2.7 của ACI 318-08

$$d' = 2.38'' ; d_t = h - d' = 16 - 2.38 = 13.62''$$

Từ điều kiện tương thích về biến dạng, ta có:

$$\frac{c}{0.003} = \frac{d_t - c}{0.5\epsilon_y} \Rightarrow c = \frac{0.003d_t}{0.5\epsilon_y + 0.003} = \frac{0.003 \times 13.62}{0.5 \times 0.00207 + 0.003} = 10.13''$$

Biến dạng thép chịu nén là :

$$\epsilon'_s = \epsilon_u (c - d') / c = 0.003 (10.13 - 2.38) / 10.13 = 0.0023 > \epsilon_y = 0.00207$$

\Rightarrow thép chịu nén chảy dẻo

$$\Rightarrow a = \beta_1 c = 0.85 (10.13) = 8.61'' \quad (\S 10.2.7.1)$$

ả ội lực do bê tông tham gia chịu nén:

$$C_c = 0.85f'_c b a = 0.85 \times 4 \times 16 \times 8.61 = 468.4 \text{ kips} \quad (\S 10.2.7)$$

ả ội lực do thép chịu nén tham gia :

$$C_s = A'_s f_y = 1.58 \times 60 = 94.8 \text{ kips}$$

ả ội lực do thép chịu kéo tham gia :

$$T = A_s f_s = A_s (0.5f_y) = 1.58 \times 30 = 47.4 \text{ kips}$$

c. Xác định ($P_n - M_n$) từ điều kiện cân bằng:

$$P_n = C_c + C_s - T = 468.4 + 94.8 - 47.4 = 515.8 \text{ kips}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c (0.5h - 0.5a) + C_s (0.5h - d') + T (d_t - 0.5h) \\ &= 468.4 \times (8.0 - 4.31) + 94.8 \times (8.0 - 2.38) + 47.4 \times (13.62 - 8.0) \\ &= 2527.6 \text{ kips-in} = 210.6 \text{ kips-ft} \end{aligned}$$

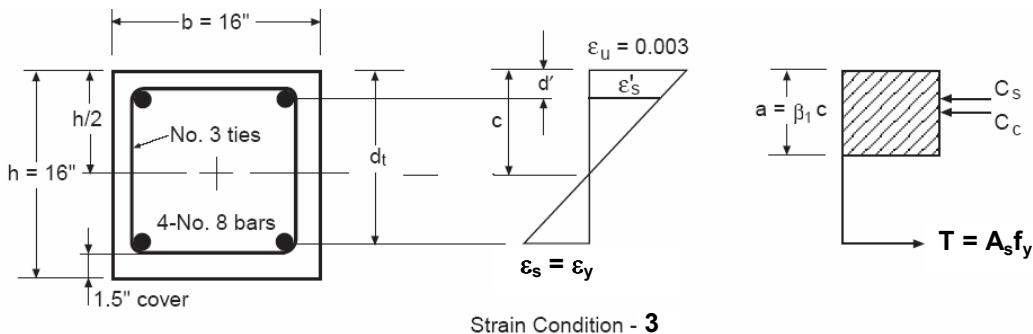
$$\text{Độ lệch tâm } e = M_n / P_n = 2527.6 / 515.8 = 4.90''$$

Do đó, với điều kiện biến dạng $\epsilon_s = 0.5\epsilon_y = 0.00104 \Rightarrow \phi = 0.65$ (§9.3.2.2)

Cường độ chịu tải dọc trục thiết kế: $\phi P_n = 0.65 (515.8) = 335.3 \text{ kips}$

Cường độ chịu mômen uốn thiết kế: $\phi M_n = 0.65 (210.6) = 136.9 \text{ kips-ft}$

3. **Tính (P_n-M_n) cột vuông theo điều kiện biến dạng $\epsilon_s = 0.002$**



a. Xác định phân phối ứng suất và nội lực theo §10.2.7 của ACI 318-08

$$d' = 2.38'' ; d_t = h - d' = 16 - 2.38 = 13.62''$$

Từ điều kiện tương thích về biến dạng, ta có:

$$\frac{c}{0.003} = \frac{d_t - c}{\epsilon_y} \Rightarrow c = \frac{0.003d_t}{\epsilon_y + 0.003} = \frac{0.003 \times 13.62}{0.00207 + 0.003} = 8.06''$$

Biến dạng thép chịu nén là :

$$\epsilon'_s = \epsilon_u (c - d') / c = 0.003 (8.06 - 2.38) / 8.06 = 0.00211 > \epsilon_y = 0.00207$$

\Rightarrow thép chịu nén **chảy dẻo**

$$\Rightarrow a = \beta_1 c = 0.85 (8.06) = 6.85'' \quad (\S 10.2.7.1)$$

ả ội lực do bê tông tham gia chịu nén:

$$C_c = 0.85f'_c b a = 0.85 \times 4 \times 16 \times 6.85 = 372.7 \text{ kips} \quad (\S 10.2.7)$$

ả lực do thép chịu nén tham gia :

$$C_s = A'_s f_y = 1.58 \times 60 = 94.8 \text{ kips}$$

ả lực do thép chịu kéo tham gia :

$$T = A_s f_s = A_s f_y = 1.58 \times 60 = 94.8 \text{ kips}$$

b. Xác định ($P_n - M_n$) từ điều kiện cân bằng:

$$P_n = C_c + C_s - T = 372.7 + 94.8 - 94.8 = 372.7 \text{ kips}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c (0.5h - 0.5a) + C_s (0.5h - d') + T (d_t - 0.5h) \\ &= 372.7 \times (8.0 - 3.43) + 94.8 \times (8.0 - 2.38) + 94.8 \times (13.62 - 8.0) \\ &= 2770.5 \text{ kips-in} = 230.9 \text{ kips-ft} \end{aligned}$$

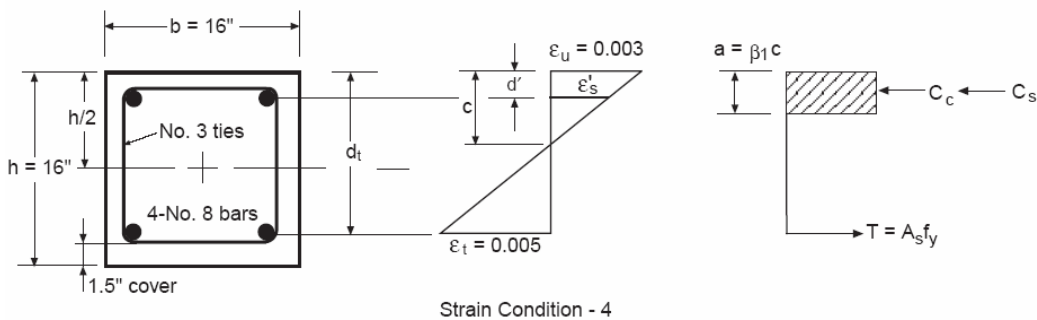
$$\text{Độ lệch tâm } e = M_n / P_n = 2770.5 / 372.7 = 7.43''$$

Do đó, với điều kiện biến dạng $\epsilon_s = \epsilon_y = 0.002 \Rightarrow \phi = 0.65$ (§9.3.2.2)

Cường độ chịu tải dọc trục thiết kế: $\phi P_n = 0.65 (372.7) = 242.3 \text{ kips}$

Cường độ chịu mômen uốn thiết kế: $\phi M_n = 0.65 (230.9) = 150.1 \text{ kips-ft}$

4. **Tính (P_n-M_n) cột vuông theo điều kiện biến dạng $\epsilon_s = 0.005$**



a. Xác định phân phối ứng suất và nội lực theo §10.2.7 của ACI 318-08

$$d' = 2.38'' ; d_t = h - d' = 16 - 2.38 = 13.62''$$

Từ điều kiện tương thích về biến dạng, ta có:

$$\frac{c}{0.003} = \frac{d_t - c}{\epsilon_s} \Rightarrow c = \frac{0.003 d_t}{\epsilon_s + 0.003} = \frac{0.003 \times 13.62}{0.005 + 0.003} = 5.11''$$

Biến dạng thép chịu nén là :

$$\epsilon'_s = \epsilon_u (c - d') / c = 0.003 (5.11 - 2.38) / 5.11 = 0.0016 < \epsilon_y = 0.00207$$

\Rightarrow thép chịu nén **không chảy dẻo**

$$\Rightarrow a = \beta_1 c = 0.85 (5.11) = 4.34'' \quad (\S 10.2.7.1)$$

ả lực do bê tông tham gia chịu nén:

$$C_c = 0.85 f'_c b a = 0.85 \times 4 \times 16 \times 4.34 = 236.1 \text{ kips} \quad (\S 10.2.7)$$

ả lực do thép chịu nén tham gia :

$$C_s = A'_s f'_s = A'_s \epsilon'_s E_s = 1.58 \times 0.0016 \times 29000 = 73.3 \text{ kips}$$

ả ội lực do thép chịu kéo tham gia :

$$T = A_s f_s = A_s f_y = 1.58 \times 60 = 94.8 \text{ kips}$$

b. Xác định $(P_n - M_n)$ từ điều kiện cân bằng:

$$P_n = C_c + C_s - T = 236.1 + 73.3 - 94.8 = 214.6 \text{ kips}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_c (0.5h - 0.5a) + C_s (0.5h - d') + T (d_t - 0.5h) \\ &= 236.1 \times (8.0 - 2.17) + 73.3 \times (8.0 - 2.38) + 94.8 \times (13.62 - 8.0) \\ &= 2321.2 \text{ kips-in} = 193.4 \text{ kips-ft} \end{aligned}$$

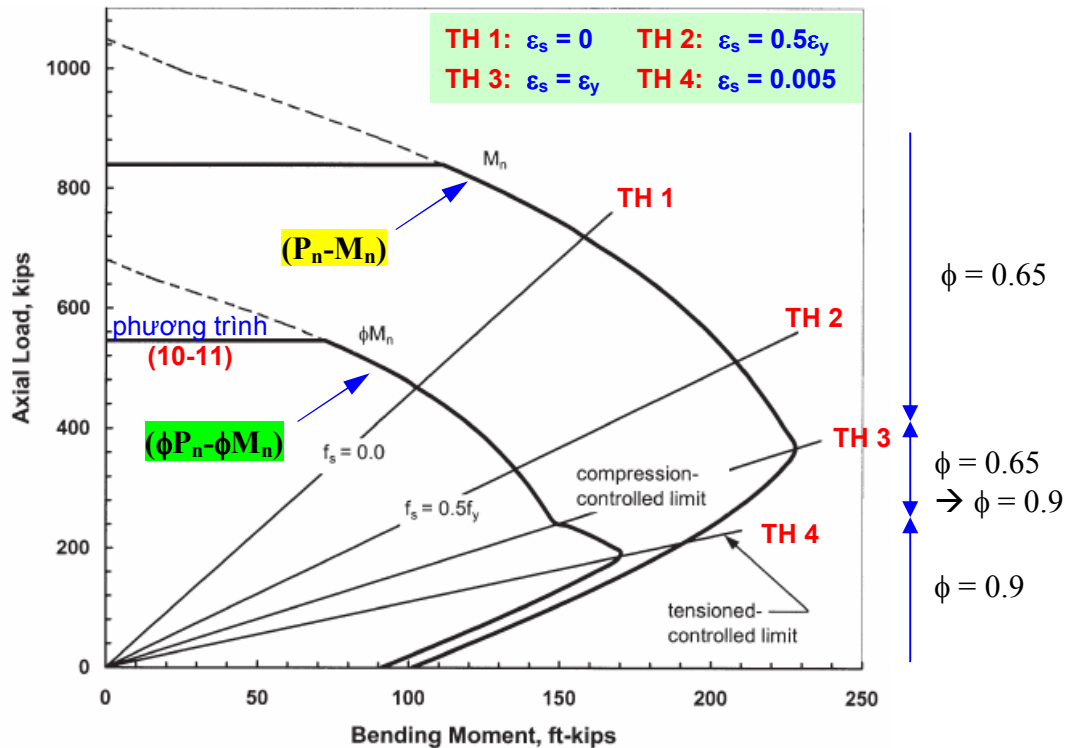
$$\text{Độ lệch tâm } e = M_n / P_n = 2321.2 / 214.6 = 10.82''$$

Do đó, với điều kiện biến dạng $\epsilon_s = 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$ (§9.3.2.1)

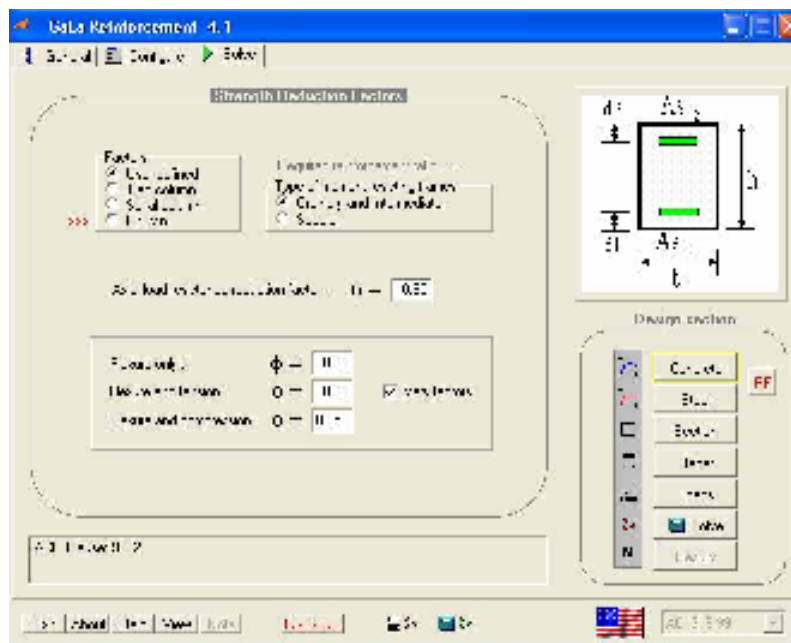
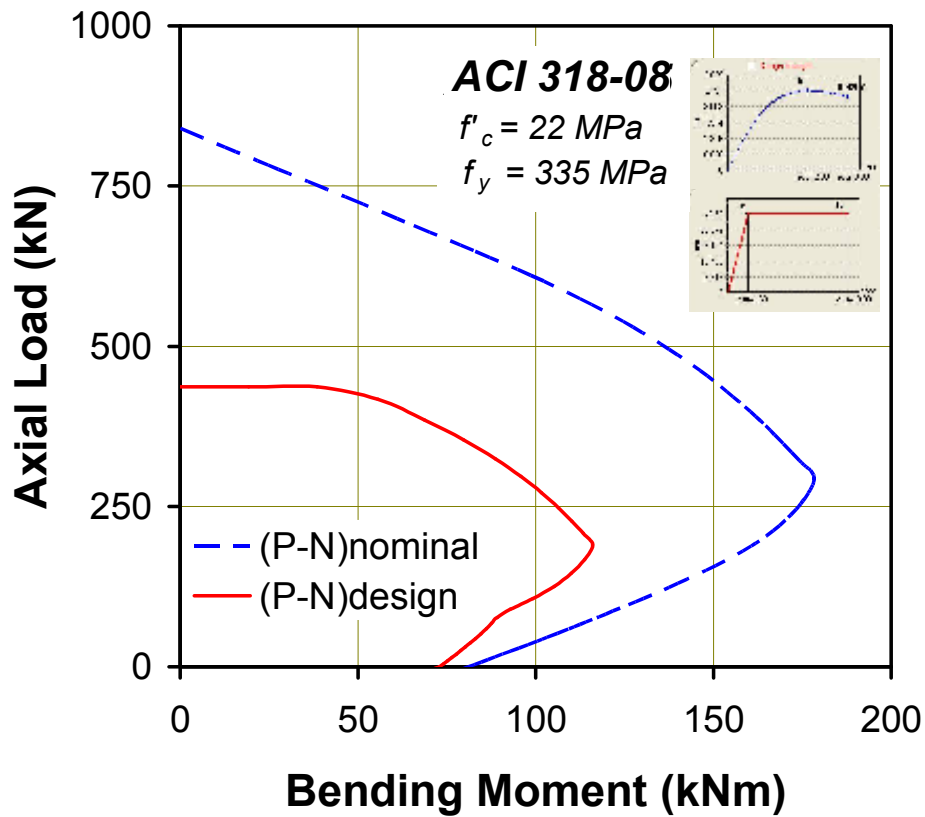
Cường độ chịu tải dọc trục thiết kế: $\phi P_n = 0.9 (214.6) = 193.1 \text{ kips}$

Cường độ chịu mômen uốn thiết kế: $\phi M_n = 0.9 (193.4) = 174.1 \text{ kips-ft}$

Toàn bộ biểu đồ tương tác $(P_n - M_n)$ và $(\phi P_n - \phi M_n)$ của cột được biểu diễn như hình vẽ sau:

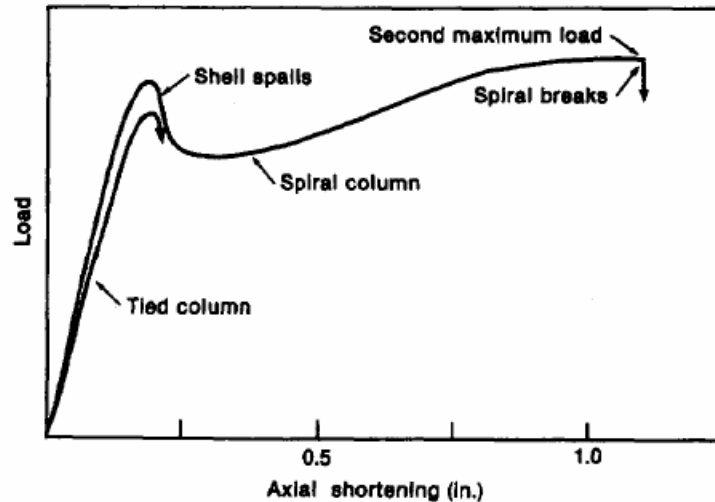


Bài toán mẫu 4: Lập đường cong tương tác (P_n-M_n) bằng GALA software



10.3.4 Cột có thép đai thường và thép đai xoắn

MacGregor báo cáo rằng hơn 95% cột trong công trình xây dựng là **cột thép đai thường** hay **cột thép đai ràng** (*tyed column*), gọi tên như vậy vì cột thép dọc được ràng buộc với nhau bằng các thép nhỏ hơn tại từng khoảng ngắn cho đến đỉnh cột. Các thép ràng trong những cột như vậy thường được đặt thừa phồng theo bề rộng cột. Khi có yêu cầu về độ dẻo cao, các thép ràng được thay thế bởi thanh thép uốn dạng xoắn ốc với bước xoắn khoảng 1.5”→3.5”. Thép đai xoắn hạn chế sự nở ngang của bê tông, *như đã trình bày ở chương 3*, và làm chậm sự phá hoại của lõi bê tông. Hình dưới minh họa các **quan hệ tải trọng-biến dạng** của cột thép đai ràng và cột thép đai xoắn.



Chú ý những phần trong hình sau đây :

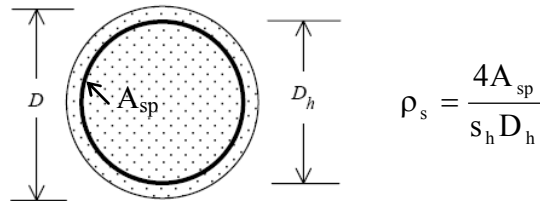
- Các phần ban đầu của hai đường cong tương tự nhau; khi đạt đến tải trọng max, các vết nứt thẳng đứng và sự nghiêng vỡ lớp vỏ ngoài của lõi bê tông phát triển và dẫn đến lớp bê tông bảo vệ bị nứt vỡ.
- Trong **cột đai ràng**, cường độ lõi nhỏ hơn tải trọng max và do đó lõi bị nghiêng vỡ, cột thép dọc bị oằn ra ngoài và gây ra phá hoại dòn.
- Trong **cột đai xoắn**, cường độ lõi vượt quá tải trọng nghiêng vỡ lớp bê tông bảo vệ như mô tả ở hình dưới và xuất hiện một tải trọng max thứ hai cao hơn.



ACI yêu cầu xác định **hàm lượng thép xoắn tối thiểu** sao cho **tải trọng max thứ hai** trong đường cong **tải trọng-biến dạng** ở trên vượt quá **tải trọng max thứ nhất** (nứt vỡ ban đầu của lớp vỏ bê tông). Điều §10.9.3 của **ACI 318-08** qui định rằng **tỷ lệ thể tích của thép đai xoắn** phải thỏa mãn điều kiện sau:

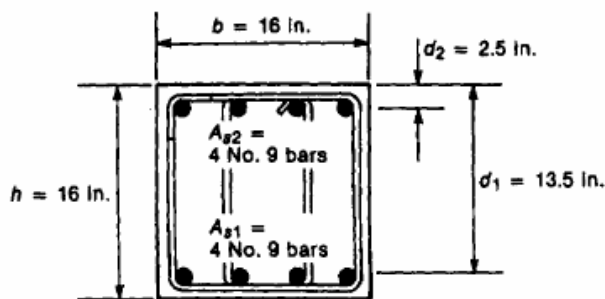
$$\rho_s \geq 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (10-14)$$

A_g là diện tích cột, A_{ch} là diện tích lõi, f_{yt} là giới hạn chảy thép đai, yêu cầu $f_{yt} \leq 100$ ksi.



10.3.5 Ảnh hưởng của lực dọc trên độ cong max

Xét cột có tiết diện như trong hình vẽ sau (đã mô tả ở trang 9) :

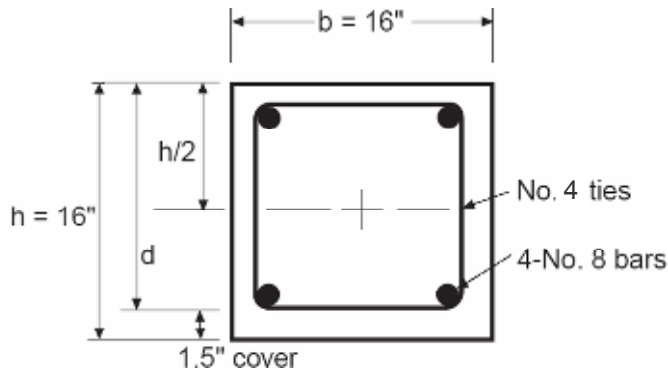


Giả thiết cường độ bê tông $f'_c = 4000$ psi và bị ép ngang bởi 4 thép đai đặt cách nhau 3” và giới hạn chảy thép là 60 ksi. Bỏ qua sự tái bền của thép. Độ cong max (ϕ_{max}) thay đổi thế nào khi tăng lực dọc? Xét bảng dưới đây với số liệu tính được từ **UCFyber software**.

Axial load		ϕ_{max}
0	0 kips	17.9E-3 in ⁻¹
$0.1 f'_c A_g$	102 kips	14.2E-3 in ⁻¹
$0.2 f'_c A_g$	205 kips	7.6E-3 in ⁻¹
$0.4 f'_c A_g$	410 kips	4.1E-3 in ⁻¹
$0.6 f'_c A_g$	615 kips	2.7E-3 in ⁻¹

ả hân xét: khi $P \uparrow \Rightarrow \phi_{max} \downarrow$

Bài tập 1: (SV nộp)



$$A_s = 1.58 \text{ in}^2 \text{ (2\# o. 8)}$$

$$A'_s = 1.58 \text{ in}^2 \text{ (2\# o. 8)}$$

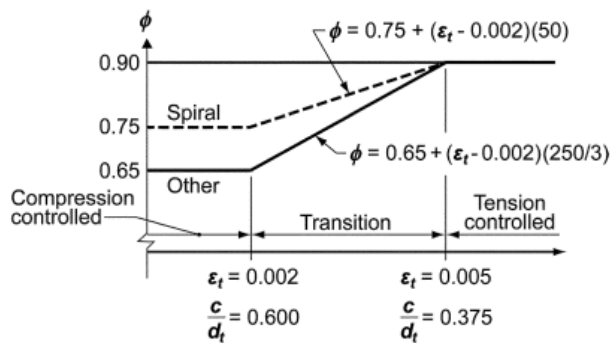
$$A_t = 0.20 \text{ in}^2 \text{ (\# o. 4)}$$

Giả thiết biến dạng nén max của bê tông bị ép ngang $\epsilon_{cu} = 0,006$. Xây dựng các đường cong tương tác (P_n-M_n) và ($\phi P_n-\phi M_n$) của cột BTCT có xét ảnh hưởng ép ngang (*confined*) theo các điều kiện biến dạng sau đây:

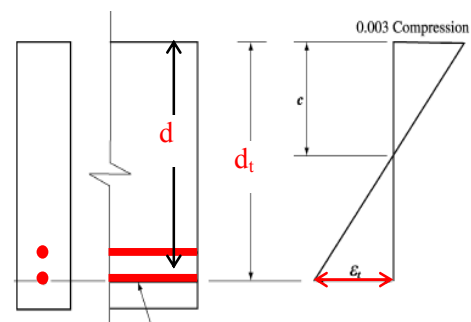
1. Ứng suất thép mặt chịu kéo bằng 0 ($\epsilon_s = 0$)
2. Ứng suất thép mặt chịu kéo bằng $0.5f_y$ ($\epsilon_s = 0.5\epsilon_y$)
3. Ứng suất thép mặt chịu kéo bằng f_y ($\epsilon_s = \epsilon_y$)
4. Tại mặt cắt giới hạn chịu nén, $\phi = 0,65$ ($\epsilon_s = 0,002$ hay $c/d_t = 0.6$)
5. Tại mặt cắt giới hạn chịu kéo, $\phi = 0,9$ ($\epsilon_s = 0.005$ hay $c/d_t = 0,375$)

Cho biết bê tông $f'_c = 4$ ksi, và thép $f_y = 60$ ksi, bước thép đai $s_t = 4"$.

Ghi chú:



ϕ tính theo c/d_t ở vùng chuyển tiếp:
 Spiral $\phi = 0.75 + 0.15[(1/c/d_t) - (5/3)]$
 Other $\phi = 0.65 + 0.25[(1/c/d_t) - (5/3)]$

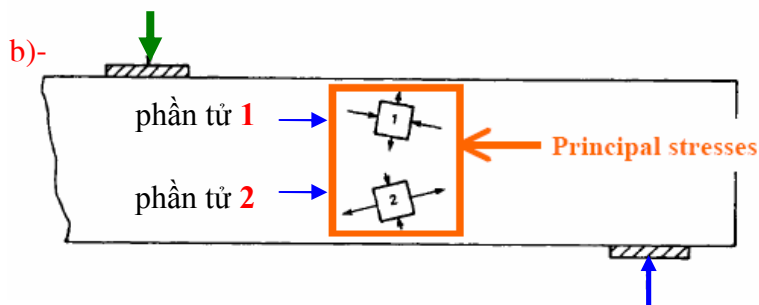
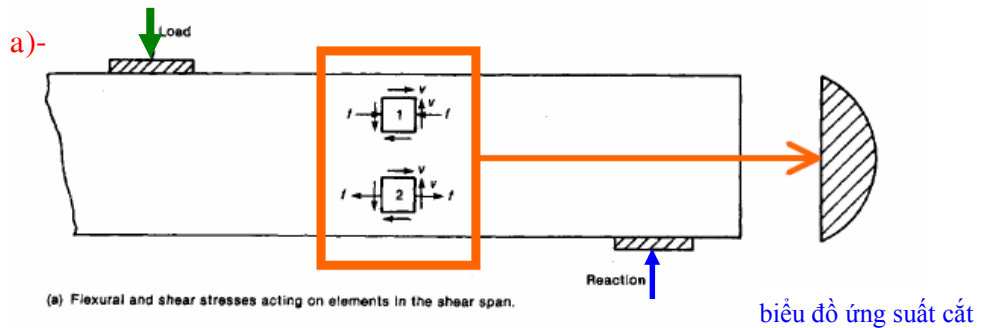


Biến dạng thép chịu kéo ngoài cùng ϵ_t

Chương 11: CHẾ ĐỘ LÀM VIỆC CỦA BTCT CHỊU LỰC CẮT

11.1 KHÁI QUÁT

Phần trình bày này giới hạn trong phạm vi của kết cấu BTCT thông thường (không ứng suất trước, có tỷ số kích thước $l_n / h > 4$) chịu lực gây cắt. Trước hết xét dầm đàn hồi không nứt, đồng nhất như hình vẽ của MacGregor dưới đây :

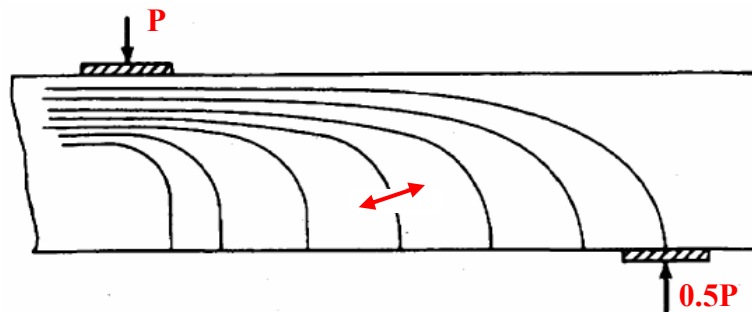


Các phần tử 1 (nén) và 2 (kéo) trong hình ở trên chịu tác dụng đồng thời các ứng suất pháp tuyến do các ứng suất gây uốn và gây trượt. Chú ý rằng các ứng suất trượt tồn tại cả ở mặt phẳng đứng và ngang như trong hình vẽ.

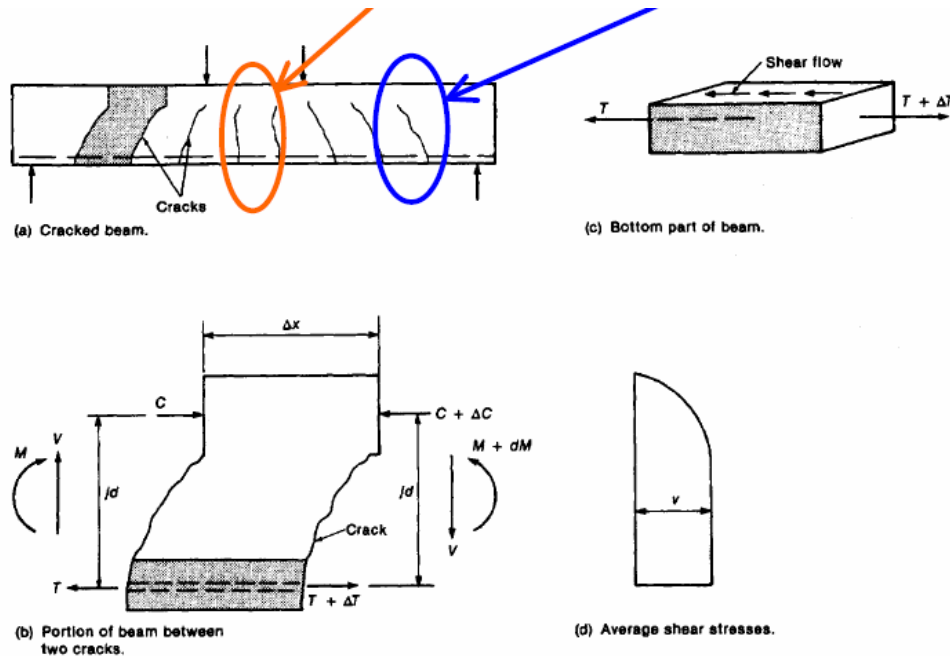
Khi nào ứng suất trượt ngang trở nên quan trọng?

- Khi thiết kế các mối nối, liên kết sườn-cánh, và tại các lỗ hổng của dầm.

Các ứng suất pháp tuyến lớn nhất và nhỏ nhất tác dụng lên một phần tử như vậy gọi là các ứng suất chính. Quỹ đạo các ứng suất nén chính trong dầm chưa nứt này được MacGregor mô tả dưới đây. Các đường nứt bên dưới trục trung hoà xấp xỉ như các đường cong quỹ đạo ứng suất dưới đây :



Bây giờ xét các hình dưới đây. **Các khe nứt uốn** (*gần thẳng đứng*) và **các khe nứt nghiêng** (*khe nứt cắt hay khe nứt kéo chéo*) có thể xem ở phần hình (a).



Bây giờ xét phần hình (c) và (d) ở trên. **Ứng suất cắt trung bình** giữa các khe nứt của phần hình (c) có thể được tính như sau:

Các **lực kéo trong cốt thép** trên mỗi mặt của khe nứt có thể viết như sau :

$$T = \frac{M}{jd} \quad \text{và} \quad \Delta T = \frac{M + \Delta M}{jd} \quad \text{do đó} \quad \Delta T = \frac{\Delta M}{jd}$$

với **cánh tay đòn jd** được giả sử bằng hằng số. Với sự **cân bằng mômen** của phần tử:

$$\Delta M = V\Delta x \quad \text{do đó} \quad \Delta T = \frac{V\Delta x}{jd}$$

Ị ều **phân đánh dấu** của dầm trên được tách ra như mô tả trong phần hình (c), lực ΔT phải được chuyển thành các ứng suất trượt ngang trên đỉnh của phần tử bị đánh dấu. **Giá trị trung bình** của các ứng suất này bên dưới đỉnh khe nứt là :

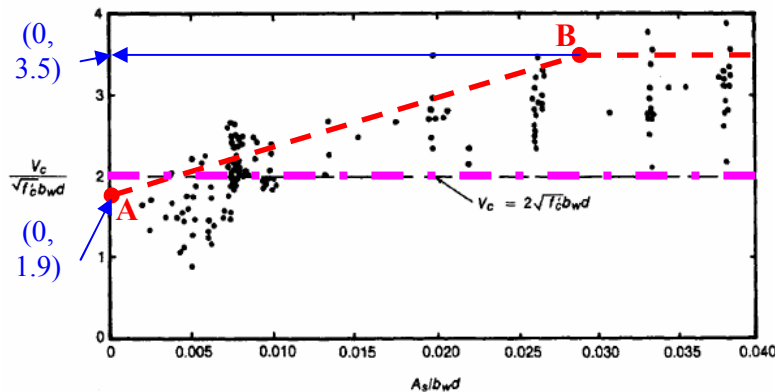
$$v = \frac{\Delta T}{b_w \Delta x} \quad \text{hay} \quad v = \frac{V}{b_w jd} \quad (11-1)$$

Sự phân bố của các ứng suất cắt ngang và đứng (chúng là bằng nhau) được mô tả trong phần hình (d). Phương pháp thiết kế **ACI 318** xấp xỉ phương trình (11-1) với phương trình sau mà **không đòi hỏi phải tính j** (≈ 0.9 trong nhiều trường hợp):

$$v = \frac{V}{b_w d} \quad (11-2)$$

11.2 ỨNG XỬ CỦA DẦM KHÔNG CÓ THÉP CHỐNG CẮT

Trước khi tính cường độ chống cắt của dầm có thép chịu cắt, cần phải xem xét cường độ chống cắt của dầm không thép chịu cắt. Cường độ chống cắt của dầm không thép chịu cắt bị ảnh hưởng của 5 biến số chính, được bao gồm trong các phương trình thiết kế: cường độ bê tông chịu kéo, hàm lượng thép dọc, tỷ số nhịp dầm-chiều cao, kích thước dầm, và lực dọc. Hình dưới cung cấp thông tin tóm lược về ảnh hưởng của hàm lượng thép dọc trên cường độ chống cắt của dầm không thép chịu cắt.



Kết luận gì rút ra từ hình trên? ACI 318-08 qui định công thức đơn giản tính cường độ chống cắt riêng phần bê tông (đường nằm ngang) là:

- Tiết diện chữ nhật: $V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d$ (11-3a)

- Tiết diện tròn: $V_c = 1,6\sqrt{f'_c} D^2$ (11-3b)

Đơn vị : $[V_c] = lb$; $[f'_c] = psi$; $[b_w] = in$; $[d] = in$; $[D] = in$;

Công thức này là hợp lý cho tất cả hàm lượng thép dọc ? Tại sao cường độ chuẩn hóa nhỏ hơn với các giá trị thấp của hàm lượng thép dọc ?

o Công thức chi tiết: cường độ chống cắt bê tông (đường nghiêng AB) là:

$$\frac{V_c}{\sqrt{f'_c} b_w d} = 1,9 + 2500 \frac{V_u d}{M_u \sqrt{f'_c}} \frac{A_s}{b_w d} \leq 3,5 \quad (\text{với điều kiện: } \frac{V_u d}{M_u} \leq 1,0) \quad (11-4)$$

M_u - mômen tính toán của mặt cắt dầm (có hệ số tải trọng). Đơn vị : $[M_u] = lb-in$

V_u - lực cắt tính toán của mặt cắt dầm (có hệ số tải trọng). Đơn vị : $[V_c] = lb$

b_w - chiều rộng sườn dầm, d - chiều cao có ích của dầm. Đơn vị : $[b_w]$, $[d] = in$

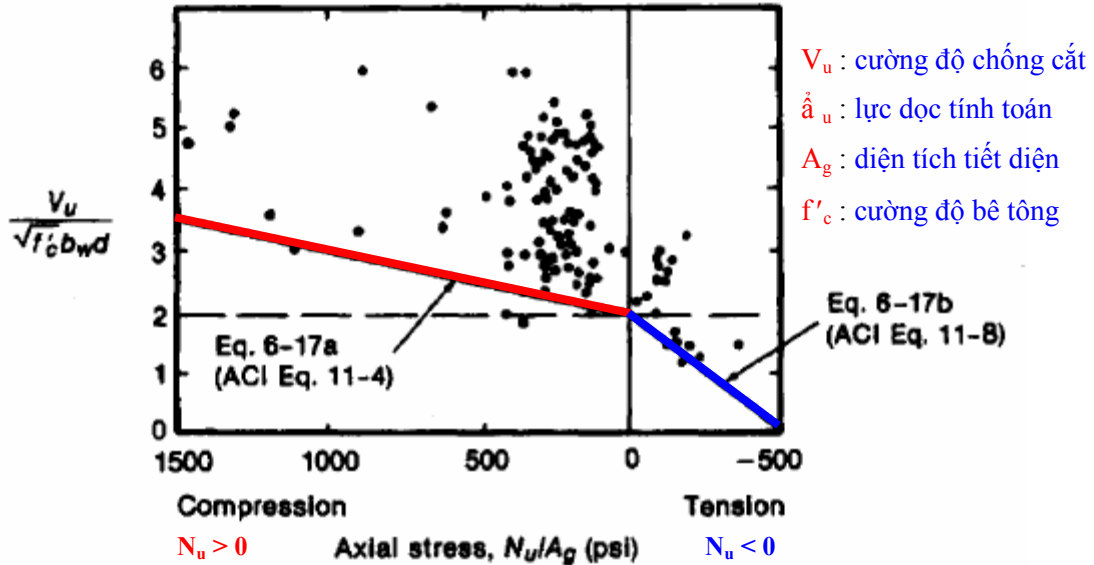
A_s - diện tích thép chịu kéo. Đơn vị : $[A_s] = in^2$

➤ Khi hàm lượng thép dọc nhỏ, khe nứt uốn có chiều sâu lớn hơn; ngược lại khi hàm lượng thép dọc lớn, khe nứt có bề rộng lớn hơn. Ở trường hợp sau, nứt nghiêng (điểm báo trước phá hoại) xảy ra tại tải trọng thấp hơn cường độ chống uốn.

Lực kéo dọc có xu hướng **giảm tải** gây nứt nghiêng (**cường độ chống cắt**); trong lúc **lực nén dọc** có xu hướng làm **tăng tải** gây nứt nghiêng.

➤ Vậy ảnh hưởng tải dọc trực như thế nào trên khe nứt do tải trọng uốn ?

MacGregor đã tóm lược như sau:



➤ ACI 318-08: Eq. 11-4

$$\frac{V_u}{\sqrt{f'_c} b_w d} = 2 \left(1 + \frac{1}{2000} \frac{\hat{a}_u}{A_g} \right) \text{ cho lực nén dọc } \hat{a}_u > 0 \text{ (đường đỏ)} \quad (11-5)$$

➤ ACI 318-08: Eq. 11-8

$$\frac{V_u}{\sqrt{f'_c} b_w d} = 2 \left(1 + \frac{1}{500} \frac{\hat{a}_u}{A_g} \right) \text{ cho lực kéo dọc } \hat{a}_u < 0 \text{ (đường xanh)} \quad (11-6)$$

11.3 ỨNG XỬ CỦA DÀM CÓ THÉP CHỐNG CẮT

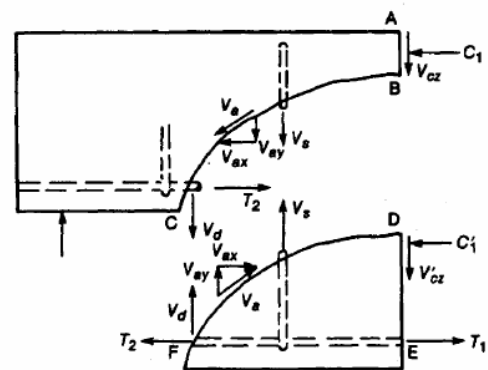
Trong thực hành thiết kế của Mỹ, **cường độ chống cắt danh nghĩa** của dầm có thép chịu cắt như sau:

$$V_n = V_c + V_s$$

Trong đó:

- V_s là lực cắt truyền bởi kéo trong thép đai;
- V_c là lực cắt truyền bởi bê tông, mà bao gồm sự tham gia của:

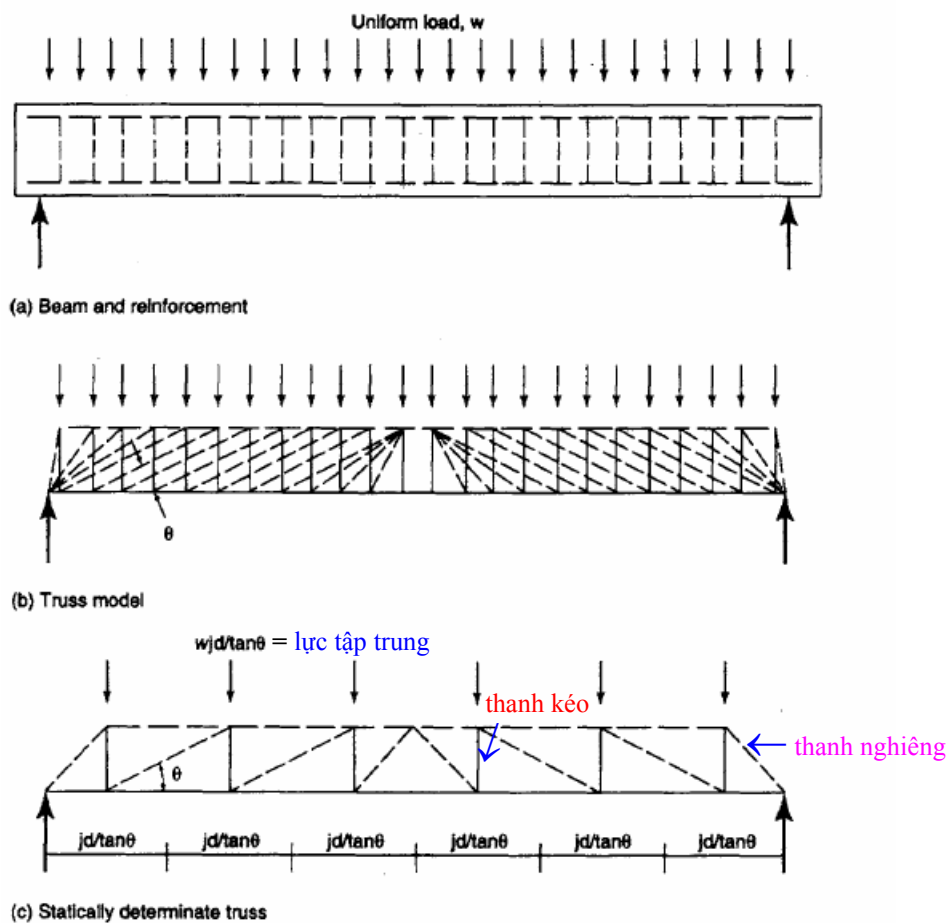
- Tác động chốt - *dowel action* (V_d)
- Liên kết cốt liệu - *aggregate interlock* (V_{ay})
- Lực cắt trong vùng nén bê tông (V_{cz})



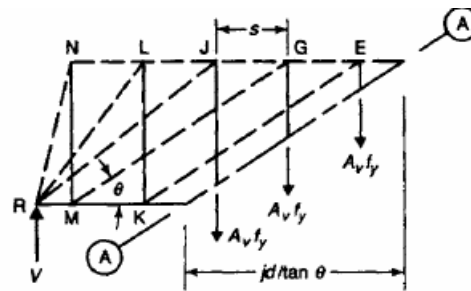
11.4 MÔ HÌNH GIÀN ẢO ĐƠN GIẢN

Trong hình dưới, McGregor trình bày (a) một **dầm có thép đai** chịu tải phân bố đều (b) một **mô hình giàn ảo** biểu diễn tất cả thép đai và gán tải phân bố đều như một loạt tải tập trung tại các điểm nút. Để dễ dàng hơn trong thiết kế, biểu diễn mô hình giàn như ở phần hình (c) với các qui ước sau:

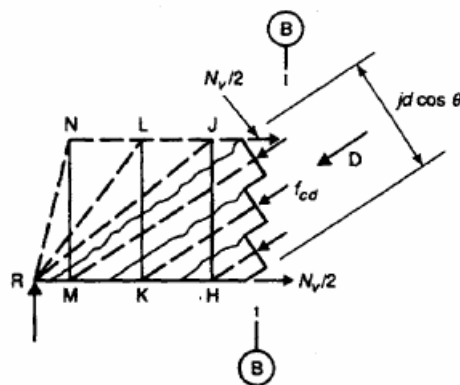
- **lực kéo** trong **mỗi thanh đứng** đại diện **hợp lực** của **tất cả thép đai** trong khoảng $jd/\tan\theta$,
- **lực** trong **mỗi thanh nghiêng** đại diện **hợp lực** của **bề rộng sườn dầm** bằng $jd\cos\theta$,
- **tải trọng phân bố đều** w được mô hình như một loạt **tải trọng tập trung** bằng $wjd/\tan\theta$.



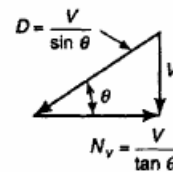
Xét **phần đầu dầm** cắt bởi mặt cắt **A-A** song song với các đường chéo của trường ứng suất do MacGregor trình bày trong phần hình (a) dưới đây :



(a) Calculation of forces in stirrups.



(b) Calculation of stress in compression diagonals.



(c) Resolution of internal forces.

Trên mặt cắt này, **thành phần lực cắt thẳng đứng (V)** được chống đỡ bởi **các lực kéo trong các thép đai**. Lực kéo trong mỗi thép đai bằng:

$$A_v f_y = \frac{V}{\left(\frac{jd}{\tan \theta}\right) / s} \quad (11-7)$$

Bây giờ xét mặt cắt thẳng đứng **B-B** giữa **G** và **J** như trong phần hình (b) trên. Ở hình này, lực **V** tác dụng trên mặt cắt được chống đỡ bởi **lực nén nghiêng, D**, với:

$$D = \frac{V}{\sin \theta} \quad \leftarrow \text{(xem phần hình (c))}$$

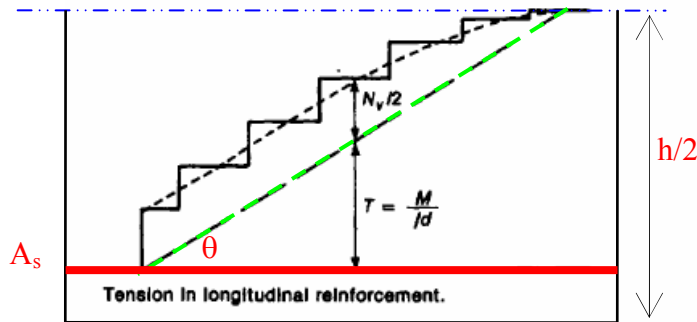
Chiều dài đường chéo là $jd \cos \theta$, do đó ứng suất nén trung bình f_{cd} là:

$$f_{cd} = \frac{D}{b_w (jd \cos \theta)} = \frac{V}{b_w (jd \cos \theta) \sin \theta} = \frac{V}{b_w jd} \left(\tan \theta + \frac{1}{\tan \theta} \right)$$

Trong đó b_w là **chiều dày sườn dầm**. ả ếu b_w nhỏ, ứng suất f_{cd} có thể gây ra sự nghiền vỡ sườn dầm. **Giới hạn hợp lý** của ứng suất này phụ thuộc góc nghiêng θ nhưng ở khoảng giữa $f_{cd} \leq 0,25f'_c$ (với $\theta = 30^\circ$) và $f_{cd} \leq 0,45f'_c$ (với $\theta = 45^\circ$). Lực cắt **V** trên mặt cắt **B-B** có thể được thay thế bởi **lực nén chéo D** và **lực kéo dọc ả_v** như mô tả trong phần hình (c) ở trên.

Lực kéo dọc này bằng: $ả_v = \frac{V}{\tan \theta}$

ả ếu ứng suất cắt là **constant** trên **chiều cao (h)** của dầm, hợp lực của **D** và **\hat{a}_v** tác dụng tại **nửa chiều cao (h/2)** của tiết diện. Khi đó, có một **lực kéo** bằng **$0,5\hat{a}_v$** tác dụng tại **cốt thép cánh trên** và **cốt thép cánh dưới** như trong phần hình (b) ở trên. Điều này **làm giảm lực nén** trong **cốt thép cánh trên (A_s')** và **làm tăng lực kéo** trong **cốt thép cánh dưới (A_s)** như minh họa sơ đồ nửa dưới dầm như sau :

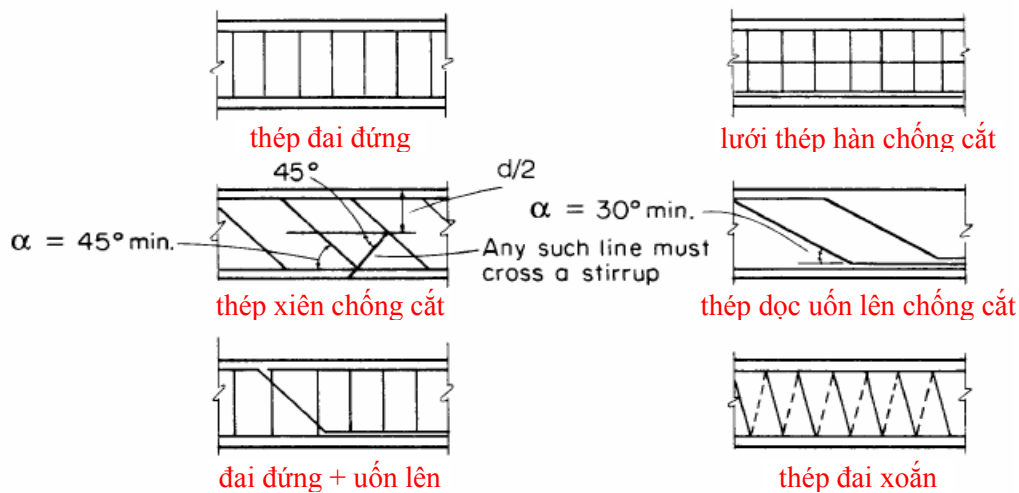


Từ hình trên có thể thấy rằng các **gia tăng đáng kể** của **lực kéo** có thể dẫn đến một **dịch chuyển kéo (tension shift)** như trên. Cũng cần lưu ý đến **lực kéo** trong **cốt thép dọc (A_s)** tại **đầu mút dầm**.

➤ Quan sát này ngụ ý sự quan tâm **neo cốt thép !!!**

Trong các phương trình trên, **góc nghiêng θ** nằm trong miền giá trị nào? Các **khe nứt nghiêng** ban đầu phát triển theo các **góc nghiêng** khoảng từ **35°** đến **45°** so với phương ngang. **Tiêu chuẩn Thụy sĩ** áp đặt các **giới hạn** của **góc nghiêng θ** để **kiểm soát bề rộng khe nứt**. Trong thiết kế, **góc nghiêng θ** nên thuộc miền giá trị sau: **$25^\circ \leq \theta \leq 65^\circ$**

Các hình thức **cốt thép chống cắt** mô tả ở hình dưới đây, trong đó **kiểu thép đai đứng** được dùng **phổ biến nhất**, các kiểu **thép xiên** hay **thép uốn lên từ cốt thép dọc** **ít khi được sử dụng** trong thực tiễn xây dựng (Mỹ).

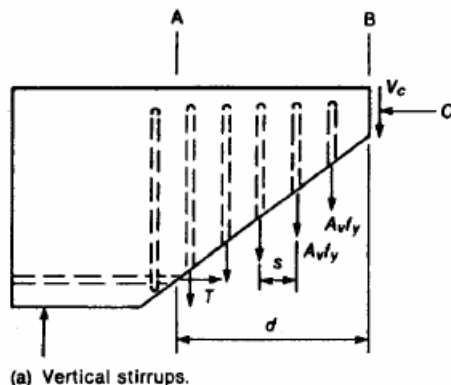


11.5 CÁC TRẠNG THÁI PHÁ HOẠI CỦA DÀM CỐ THÉP CHỐNG CẮT

11.5.1 Phá hoại do thép đai chảy dẻo

ở hư đã nêu trước đây, ACI gộp các phần tham dự của bê tông trong cường độ chống cắt danh nghĩa thành đại lượng V_c , mà xem như là lực cắt do bê tông chịu. ả ngoài ra, ACI giả thiết rằng V_c bằng cường độ chống cắt của dầm không thép chịu cắt. Đây là một kết quả của quan sát thực nghiệm.

Trong hình dưới, MacGregor trình bày khối tự do giữa đầu dầm và một khe nứt nghiêng. Hình chiếu ngang của khe nứt là d mà giả thiết rằng khe nứt có góc nghiêng nhỏ hơn 45° .



Giả sử rằng tất cả thép đai là chảy dẻo khi phá hoại, lực kháng cắt của các thép đai là:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Phương trình này tương đương với phương trình (11-7) của giàn ảo tương đương nếu $\theta = 45^\circ$ và jd được thay bằng d .

ACI 318-08 qui định rằng phải sử dụng thép đai nếu $V_u > \phi V_c$ để $V_u \leq \phi V_n$. Trong thiết kế, yêu cầu này thường được viết như sau:

$$\phi V_s \geq V_u - \phi V_c \quad (11-8a)$$

Do đó

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{\frac{V_u}{\phi} - V_c} \quad (11-8b)$$

với phương trình (11-8b) áp dụng cho thép đai thẳng đứng (A_v) có giới hạn chảy f_{yt}

Hệ số giảm cường độ chống cắt là $\phi = 0,75$. Giá trị này là thấp hơn so với uốn ($\phi = 0,90$) vì tải phá hoại cắt thay đổi nhiều hơn tải phá hoại uốn. Khi cấu kiện chịu tải trọng động đất mạnh, hệ số giảm cường độ chống cắt $\phi = 0,60$ (xem điều khoản 9.3.4 của ACI 318-08).

Vì các thép đai thẳng đứng không thể chịu cắt trừ phi chúng cắt ngang một khe nứt nghiêng, tiêu chuẩn **ACI 318-08** áp đặt một giới hạn về bước đai max sao cho mỗi khe nứt nghiêng 45° sẽ bị cắt ngang bởi ít nhất một thanh thép đai như sau:

$$s_{\max} \leq \min\left(\frac{d}{2} ; 24''\right) \quad (11-9)$$

nếu $V_s > 4\sqrt{f'_c} b_w d$:

$$\Rightarrow s_{\max} \leq \min\left(\frac{d}{4} ; 12''\right) \quad (11-10)$$

Vì:

- bước đai nhỏ hơn dẫn đến bề rộng khe nứt nghiêng nhỏ hơn.
- bước đai nhỏ hơn giúp cho neo cốt thép tốt hơn cho các vùng đường chéo nén.

11.5.2 Phá hoại do bề rộng nứt quá mức cho phép

ả hàm hạn chế bề rộng nứt, ứng suất cắt lớn nhất của các thép đai bị giới hạn:

$$V_{s(\max)} = 8\sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-11)$$

Đơn vị: $[V_s] = \text{lb}$; $[f'_c] = \text{psi}$; $[b_w] = \text{in}$; $[d] = \text{in}$

11.5.3 Phá hoại do nghiền vỡ bê tông sườn dầm

Vì ứng suất nén đường chéo có liên quan đến ứng suất cắt, một số TCXD giới hạn ứng suất cắt bằng khoảng $(0,2-0,25)f'_c$. Do tiêu chuẩn **ACI 318-08** đã giới hạn $V_{s(\max)}$ theo phương trình (11-11) nên bảo đảm an toàn chống lại nghiền vỡ sườn dầm trong dầm BTCT.

11.6 ẢNH HƯỞNG LỰC DỌC LÊN CƯỜNG ĐỘ CHỐNG CẮT

Với tải trọng kéo dọc trục, **ACI 318-08** qui định cường độ chống cắt danh nghĩa bê tông:

$$V_c = 2\left(1 + \frac{\hat{a}_u}{500A_g}\right)\sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-12)$$

Đơn vị: $[V_c] = \text{lb}$; $[\hat{a}_u < 0] = \text{lb}$; $[f'_c] = \text{psi}$; $[A_g] = \text{in}^2$; $[b_w] = \text{in}$; $[d] = \text{in}$

Với tải trọng nén dọc trục, **ACI 318-08** qui định phương trình cho các kết cấu chịu phối hợp tải trọng cắt, mômen uốn, nén dọc trục như sau:

$$V_c = 2\left(1 + \frac{\hat{a}_u}{2000A_g}\right)\sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-13)$$

Đơn vị: $[V_c] = \text{lb}$; $[\hat{a}_u > 0] = \text{lb}$; $[f'_c] = \text{psi}$; $[A_g] = \text{in}^2$; $[b_w] = \text{in}$; $[d] = \text{in}$

11.7 HÀM LƯỢNG THÉP CHỐNG CẮT TỐI THIỂU

Do phá hoại cắt của dầm không có thép chịu cắt là **đột ngột** và là **phá hoại giòn**, tiêu chuẩn **ACI 318-08** đòi hỏi **lượng thép chống cắt tối thiểu** ($A_{v,min}$) nếu lực cắt tính toán vượt quá một nửa cường độ chống cắt của bê tông ($\phi V_c > V_u > 0,5\phi V_c$) ngoại trừ trong **sàn và móng**, **mỗi nối bê tông**, và **các dầm đặc biệt** (điều khoản 11.4.6.1).

Khi $\phi V_c > V_u > 0,5\phi V_c$, lượng thép đai **tối thiểu** hay **cấu tạo**, có giới hạn chảy f_{yt} , bằng:

$$A_{v,min} = \frac{0.75\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} b_w s \geq \frac{50}{f_{yt}} b_w s \tag{11-14}$$

Đơn vị : $[f_{yt}] = \text{psi}$; $[f'_c] = \text{psi}$; $[b_w] = \text{in}$; $[s] = \text{in}$

11.8 PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ THÉP CHỐNG CẮT

Các bước thiết kế thép chống cắt của dầm BTCT thông thường theo tiêu chuẩn **ACI 318-08** như sau:

1. Xác định **lực gây cắt tính toán** (V_u) tại các mặt cắt nguy hiểm như mô tả ở hình vẽ bên phải.
2. Xác định phần cường độ do bê tông tham gia chống cắt (ϕV_c) theo công thức (11-3) với $\phi = 0.75$
3. Tính $V_u - \phi V_c$ tại mặt cắt nguy hiểm

nếu $V_u - \phi V_c > 8\phi\sqrt{f'_c} b_w d$ thì phải **tăng kích thước** tiết diện hay **tăng cường độ** bê tông f'_c

4. Tính khoảng cách x_c thoả $V_u = \phi V_c$ và khoảng cách x_m thoả $V_u = 0.5\phi V_c$ như hình vẽ bên phải.

Chú ý vùng $x < x_c$ bố trí **thép đai** tính toán theo công thức (11-8) ;
 vùng $x_c < x < x_m$ bố trí **thép đai cấu tạo** theo công thức (11-14) ;
 vùng $x > x_m$ **không cần cốt đai**.

5. Dùng **bảng lập ở trang sau** để xác định **diện tích thép đai** đúng A_v và **bước đai** s tại các mặt cắt nguy hiểm trên toàn bộ chiều dài dầm BTCT.

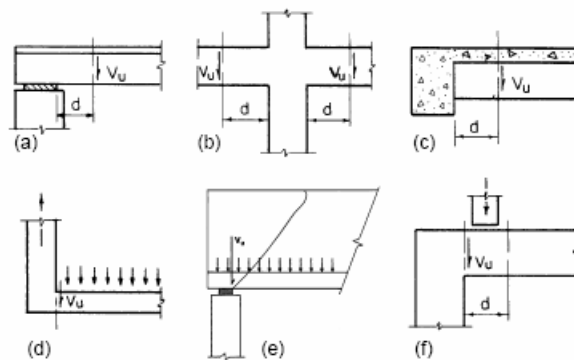


Figure 12-2 Typical Support Conditions for Locating Factored Shear Force V_u

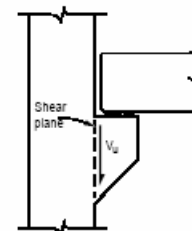
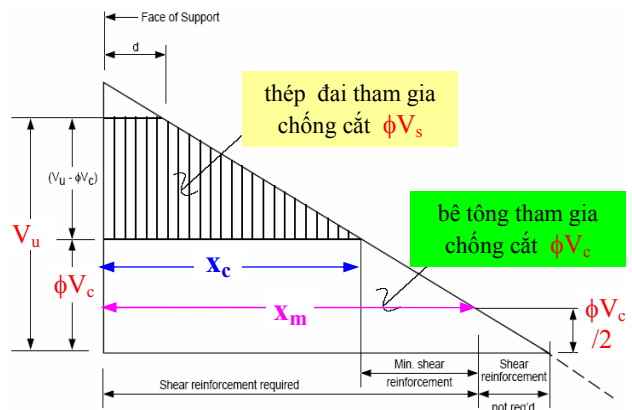


Figure 12-3 Critical Shear Plane for Brackets and Corbels

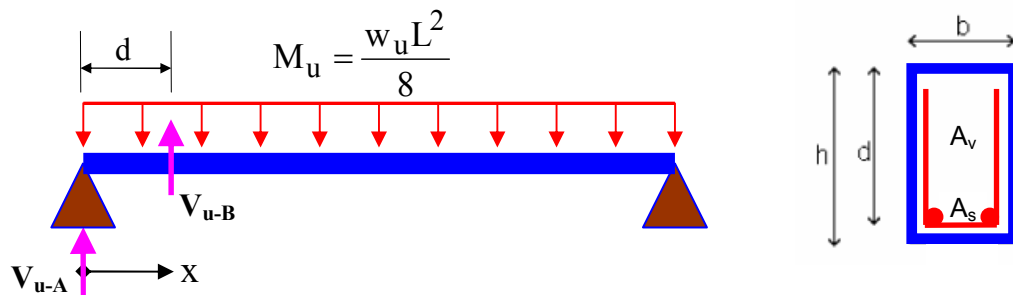


BẢNG CÔNG THỨC THIẾT KẾ THÉP ĐAI (ACI 318-08)

TRƯỜNG HỢP		$V_u < \phi V_c / 2$	$\phi V_c \geq V_u \geq \phi V_c / 2$	$V_u > \phi V_c$
Diện tích thép đai $A_v \geq$		$A_v = 0$	$\max \left[\frac{0.75 \sqrt{f'_c} b_w s}{f_{yt}}; \frac{50 b_w s}{f_{yt}} \right]$	$\frac{V_u - \phi V_c s}{\phi f_{yt} d}$
Khoảng cách thép đai	$S_{req} \leq$	-	$\min \left[\frac{f_{yt} A_v}{0.75 \sqrt{f'_c} b_w}; \frac{f_{yt} A_v}{50 b_w} \right]$	$\frac{\phi f_{yt} d}{V_u - \phi V_c} A_v$
	$S_{max} =$	-	$\min \left(\frac{d}{2}; 24'' \right)$	$\min \left(\frac{d}{2}; 24'' \right)$ khi $(V_u - \phi V_c) \leq 4 \phi \sqrt{f'_c} b_w d$ $\min \left(\frac{d}{4}; 12'' \right)$ khi $(V_u - \phi V_c) > 4 \phi \sqrt{f'_c} b_w d$

Bài toán mẫu 1: Thiết kế chống cắt cho dầm BTCT chịu mômen uốn + lực cắt

Xác định đường kính và khoảng cách bước thép đai chữ U cho dầm đơn giản nhịp $L = 30'$.
 Biết tải phân bố tính toán $w_u = 4.5 \text{ kips/ft}$; $f'_c = 3 \text{ ksi}$; $f_{yt} = 40 \text{ ksi}$; $b = 13''$; $d = 20''$.



Giải:

1. Xác định các lực cắt tính toán (V_u)

Tại gối tựa A: $V_{u-A} = w_u L / 2 = 4.5 \times 30 / 2 = 67.5 \text{ kips}$

Tại điểm B: $V_{u-B} = V_{u-A} - w_u d = 67.5 - 4.5 \times (20 / 12) = 60 \text{ kips}$ (§11.1.3.1)

2. Xác định sức chống cắt do bê tông tham gia (V_c)

$\phi V_c = 2 \phi \sqrt{f'_c} b_w d = 2 \times 0.75 \times \sqrt{3000} \times 13 \times 20 / 1000 = 21.4 \text{ kips}$ (§11.2.1.1)

Do: $V_{u-B} = 60 \text{ kips} > \phi V_c = 21.4 \text{ kips} \Rightarrow$ cần phải **bổ trí thép đai** (§11.1.1)

3. Tính ($V_u - \phi V_c$) tại mặt cắt nguy hiểm B

$$V_{u-B} - \phi V_c = 60 - 21.4 = 38.6 \text{ kips} < 8\phi\sqrt{f'_c} b_w d = 85.4 \text{ kips} \Rightarrow \text{đạt yêu cầu} \quad (\S 11.4.7.9)$$

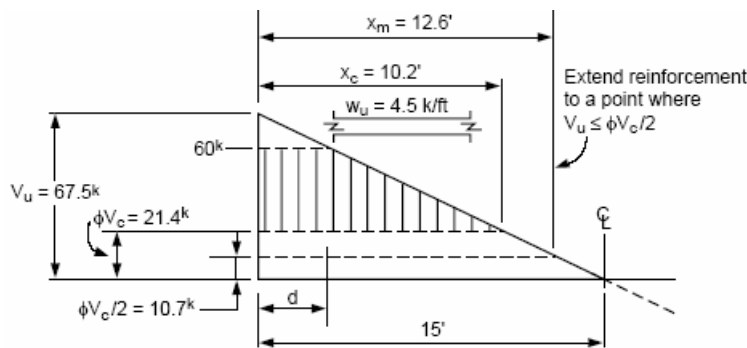
4. Xác định các khoảng cách x_c và x_m

Khoảng cách x_c thỏa mãn điều kiện ($V_u = \phi V_c$): ($x < x_c$ bố trí thép đai tính toán)

$$x_c = \frac{V_{u-A} - \phi V_c}{w_u} = \frac{67.5 - 21.4}{4.5} = 10.2'$$

Khoảng cách x_m thỏa mãn điều kiện ($V_u = \phi V_c / 2$): ($x_c > x > x_m$ cần thép đai cấu tạo)

$$x_m = \frac{V_{u-A} - 0.5\phi V_c}{w_u} = \frac{67.5 - (0.5 \times 21.4)}{4.5} = 12.6'$$



5. Dùng bảng công thức thiết kế thép đai để tính bước đai chữ U

Tại mặt cắt B, ta có $V_{u1} = V_{u-B} = 60 \text{ kips} > \phi V_c = 21.4 \text{ kips}$

$$\text{Khoảng cách thép đai tính toán: } s_1 \leq \frac{\phi f_{yt} d}{V_{u1} - \phi V_c} A_v \quad (\S 11.4.7.2)$$

$$\text{Với thép đai ả o. 4 chữ U (} A_v = 0.4 \text{ in}^2 \text{) yêu cầu: } s_1 \leq \frac{0.75 \times 40 \times 20}{60 - 21.4} \times 0.4 = 6.2'' \quad (1)$$

$$\text{Mặt khác } (V_{u1} - \phi V_c) = 38.6 \text{ kips} < 4\phi\sqrt{f'_c} b_w d = 42.7 \text{ kips} \quad (\S 11.4.5.3)$$

+ ả ên kiểm tra bước đai lớn nhất cho phép :

$$s \leq \min\left(\frac{d}{2}, 24''\right) = 10'' \quad (2)$$

+ Khoảng cách thép đai cấu tạo : (§11.4.6.3)

$$s \leq \frac{f_{yt} A_v}{0.75\sqrt{f'_c} b_w} = \frac{40000 \times 0.4}{0.75 \times \sqrt{3000} \times 13} = 30'' \quad (3)$$

$$s \leq \frac{f_{yt} A_v}{50 b_w} = \frac{40000 \times 0.4}{50 \times 13} = 24.6'' \quad (4)$$

Từ các điều kiện (2), (3), (4) ta có bước đai lớn nhất cho phép : $s \leq 10''$ (5)

⇒ vùng ① ($x_1 < x < x_2 = ?$) bố trí thép đai **â o. 4 @ 6''** thỏa mãn (1), (5) là đạt yêu cầu

⇒ vùng ② ($x_2 < x < x_m = 12.6'$) bố trí thép đai **â o. 4 @ 10''** thỏa mãn (5) là đạt yêu cầu

⇒ vùng ③ ($x_m < x < 0.5L = 15'$) **không bố trí thép đai**

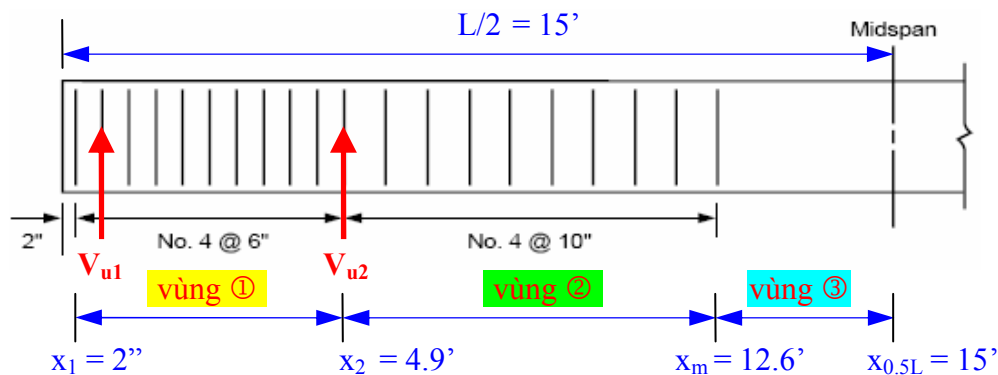
Vị trí x_2 có lực gây cắt V_{u2} xác định theo công thức sau : (§11.4.7.2)

$$s_2 = \frac{\phi f_{yt} d}{V_{u2} - \phi V_c} A_v$$

$$\Rightarrow V_{u2} = \frac{\phi f_{yt} d}{s_2} A_v + \phi V_c = \frac{0.75 \times 40 \times 20}{10} \times 0.4 + 21.4 = 45.4 \text{ kips}$$

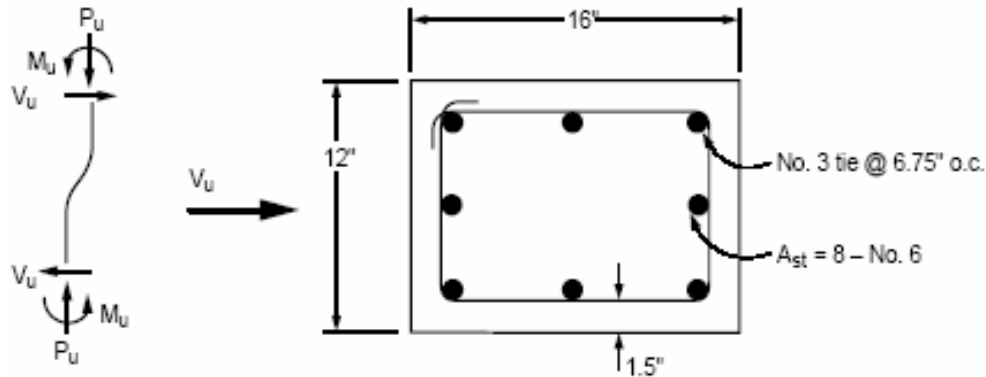
⇒ Bước đai $s_2 = 10''$ có thể áp dụng trong vùng ② kể từ vị trí:

$$x_2 = \frac{V_{u-A} - V_{u2}}{w_u} = \frac{67.5 - 45.4}{4.5} = 4.9'$$



Bài toán mẫu 2: Thiết kế chống cắt cho cột BTCT chịu lực cắt + lực nén dọc

Kiểm tra thép đai theo tiêu chuẩn **ACI 318-08** cho cột BTCT, cường độ bê tông $f'_c = 3$ ksi, thép đai $f_{yt} = 40$ ksi, lực dọc gây nén $P_u = 10 \rightarrow 160$ kips, $V_u = 20$ kips, $M_u = 86$ kips-ft.



Giải:

A- XÉT TRƯỜNG HỢP 1: $\hat{a}_u = P_{u,max} = 160$ kips

1. Xác định cường độ chống cắt của bê tông

$$d = h - (1.5 + d_{\hat{a}_{0.3}} + 0.5d_{\hat{a}_{0.3}}) = 16 - (1.5 + 0.375 + 0.75 / 2) = 13.75''$$

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_w d \left[1 + \frac{\hat{a}_u}{2000A_g} \right] \tag{§11.2.1.2}$$

$$\phi V_c = 2 \times 0.75 \times \sqrt{4000} \times 12 \times 13.75 \times \left[1 + \frac{160000}{2000 \times (16 \times 12)} \right] / 1000 = 22.2 \text{ kips}$$

2. Kiểm tra thép đai

$$\text{Vì: } \phi V_c = 22.2 \text{ kips} > V_u = 20 \text{ kips} > 0.5\phi V_c = 11.1 \text{ kips} \tag{§11.4.6.1}$$

\Rightarrow nên cần kiểm tra thép đai theo điều kiện thép đai cấu tạo

+ Khoảng cách đai cấu tạo với cốt thép **ã o. 3** ($A_v = 0.22 \text{ in}^2$): (§11.4.6.3)

$$s \leq \frac{f_{yt} A_v}{0.75\sqrt{f'_c} b_w} = \frac{40000 \times 0.22}{0.75 \times \sqrt{4000} \times 12} = 15.5'' \tag{1}$$

$$s \leq \frac{f_{yt} A_v}{50b_w} = \frac{40000 \times 0.22}{50 \times 12} = 14.7'' \tag{2}$$

+ Khoảng cách thép đai lớn nhất cho phép: (§11.4.5.1)

$$s \leq \min\left(\frac{d}{2}; 24''\right) = \min\left(\frac{13.75''}{2}; 24''\right) = 6.9'' \tag{3}$$

Kết luận: Bố trí thép đai **ã o. 3 @ 6.75''** thỏa (1), (2), (3) là đạt yêu cầu khi $\hat{a}_u = 160$ kips

B- XÉT TRƯỜNG HỢP 2: $\hat{a}_u = P_{u,\min} = 10 \text{ kips}$

1. Xác định cường độ chống cắt của bê tông

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_w d \left[1 + \frac{\hat{a}_u}{2000A_g} \right] \quad (\S 11.2.1.2)$$

$$\phi V_c = 2 \times 0.75 \times \sqrt{4000} \times 12 \times 13.75 \times \left[1 + \frac{10000}{2000 \times (16 \times 12)} \right] / 1000 = 16.1 \text{ kips}$$

2. Kiểm tra thép đai

Vì: $V_u = 20 \text{ kips} > \phi V_c = 16.1 \text{ kips}$ (§11.4.7.1)

⇒ nên cần kiểm tra thép đai theo điều kiện [thép đai tính toán](#)

+ Cường độ chống cắt của thép đai: $\phi V_s = \phi A_v f_{yt} \frac{d}{s}$ (§11.4.7.2)

$$\phi V_s = 0.75 \times 0.22 \times 40 \times \frac{13.75}{6.75} = 13.4 \text{ kips}$$

⇒ $\phi V_c + \phi V_s = 16.1 + 13.4 = 29.5 \text{ kips} > V_u = 20 \text{ kips}$ (4)

Kết luận: Bố trí thép đai $\hat{a}_o. 3 @ 6.75"$ thỏa mãn (3), (4) là [đạt yêu cầu](#) khi $\hat{a}_u = 10 \text{ kips}$

Chương 12: KIỂM SOÁT NỨT TRONG BTCT CHỊU UỐN

12.1 KHÁI QUÁT:

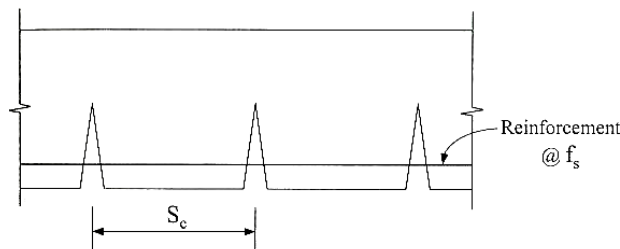
Kiểm soát nứt là một vấn đề quan trọng bởi hai lý do chính, **thẩm mỹ** và **độ bền**. Thứ nhất, các vết nứt rộng làm giảm giá trị diện mạo kết cấu và cũng có thể gây cảnh báo với công luận rằng kết cấu hình như có vấn đề. Thứ hai, các vết nứt rộng có thể gây cho độ bền công trình các vấn đề không tốt. Vết nứt cung cấp một con đường để không khí, nước, và clo tiếp xúc nhanh với cốt thép, mà có thể dẫn đến sự ăn mòn và làm hư hỏng kết cấu. Để chống ăn mòn, nhiều kỹ sư đã qui định rõ lớp bê tông bảo vệ dày hơn mà cả kết quả nghiên cứu và thực tế đã kiểm chứng đúng. Tuy nhiên đã phát hiện rằng phương pháp thiết kế chống nứt thông thường, thường được xem như là phương pháp **z-factor** (Mỹ), không thể thực hiện được thiết kế với lớp bảo vệ dày hơn.

Các nghiên cứu đã được thực hiện để khảo sát vai trò chống nứt của lớp bê tông bảo vệ và để cung cấp các công cụ kiểm soát nứt trong các kết cấu có lớp bảo vệ dày hơn. Frosch đã phát triển một phương pháp tính toán chiều rộng nứt dựa trên hiện tượng vật lý. Ngoài ra, một phương pháp thiết kế đề nghị mới được trình bày mà rút cuộc dẫn những thay đổi trong tiêu chuẩn xây dựng mới **ACI 318-99**.

Để áp dụng đúng phương pháp thiết kế mới này, quan trọng là biết rõ cơ sở lý luận phát triển phương pháp đó cũng như các giới hạn áp đặt trên nó. Ví dụ như trong **ACI 318-99** các điều khoản này **không dành cho** thiết kế kết cấu ở các môi trường khắc nghiệt hay thiết kế chống thấm. Ở đây trình bày các giới hạn và cung cấp các công cụ áp dụng phương pháp thiết kế mới cho các kết cấu chuyên dụng. Ngoài ra, việc kiểm soát nứt kết cấu dùng vật liệu gia cường mới cũng được khảo sát chi tiết.

12.2 CƠ SỞ LÝ LUẬN:

Để hiểu các giới hạn của phương pháp thiết kế hiện hành (**ACI 318-99**), hãy xem xét lại cơ sở lý luận của nó. Như đã nêu, nghiên cứu của Frosch đã phát triển một phương pháp tính xác định chiều rộng khe nứt dựa trên hiện tượng vật lý. Tóm lược mô hình vật lý trình bày dưới đây:



Hình 1: Mô hình chiều rộng khe nứt.

Như đã trình bày ở **hình 1**, chiều rộng khe nứt tại vị trí thép có thể được tính như sau:

$$w_c = \epsilon_s S_c \quad (12-1)$$

với:

w_c = chiều rộng khe nứt

ϵ_s = biến dạng thép = f_s/E_s

S_c = khoảng cách khe nứt

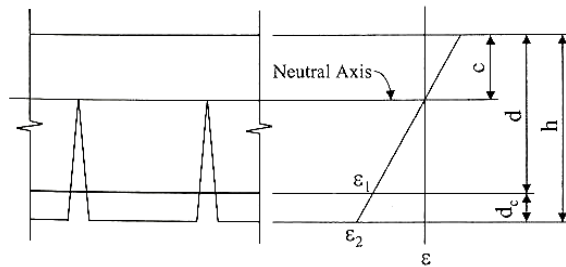
f_s = ứng suất thép

E_s = mô đun đàn hồi thép

12.2.1 Biểu đồ biến dạng: (ϵ)

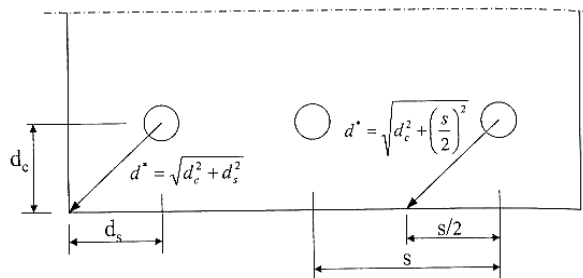
Để xác định **chiều rộng khe nứt (w_c)** trên bề mặt dầm, cần loại bỏ **gradian biến dạng**. Trong **hình 2**, **gradian biến dạng** được trình bày với giả thiết rằng các mặt phẳng vẫn phẳng sau khi biến dạng. **Chiều rộng khe nứt** tính theo công thức (12-1) có thể được nhân với **hệ số khuếch đại (β)** tính đến **gradian biến dạng**. Hệ số β được tính bằng:

$$\beta = \frac{\epsilon_2}{\epsilon_1} = \frac{h - c}{d - c} \quad (12-2)$$



Hình 2: Biểu đồ biến dạng (ϵ).

12.2.2 Khoảng cách khe nứt: (S_c)



Hình 3: Khoảng cách khe nứt tới hạn.

Dựa trên kết quả của Broms, khoảng cách khe nứt trước hết phụ thuộc vào lớp bê tông bảo vệ lớn nhất. Đặc biệt, khoảng cách nứt lý thuyết nhỏ nhất sẽ bằng khoảng cách từ điểm mà tại đó khoảng cách nứt được xem xét đến tâm cốt thép gần điểm đó nhất. Ngoài ra, **khoảng cách nứt max** bằng 2 lần khoảng cách này. Như minh họa trong **hình 3**, **khoảng cách khe nứt tới hạn** có thể xảy ra tại hai vị trí, và khoảng cách nứt tính bằng:

$$S_c = \Psi_s d^* \quad (12-3)$$

với:

S_c = khoảng cách khe nứt

d^* = khoảng cách lớp bê tông bảo vệ kiểm soát

Ψ_s = hệ số khoảng cách nứt

= 1,0 cho khoảng cách nứt nhỏ nhất

= 1,5 cho khoảng cách nứt trung bình

= 2,0 cho khoảng cách nứt lớn nhất

12.2.3 Kiểm soát khe nứt:

Dựa trên mô hình vật lý, phương trình tính **chiều rộng khe nứt max** là :

$$w_c = 2 \frac{f_s}{E_s} \beta \sqrt{d_c^2 + \frac{s^2}{4}} \quad (12-4)$$

Phương trình này có thể sắp xếp lại để tìm **khoảng cách cốt thép cho phép max (s)**:

$$s = 2 \sqrt{\left(\frac{w_c E_s}{2 f_s \beta} \right)^2 - d_c^2} \quad (12-5)$$

với:

s = khoảng cách cốt thép cho phép max

w_c = chiều rộng khe nứt giới hạn

E_s = mô đun đàn hồi của thép

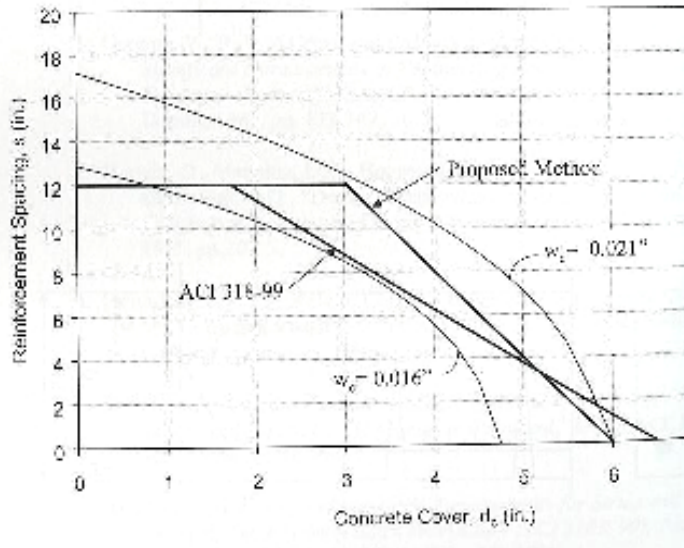
E_s = mô đun đàn hồi của thép

f_s = ứng suất của thép

d_c = lớp bê tông bảo vệ đáy đo từ tâm thép thấp nhất

Với bề rộng nứt tới hạn và ứng suất thép cho trước, **khoảng cách thép** có thể được vẽ như **hàm số** của **lớp bê tông bảo vệ**. Ứng suất thép dùng trong phương trình (12-5) tương ứng với ứng suất thực của thép mà điển hình là ứng suất do **tải sử dụng** gây ra. Một cách khác, ứng suất bằng **60 % giới hạn chảy thép (f_y)** xem như tương ứng với tải trọng sử dụng.

Hệ số β thay đổi khi lớp bảo vệ tăng. Dựa trên quan sát đánh giá các tiết diện thay đổi lớp bảo vệ, giá trị hệ số $\beta \approx 1,0 + 0,08d_c$ được xem như là tiên đoán hợp lý.



Hình 4: Kết quả thiết kế nứt (thép có $f_y = 60$ ksi).

Hình 4 ở trên được vẽ cho thép có **giới hạn chảy** $f_y = 60$ ksi (với $f_s = 36$ ksi ; $E_s = 29000$ ksi). Trong hình này, các đường cong biểu diễn cho 2 bề rộng khe nứt w_c khác nhau (0,016” và 0,021”). Bề rộng nứt $w_c = 0,016”$ (= 0,4mm) tương ứng với **giá trị cho phép** của **ACI 318-95** cho kết cấu trong nhà, trong khi $w_c = 0,021”$ (= 0,5mm) tương ứng với 1/3 gia tăng giá trị cho phép. Một sự gia tăng 1/3 bề rộng nứt có thể chấp nhận được do tính phân tán cố hữu của bề rộng nứt và vì phương trình (12-5) tính cho bề rộng nứt max.

12.3 PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ CỦA FROSCH:

Dựa trên việc xem xét từ mô hình vật lý, Frosch đã đề nghị một **đường cong thiết kế đơn giản** được vẽ trong **hình 4** để tính **khoảng cách thép max** theo công thức (12-6) dưới đây:

$$s = 12\alpha_s \left[2 - \frac{d_c}{3\alpha_s} \right] \leq 12\alpha_s \tag{12-6}$$

với: $\alpha_s = \frac{36}{f_s} \gamma_c$

d_c = chiều dày lớp bảo vệ đo từ thứ chịu kéo ngoài cùng đến tâm cốt thép gần nhất (inch).

s = khoảng cách cốt thép max (inch). α_s = hệ số gia cường.

γ_c = hệ số lớp phủ cốt thép.

= 1,0 cho cốt thép thường.

≥ 1,5 cho cốt thép phủ epoxy

f_s = ứng suất tính toán tại tải sử dụng, lấy bằng $0,6f_y$ (ksi).

12.4 PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ CỦA TIÊU CHUẨN ACI 318-99:

Phương pháp Frosch đề nghị ở trên đã được ACI sửa đổi từ dạng công thức gốc ban đầu và tạo ra phương trình thiết kế trong tiêu chuẩn ACI 318-99 như sau (xem phần 10.6.4):

$$s = \frac{540}{f_s} - 2,5c_c \leq 12 \left(\frac{36}{f_s} \right) \quad (12-7)$$

với:

s = khoảng cách tâm-đến-tâm cốt thép chịu kéo khi uốn gần thứ chịu kéo ngoài cùng nhất (*inch*),

khi chỉ có một thanh thép gần thứ chịu kéo ngoài cùng nhất, s là chiều rộng của mặt chịu kéo ngoài cùng.

f_s = ứng suất tính toán tại tải sử dụng, lấy bằng $0,6f_y$ (*ksi*).

c_c = chiều dày thực lớp bê tông từ mặt gần nhất chịu kéo đến mặt thép chịu uốn (*inch*).

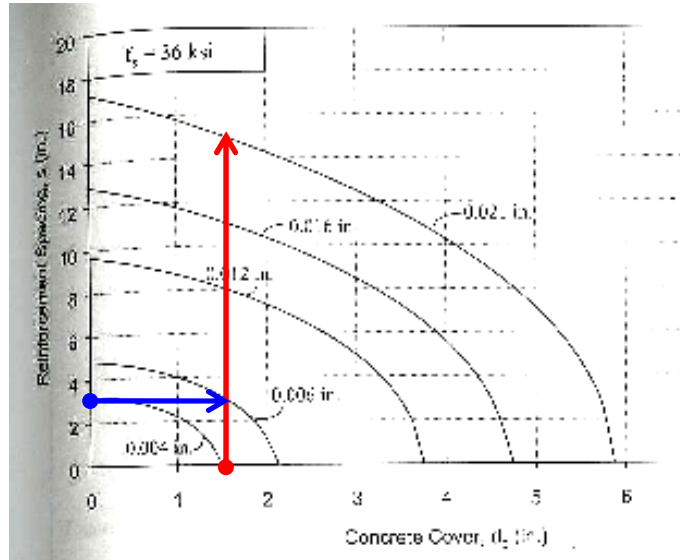
Phương trình (12-7) của ACI 318-99 quan tâm đến chiều dày bảo vệ thực (c_c) hơn là chiều dày bảo vệ đến tâm thép (d_c). Dạng sửa đổi này có một chút thận trọng (*an toàn*) hơn phương pháp đề nghị của Frosch. Đường cong thiết kế ACI được vẽ trong hình 4 với c_c được biến đổi từ kích thước d_c xét trường hợp dùng cốt thép #8 (đường kính $d_b = 1''$) để so sánh. Có thể thấy rằng phương trình thiết kế này mô tả hợp lý khoảng cách thép cho một loạt chiều dày bê tông bảo vệ trong lúc vẫn giữ bề rộng khe nứt trong miền giá trị cho phép đã bàn luận ở trên ($[w_c] = 0,4-0,5 \text{ mm}$).

Hai giả thuyết chính được dùng cho phương pháp của Frosch và phương pháp ACI. Những giả thiết này có thể xác nhận giới hạn của hai phương pháp trong một số ứng dụng thiết kế. Đầu tiên, **kiểm soát nứt được dựa trên bề rộng khe nứt xấp xỉ 0,016" (0,4mm) tại mặt đáy dầm**. Xét độ phân tán hiện hữu trong nứt (chú ý rằng phạm vi phân tán của bề rộng khe nứt đến 50%, $w_{c,thực} = (0,5-1,5)w_{c,tính}$), cả cận trên và cận dưới nên là các giá trị bề rộng khe nứt người sử dụng mong muốn. Do đó như chỉ thị trong tiêu chuẩn xây dựng, **những phương pháp này không thể áp dụng** cho các kết cấu làm việc ở các **môi trường khắc nghiệt** hay các kết cấu được thiết kế để **chống thấm**.

Thứ hai, **khoảng cách thép dựa trên mô đun đàn hồi vật liệu chịu kéo bằng 29000 ksi mà tương ứng với vật liệu thép**. Do đó, các điều khoản của ACI không thể áp dụng cho các kết cấu dùng vật liệu chịu kéo có **mô đun đàn hồi khác với thép**. Thực ra, tất cả các kết quả thí nghiệm nhằm xác định độ chính xác và khả năng ứng dụng của công thức **bề rộng khe nứt** theo phương trình (12-4) đều thực hiện với vật liệu thép.

12.5 KIỂM SOÁT CHIỀU RỘNG NỨT QUI ĐỊNH TRƯỚC:

Trong thiết kế các kết cấu đặc biệt mà đòi hỏi kiểm soát bề rộng khe nứt chặt chẽ hơn, quan trọng để phát triển các công cụ thiết kế có thể sử dụng được. Dùng **mô hình vật lý** trên, có thể xem xét **chọn bất kỳ bề rộng nứt cho phép** nào mà người thiết kế thấy là thích đáng. Đặc tính này cho phép sự linh hoạt đặc biệt cho các điều kiện môi trường làm việc của kết cấu khác nhau (biển, nước phèn,...). Giống như cách sử dụng mô hình trên để phát triển các đường cong thiết kế đơn giản của phương trình (12-6) với $[w_c] = 0,016-0,021''$, các đường cong thiết kế đơn giản có thể phát triển cho bất kỳ bề rộng khe nứt qui định trước.

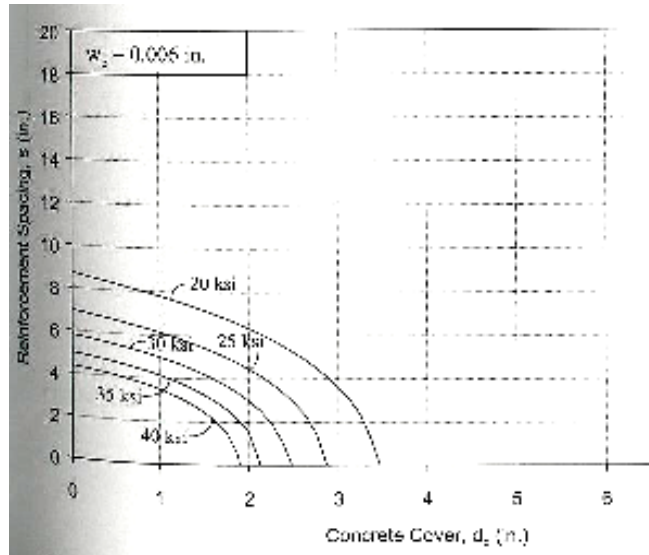


Hình 5: Các bề rộng nứt khác nhau (thép có $f_y = 60$ ksi).

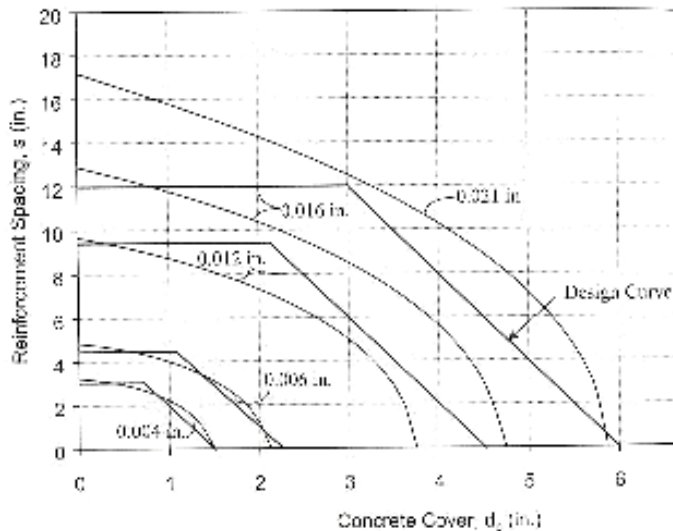
Khoảng cách thép max (s) có thể xác định từ phương trình (12-5) với **chiều rộng khe nứt tới hạn** (w_c) chọn trước. **Hình 5** biểu diễn khoảng cách s thay đổi theo đại lượng d_c cho một loạt giá trị w_c khác nhau.

Khi giảm chiều rộng khe nứt tới hạn, phải giảm khoảng cách thép. Trong **hình 5**, với kết cấu có lớp bê tông bảo vệ dày 1,5” và ứng suất thép bằng 36 ksi, hiển nhiên rằng không thể kiểm soát nứt $w_c < 0,004'' = 0,1\text{mm}$. Trong khi với khoảng cách thép $s = 3''$ có thể kiểm soát nứt $w_c = 0,006'' = 0,15\text{mm}$.

Như đã minh họa, có lúc không thể không chế bề rộng khe nứt cho trước chỉ bằng cách giảm khoảng cách thép. Ở những trường hợp này, cần thiết giảm mức ứng suất thiết kế trong thép (f_s). **Hình 6** biểu diễn ảnh hưởng của sự thay đổi ứng suất thép f_s cho bề rộng khe nứt tới hạn bằng **0,006”**.



Hình 6: Các ứng suất thép khác nhau ($w_c = 0,006''$).



Hình 7: Các đường cong thiết kế (thép $f_s = 36$ ksi).

Người thiết kế có thể trực tiếp dùng phương trình (12-5) để kiểm soát bề rộng nứt theo mức độ mong muốn. Như trình diễn trong **hình 7**, các đường cong thiết kế đơn giản được phát triển dựa trên phương trình (12-6) với một số hạng thêm vào trong **hệ số gia cường** (α_s) để xét đến các bề rộng nứt tới hạn khác nhau. Hệ số gia cường được hiệu chỉnh như sau:

$$\alpha_s = \frac{36}{f_s} \gamma_c \gamma_{w_c} \quad (12-8)$$

với:

$$\gamma_{wc} = \text{hệ số bề rộng nứt} = w_c/0,016''$$

w_c = bề rộng nứt nứt tới hạn mong muốn (*inch*).

Vì các phương trình thiết kế ACI có dạng tương tự, nên chúng có thể hiệu chỉnh để xét đến các mức độ kiểm soát nứt mong muốn khác nhau. Khi thay đổi bề rộng nứt giới hạn, phương trình thiết kế (12-7) của ACI 318-99 có thể điều chỉnh bằng cách nhân f_s với giá trị $1/\gamma_{wc}$.

12.6 CÁC VẬT LIỆU GIA CƯỜNG CHIU KÉO:

Vì nhiều vật liệu mới được xem xét sử dụng trong thiết kế gia cường bê tông, nên bề rộng khe nứt vẫn được xem là yếu tố quan trọng. Vì phương trình (12-5) dựa trên hiện tượng vật lý, nó vẫn có thể áp dụng cho các vật liệu có mô đun đàn hồi khác nhau. Tuy nhiên lưu ý rằng, lực dính giữa vật liệu gia cường và bê tông là cần thiết để phát triển nứt và khoảng cách nứt bình thường như tính ở phương trình (12-3).

Giả sử cường độ dính kết giữa vật liệu gia cường và bê tông đủ lớn, mô đun đàn hồi trong phương trình (12-5) có thể được dùng trực tiếp. Nói cách khác, các đường cong thiết kế được phát triển dựa trên phương trình (12-6) của Frosch như sau:

$$\alpha_s = \frac{36}{f_s} \gamma_c \gamma_{wc} \gamma_E \quad (12-9)$$

với:

$$\gamma_E = \text{hệ số mô đun đàn hồi} = E/E_s$$

E = mô đun đàn hồi của vật liệu gia cường (*ksi*)

E_s = mô đun đàn hồi của thép = 29000 *ksi*

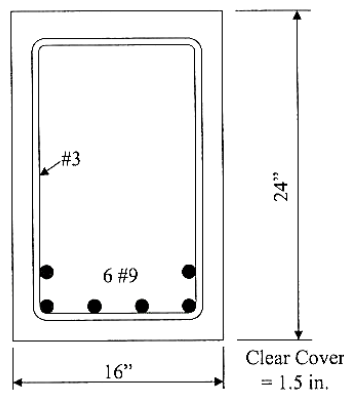
Dạng hiệu chỉnh hệ số α_s này chứa tất cả các nhân tử mô tả đã trước đây và là dạng tổng quát mà cho phép các điều chỉnh về lớp phủ epoxy, giới hạn bề rộng nứt, mô đun đàn hồi vật liệu chịu kéo. Tương tự, phương trình (12-7) của ACI 318-99 cũng có thể hiệu chỉnh khi xét đến mô đun đàn hồi vật liệu chịu kéo khác bằng cách nhân f_s với giá trị $1/\gamma_E$.

12.7 CÁC VÍ DỤ THIẾT KẾ:

Các ví dụ dùng để minh họa việc sử dụng cả hai phương pháp thiết kế của Frosch và của **ACI 318-99**. Kết quả từ hai phương pháp được dùng để so sánh. Các ví dụ cũng trình bày việc sử dụng các **hệ số điều chỉnh (γ_i)**. Chú ý rằng trong trường hợp thiết kế điển hình của kết cấu BTCT và không đòi hỏi các biện pháp kiểm soát nứt đặc biệt, tất cả các **hệ số điều chỉnh $\gamma_i = 1,0$** . Lúc này các phương trình đơn giản trở về dạng cơ bản như các phương trình (12-6) và (12-7) cho hai phương pháp trên.

12.7.1 Ví dụ 1:

Trong ví dụ này (xem **hình 8**), yêu cầu kiểm định sự thích hợp của sơ đồ bố trí thép thoả mãn kiểm soát nứt ($[w_c] = 0,4\text{mm}$). Cốt thép không có lớp phủ bảo vệ và kết cấu dầm không đòi hỏi các biện pháp kiểm soát nứt đặc biệt nào cả.



Hình 8: Tiết diện dầm ở ví dụ 1.

a)- Tính theo phương pháp Frosch:

Do cốt thép không có lớp phủ bảo vệ và không đòi hỏi các biện pháp kiểm soát nứt đặc biệt, dẫn đến các hệ số điều chỉnh $\gamma_c = \gamma_{w_c} = \gamma_E = 1,0$.

$$f_s = 0,6f_y = 0,6(60\text{ksi}) = 36 \text{ ksi}$$

$$\alpha_s = \frac{36}{f_s} \gamma_c \gamma_{w_c} \gamma_E = \frac{36}{36} (1)(1)(1) = 1$$

$$d_c = 1,5 + 0,375 + \frac{1,128}{2} = 2,44 \text{ ''}$$

$$s = 12\alpha_s \left[2 - \frac{d_c}{3\alpha_s} \right] \leq 12\alpha_s$$

$$s = 12(1) \left[2 - \frac{2,44}{3(1)} \right] = 14,24 \text{ ''} > 12(1) = 12 \text{ ''}$$

\Rightarrow Chọn **$s = 12 \text{ ''}$**

Khoảng cách thiết kế (s_d) trong **hình 8** là:

$$s_d = \left(16 - 2(1,5 + 0,375 + \frac{1,128}{2}) \right) / 3 = 3,7 \text{ ''} < 12 \text{ ''} \text{ OK}$$

b)- Tính theo ACI 318-99:

Do cốt thép không có lớp phủ bảo vệ và không đòi hỏi các biện pháp kiểm soát nứt đặc biệt, dẫn đến các hệ số điều chỉnh $\gamma_c = \gamma_{wc} = \gamma_E = 1,0$.

$$f_s = 0,6f_y = 0,6(60\text{ksi}) = 36 \text{ ksi}$$

$$c_c = 1,5 + 0,375 = 1,875 \text{ ''}$$

$$s = \frac{540}{f_s} - 2,5c_c \leq 12 \left(\frac{36}{f_s} \right)$$

$$s = \frac{540}{36} - 2,5(1,875) = 10,3'' \leq 12 \left(\frac{36}{36} \right) = 12''$$

⇒ Chọn $s = 10,3 \text{ ''}$

Khoảng cách thiết kế (s_d) là:

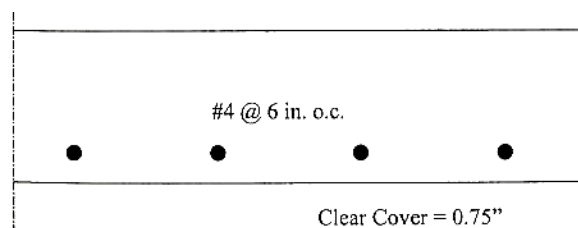
$$s_d = 3,7 \text{ ''} < 10,3 \text{ ''} \text{ OK}$$

Cả hai phương pháp chỉ thị rằng khoảng cách thép thiết kế đủ để kiểm soát nứt, $w_c \leq 0,016-0,021 \text{ ''}$ (0,4-0,5 mm). Chú ý phương pháp của Frosch dùng đại lượng d_c , trong lúc ACI dùng đại lượng c_c . Kết quả cho thấy ACI có một ít thận trọng (an toàn) hơn.

Tiết diện dầm trong ví dụ này có hai lớp cốt thép. Tuy nhiên trong tính toán, chỉ có lớp thép dưới tham gia tính d_c hay c_c . Chỉ có lớp thép đáy (ngoài cùng) ảnh hưởng bề rộng khe nứt tại mặt đáy vì nó nằm gần mặt bê tông nhất. Trong ví dụ này, tất cả thanh thép có cùng đường kính d_b , trường hợp d_b khác nhau cũng tính tương tự. Với phương pháp Frosch đề an toàn xét thép có d_{b-max} ; với phương pháp ACI, d_b khác nhau không ảnh hưởng kết quả vì chỉ xét c_c .

12.7.2 Ví dụ 2:

Ví dụ này minh họa thiết kế bản BTCT (hình 9), cốt thép #4 không phủ lớp bảo vệ có bước thép $s_d = 6 \text{ ''}$. Yêu cầu với kết cấu này là kiểm soát bề rộng khe nứt khoảng $[w_c] = 0,006 \text{ ''}$ ở mặt dưới bản.



Hình 9: Tiết diện bản ở ví dụ 2.

a)- Tính theo phương pháp Frosch:

Do bản có thép không phủ lớp bảo vệ, nên $\gamma_c = \gamma_E = 1,0$. Tuy nhiên, hệ số điều chỉnh γ_{wc} đòi hỏi phải tính toán do tăng mức kiểm soát nứt.

$$f_s = 0,6f_y = 0,6(60\text{ksi}) = 36 \text{ ksi}$$

$$\gamma_{w_c} = \frac{w_c}{0,016''} = \frac{0,006''}{0,016''} = 0,375$$

$$\alpha_s = \frac{36}{f_s} \gamma_c \gamma_{w_c} \gamma_E = \frac{36}{36} (1)(0,375)(1) = 0,375$$

$$d_c = 0,75 + \frac{0,5}{2} = 1,0''$$

$$s = 12\alpha_s \left[2 - \frac{d_c}{3\alpha_s} \right] \leq 12\alpha_s$$

$$s = 12(0,375) \left[2 - \frac{1,0}{3(0,375)} \right] = 5,0'' > 12(0,375) = 4,5''$$

⇒ Chọn $s = 4,5''$

Kiểm tra khoảng cách thiết kế (s_d) trong hình 9:

$s_d = 6,0'' > 4,5''$: không thỏa

Khoảng cách thép thiết kế là quá lớn so với yêu cầu kiểm soát nứt 0,006'' với tải sử dụng bằng 36 ksi. Do đó, hoặc cần giảm khoảng cách đến 4,5'' hoặc giảm tải sử dụng. Một giá trị tải sử dụng bằng 27 ksi sẽ được kiểm chứng sau đây:

$$\alpha_s = \frac{36}{f_s} \gamma_c \gamma_{w_c} \gamma_E = \frac{36}{27} (1)(0,375)(1) = 0,5$$

$$s = 12(0,5) \left[2 - \frac{1,0}{3(0,5)} \right] = 8,0'' > 12(0,5) = 6''$$

⇒ Chọn $s = 6,0''$

Kiểm tra khoảng cách thiết kế (s_d) với tải 27 ksi :

$s_d = s = 6,0''$: thỏa

Như vậy, tải sử dụng 27 ksi có thể dùng để kiểm soát nứt xấp xỉ 0,006'' với khoảng cách thép bằng 6,0''.

b)- Tính theo ACI 318-99:

Phương pháp thiết kế ACI dựa trên kết cấu có thép không phủ lớp bảo vệ, do đó các hệ số điều chỉnh γ_c ; γ_E không xét đến. Tuy nhiên do tăng mức kiểm soát nứt 0,006'', nên cần hiệu chỉnh hệ số γ_{w_c} . Hiệu chỉnh này tính đến trong điều chỉnh ứng suất sử dụng.

$$f_s = 0,6f_y = 0,6(60\text{ksi}) = 36 \text{ ksi}$$

$$\gamma_{w_c} = \frac{w_c}{0,016''} = \frac{0,006''}{0,016''} = 0,375$$

$$f_s = 36 \left(\frac{1}{\gamma_{w_c}} \right) = 36 \left(\frac{1}{0,375} \right) = 96 \text{ ksi} > f_y = 60 \text{ ksi} !!!$$

$$c_c = 0,75 \text{ ”}$$

$$s = \frac{540}{f_s} - 2,5c_c \leq 12 \left(\frac{36}{f_s} \right)$$

$$s = \frac{540}{96} - 2,5(0,75) = 3,75 \text{ ”} \leq 12 \left(\frac{36}{96} \right) = 4,5 \text{ ”}$$

⇒ Chọn $s = 3,75 \text{ ”}$

Khoảng cách thiết kế (s_d) là:

$$s_d = 6,0 \text{ ”} > 3,75 \text{ ”} \text{ không thỏa}$$

Theo phương pháp **ACI cải tiến**, khoảng cách cốt thép là quá lớn. Khoảng cách này phải giảm hoặc giảm ứng suất sử dụng. Có thể thấy rằng, **ứng suất thép sử dụng max bằng 25,7 ksi** thỏa mãn cho **khoảng cách thép 6”**. Phải lưu ý rằng khi xét gia tăng mức độ kiểm soát nứt, **ứng suất f_s tính toán lớn hơn giới hạn chảy của thép f_y** . Đây là giá trị **ứng suất nhân tạo** chỉ được dùng để tính cho trường hợp kiểm soát bề rộng nứt nhỏ hơn **0,016”** và không đại diện giá trị thực.

12.7.3 So sánh kết quả các ví dụ:

Những ví dụ trên là các minh họa đơn giản cho cả hai phương pháp thiết kế. Thực ra, hai phương pháp này đồng nhất nhau. Phương pháp Frosch cung cấp các hệ số hiệu chỉnh qua biến số α_s , do vậy phương pháp này dễ dàng hiệu chỉnh như trình bày ở trên. Tuy vậy, phương pháp ACI cũng dễ biến đổi để thỏa mãn các yêu cầu thiết kế khác. Như các ví dụ trên, phương pháp ACI an toàn một chút so với phương pháp Frosch. Với những kết cấu không yêu cầu kiểm soát nứt qui định trước, kết quả tính nứt của cả hai phương pháp là như nhau. Khoảng cách bố trí thép trong dầm thường nhỏ hơn so với giá trị max tính toán. Với bản có lớp bê tông bảo vệ điển hình (tính đến mặt dưới cốt thép **0,75” = 2 cm**), hai phương pháp cho kết quả như nhau ($s < 12 \text{ ”} = 30 \text{ cm}$).

12.8 KẾT LUẬN:

Phương pháp thiết kế của **ACI 318-99** để kiểm soát nứt khi uốn được phát triển và ứng dụng cho kết cấu BTCT không yêu cầu các biện pháp kiểm soát nứt qui định trước. Báo cáo này trình bày tóm lược cơ sở lý luận của nó và các phương pháp phát triển nó để kiểm soát nứt cho các kết cấu đặc biệt. Các phương pháp thiết kế được phát triển dựa trên phương pháp của Frosch. Kiểm soát khe nứt được mở rộng cho các kết cấu BTCT có yêu cầu giới hạn bề rộng khe nứt qui định trước ($w_c < 0,016 \text{ ”} = 0,4 \text{ mm}$) cũng như các kết cấu kết hợp sử dụng vật liệu gia cường chịu kéo khác.

12.9 THAM KHẢO :

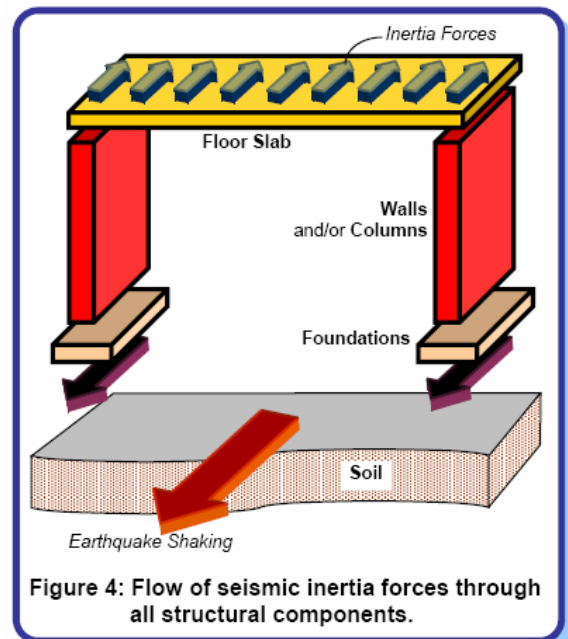
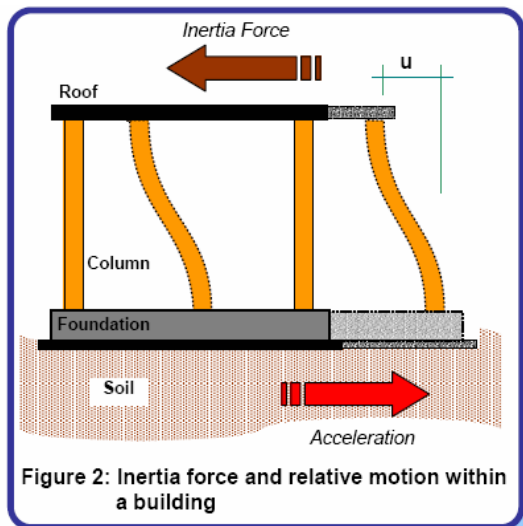
1. Gergely, P. "Role of Cover and Bar Spacing in Reinforced Concrete," *Significant Developments in Engineering Practice and Research: A Tribute to Chester P. Siess*, SP-75, American Concrete Institute, Detroit, 1981, pp. 133-147.
2. Darwin, D., Manning, D.G., Hognestad, E., Beeby, A.W., Rice, P.F., and Ghowrwal, A.Q., "Debate: Crack width, cover and corrosion," *Concrete International*, American Concrete Institute, Detroit, May 1985, pp.20-35.
3. Oesterle, R.G., "The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection," PCA R&D Serial No. 2054, Portland Cement Association, 1997.
4. Frosch, R.J., "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No.3, May-June 1999, pp. 437-442.
5. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999.
6. Broms, B.B., "Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members," *ACI Journal, Proceedings*, V. 62, No. 10, Oct. 1965, pp. 1237-1255.
7. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)*, American Concrete Institute, Detroit, 1995.
8. ACI Committee 224, "Control of Cracking in Concrete Structures," (ACI 224R-90), American Concrete Institute, Detroit, 1990, 22 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*, Part 3.

Chương 13: KHÁI QUÁT: PHÂN TÍCH & THIẾT KẾ CHỐNG ĐỘNG ĐẤT

13.1 GIỚI THIỆU

Thực hành phân tích và thiết kế chống các ảnh hưởng của động đất có những khác biệt đáng kể so với trường hợp công trình chịu tải bình thường, như tải trọng bản thân và tải trọng gió. Bảng dưới đây liệt kê một số khác biệt chính:

Lực kích thích bình thường	Lực kích thích động đất
Thường là tải trọng tĩnh	Luôn là tải trọng động
Tải trọng không đổi theo thời gian hay thường xảy ra	Tải động đất hiếm (50-100 năm/lần) hoặc rất hiếm xảy ra (2500 năm/lần)
Cường độ và hướng tác dụng được biết trước	Cường độ và hướng tác dụng thường không biết trước
Lực tác dụng kiểu đơn vòng lặp	Lực tác dụng kiểu đa vòng lặp
Tải tác dụng trực tiếp vào khung KC	Tải tác dụng gián tiếp bởi sự di chuyển móng



Các tiêu chuẩn thực hành thiết kế chống động đất đã ban hành ở Mỹ từ đầu thập niên 1930, Nhật ban hành các qui định đầu tiên về thiết kế chống động đất vào thập niên 1890. [Phương trình cơ bản thiết kế chống động đất](#) của Uniform Building Code (UBC) năm 1927, cho công trình nhà, đơn giản là:

$$V = CW \tag{13-1}$$

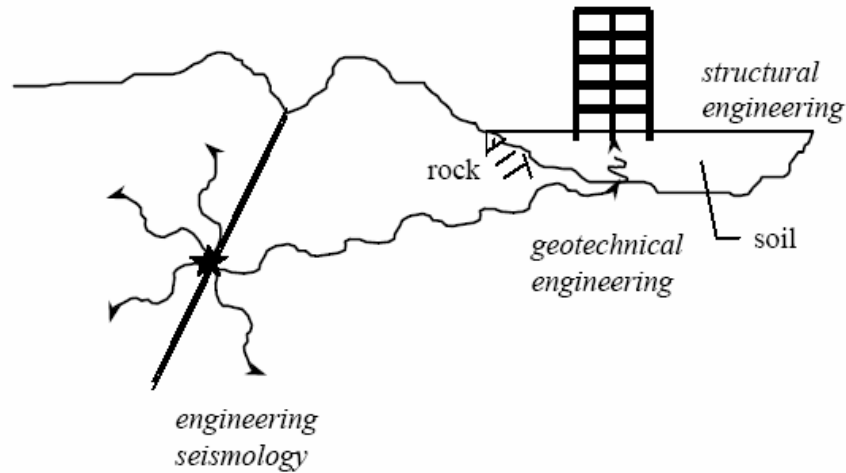
với **V** là lực cắt đáy móng thiết kế, **C** là hệ số động đất, **W** là trọng lượng nhà.

Tiêu chuẩn Việt nam mới nhất về thiết kế công trình chịu động đất là **TCXDVN 375-2006** dựa trên nền tảng của [Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance](#) và [Bản đồ phân vùng gia tốc nền lãnh thổ Việt nam](#) của Viện Vật lý Địa cầu lập năm 2005.

13.2 ĐỘNG ĐẤT & QUÁ TRÌNH ĐỘNG ĐẤT

13.2.1 Động đất

Thực hành thiết kế chống động đất có bản chất **đa kỹ thuật** như minh hoạ dưới đây:



Các chuyển vị đứt gãy động đất có thể phân làm ba loại :

- Đứt gãy trượt - *Strike-slip fault*
- Đứt gãy nghịch - *Reverse fault*
- Đứt gãy thẳng góc - *Normal fault*

Hình dưới bên phải mô tả đứt gãy San Andreas cắt ngang đồng bằng Carrizo Plains ở miền Trung California. Tham khảo chi tiết các ví dụ đứt gãy khác ở Mỹ trên website:

<http://pubs.usgs.gov/gip/earthq3/intro.html>.

Hai đặc trưng thường gặp của động đất là **cường độ chấn động** (*magnitude*) và **cấp động đất** (*intensity*).

- **Cường độ chấn động** (M) là đại lượng đo lường **năng lượng do đứt gãy** phóng thích. Dao động lớn của móng có thời gian kéo dài thường gắn kết với các trận động đất lớn. Đơn vị Richter. Tần suất xuất hiện hàng năm của động đất phân nhóm theo đại lượng **cường độ chấn động** (M) như xem **Bảng 1** dưới đây.

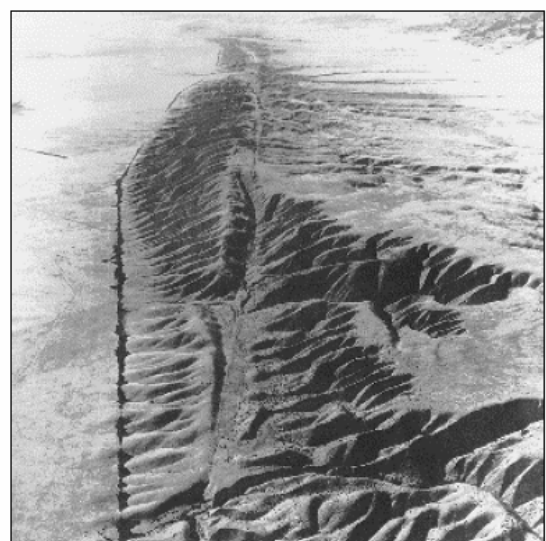
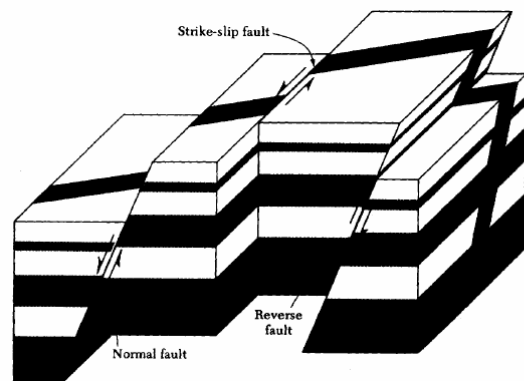
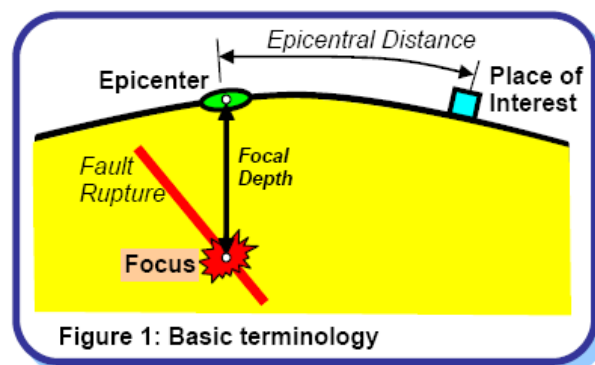


Table 1: Global occurrence of earthquakes

Group	Magnitude	Annual Average Number
Great	8 and higher	1
Major	7 - 7.9	18
Strong	6 - 6.9	120
Moderate	5 - 5.9	800
Light	4 - 4.9	6,200 (estimated)
Minor	3 - 3.9	49,000 (estimated)
Very Minor	< 3.0	M2-3: ~1,000/day; M1-2: ~8,000/day

Source: <http://neic.usgs.gov/neis/eqlists/eqstats.html>

- **Cấp động đất** là đại lượng đo lường **dao động động đất tại vị trí cần xem xét**, và phụ thuộc vào **cường độ chấn động (M)**, khoảng cách từ vị trí đến tâm chấn và đường đứt gãy, điều kiện địa hình địa chất của vị trí đó, ... (xem minh họa ở **Hình 1** dưới đây). Đơn vị theo thang đo MMI (Mỹ: 12 cấp) hay thang đo EMS cải tiến từ MSK (Châu Âu, VN - từ cấp I đến cấp XII), trong khi đó thang đo JSI của Nhật chỉ có 7 cấp.



Một số hình ảnh về tác động của động đất trên kết cấu BTCT trên thế giới:



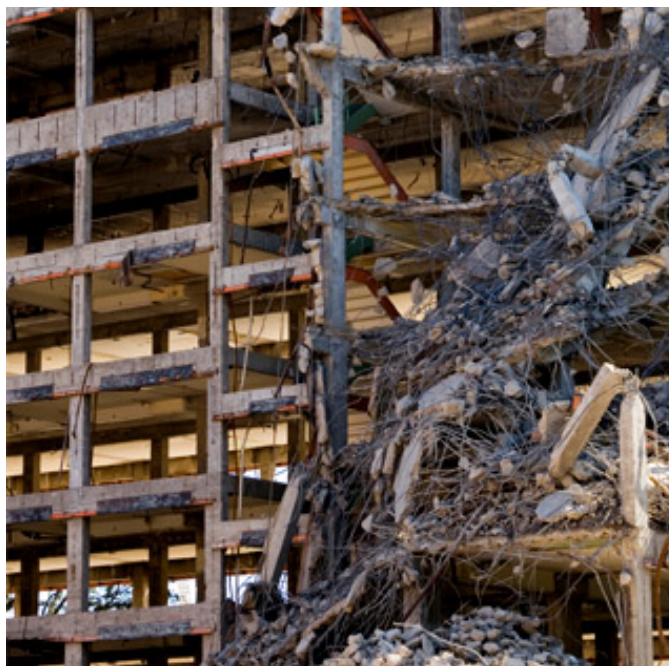
a)- Động đất Bhuj (Ấn độ) năm 2001



b)- Động đất San Fernando (Mỹ) năm 1971



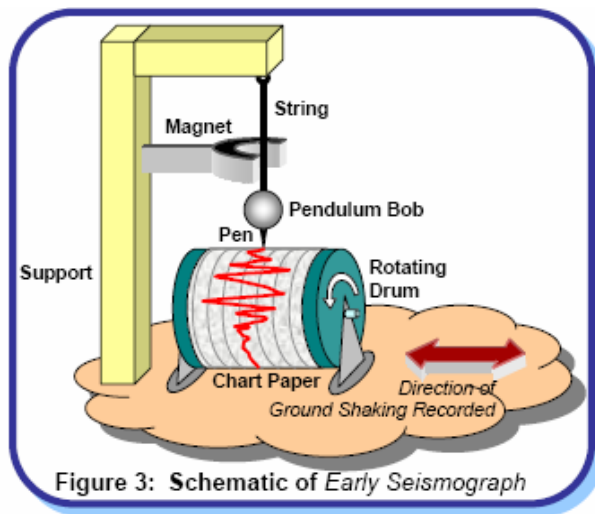
c)- Động đất Northridge (Mỹ) năm 1994



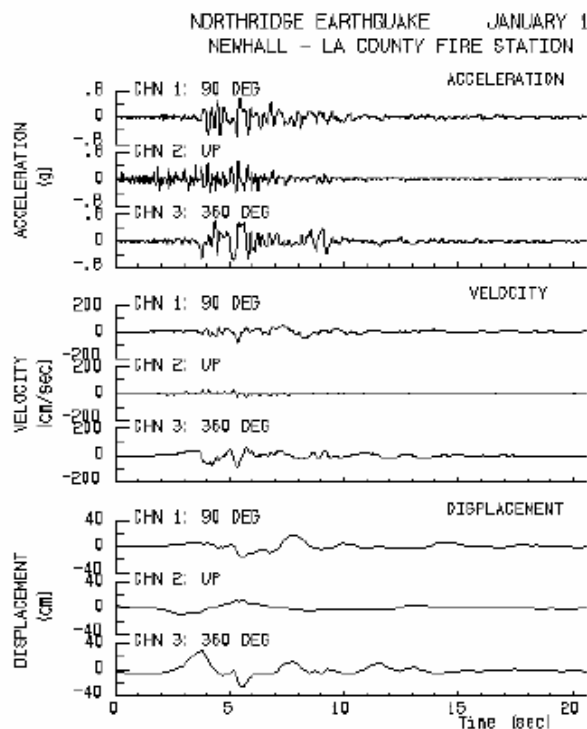
d)- Động đất Sichuan (TQ) năm 2008

13.2.3 Các quá trình động đất

Các phay đứt gãy tạo ra các sóng động đất mà có thể ghi bởi các **địa chấn kế** (gia tốc kế) và các thiết bị kỹ thuật số. Sơ đồ một **địa chấn kế đơn giản** xem ở hình vẽ dưới đây:



Một **địa chấn kế điện hình** thường ghi **ba thành phần chuyển vị** của dao động động đất: hai nằm ngang và một thẳng đứng. Các đường quá trình gia tốc ghi tại một trạm đo của trận động đất năm 1994 ở Northridge (California, Mỹ) được biểu diễn ở hình bên dưới:

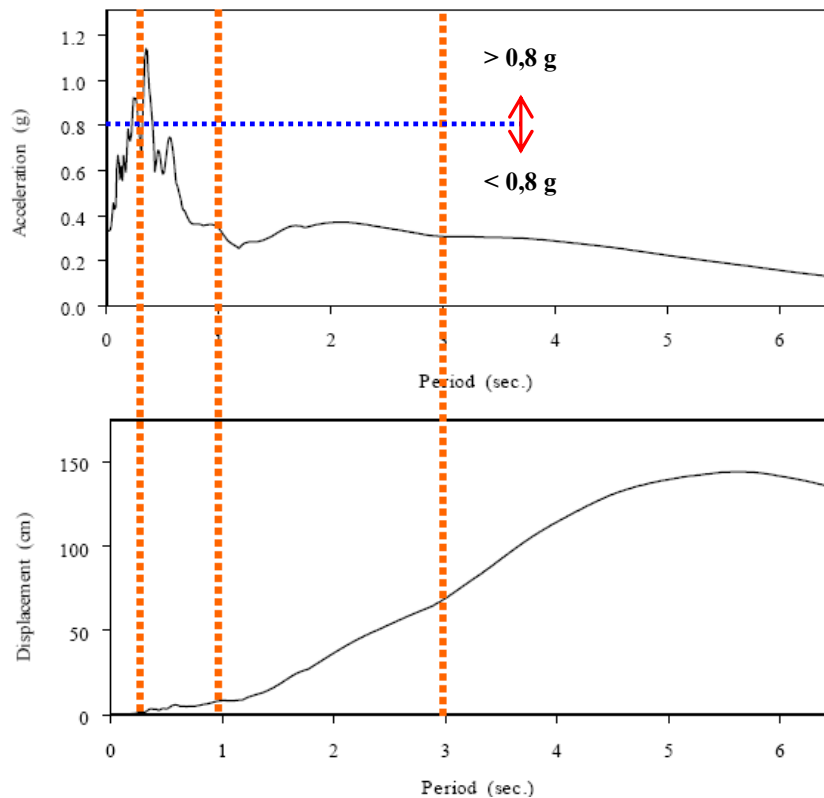


Các đường quá trình này có thể dùng trực tiếp trong **phân tích đáp ứng-thời gian** (*response-history analysis*) nhưng theo truyền thống thường được chuyển thành một đáp ứng theo chu kỳ hay còn gọi là **phổ đáp ứng** (*response spectrum*) nhằm phục vụ cho các mục đích thiết kế sẽ bàn luận sau đây.

13.3 CÁC PHỔ ĐÁP ỨNG

13.3.1 Khái niệm

Phổ đáp ứng của một quá trình động đất là đồ thị biểu diễn **mối quan hệ** giữa **giá trị lớn nhất của một đại lượng đáp ứng nào đó** (ví dụ gia tốc, vận tốc, chuyển vị) và **chu kỳ dao động** (hay tần số dao động). Những phổ như vậy thường được vẽ theo dạng **đáp ứng đàn hồi-tuyến tính** với một hay nhiều **tỷ số cản nhớt** (*damping ratio*). **Tỷ số cản nhớt điển hình** cho kết cấu BTCT là $\xi = 5\%$. (Các phổ điển hình của các đáp ứng gia tốc, vận tốc, chuyển vị được trình bày ở hình vẽ trang sau.



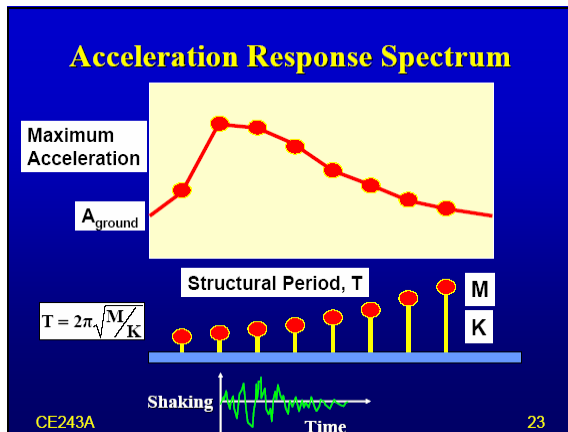
Phổ gia tốc (*spectral-acceleration - S_a*) và phổ chuyển vị (*spectral displacement - S_d*) liên hệ nhau qua **chu kỳ dao động** (T) theo phương trình sau:

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d \quad (13-2)$$

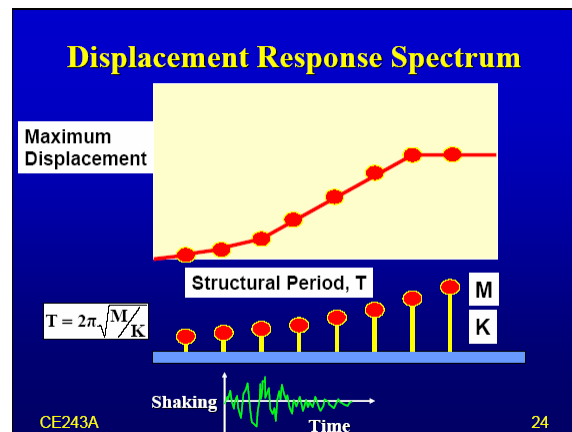
Ở các trận **động đất lớn**, các **đỉnh gia tốc ngang** ghi được **vượt quá 0.8g** (g - gia tốc trọng trường). Điều này có nghĩa gì về đáp ứng phổ?

- Với $T = 0,3$ s và $S_a = 2,0$ g $\rightarrow S_d = 1,8$ ''
- Với $T = 1,0$ s và $S_a = 0,6$ g $\rightarrow S_d = 5,9$ '' $\Rightarrow S_a \uparrow \rightarrow S_d \uparrow\uparrow$
- Với $T = 3,0$ s và $S_a = 0,2$ g $\rightarrow S_d = 17,6$ ''

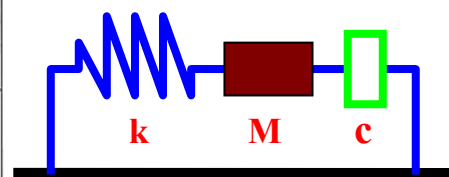
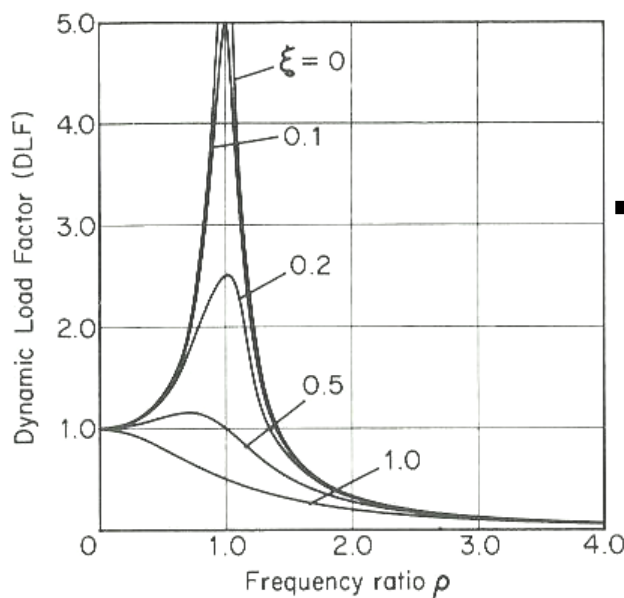
Nhiều thông tin về các **phổ đáp ứng cho thiết kế công trình** sẵn có trong hướng dẫn **FEMA 356** (Mỹ), **TCXDVN 375-2006** (Việt nam) và các tài liệu liên quan khác.



a)- Phổ gia tốc đỉnh theo chu kỳ



b)- Phổ chuyển vị đỉnh theo chu kỳ



$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{kM}} \quad T_{undamped} = 2\pi\sqrt{\frac{M}{k}}$$

$$DLF = \frac{a_{structure}}{a_{ground}}$$

$$\rho = \frac{T_{undamped}}{T_{ground}}$$

- Lực lò xo xác định bằng công thức: $F = M \times S_a$ (13-3)

- Chuyển vị đỉnh xác định bằng công thức: $S_d = \frac{F}{k}$ (13-4)

- Phối hợp (13-3) và (13-4) ta trở lại (13-2): $S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d$ hay $S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$

- Thiết kế “kháng chấn” (*design for seismic resistance*): được trình bày ở giáo trình này, nghiên cứu các phương pháp phân tích và thiết kế công trình để tiêu tán năng lượng do lực động đất tạo ra, ví dụ ACI 318, Eurocode 8, TCXDVN 375-2006. Do dựa trên độ bền sẵn có của hệ kết cấu, nên các phương pháp kháng chấn này phải chấp nhận một mức độ biến dạng và hư hỏng của công trình sau khi động đất xảy ra. Tỷ số cản nhớt ξ của kết cấu kháng chấn có giá trị nhỏ $\xi < 0,2$, ví dụ kết cấu BTCT có $\xi = 0,05$, kết cấu thép có $\xi = 0,02$.
- Thiết kế “giảm chấn” (*design for seismic control*): nghiên cứu các thiết bị giảm chấn công trình (*dampers*) và các thuật toán điều khiển (*algorithm*) nhằm làm giảm cường độ lực động đất tác động lên hệ kết cấu. Mục tiêu của nhóm phương pháp này là chủ động làm giảm tất cả các đáp ứng của hệ kết cấu bao gồm gia tốc, vận tốc và chuyển vị các tầng sàn, do đó hầu như có thể giảm thiểu mọi hư hỏng của công trình và ngăn ngừa công trình sụp đổ. Tỷ số cản nhớt ξ của kết cấu có giảm chấn có giá trị lớn hơn, ví dụ kết cấu có hệ cản bán chủ động có thể điều khiển để $\xi > 0,5$.

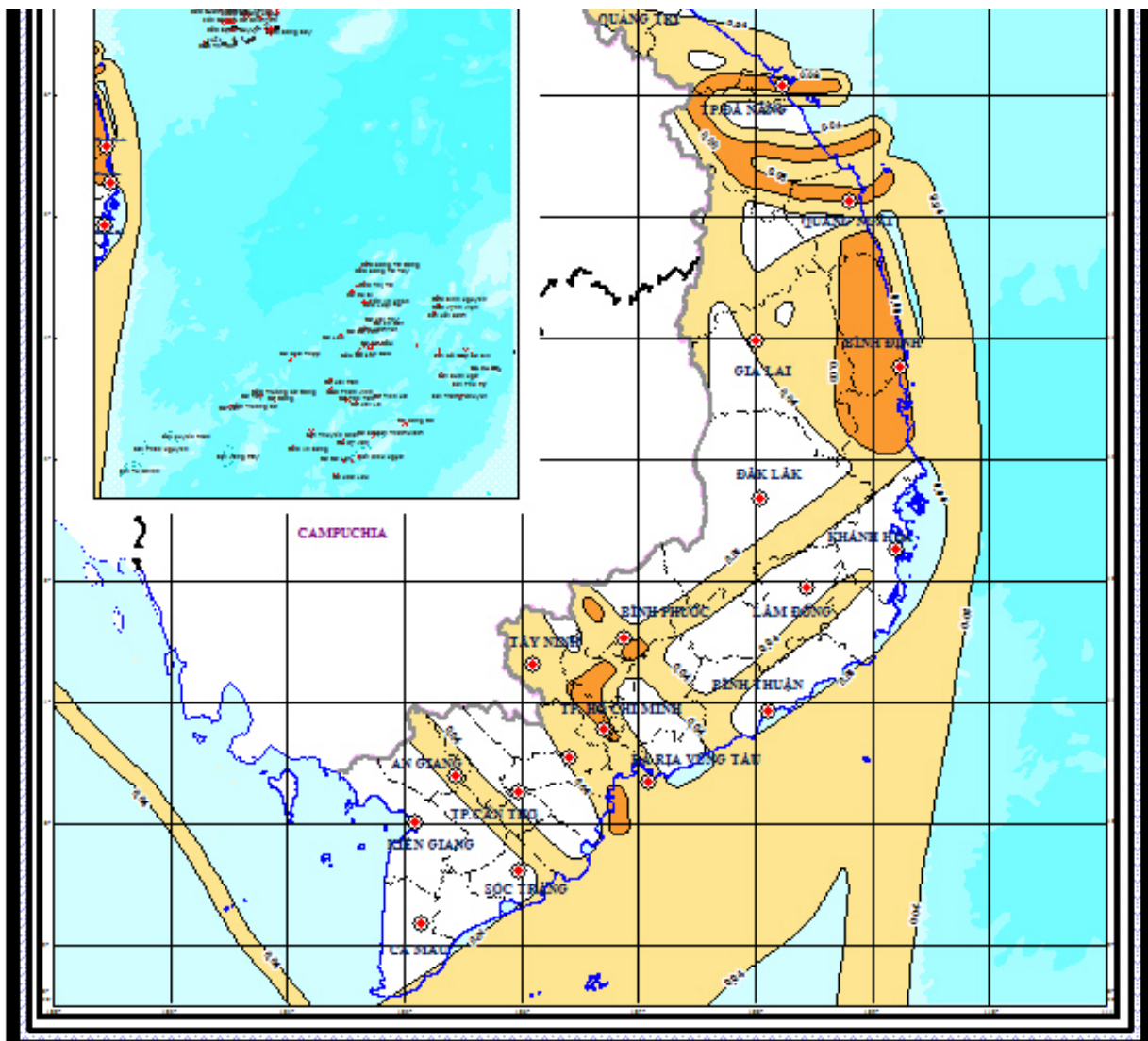
13.3.2 Phân vùng gia tốc nền động đất theo TCXDVN 375-2006

Theo TCXDVN 375-2006, Từ đỉnh gia tốc nền a_{gR} có thể chuyển đổi sang cấp động đất theo thang MSK-64, thang MM hoặc các thang phân bậc khác, khi cần áp dụng các tiêu chuẩn thiết kế chịu động đất khác nhau.

Bảng chuyển đổi từ đỉnh gia tốc nền sang cấp động đất

Thang MSK-64		Thang MM	
Cấp động đất	Đỉnh gia tốc nền a_{gR}	Cấp động đất	Đỉnh gia tốc nền a_{gR}
V	0,012 - 0,03	V	0,03 - 0,04
VI	> 0,03 - 0,06	VI	0,06 - 0,07
VII	> 0,06 - 0,12	VII	0,10 - 0,15
VIII	> 0,12 - 0,24	VIII	0,25 - 0,30
IX	> 0,24 - 0,48	IX	0,50 - 0,55
X	> 0,48	X	> 0,60

BẢN ĐỒ PHÂN VÙNG GIA TỐC PHÍA NAM VIỆT NAM



Giá trị gia tốc nền thiết kế $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$, chia thành ba trường hợp động đất (theo TCXDVN 375-2006)

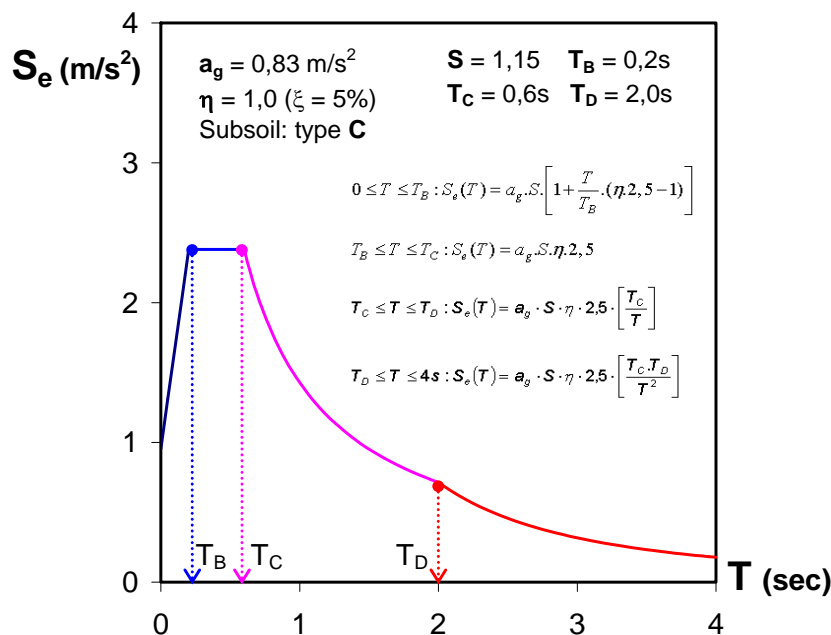
- **Động đất mạnh $a_g \geq 0,08g$** \Rightarrow phải tính toán và cấu tạo kháng chấn
- **Động đất yếu $0,04g \leq a_g < 0,08g$** \Rightarrow chỉ cần áp dụng giải pháp kháng chấn đã được giảm nhẹ
- **Động đất rất yếu $a_g < 0,04g$** \Rightarrow không cần thiết kế kháng chấn

Mức độ và hệ số tầm quan trọng của công trình nhà

Mức độ	Công trình nhà	Hệ số γ_I
I	Nhà cao tầng 20-60 tầng, công trình dạng tháp cao 200-300 m.	1,25
II	Nhà cao tầng 9-19 tầng, công trình dạng tháp cao 100-200 m.	1,00
III	Nhà 4-8 tầng, công trình dạng tháp cao từ 50 m đến 100 m;	0,75

13.3.3 Phổ đáp ứng gia tốc đàn hồi theo TCXDVN 375-2006

Theo điều khoản 3.2.2.2, với các thành phần nằm ngang của tác động động đất, **phổ phản ứng đàn hồi $S_e(T) (\equiv S_a)$** được xác định bằng các công thức và hình dưới đây:



Ví dụ **phổ phản ứng đàn hồi** theo TCXDVN 375-2006.

$$T = 0 \rightarrow T_B \Rightarrow S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5\eta - 1) \right] \tag{13-5a}$$

$$T = T_B \rightarrow T_C \Rightarrow S_e(T) = 2,5a_g S \eta \tag{13-5b}$$

$$T = T_C \rightarrow T_D \Rightarrow S_e(T) = 2,5a_g S \eta \left[\frac{T_C}{T} \right] \tag{13-5c}$$

$$T = T_D \rightarrow 4s \Rightarrow S_e(T) = 2,5a_g S \eta \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \tag{13-5d}$$

trong đó:

- $S_e(T)$ Phổ phản ứng đàn hồi ;
- T Chu kỳ dao động của hệ tuyến tính một bậc tự do;
- a_g Gia tốc nền thiết kế trên nền loại **A** ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);
- T_B Giới hạn dưới của chu kỳ, ứng với đoạn nằm ngang của phổ đáp ứng gia tốc;
- T_C Giới hạn trên của chu kỳ, ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc;
- T_D Giá trị xác định điểm bắt đầu của phần phản ứng dịch chuyển không đổi trong phổ phản ứng;
- S Hệ số nền

Giá trị của các tham số mô tả các phổ phản ứng đàn hồi

Loại đất nền	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

- η Hệ số điều chỉnh độ cản với giá trị tham chiếu $\eta = 1$ đối với độ cản nhớt $\xi = 5\%$

Hay công thức:
$$\eta = \frac{10}{5 + \xi} \geq 0,55 \quad (13-5e)$$

(ξ - tỷ số cản nhớt của kết cấu, tính bằng phần trăm)

13.3.4 Phổ thiết kế dùng cho phân tích đàn hồi theo TCXDVN 375-2006

- Khả năng kháng chấn của hệ kết cấu trong miền ứng xử phi tuyến thường cho phép thiết kế kết cấu với các lực động đất bé hơn so với các lực ứng với phản ứng đàn hồi tuyến tính.
- Để tránh phải phân tích trực tiếp các kết cấu không đàn hồi, người ta kể đến khả năng tiêu tán năng lượng chủ yếu thông qua ứng xử dẻo của các cấu kiện của nó và/hoặc các cơ cấu khác bằng cách phân tích đàn hồi dựa trên phổ phản ứng được chiết giảm từ phổ phản ứng đàn hồi, vì thế phổ này được gọi là “phổ thiết kế”. Sự chiết giảm được thực hiện bằng cách đưa vào hệ số ứng xử q .
- Hệ số ứng xử q biểu thị một cách gần đúng tỷ số giữa lực động đất mà kết cấu sẽ phải chịu nếu phản ứng của nó là hoàn toàn đàn hồi với tỷ số cản nhớt $\xi = 5\%$ và lực động đất có thể sử dụng khi thiết kế theo mô hình phân tích đàn hồi thông thường mà vẫn tiếp tục bảo đảm cho kết cấu một phản ứng thỏa mãn các yêu cầu đặt ra. Giá trị của hệ số ứng xử q trong đó có xét tới ảnh hưởng của $\xi \neq 5\%$ của các loại vật liệu và hệ kết cấu khác nhau tùy theo cấp dẻo kết cấu tương ứng cần tham khảo trong các phần khác nhau của TCXDVN 375-2006. Giá trị của hệ số ứng xử q có thể khác nhau theo các hướng nằm ngang khác nhau của kết cấu, mặc dù sự phân loại cấp dẻo kết cấu phải như nhau trong mọi hướng.
- Theo điều khoản 3.2.2.5, với các thành phần nằm ngang của tác động động đất, phổ thiết kế $S_d(T)$ với tỷ số cản nhớt $\xi = 5\%$ được xác định bằng các công thức và hình dưới đây:

$$T = 0 \rightarrow T_B \Rightarrow S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (13-6a)$$

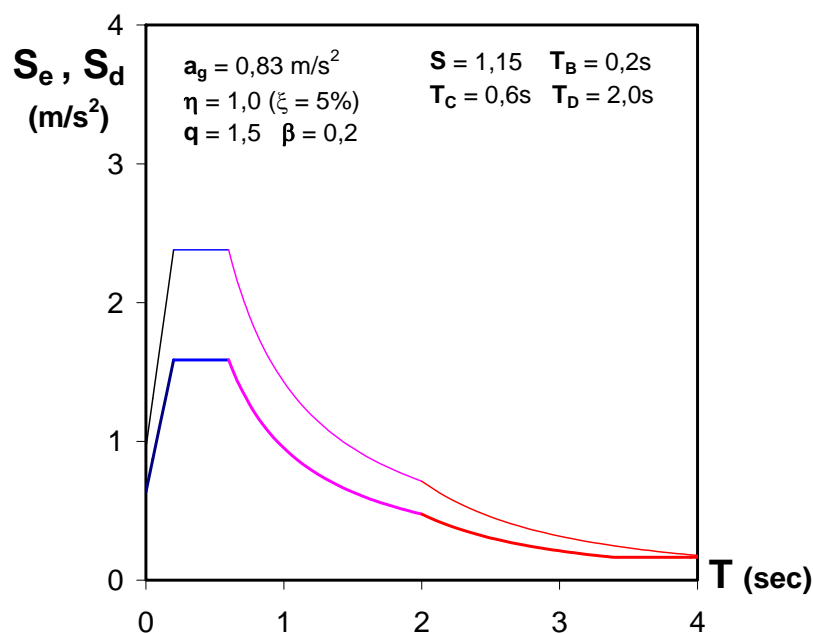
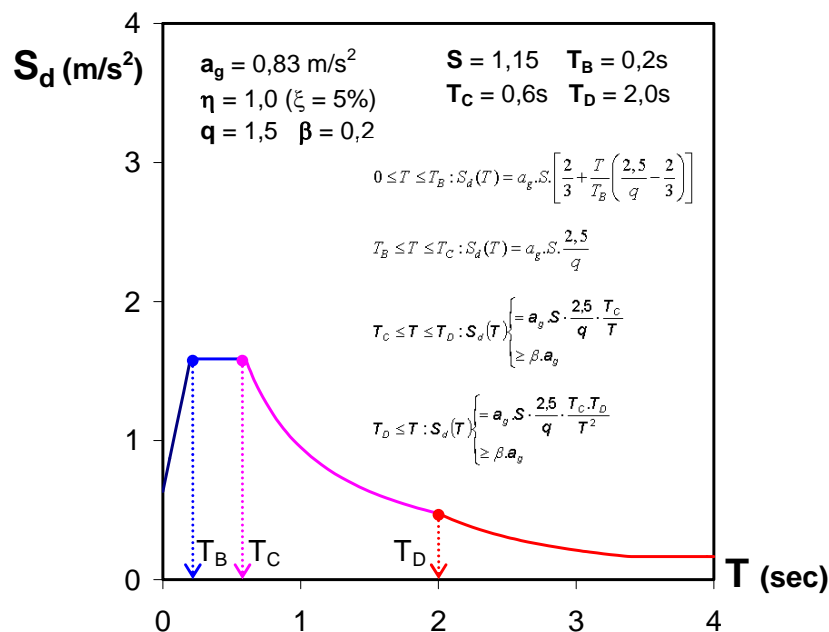
$$T = T_B \rightarrow T_C \Rightarrow S_d(T) = \frac{2,5 a_g S}{q} \quad (13-6b)$$

$$T = T_C \rightarrow T_D \Rightarrow S_d(T) = \frac{2,5 a_g S}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta a_g \quad (13-6c)$$

$$T = T_D \rightarrow 4s \Rightarrow S_d(T) = \frac{2,5 a_g S}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta a_g \quad (13-6d)$$

trong đó:

- $S_d(T)$ Phổ thiết kế ;
- β hệ số ứng với cận dưới của phổ thiết kế theo phương nằm ngang, $\beta = 0,2$.



Ví dụ phổ thiết kế (S_d) so sánh với phổ đàn hồi (S_e) theo TCXDVN 375-2006

13.3.5 Hệ số ứng xử đối với các tác động động đất theo phương ngang (TCXDVN 375-2006)

Theo điều khoản 5.1.1.1, giá trị max của hệ số ứng xử q , để tính đến khả năng làm tiêu tán năng lượng, phải được tính cho từng phương khi thiết kế như sau:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (13-7)$$

trong đó:

q_0 – giá trị cơ bản của hệ số ứng xử, phụ thuộc loại hệ KC và tính đều đặn của mặt đứng;

k_w – hệ số phản ánh dạng phá hoại phổ biến trong hệ kết cấu có tường.

Giá trị cơ bản của hệ số ứng xử, q_0 , cho hệ BTCT có sự đều đặn theo mặt đứng

Loại kết cấu	KC dẻo thấp	KC dẻo vừa	KC dẻo cao
Hệ khung, hệ hỗn hợp, hệ tường kép	1,5	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Hệ không thuộc hệ tường kép	-	3,0	4,0 α_u/α_1
Hệ dễ xoắn	-	2,0	3,0
Hệ con lắc ngược	-	1,5	2,0

(*) Với loại nhà không đều đặn theo mặt đứng, giá trị q_0 cần được giảm xuống 20%.

Giá trị tham khảo của α_u/α_1 cho hệ BTCT có sự đều đặn theo mặt bằng

Loại kết cấu	α_u/α_1
a)- Hệ khung hoặc hệ kết cấu hỗn hợp tương đương khung: - Nhà một tầng - khung nhiều tầng, một nhịp - khung nhiều tầng, nhiều nhịp hoặc kết cấu hỗn hợp tương đương	1,1 1,2 1,3
b)- Hệ tường hoặc hệ kết cấu hỗn hợp tương đương với tường: - hệ tường chỉ có hai tường theo từng phương ngang - các hệ tường không phải là tường kép - hệ kết cấu hỗn hợp tương đương tường, hoặc hệ tường kép	1,0 1,1 1,2

(**) Với loại nhà không đều đặn theo mặt bằng, giá trị $\alpha_u/\alpha_1 \approx 1,0$

Giá trị tham khảo của hệ số k_w cho hệ BTCT

Loại kết cấu	k_w
a)- Hệ khung hoặc hệ kết cấu hỗn hợp tương đương khung	1,0
b)- Hệ tường, hệ KC hỗn hợp tương đương tường và KC dễ xoắn	$0,5 \leq (1+\alpha_0)/3 \leq 1$

(***) α_0 – là tỷ số kích thước các tường trong hệ kết cấu. $\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$

h_{wi} – chiều cao tường thứ i ;

l_{wi} – độ dài tường thứ i ;

13.4 PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH & THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT TRUYỀN THÔNG

Phương pháp **phân tích tuyến tính** (*Linear Approach*) bao gồm hai nhóm chính:

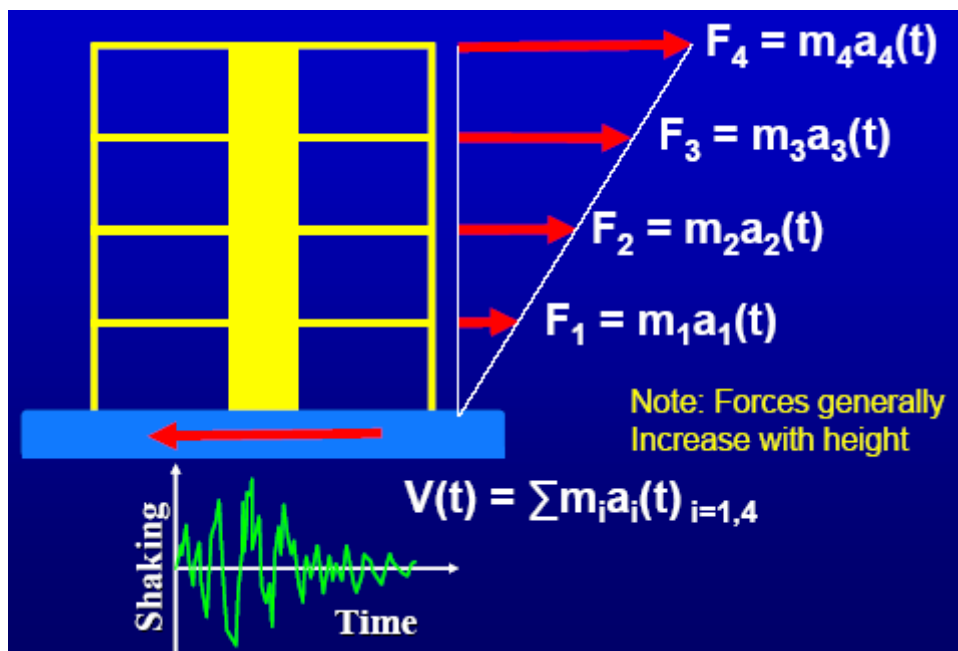
- **Phân tích tuyến tính tĩnh-LSP** (*Linear Static Procedure*): phân tích **đàn hồi-tuyến tính**, dạng truyền thống.
- **Phân tích tuyến tính động-LDP** (*Linear Dynamic Procedure*): phân tích theo thời gian

Phân tích động đất truyền thống dựa trên phân tích các **mô hình đàn hồi tuyến tính** của khung nhà dùng **các lực quán tính** (F_i) suy ra từ một đáp ứng phổ gia tốc kiểu $S_a(T_1, \xi)$. Theo tiêu chuẩn Mỹ, phương trình xác định **lực cắt đáy móng thiết kế** (V) dạng cổ điển:

$$V = \frac{S_a(T_1, \xi)M}{R} \quad (13-8)$$

với T_1 tần số cơ bản của kết cấu (mode 1); R là **hệ số hiệu chỉnh đáp ứng** (*response modification factor*) đặc trưng cho khả năng của hệ khung kết cấu xem xét. Nếu $R = 1$, **lực cắt đáy móng thiết kế** được liên đới với **đáp ứng đàn hồi** trong hệ khung. Thường giá trị $R = 6-8$ đối với các **hệ khung BTCT dèo cao** (*special frame*).

Khi **lực cắt đáy móng thiết kế** được xác định, lực này (V) được **phân phối theo chiều cao** của khung nhà thành các **lực ngang** (F_i) theo một sơ đồ thường liên quan đến **kiểu dao động thứ nhất** như hình sau đây:



Tổng các **lực ngang** (ΣF_i) tác động tại các tầng khác nhau của khung **bằng lực cắt đáy móng thiết kế** (V). Cùng với tải trọng bản thân, các lực ngang này **tác dụng đồng thời** trên **mô hình đàn hồi tuyến tính** của khung nhà. Các mômen, lực cắt, và lực dọc tính toán từ mô hình được dùng để xác định kích thước các bộ phận của khung kết cấu.

Sau đó các qui tắc cấu tạo về BTCT phải chấp hành theo nhằm đảm bảo **khả năng biến dạng đủ lớn** cho các phần tử khung **ứng xử không đàn hồi** (*inelastic response*)

13.5 PHÂN TÍCH ĐÀN HỒI-TUYẾN TÍNH THEO TIÊU CHUẨN VIỆT NAM

Theo **TCXDVN 375**, tùy thuộc vào các đặc trưng kết cấu của nhà, có thể sử dụng một trong hai phương pháp phân tích đàn hồi-tuyến tính sau:

a) Phương pháp “**Phân tích tĩnh lực ngang tương đương**” (*Equivalent linear static analysis*) đối với nhà thỏa các điều kiện:

- có các chu kỳ dao động cơ bản **T₁** theo hai hướng chính:

$$T_1 \leq \min(4T_c, 2s) \tag{13-9}$$

- thỏa mãn những tiêu chí về tính đều đặn theo mặt đứng.

b) Phương pháp “**Phân tích phổ phản ứng dạng dao động**” (*Modal response spectrum analysis*), là phương pháp có thể áp dụng cho tất cả các loại nhà.

Lựa chọn phương pháp phân tích và thiết kế chịu động đất (**TCXDVN 375**)

Tính đều đặn		Được phép đơn giản hoá		Hệ số ứng xử q
Mặt bằng	Mặt đứng	Mô hình	Phân tích đàn hồi - tuyến tính	Phân tích tuyến tính
Có	Có	Phẳng 2D	Tĩnh lực ngang tương đương	Giá trị tham chiếu
Có	Không	Phẳng 2D	Phân tích dạng dao động	Giá trị suy giảm
Không	Có	Không gian 3D	Tĩnh lực ngang tương đương	Giá trị tham chiếu
Không	Không	Không gian 3D	Phân tích dạng dao động	Giá trị suy giảm

13.5.1 Phương pháp “**Phân tích tĩnh lực ngang tương đương**” (**TCXDVN 375-2006**)

Theo **TCXDVN 375**, “**phân tích tĩnh lực ngang tương đương**” có thể áp dụng đối với nhà thỏa các điều kiện tiêu chí về tính đều đặn theo mặt đứng và công thức (13-9), phương trình xác định **lực cắt đáy móng thiết kế (F_b)** có dạng:

$$F_b = S_d(T_1, \xi) M \lambda \tag{13-10}$$

trong đó:

S_d(T₁, ξ) Tung độ của phổ thiết kế tại chu kỳ **T₁**;

T₁ Chu kỳ dao động cơ bản do chuyển động ngang theo phương đang xét;

λ Hệ số hiệu chỉnh, lấy như sau:

λ = 0,85 nếu **T₁ ≤ 2T_c** với nhà > 2 tầng; **λ = 1,0** với các trường hợp khác.

M Tổng khối lượng nhà ở trên móng để **tính lực cắt đáy móng F_b**, xác định bằng:

$$M = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i} \tag{13-11}$$

G_{k,j} - tĩnh tải tính toán thứ j ; Q_{k,i} - hoạt tải tính toán thứ i ;

ψ_{E,i} - hệ số tổ hợp tải trọng đối với tác động thay đổi thứ i ;

Hoạt tải đặt lên nhà	ψ₂	φ	ψ_E = φ x ψ₂
Loại A: Khu vực nhà ở, gia đình	0,3	0,8	0,24
Loại B: Khu vực văn phòng	0,3	0,8	0,24
Loại C: Khu vực hội họp	0,6	0,8	0,48
Loại D: Khu vực mua bán	0,6	1,0	0,6
Loại E: Khu vực kho lưu trữ	0,8	1,0	0,8

- Phân phối **lực cắt đáy móng F_b** lên hệ khung BTCT theo **TCXDVN 375-2006**, bằng các lực nằm ngang **F_k** vào tất cả các tầng ở hai mô hình phẳng (dọc và ngang nhà):

$$F_k = \frac{s_k m_k}{\sum s_j m_j} \times F_b \quad (13-12)$$

trong đó:

- F_k** lực ngang tác dụng tại tầng thứ k
- F_b** lực cắt đáy do động đất tính theo (13.10)
- s_k, s_j** chuyển vị của các khối lượng m_k, m_j trong dạng dao động cơ bản
- m_k, m_j** khối lượng của các tầng tính theo (13.11):

$$m_k = G_{k,k} + \psi_{E,k} Q_{k,k}; m_j = G_{k,j} + \psi_{E,j} Q_{k,j}$$

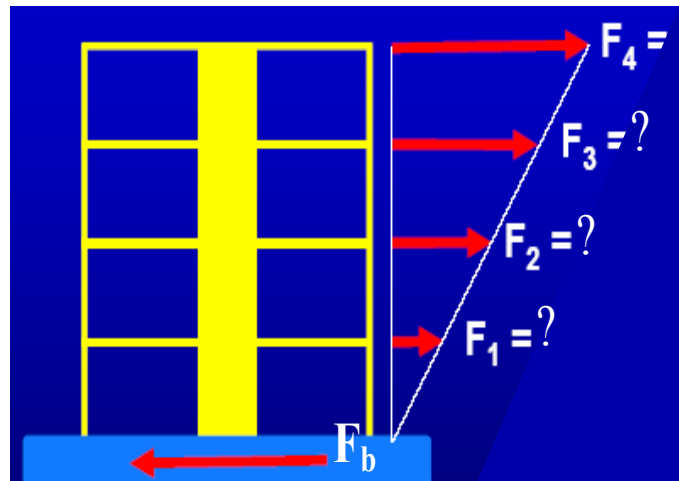
- Khi dạng dao động cơ bản được lấy gần đúng bằng các chuyển vị nằm ngang tầng tuyến tính dọc theo chiều cao thì lực ngang **F_k** có dạng đơn giản như sau:

$$F_k = \frac{Z_k m_k}{\sum Z_j m_j} \times F_b \quad (13-13)$$

trong đó:

Z_k, Z_j độ cao của các khối lượng m_k, m_j so với điểm đặt tác động động đất (mặt móng hoặc đỉnh của phần cứng phía dưới).

- Lực nằm ngang **F_k** xác định theo (13-12) và (13-13) điều này phải được phân bố cho hệ kết cấu chịu tải ngang với giả thiết sàn cứng trong mặt phẳng của chúng.



- Ảnh hưởng của hiệu ứng xoắn như hình bên tham khảo phần **4.3.3.2.4** của **TCXDVN 375-2006**.
- Điều chú ý tổ hợp tải trong có xét đến động đất (THDB) để tính nội lực khung nhà là:

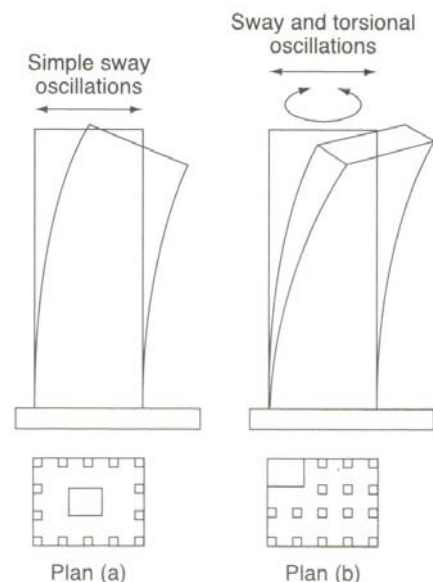
$$THDB = \sum_{k \geq 1} F_k + \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (13-14)$$

F_k - lực phân theo tầng thứ k do tác động của lực cắt đáy móng F_b

$G_{k,j}$ - tĩnh tải tính toán thứ j ;

$Q_{k,i}$ - hoạt tải tính toán thứ i ;

$\psi_{2,i}$ - hệ số tổ hợp tải trọng đối với tác động thay đổi thứ i (tra bảng)



13.5.2 Phương pháp “Phân tích phổ phản ứng dạng dao động” (TCXDVN 375-2006)

➤ Phương pháp phân tích này cần được áp dụng cho nhà không thỏa mãn những điều kiện đã nêu trong phần 13.5.1 khi ứng dụng phân tích tĩnh lực ngang tương đương.

➤ Phải xét tới phản ứng của tất cả các dạng dao động góp phần đáng kể vào phản ứng tổng thể của nhà. Những mode này phải thỏa mãn một trong hai điều kiện sau:

- Tổng các khối lượng hữu hiệu của các dạng dao động được xét chiếm ít nhất 90% tổng khối lượng của kết cấu:

$$0,9M \leq \sum_{k \geq 1} m_k \leq M \tag{13-15}$$

- Tất cả các dạng dao động có khối lượng hữu hiệu lớn hơn 5% của tổng khối lượng đều được xét đến:

$$m_k \geq 0,05M \tag{13-16}$$

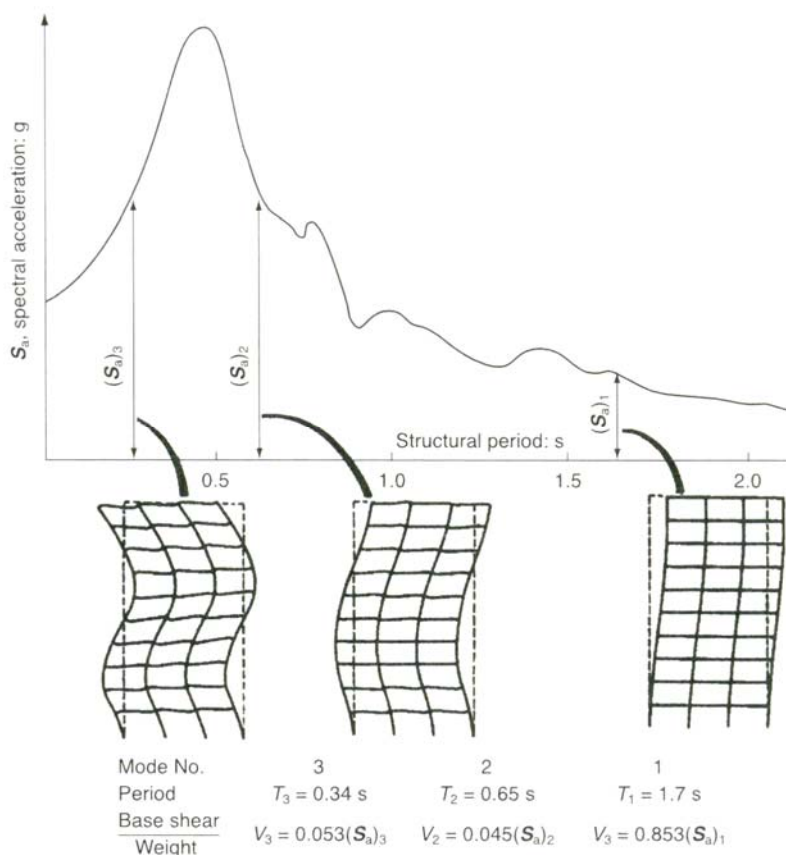
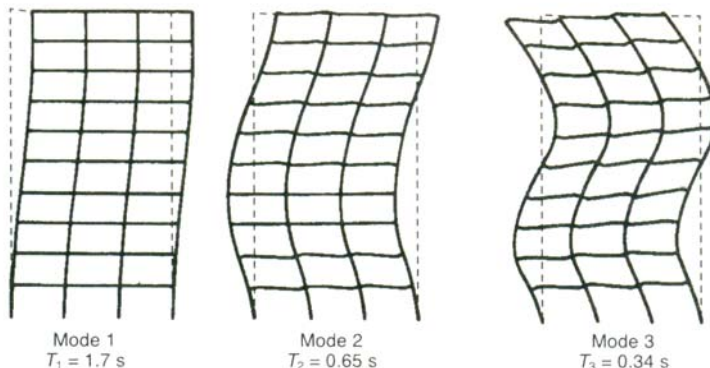
Trong đó **M** tính theo (13-11).

Ghi chú: Khối lượng hữu hiệu m_k ứng với dạng dao động k , được xác định sao cho lực cắt đáy F_{bk} , tác động theo phương tác động của lực động đất, có thể biểu thị dưới dạng:

$$F_{bk} = S_d(T_k) m_k$$

Có thể chứng minh rằng tổng các khối lượng hữu hiệu (đối với tất cả các dạng dao động và đối với một hướng cho trước) là bằng khối lượng kết cấu **M**

➤ Khi sử dụng mô hình không gian, những điều kiện trên cần được kiểm tra cho mỗi phương cần thiết (ph.doc & ngang nhà).



- Nếu các yêu cầu quy định trong (13-15) và (13-16) không thể thoả mãn (ví dụ trong nhà và công trình mà các dao động xoắn góp phần đáng kể) thì số lượng tối thiểu các dạng dao động **k** được xét trong tính toán khi phân tích không gian cần thoả mãn cả hai điều kiện sau:

$$\begin{cases} k \geq 3\sqrt{n} \\ T_k \leq 0,2s \end{cases} \quad (13-17)$$

- k** số dạng dao động được xét tới trong tính toán;
n số tầng ở trên móng hoặc đỉnh của phần cứng phía dưới;
T_k chu kỳ dao động của dạng thứ **k** (chu kỳ dao động bé nhất được xét đến tính toán)

- Tổ hợp các phản ứng dạng dao động:

- Phản ứng ở hai dạng dao động **i** và **j** (kể cả các dạng dao động tịnh tiến và xoắn) có thể xem là độc lập với nhau, nếu các chu kỳ **T_i** và **T_j** thoả mãn điều kiện sau:

$$T_j \leq 0,9T_i \quad (13-18)$$

- Khi tất cả các dạng dao động cần thiết (xem (13-15), (13-16), (13-17)) được xem là độc lập với nhau, thì giá trị lớn nhất **E_E** của hệ quả tác động động đất có thể lấy bằng:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (13-19)$$

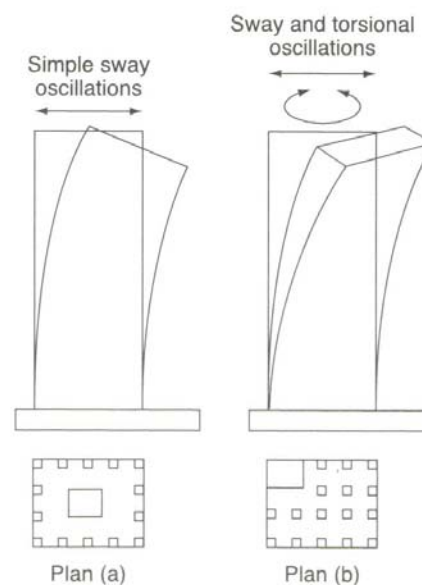
trong đó:

E_E hệ quả tác động động đất đang xét (lực, chuyển vị, vv..);

E_{Ei} giá trị hệ quả tác động động đất này do dạng dao động thứ **i** gây ra.

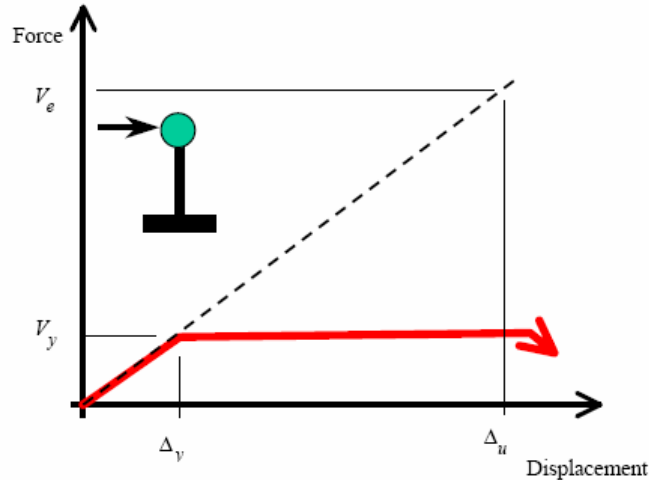
- Nếu (13-18) không thoả, cần thực hiện các quy trình chính xác hơn để tổ hợp các phản ứng cực đại của các dạng dao động, ví dụ như phương pháp CQC (*Complete Quadratic Combination*).

- Ảnh hưởng của hiệu ứng xoắn tham khảo phần 4.3.3.3. của TCXDVN 375-2006



13.6 ỨNG XỬ KHÔNG ĐÀN HỒI (INELASTIC) CỦA KẾT CẤU NHÀ

Trong thực hành kỹ thuật chống động đất thường dùng các đại lượng như **khoảng chuyển vị dẻo**, **tỷ số chuyển vị dẻo**, và **hệ số giảm cường độ** (hay **hệ số hiệu chỉnh đáp ứng**). Mô hình lý tưởng về quan hệ giữa **lực cắt đáy móng** và **chuyển vị đỉnh** trình bày dưới đây dùng để minh họa các đại lượng này.



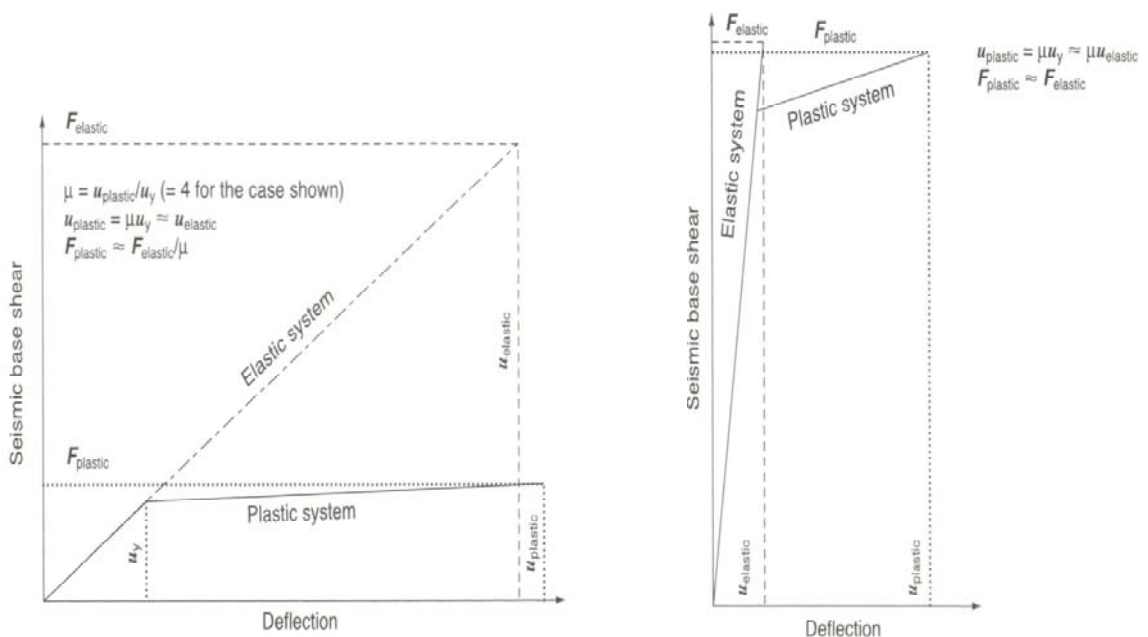
Dựa vào hình trên, ta có các định nghĩa sau đây:

- **Khoảng chuyển vị dẻo** (*displacement ductility*) bằng $\Delta_u - \Delta_y$, là đại lượng đo khả năng biến dạng không đàn hồi.
- **Tỷ số chuyển vị dẻo** (*displacement ductility ratio*) là: $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$
- **Độ giảm cường độ** (*strength reduction*) hay **hệ số hiệu chỉnh đáp ứng** (*response modification factor*) là $R = \frac{V_e}{V_y}$. Với những hệ khung BTCT dẻo cao $R = 6-8$.

Hình dưới biểu diễn **lực ngang-chuyển vị đỉnh** so sánh với ứng xử đàn hồi của 2 ví dụ:

a)- **kết cấu dẻo cao** ($\mu \geq 3$)

b)- **kết cấu dẻo thấp** ($\mu \leq 1,5$)



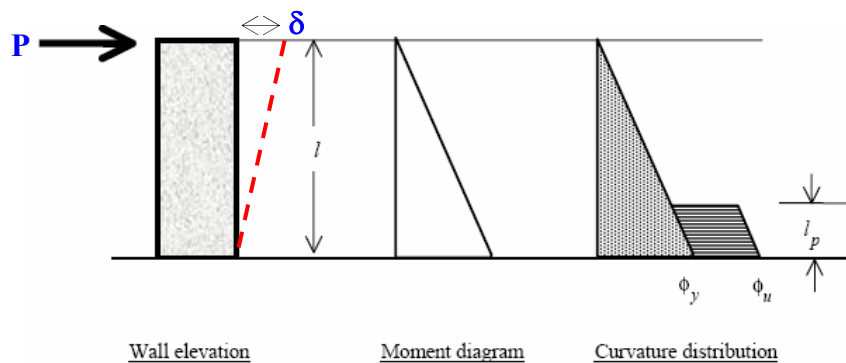
Bảng sau đây biểu diễn các đáp ứng về **lực & chuyển vị** do động đất gây ra trong kết cấu dèo (*ứng xử không đàn hồi*) so sánh với kết cấu ứng xử đàn hồi:

Chu kỳ dao động cơ bản của kết cấu (T_1)	KC đàn hồi	KC dèo (không ĐH)
a)- Giá trị T_1 trung bình đến lớn <ul style="list-style-type: none"> • Gia tốc • Lực • Chuyển vị 	S_{a_DH} F_{DH} u_{DH}	$S_{a_PL} \approx S_{a_DH} / \mu$ $F_{PL} \approx F_{DH} / \mu$ $u_{PL} \approx u_{DH}$
b)- Giá trị T_1 rất nhỏ <ul style="list-style-type: none"> • Gia tốc • Lực • Chuyển vị 	S_{a_DH} F_{DH} u_{DH}	$S_{a_PL} \approx S_{a_DH}$ $F_{PL} \approx F_{DH}$ $u_{PL} \approx \mu u_{DH}$
c)- Giá trị T_1 nhỏ đến trung bình <ul style="list-style-type: none"> • Gia tốc • Lực • Chuyển vị 	S_{a_DH} F_{DH} u_{DH}	$S_{a_PL} \approx S_{a_DH} / X$ $F_{PL} \approx F_{DH} / X$ $u_{PL} \approx \mu u_{DH} / X$

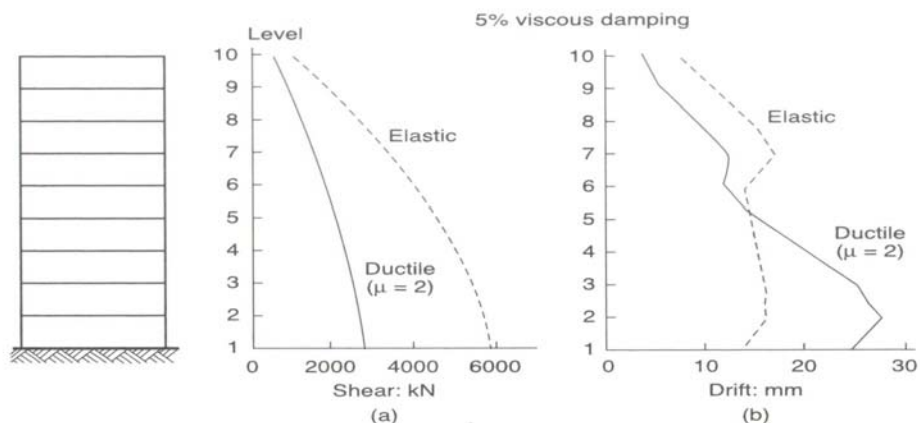
Ghi chú: **DH**: đàn hồi ; **PL**: dèo ; **X**: hệ số có giá trị trong khoảng $1 < X < \mu$

13.7 ỨNG XỬ KHÔNG TUYẾN TÍNH (NONLINEAR) CỦA KẾT CẤU NHÀ

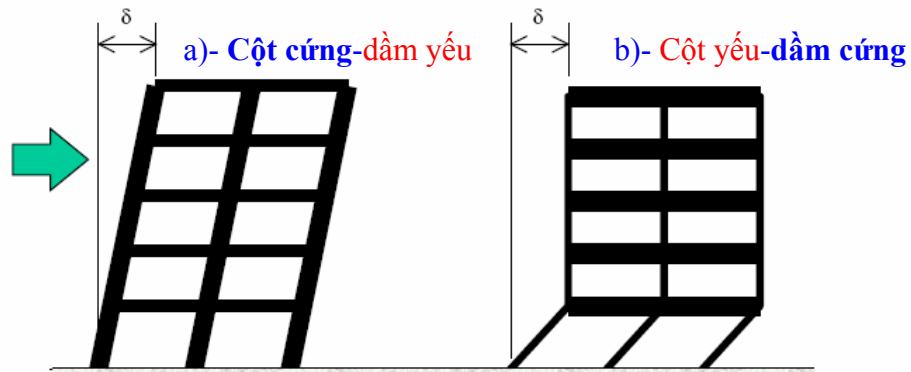
Xét tường (dầm) công xôn bên dưới với tải ngang tác dụng tại đỉnh tường. **Mô hình ứng xử** thông thường được chấp nhận như sau:



Quan hệ **lực ngang-chuyển vị đỉnh** được mô tả như thế nào? Tham khảo so sánh lực và chuyển vị của khung 10 tầng khi **ứng xử dèo** và khi **ứng xử đàn hồi** ở dưới đây:



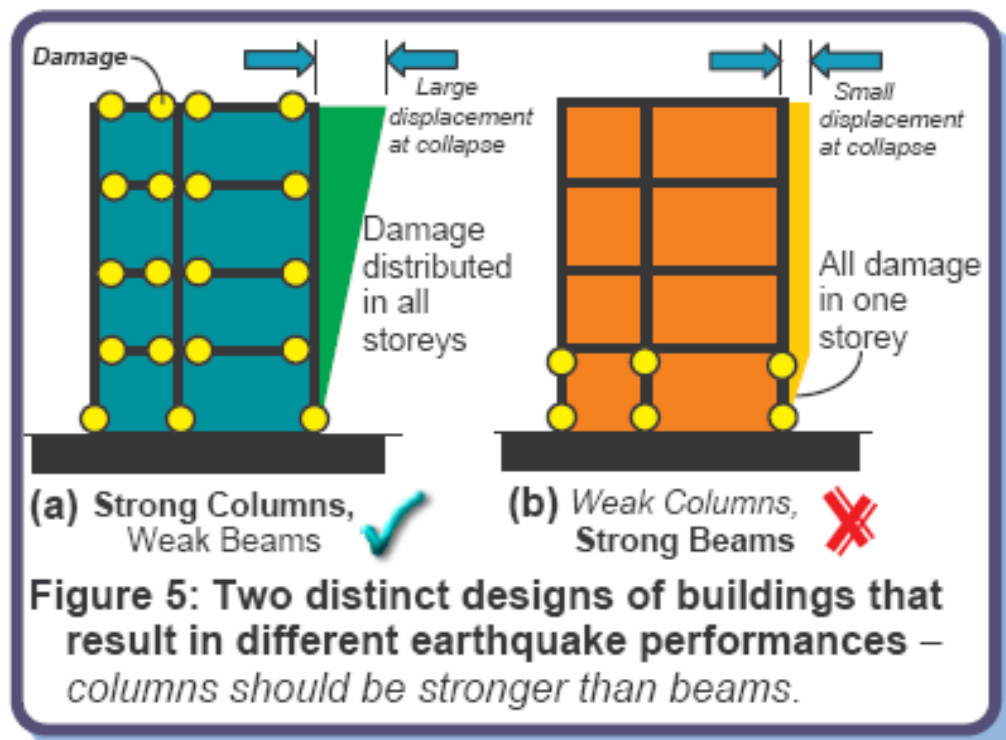
Bây giờ xét hai sơ đồ khung dưới đây. Giả sử **chuyển vị dẻo** trong cả hai khung là $\delta = \delta_y$, mà được đo tại đỉnh khung, và **mode biến dạng khi chảy dẻo** là ở **hình trái bên dưới**:



Trong hai sơ đồ khung này, sơ đồ nào an toàn hơn? Tại sao?

Trả lời:

- **Khung bên trái:** xuất hiện các khớp dẻo **phân bố toàn khung**, do đó tiêu tán năng lượng và hư hỏng phân bố đều toàn khung \rightarrow kết cấu an toàn hơn (*global ductility*).
- **Khung bên phải:** chỉ xuất hiện các khớp dẻo **phân bố cục bộ** ở tầng trệt, do đó tiêu tán năng lượng và tất cả hư hỏng tập trung ở tầng trệt \rightarrow kết cấu ít an toàn (*local ductility*).



13.8 PHÂN TÍCH KHÔNG TUYẾN TÍNH

13.8.1 Giới thiệu

Phân tích không tuyến tính (*nonlinear analysis*) dần dần được chấp nhận trong cộng đồng thiết kế chuyên nghiệp như là một phương pháp có thể phát triển để **đánh giá** sự làm việc của **công trình hiện hữu**. Hai loại **phân tích không tuyến tính** là:

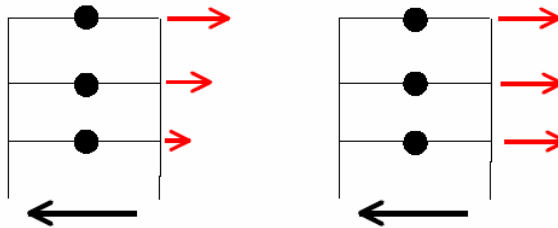
- Phân tích phi tuyến tĩnh - NSP (*Nonlinear Static Procedure, Pushover Procedure*)
- Phân tích phi tuyến động - NDP (*Nonlinear Dynamic Procedure*)

Cả hai phương pháp này đòi hỏi sự chuẩn bị các **mô hình toán phi tuyến** của khung nhà. Như vậy, tất cả các vị trí có thể ứng xử phi tuyến (thường gọi là **khớp dẻo** - *plastic hinge*) trong khung phải được **xác định** trong mô hình toán, và các **quan hệ phi tuyến lực-biến dạng** (*nonlinear force-deformation relationship*) phải được **lập trước** cho từng thành phần của khung nhà có khả năng ứng xử phi tuyến.

13.8.2 Phương pháp phi tuyến tĩnh (NSP)

Phương pháp phi tuyến tĩnh yêu cầu sự gia tăng tải trọng trong mô hình toán của hệ khung bằng cách áp dụng một **sơ đồ lực xác định trước** (*predetermined force profile*). Hai sơ đồ lực thông dụng là:

- Sơ đồ C_{vx} (*Modal pattern*): hình dưới bên trái.
- Sơ đồ gia tốc không đổi (*Constant acceleration pattern*): hình dưới bên phải.



Sản phẩm của các mô hình phân tích này thường là một đường cong **pushover** mà liên quan với **lực cắt đáy móng** (*base shear force*) và **chuyển vị đỉnh nhà** (*roof displacement*).

Các quan hệ này được sử dụng để **đánh giá** công trình theo các bước sau:

- Thiết lập **chuyển vị max** của đỉnh nhà (chuyển vị mục tiêu - *target displacement*)
 - Điều này tiến hành ra sao khi **không áp dụng** phương pháp phân tích phi tuyến?
- Dùng số liệu của đường cong **pushover** và các thông tin liên quan, **tính biến dạng và nội lực** trong các thành phần kết cấu khung khi chuyển vị đỉnh nhà bằng chuyển vị mục tiêu.
- **Kiểm tra khả năng chịu lực và biến dạng** trong các thành phần kết cấu khung so với kết quả tính ở trên.
 - Làm sao tính các khả năng chịu lực?
 - Tham khảo **FEMA 356** hay **ATC-40** hay các tài liệu tương tự

13.8.3 Phương pháp phi tuyến động (NDP)

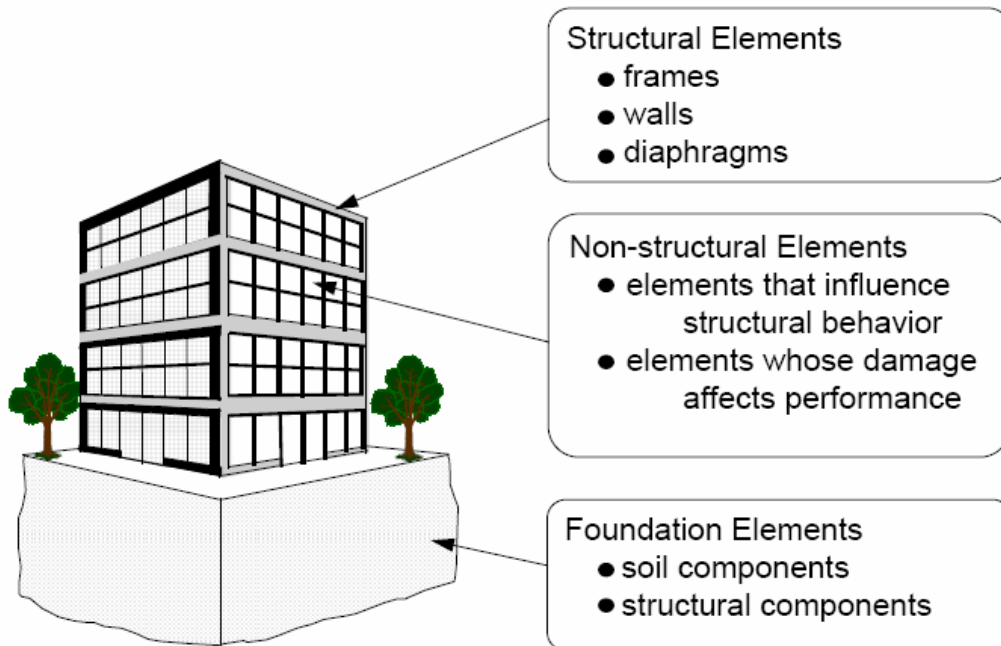
Phương pháp phi tuyến động bao gồm các phân tích đáp ứng-thời gian (*response-history analysis*) mô hình toán phi tuyến của khung nhà mà đã nêu ở phần 13.8.1. Các quá trình động đất (*earthquake histories*) được dùng để kích thích lên mô hình toán. Các thành phần biến dạng và nội lực được tính toán tại mỗi bước thời gian trong quá trình phân tích và được so sánh với khả năng chịu lực tính theo **FEMA 356** hay **ATC-40**.

Chương 14: **PHÂN TÍCH & THIẾT KẾ KHUNG BTCT CHỐNG ĐỘNG ĐẤT**

14.1 MÔ HÌNH CÁC PHẦN TỬ KHUNG BTCT

14.1.1 Giới thiệu

Xem xét công trình mẫu dưới đây theo trang 9-6 của tài liệu **ATC-40** ⁽¹⁾. Một trong những thử thách trong phân tích và thiết kế công trình mới hay kiểm định công trình cũ là xây dựng một mô hình toán của công trình đó.



Những gì cần thiết phải kể đến trong mô hình toán của công trình mô tả ở trên?

- Bất cứ phần tử nào, chịu lực (*structural element*) hay không chịu lực (*non-structural element*), mà ảnh hưởng đáng kể đến ứng xử của công trình.
 - Những đại lượng ứng xử nào phải xem xét? Chuyển vị, Gia tốc, Nội lực,...
- Những phần tử móng (*foundation element*) nào phải xem xét?

Ngoại trừ các hệ khung nhà rất đơn giản, thông thường việc phân tích dựa trên các chương trình máy tính chuyên dụng như SAP2000. Một số chương trình này bao gồm cả SAP2000 có thể trình diễn trực tiếp ứng xử tải trọng-chuyển vị phi tuyến (*nonlinear load-deformation behavior*) của các thành phần kết cấu riêng lẻ.

Phương pháp phân tích phi tuyến là ngoài phạm vi trình bày của giáo trình này - **CIE 525** và không được trình bày trong **ACI 318** (tiêu chuẩn này được xây dựng dựa trên các phương pháp phân tích và thiết kế đàn hồi truyền thống).

⁽¹⁾: ATC, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Report ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California, USA.

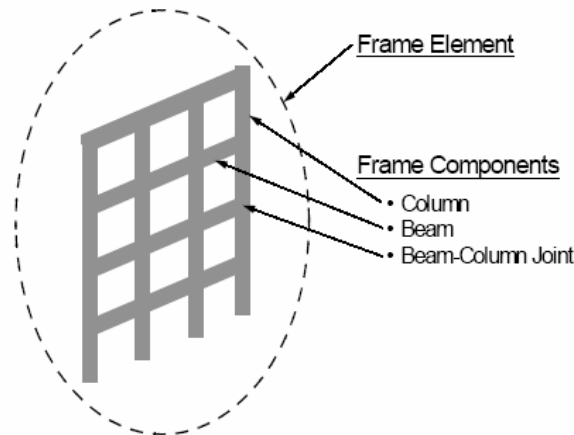
Các hệ khung BTCT có thể bao gồm các **khung dầm-cột** (*beam-column frame*), **khung sàn-cột** (*slab-column frames*), hay tổ hợp cả hai. **Khung sàn-cột** có thể gồm các dầm chữ T (*wide band beam*), tấm panel của sàn nấp (*drop panel*), hệ sàn ô lưới (*waffle-slab system*) với các panel đặc giữa các cột, và các mũ cột (*column capital*).

- Hệ khung của hình vẽ trang trước bao gồm các dầm lững bao quanh chu vi (*perimeter spandrel beam*) và các sàn phẳng bên trong.
 - Tùy thuộc vào cấu trúc hình học của công trình, hệ khung **sàn-cột** có thể **cứng hơn** hệ khung **dầm-cột**.

14.1.2 Hệ khung dầm-cột (*Beam-Column Frame*)

Trong hệ **khung dầm-cột**, do chiều dày sàn mỏng ($< 10 \text{ cm}$), nên thường **bỏ qua sự tham gia của sàn**. Mục đích mô hình hóa các hệ khung này là nhằm xác định độ bền chịu lực, độ cứng và khả năng biến dạng của dầm, cột, mối nối, và các thành phần kết cấu quan trọng khác. Các khung thường được xem như các **phần tử 2-D** trong một mô hình 3-D.

Trong **ATC-40** và các tài liệu khác, các **khung dầm-cột** được định nghĩa như các **phần tử** của công trình. Các **thành phần của khung** như **dầm, cột, mối nối** làm thành các phần tử. Sự kết hợp các phần tử làm thành công trình như hình vẽ minh họa dưới đây:

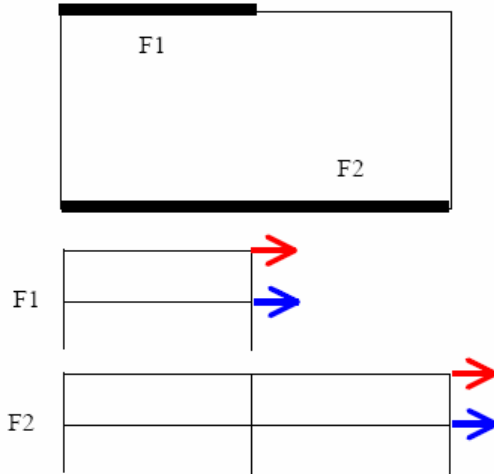


Dầm và cột trong một khung nên được mô hình xét đến cả hai **độ cứng chống uốn** (*flexural rigidity* = $\alpha E_c A_g$; $\alpha = 0,5-1$) và **độ cứng chống cắt** (*shear rigidity* = $G_c A_w$) mặc dầu độ cứng chống cắt có thể được bỏ qua trong nhiều trường hợp tính toán. **Mối nối dầm-cột kiểu ngàm cứng** (*rigid beam-column connection*) thường được giả thiết trong tính toán, ngoại trừ các trường hợp mối nối không đủ cứng để cho phép tăng cường khả năng chịu lực của các thành phần kết cấu ngay tại mối nối.

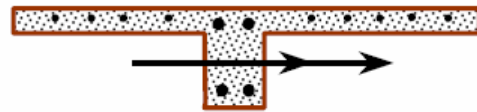
- Điều này có nghĩa gì?
- Thường dùng các **phần tử dạng đường thẳng** (*line element*) tương ứng với **độ cứng** (*stiffness*) tập trung tại các **đường trục** của chúng.
- Phải mô hình thế nào khi các đường trục dầm và cột **không trùng nhau** ?
 - **Làm giảm** khả năng chịu tải và độ cứng hiệu quả của kết cấu
 - **Mô hình trực tiếp** sự lệch tâm

Các sàn (slab) nên được mô hình như thế nào trong các khung dầm-cột? Ảnh hưởng sàn như thế nào trong ứng xử của khung dầm-cột?

- Sàn làm việc như màng (*diaphragm*) nối các khung kề nhau tại các tầng sàn.
- Sàn làm việc phức hợp như cánh trên dầm (*beam flange*) chịu kéo/nén.



Diaphragm action of a slab



Slab serving as a beam flange

Các thông tin trình bày trên đây có thể dùng để mô hình khung dầm-cột trong phân tích tuyến tính (*linear analysis*). Ngày nay, các phương pháp phân tích phi tuyến (*nonlinear analysis*) được phát triển có thể xác định được ứng xử sau chảy dẻo (*post-yielding response*) của các thành phần kết cấu và các khung BTCT.

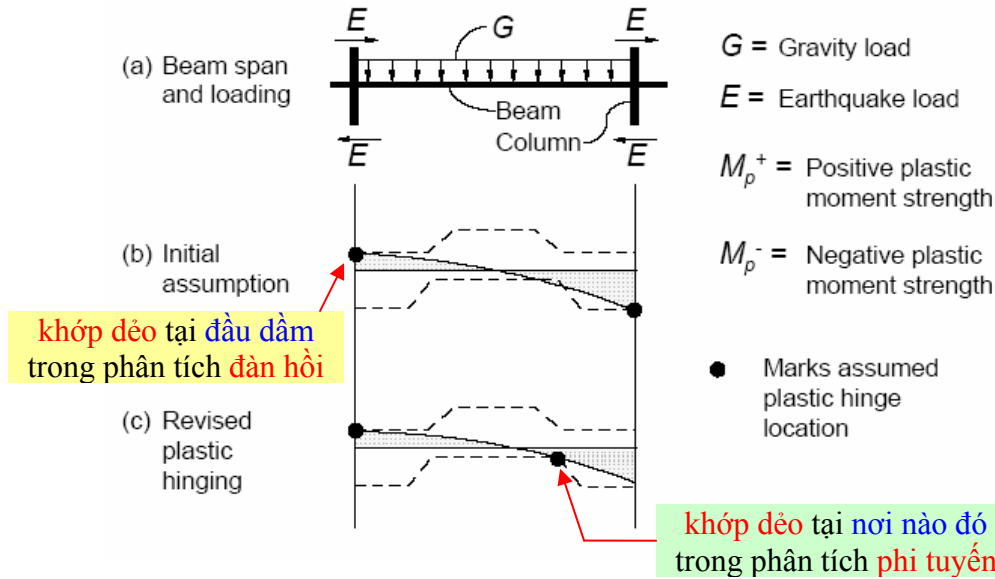
Các mô hình dầm, cột, mối nối trong phân tích phi tuyến phải mô tả được ứng xử của chúng từ không biến dạng đến biến dạng lớn nhất. Thông số các giới hạn về cường độ, độ cứng và biến dạng của các mô hình này được trình bày sau (xem Phần 14.2).

Trong phân tích đàn hồi tuyến tính của các khung dầm-cột, các thành phần kết cấu được mô hình như các phần tử đường thẳng nối giữa hai nút (*node*) tại các mối nối khung-dầm.

Trong phân tích phi tuyến, có nhiều việc phải làm hơn. Phần 9.4.2.1.2 của ATC-40 ⁽²⁾ cung cấp các thông tin bổ sung về các việc cần làm trong phân tích phi tuyến. Các mô hình phi tuyến theo lý thuyết phải mô tả tất cả các kiểu có thể của đáp ứng không đàn hồi (do uốn, do cắt, do mối ghép, do tải dọc trục). Phải xác định trước tất cả các vị trí không đàn hồi khả dĩ trong dầm và cột và chuẩn bị trước các mô hình thích hợp.

Ví dụ xem dầm chịu tải trọng đứng và ngang ở hình vẽ sau đây. Trong phân tích đàn hồi tuyến tính, hai nút điển hình tiêu biểu cho dầm là: các nút tại mỗi đầu dầm. Trong phân tích phi tuyến, các khớp dẻo (vùng ứng xử không đàn hồi) có thể hình thành tại các đầu dầm hay tại nơi nào đó trong nhịp dầm. Vị trí nơi nào đó phải được xác định và được bao hàm trong mô hình toán.

⁽²⁾: ATC, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Report ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California, USA.



14.1.3 Hệ khung sàn-cột (Slab-Column Frame)

Trong hệ **khung sàn-cột**, do chiều dày sàn lớn (> 15 cm), nên phải xét đến sự tham gia của sàn. Ở giáo trình này (CIE 525), **khung sàn-cột** được nhấn mạnh hơn so với **khung dầm-cột**, nguyên do vì có rất ít nhà thiết kế chuyên nghiệp hiểu biết thấu đáo về ứng xử nội lực-biến dạng của hệ **khung sàn-cột**.

Thiết kế thực hành trong nhiều năm qua, ở các khu vực có nguy cơ động đất lớn, đã bỏ qua sự đóng góp của **khung sàn-cột** vào cường độ chịu tải ngang (*lateral strength*) và độ cứng ngang (*lateral stiffness*) của toàn bộ hệ thống khung chịu lực.

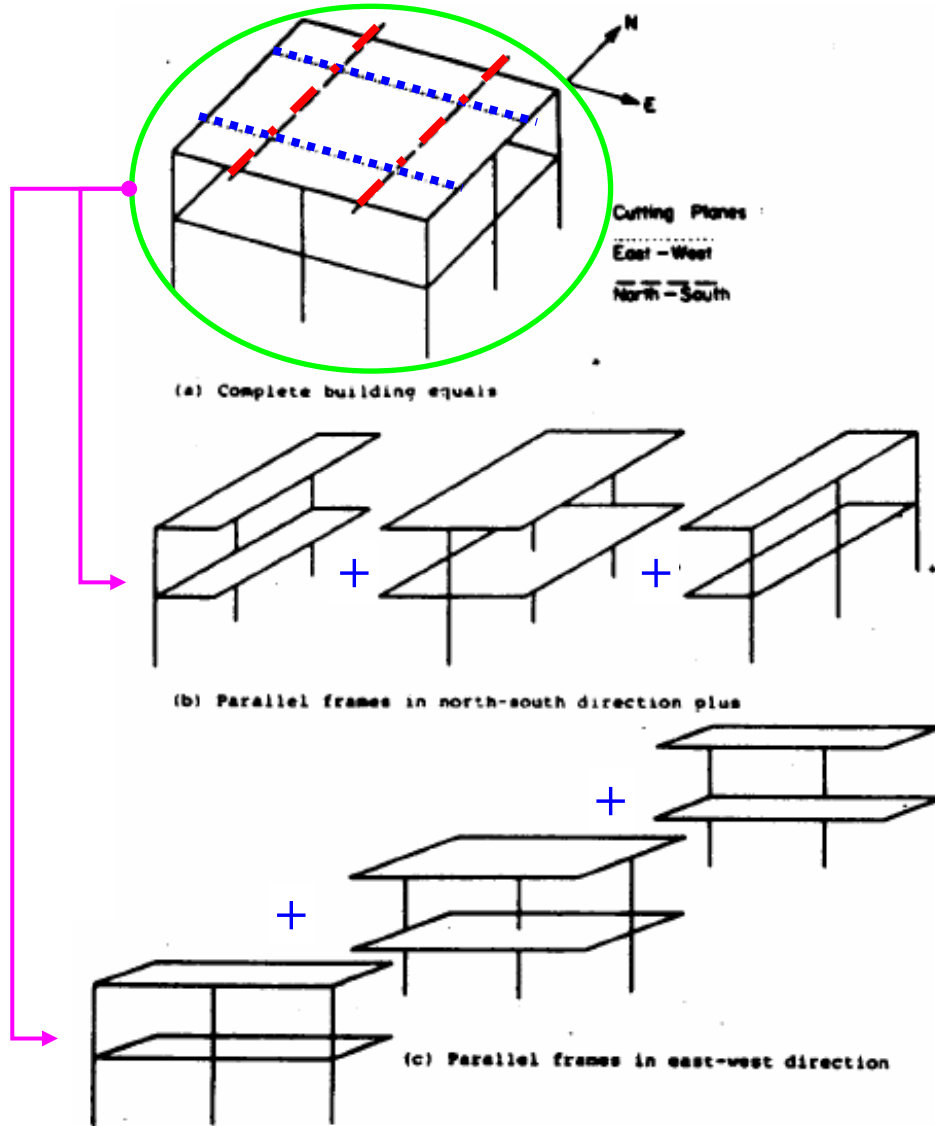
- Lý do để an toàn trong **thiết kế dựa trên nội lực** (*force-based design*)?

Phương pháp thực hành như trên là **không thích hợp** cho **thiết kế dựa trên chuyển vị** (*performance-based design*) và cho **kiểm định động đất** (*seismic evaluation*) vì các lý do:

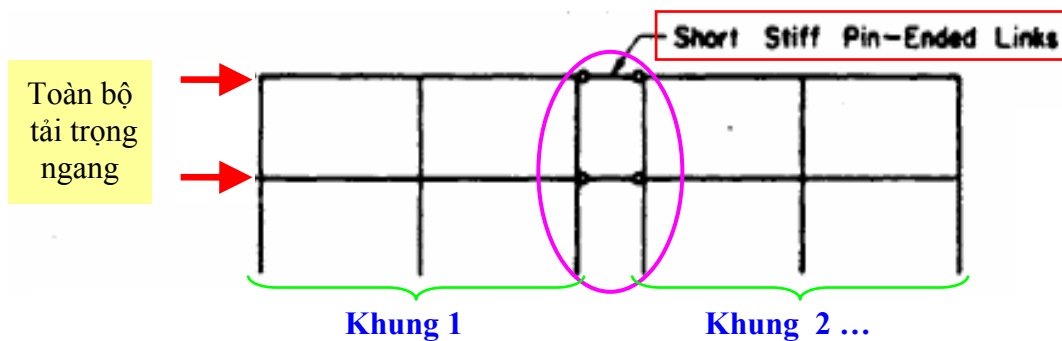
- Các **khung sàn-cột** có đóng góp đáng kể vào cường độ chịu lực và độ cứng
- Sự hư hỏng các khung sàn-cột phải được xem xét trong sự kiểm định ứng xử của công trình (*performance evaluation*).

Xét **khung sàn-cột hai tầng** như trong hình vẽ trang sau. Chia cắt hệ khung này như thế nào để phân tích? **Độ cứng sàn** đóng vai trò gì không trong phân phối lực giữa các khung?

- **Sàn mềm** (*flexible diaphragm*): nếu các **phần tử đứng** (*vertical element*) có độ cứng ngang lớn và các **phần tử nằm ngang** (*horizontal element*) là tương đối mềm (sàn gỗ, kim loại, sàn BTCT đúc sẵn mỏng, hay nhịp lớn), không bắt buộc **tương thích chuyển vị** (*displacement compatibility*), chuyển vị các khung không phụ thuộc nhau. Tải trọng ngang được phân phối theo bề rộng hứng tải của mỗi khung.
- **Sàn cứng** (*rigid diaphragm*): thường xảy ra ở trường hợp hệ **sàn BTCT đổ tại chỗ**, bắt buộc có **tương thích chuyển vị** giữa các khung, chuyển vị các khung ảnh hưởng lẫn nhau).

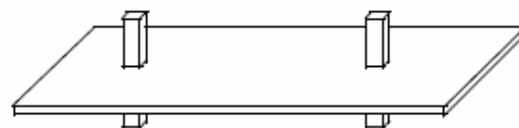


Nếu sàn là cứng, các khung sàn-cột có thể mô hình như hình vẽ dưới đây (**khung 1 + Short Stiff + khung 2 + Short Stiff + khung 3 +...**). Một mô hình như vậy cũng có thể áp dụng cho các khung dầm-cột:



Ba nhóm phương pháp có thể chấp nhận để mô hình các khung sàn-cột được mô tả trong sơ đồ dưới đây:

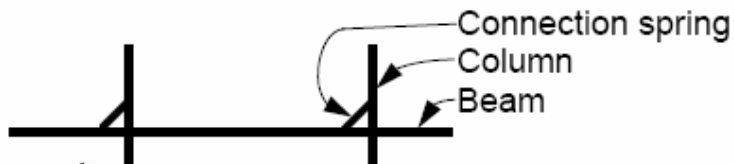
- **Mô hình dầm tương đương** (*Equivalent beam width model*): cột và sàn được mô tả như các phần tử khung (*frame element*) được **nối cứng** với nhau tại nút khung.
- **Mô hình khung tương đương** (*Equivalent frame model*): cột và sàn được mô tả như các phần tử khung (*frame element*) được **lò so liên kết** (*connection spring*) nối với nhau tại nút khung.
- **Mô hình phần tử hữu hạn** (*Finite element mode*): cột được mô tả như các phần tử khung (*frame element*) và sàn như các phần tử tấm chịu uốn (*plate-bending element*), nhưng phải chú ý bị lệ thuộc vào bậc tự do tại các nút khung.



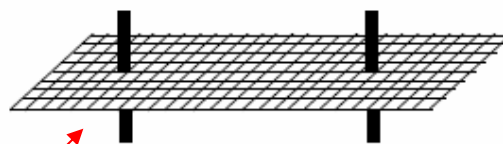
(a) Actual slab-column frame



(b) Effective beam width model



(c) Equivalent frame model



(d) Finite element model

Nhiều nghiên cứu trước đây về độ cứng hệ khung-sàn tập trung vào tải trọng ngang ở mức độ hoạt động bình thường (thường là tải trọng gió) mà chỉ tạo ra các ứng xử đàn hồi. Nhiều nghiên cứu trước đây cũng bỏ qua ảnh hưởng của tải trọng đứng lên độ cứng ngang của hệ sàn.

14.2 ĐỘ CỨNG CÁC THÀNH PHẦN CỦA KHUNG NHÀ BTCT

Để phát triển một mô hình toán (sơ đồ tính toán), kỹ sư thiết kế phải xác định độ cứng của các thành phần của hệ khung nhà. Khi tính động đất, **nếu tiết diện** của các thành phần BTCT **không giảm yếu** (*không nứt*) \Rightarrow tính độ cứng **EJ** thiên lớn và chu kỳ dao động cơ bản **T** thiên nhỏ \Rightarrow giá trị lực đáy móng **F_b** **thiên lớn** trong khi đó chuyển vị ngang các tầng sàn **Δ** **thiên nhỏ**. ATC-40 cung cấp một chọn lựa các giá trị về **độ cứng có xét đến nứt bê tông khi có động đất** cho các thành phần kết cấu trong **phân tích đàn hồi** khung nhà như ở bảng sau:

Table 9-3. Component Initial Stiffnesses

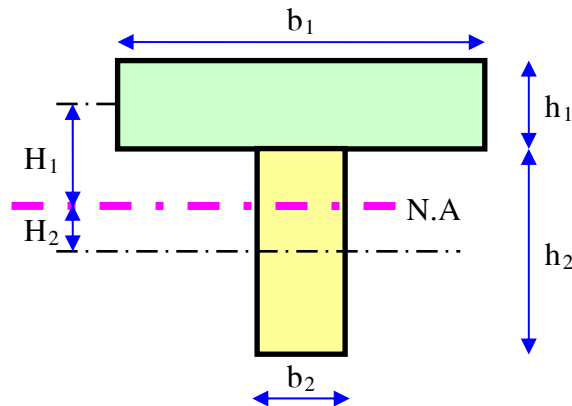
Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity ²	Axial Rigidity
Beam, non-prestressed ¹	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Beam, prestressed ¹	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns in compression	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns in tension	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_s$
Walls, uncracked	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Walls, cracked	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Flat slabs, non-prestressed	See discussion	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Flat slabs, prestressed	in Section 9.5.3	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$

¹ I_g for T-beams may be taken twice the I_g of the web alone, or may be based on the effective section as defined in Section 9.5.4.2.

² For shear stiffness, the quantity $0.4E_c$ has been used to represent the shear modulus, G .

³ For shear-dominated components, see the discussion and commentary in Section 9.5.3.

Ví dụ: Xét **dầm chữ T không ứng suất** trước có kích thước như hình vẽ dưới đây:



- Độ cứng chống uốn (*flexural rigidity*) = $0.5E_c I_g \approx 0.5E_c (2 \times I_w) = E_c \left(\frac{b_2 h_2^3}{12} \right)$

- Độ cứng chống cắt (*shear rigidity*) = $0.4E_c A_w = 0.4E_c (b_2 h_2)$

- Độ cứng dọc trục (*axial rigidity*) = $E_c A_g = E_c (b_1 h_1 + b_2 h_2)$

Khi độ cứng đã xác định xong, **mô hình hệ khung BTCT** được xây dựng như thế nào?

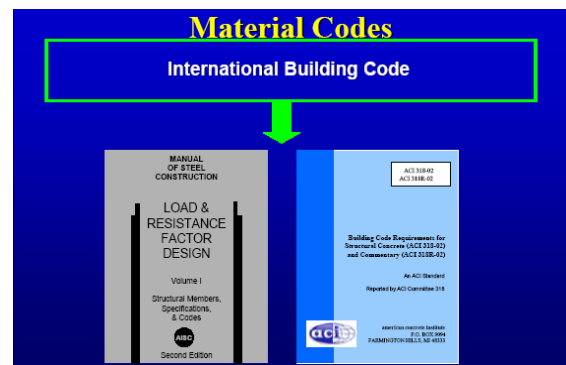
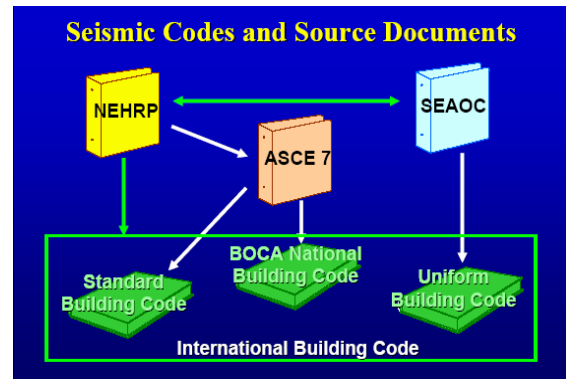
- Theo **kích thước trực** các thành phần?
- Các điểm đầu các phần tử (*zero-end offsets*) bắt đầu tại các mối nối dầm(sàn)-cột ?
- Dùng mô hình **2D** hay mô hình **3D**?

14.3 THỰC HÀNH PHÂN TÍCH & THIẾT KẾ CHỐNG ĐỘNG ĐẤT

- Các tiêu chuẩn thiết kế chống động đất hiện hành của Mỹ:
 - Uniform Building Code (UBC 1997)
 - International Building Code (IBC 2003)
 - Tiêu chuẩn ASCE 7-02
 - Tiêu chuẩn bê tông ACI 318-05
- Các phá hoại chủ yếu do tác động của lực động đất lên hệ khung BTCT:
 - Phá hoại nút khung dầm-cột.
 - Phá hoại nén vỡ bê tông trong cột (do bê tông chống nở ngang kém - *badly confined*)
 - Phá hoại cắt trong cột.
 - Phá hoại do yếu liên kết neo của cốt thép chịu uốn trong dầm và cột.
- Những vấn đề quan trọng khi thiết kế kết cấu khung BTCT chống động đất:

1. Tất cả các phần tử khung (cột, dầm, nút) phải được thiết kế và cấu tạo cốt thép sao cho chúng có thể kháng chấn theo kiểu ứng xử dẻo. Phần tử nào không thể ứng xử dẻo thì phải thiết kế sao cho vẫn ứng xử đàn hồi khi có động đất xảy ra.
2. Phải tránh các kiểu phá hoại không dẻo như phá hoại cắt (*shear failure*) hay phá hoại do yếu liên kết neo (*bond failure*). Do đó các mối nối và liên kết neo thép không được bố trí ở những vùng bê tông có ứng suất cao, đồng thời cần cung cấp cường độ kháng cắt cao cho các phần tử khung BTCT chống động đất nghĩa là phải tăng cường thép đai chống cắt.
3. Các phần tử cứng (*rigid element*) phải được nối với hệ khung BTCT theo kiểu mối nối dẻo (*ductile fixing*) hay mối nối linh động (*flexible fixing*).
4. Nên thiết kế và cấu tạo hệ khung BTCT có bậc siêu tinh cao để có càng nhiều khớp dẻo hấp thụ năng lượng động đất càng tốt trước khi một cơ cấu phá hủy (*failure mechanism*) của hệ khung xảy ra.

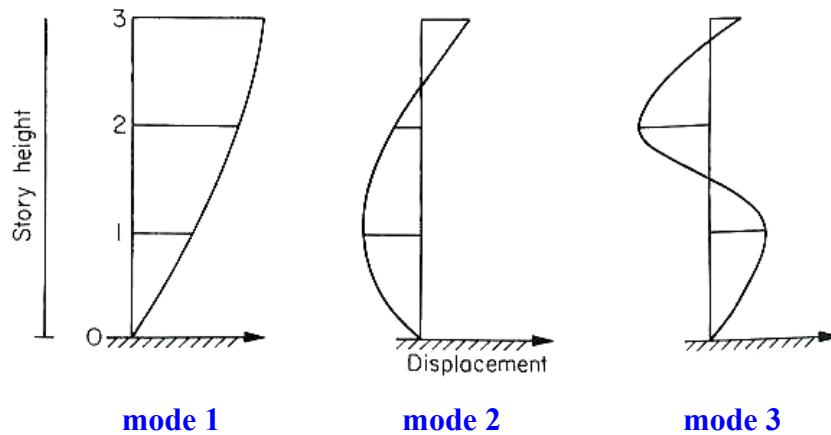
- Tiêu chuẩn thiết kế chống động đất hiện hành của châu Âu: **Eurocode 8** (Design of structures for earthquake resistance).
- Tiêu chuẩn thiết kế chống động đất của Việt nam: **TCXDVN 375-2006** (Thiết kế công trình chịu động đất).



14.3.1 Nguyên tắc tính toán của phương pháp tuyến tính tĩnh (LSP) theo UBC-94

Các bước chính phân tích động đất khung nhà BTCT theo [phương pháp tuyến tính tĩnh UBC-94](#) (Uniform Building Code phát triển bởi *Structural Engineers Association of California* - SEAOC) được liệt kê như sau:

1. Dùng phương pháp tính tay, thiết lập các [kích thước sơ bộ](#) của dầm và cột; tính toán [tải trọng đứng](#) W_i (tĩnh tải + hoạt tải) tác dụng tại các tầng sàn.
2. Phát triển một [mô hình tính toán](#) của khung nhà sử dụng các kích thước ở **bước 1**.
3. Phân tích mô hình **bước 2** để tìm các [tần số riêng](#) và các [mode dao động riêng](#), có thể tính dao động riêng theo phương pháp PTHH hay công thức kinh nghiệm (14-3).



4. Tính [lực cắt đáy móng thiết kế](#) (V_{base}) bằng cách dùng [chu kỳ riêng thứ nhất](#) (T) tính được từ **bước 3** như sau:

$$V_{base} = \frac{ZIC}{R} W \quad (14-1)$$

Trong đó:

W - toàn bộ tải trọng đứng tác dụng lên công trình: $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Z - hệ số khu vực động đất của Mỹ:

Vùng Đ.Đất	khu vực 1	khu vực 2	khu vực 3	khu vực 4
Tính chất	ĐĐ yếu	ĐĐ vừa	ĐĐ mạnh	ĐĐ rất mạnh
Hệ số ĐĐ $Z =$	0.075	0.15 → 0.2	0.3	0.4

I - hệ số công trình: $I = 1,0$ (bình thường) → $I = 1,25$ (quan trọng)

C - hệ số vận tốc động đất: $C = \frac{1.25}{T^{2/3}} S \leq 2.75 \quad (14-2)$

S - hệ số phụ thuộc loại đất nền công trình:

$S = 1,0$ (nền đá) → $S = 1,2$ → $S = 1,5$ → $S = 2,0$ (nền sét mềm).

T - chu kỳ riêng thứ nhất của dao động công trình: $T = C_t H^{3/4}$ (14-3)

$C_t = 0,03$ (hệ khung BTCT thông thường); $C_t = 0,02$ (hệ khung có vách BTCT)

H - chiều cao công trình (*tính bằng feet*): $H = \sum_{i=1}^n h_i$ (h_i - chiều cao tầng thứ i)

R - hệ số giảm cường độ lực cắt đáy móng:

Phân loại hệ khung chịu lực BTCT	Vùng động đất	R
1. Khung BTCT thông thường (OMRF)	vùng 1 (ĐĐ yếu ¹)	3,0
2. Khung BTCT dẻo vừa (IMRF)	vùng 2 (ĐĐ vừa ²)	5,0
3. Khung BTCT dẻo cao (SMRF)	vùng 3-4 (ĐĐ mạnh ³)	8,0

Theo FEMA 356, nếu phổ đàn hồi (phần 13.3.3 **chương 13**) thỏa mãn cả hai điều kiện:

(1) $S_e(T = T_B) < 0,167g$ và $S_e(T = 1s) < 0,067g \Rightarrow$ **động đất yếu**

(2) $0,167g < S_e(T = T_B) < 0,5g$ và $0,067g < S_e(T = 1s) < 0,2g \Rightarrow$ **động đất vừa**

(3) $S_e(T = T_B) > 0,5g$ và $S_e(T = 1s) > 0,2g \Rightarrow$ **động đất mạnh**

GHI CHÚ

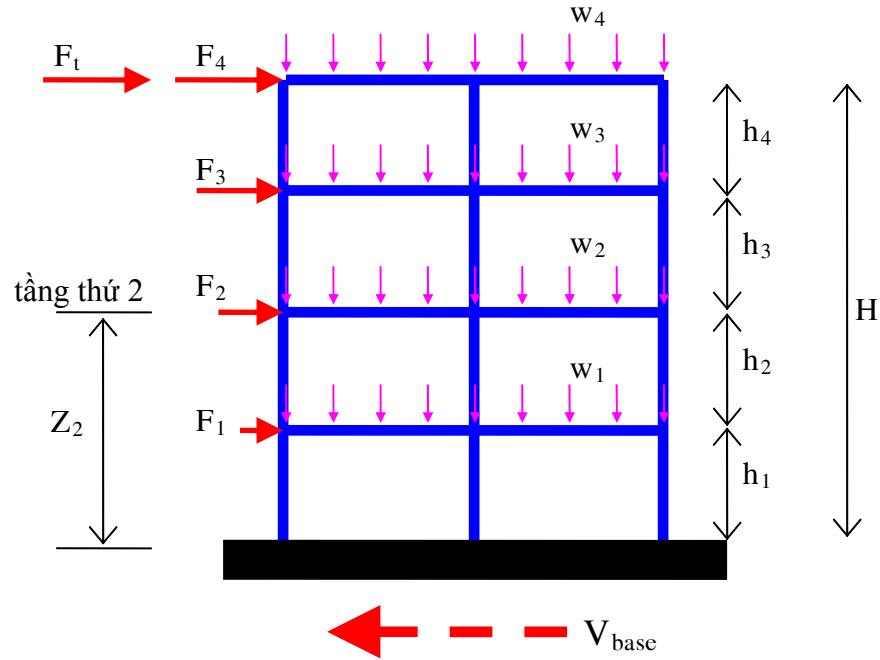
Moment frame (MF) - Khung chịu mômen+lực dọc+lực cắt, được phân làm 3 loại:

Ordinary moment reinforced frame (OMRF) - Khung BTCT *thông thường* đúc sẵn hay đổ tại chỗ, thỏa mãn **ACI 318** từ **Chương 1** đến **18**, áp dụng thích hợp cho **động đất yếu** (vùng 1).

Intermediate moment reinforced frame (IMRF) - Khung BTCT *dẻo vừa* đổ tại chỗ, thỏa mãn từ **Chương 1** đến **Chương 18**, và các điều khoản **21.2.2.3** và **21.12**, áp dụng thích hợp cho **động đất vừa** (vùng 2).

Special moment reinforced frame (SMRF) - Khung BTCT *dẻo cao* thỏa mãn từ **Chương 1** đến **Chương 18** của **ACI 318**, thêm các điều khoản từ **21.1** đến **21.5** nếu đổ tại chỗ; hoặc thêm các điều khoản từ **21.1** đến **21.6** nếu đúc sẵn, áp dụng thích hợp cho **động đất mạnh** (vùng 3-4).

5. Phân phối lực cắt đáy móng trên toàn bộ chiều cao nhà theo sơ đồ sau đây:



$$V_{\text{base}} = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (14-4)$$

Trong đó:

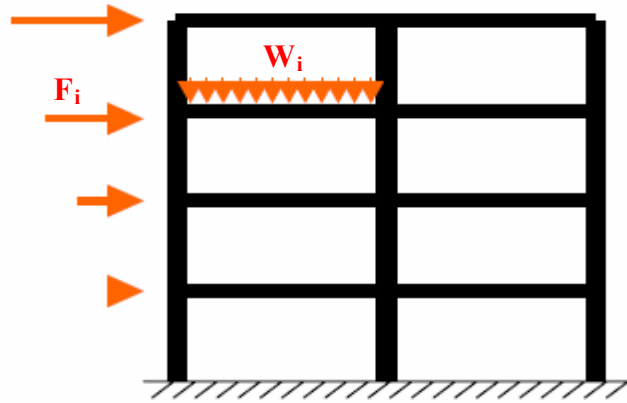
$$F_t - \text{lực tập trung tại đỉnh: } F_t = \begin{cases} 0.07TV_{\text{base}} \leq 0.25V_{\text{base}} & \text{khi } T \geq 0.7s \\ 0 & \text{khi } T < 0.7s \end{cases} \quad (14-5)$$

$$F_i - \text{lực tập trung tại tầng thứ } i: \quad F_i = \frac{(V_{\text{base}} - F_t)W_i Z_i}{\sum_{j=1}^n W_j Z_j} \quad (14-6)$$

Z_i, Z_j - cao độ tính từ mặt đất đến tầng thứ i, j

W_i, W_j - tải trọng đứng của tầng thứ i, j

6. Xác lập các **tổ hợp tải trọng** trong khung nhà gồm các tải trọng ngang F_i và các tải trọng đứng W_i (có nhân hệ số tải trọng), tính **nội lực thiết kế** (M, Q, N) trong tất cả các thành phần kết cấu bằng phương pháp cơ học kết cấu (dùng SAP2000, FEAP,...).



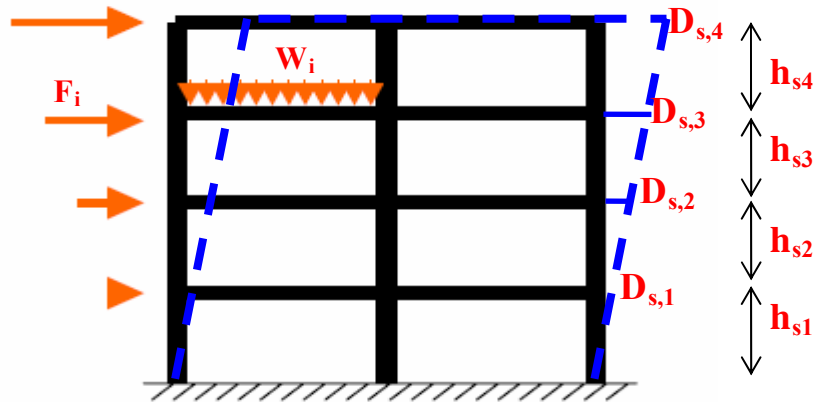
Ví dụ theo **ACI 318-05**, cần xét **bảng tổ hợp tải trọng** sau đây:

$U = 1.4(D + F)$	(9-1)	} U - tải trọng tính toán (có HS <u>vượt tải</u>) D - tĩnh tải L - hoạt tải F - tải trọng do chất lỏng bề chứa T - tải trọng do nhiệt độ, co ngót ... H - áp lực ngang của đất, nước ngầm L _r - hoạt tải mái S - hoạt tải tuyết rơi R - hoạt tải nước mưa W - hoạt tải gió E - tải trọng động đất
$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H)$	(9-2)	
$+ 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$		
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.8W)$	(9-3)	
$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(9-4)	
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(9-5)	
$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$	(9-6)	
$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$	(9-7)	

7. Kiểm tra độ trôi dạt (*drift*), Δ_M , do chuyển vị max không đàn hồi, D_M , trong khung, tính D_M bằng cách nhân các chuyển vị đàn hồi (*elastic displacement*), D_s , với hệ số khuếch đại chuyển vị (*displacement amplification factor*), $C_d = 0,7R$:

$$\Delta_M = 0,7R(D_{s,i} - D_{s,i-1}) \leq \begin{cases} 0,025h_s & \text{khi } T \leq 0,7s \\ 0,020h_s & \text{khi } T > 0,7s \end{cases} \quad (14-7)$$

Nếu khung quá “mềm” không thỏa (14-7), chọn lại kích thước khung và lập lại từ **bước 2**.



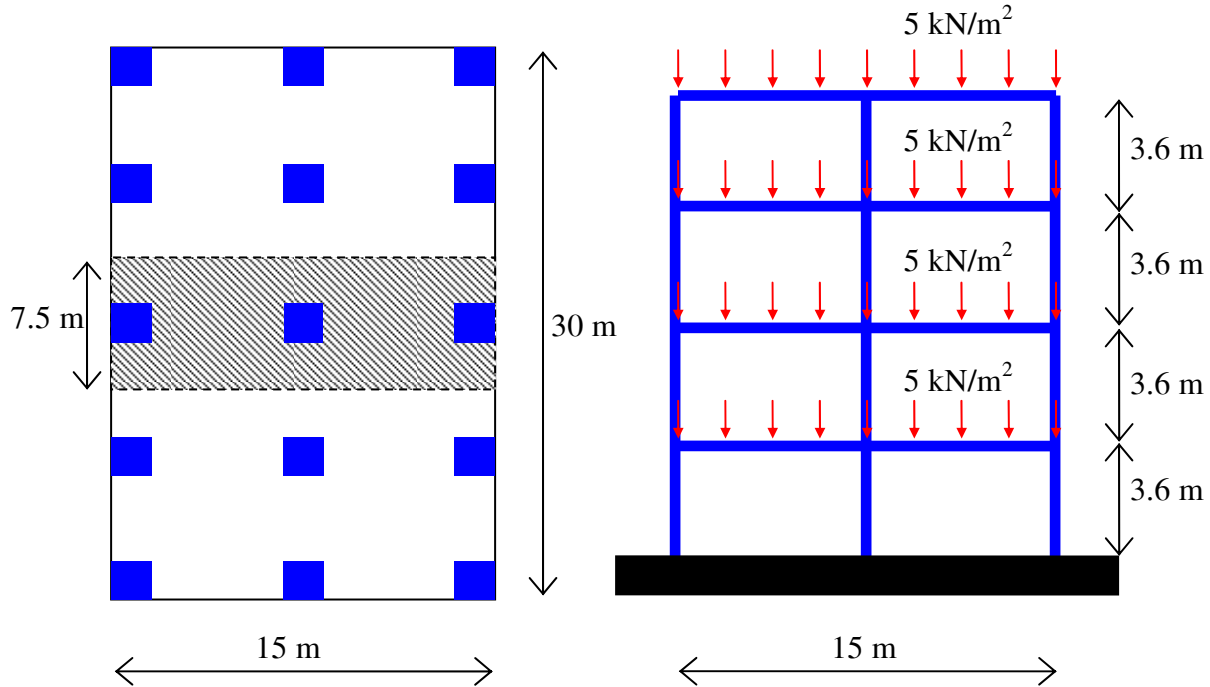
8. Dùng nội lực trong **bước 6**, thiết kế bố trí thép các thành phần dầm, cột theo **ACI 318**.

Ghi chú:

Phương pháp tuyến tính tĩnh theo UBC-94 có thể áp dụng cho hệ khung BTCT và hệ khung/vách BTCT ở khu vực **động đất yếu** → **vừa** (vùng 1-2 theo tiêu chuẩn Mỹ) cho các công trình có chiều cao trung bình ($H < 70m$).

14.3.2 Ví dụ tính toán theo phương pháp tuyến tính tĩnh (LSP) theo UBC-94

Phân phối lực cắt đáy móng do động đất lên toàn bộ chiều cao $H = 14.4$ m của khung ngang công trình (4 tầng, 2 nhịp), giả thuyết động đất yếu ($Z = 0.075$), hệ số đất nền $S = 2.0$ (nền sét mềm).



Tải trọng đứng (tĩnh tải + hoạt tải) tác dụng trên mỗi tầng sàn:

$$W_i = 15\text{m} \times 30\text{m} \times 5 \text{ kN/m}^2 = 2250 \text{ kN} \quad (i = 1 \dots 4)$$

Tổng tải trọng đứng tác dụng lên công trình: $W = \sum_{i=1}^4 W_i = 4 \times 2250 = 9000 \text{ kN}$

Công thức tính lực cắt đáy móng theo tiêu chuẩn UBC-94: $V_{\text{base}} = \frac{ZIC}{R} W$

Trong đó chọn:

$$Z = 0.075 \quad (\text{vùng động đất yếu})$$

$$I = 1.0 \quad (\text{công trình không quan trọng})$$

$$R = 3.0 \quad (\text{khung BTCT thông thường})$$

$$T = C_t H^{3/4} = 0.03 \times \left(\frac{14.4}{0.3} \right)^{3/4} = 0.55 \text{ s}$$

$$C = \frac{1.25}{T^{2/3}} S = \frac{1.25}{(0.55)^{2/3}} \times 2.0 = 3.72 > 2.75 \rightarrow \text{chọn: } C = 2.75$$

$$\Rightarrow V_{\text{base}} = \frac{0.075 \times 1.0 \times 2.75}{3.0} \times 9000 = 620 \text{ kN}$$

Phân phối lực cắt đáy móng trên toàn bộ chiều cao khung nhà: $V_{\text{base}} = F_t + \sum_{i=1}^4 F_i$

Trong đó:

F_t - lực tập trung tại đỉnh: $F_t = 0$ (do $T = 0.55 \text{ s} < 0,7 \text{ s}$)

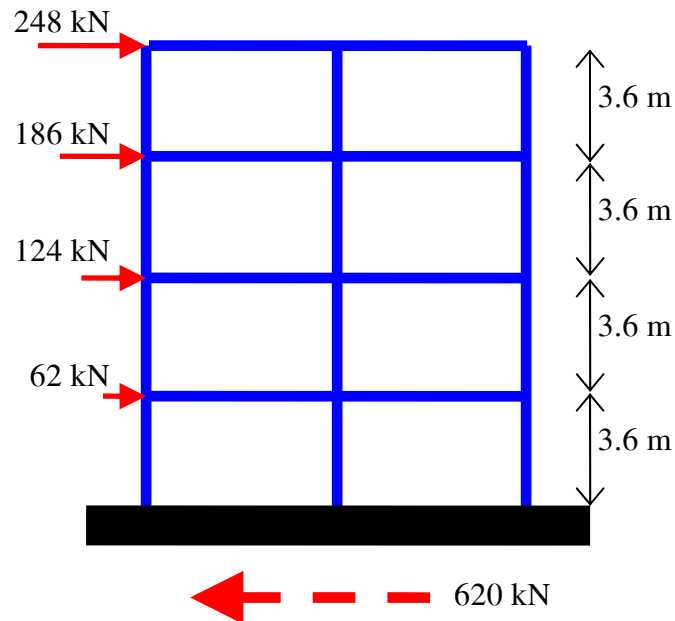
F_i - lực tập trung tại tầng thứ i : $F_i = \frac{(V_{\text{base}} - F_t)W_i H_i}{\sum_{j=1}^4 W_j H_j}$

$$\Rightarrow F_1 = \frac{(620 - 0) \times 2250 \times 3.6}{2250 \times (3.6 + 7.2 + 10.8 + 14.4)} = 62 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_2 = \frac{(620 - 0) \times 2250 \times 7.2}{2250 \times (3.6 + 7.2 + 10.8 + 14.4)} = 124 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_3 = \frac{(620 - 0) \times 2250 \times 10.8}{2250 \times (3.6 + 7.2 + 10.8 + 14.4)} = 186 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_4 = \frac{(620 - 0) \times 2250 \times 14.4}{2250 \times (3.6 + 7.2 + 10.8 + 14.4)} = 248 \text{ kN}$$



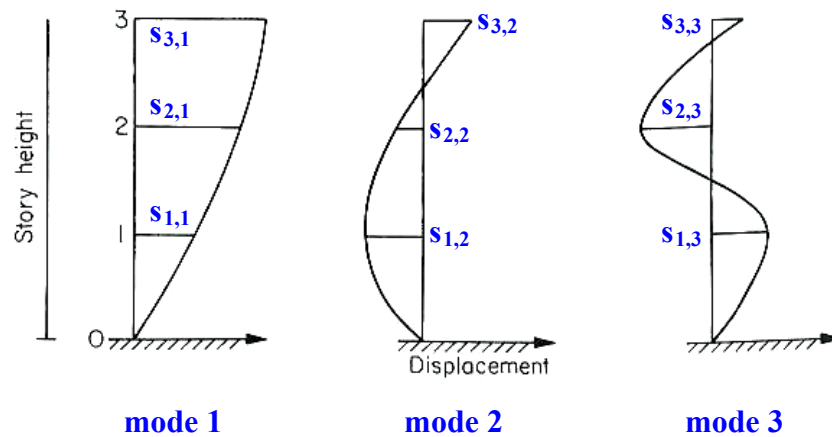
14.3.3 Nguyên tắc tính toán của phương pháp lực ngang tương đương (TCXDVN 356-2006)

Các bước chính phân tích động đất khung nhà BTCT theo [phương pháp tính lực ngang tương đương \(TCXDVN 356-2006\)](#) được liệt kê như sau:

1. Dùng phương pháp tính tay, thiết lập các [kích thước sơ bộ](#) của dầm và cột; tính các [tải trọng đứng](#) m_i (tĩnh tải+hoạt tải) tại các tầng sàn (xem phần [13.5.1](#) của [chương 13](#)):

$$m_i = G_{k,i} + \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (14-8)$$

2. Phát triển một [mô hình tính toán](#) của khung nhà sử dụng các kích thước ở [bước 1](#).
3. Phân tích mô hình [bước 2](#) để tìm các [tần số riêng](#) và các [mode dao động riêng](#), có thể tính dao động riêng theo phương pháp PTHH hay công thức kinh nghiệm (14-3).



4. Tham khảo phần [13.5.1](#) của [chương 13](#) trong giáo trình này để tính [lực cắt đáy móng thiết kế](#) (F_b) bằng cách dùng [chu kỳ riêng thứ nhất](#) (T_1) tính được từ [bước 3](#) như sau:

$$F_b = S_d(T_1, \xi) M \lambda \quad (14-9)$$

trong đó:

$S_d(T_1, \xi)$ Tung độ của phổ thiết kế tại chu kỳ T_1 ;

T_1 Chu kỳ dao động cơ bản do chuyển động ngang theo phương đang xét;

λ Hệ số hiệu chỉnh; $\lambda = 0,85$ nếu $T_1 \leq 2T_C$ với nhà > 2 tầng; $\lambda = 1,0$ với TH khác.

M Tổng tải trọng đứng tác dụng lên công trình: $M = \sum_{i=1}^n m_i$

5. [Phân phối lực cắt đáy móng](#) trên toàn bộ chiều cao nhà (theo [13.5.1](#) của [chương 13](#)):

$$F_i = \frac{s_i m_i}{\sum_{j=1}^n s_j m_j} \times F_b \quad (14-10)$$

hay

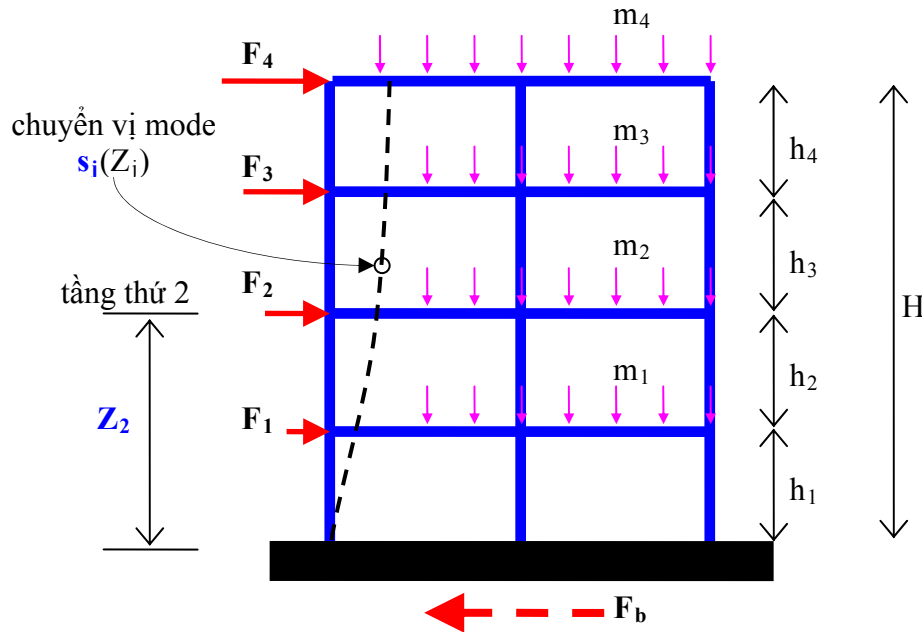
$$F_i = \frac{Z_i m_i}{\sum_{j=1}^n Z_j m_j} \times F_b \quad (14-11)$$

trong đó:

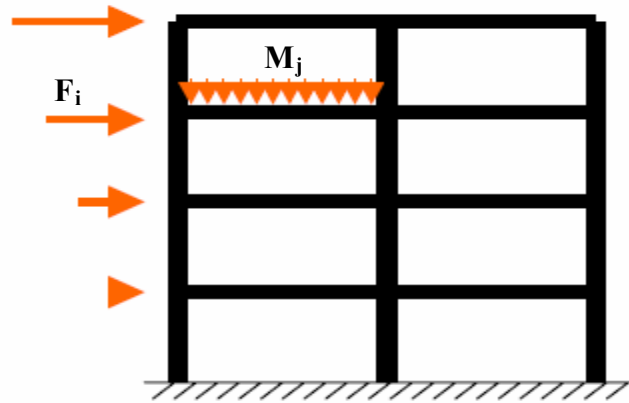
F_i Lực ngang tác dụng tại tầng thứ i

s_i, s_j Chuyển vị của các khối lượng m_i, m_j trong [dạng dao động cơ bản \(mode 1\)](#)

Z_i, Z_j Cao độ tính từ mặt đất đến tầng thứ i, j



6. Thiết lập các **tổ hợp tải trọng đặc biệt** trong khung nhà, bao gồm các tải trọng ngang do động đất F_i và các **tổ hợp khả dĩ** của tải trọng đứng M_j , để tính toán các **nội lực thiết kế** (M, Q, N) trong tất cả các thành phần kết cấu khung bằng các phương pháp cơ học kết cấu thông thường (SAP2000, FEAP,...).



Ví dụ theo **TCXDVN 375-2006**, cần xét **tổ hợp đặc biệt** sau đây:

$$THDB = \sum_{i=1}^n F_i + \sum_{j=1}^n M_j \quad (14-12)$$

F_i - lực ngang phân theo tầng thứ i do tác động của động đất

M_j - tải trọng đứng phân theo tầng thứ j , tính bằng: $M_j = G_{k,j} + \psi_{2,j} Q_{k,j}$ (14-13)

$G_{k,j}, Q_{k,j}$ - tĩnh tải và hoạt tải tính toán của tầng thứ j

$\psi_{2,j}$ - hệ số tổ hợp tải trọng đối với hoạt tải tầng thứ j (tham khảo **13.5.1**, **chương 13**)

7. Dùng nội lực (M, Q, N) tính trong **bước 6**, **thiết kế và bố trí cốt thép** (tùy thuộc vào giá trị q đã sử dụng) các thành phần dầm, cột theo **TCXDVN 375-2006**.

14.4 THIẾT KẾ & BỐ TRÍ CỐT THÉP DÀM KHUNG BTCT (ACI 318-05)

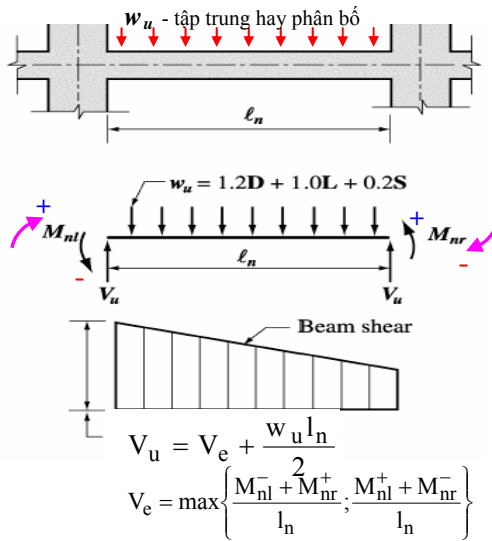
Phần này giới hạn cho thiết kế và bố trí thép dầm chữ nhật của hệ khung BTCT đổ tại chỗ theo tiêu chuẩn **ACI 318-05** thỏa mãn các điều kiện sau:

- Chỉ áp dụng cho dầm của khung BTCT thông thường (OMRF) hay đeo vừa (IMRF)
- Không áp dụng cho dầm của khung BTCT đeo cao (SMRF)

	DÀM THÔNG THƯỜNG (OMRF)	DÀM ĐEO VỪA (IMRF)
Tổng quát	Không yêu cầu về lực dọc tính toán trong dầm thông thường	Yêu cầu lực dọc tính toán trong dầm đeo vừa : $P_u \leq A_g f'_c / 10$ (21.12.2)
Yêu cầu khả năng chịu uốn	Hàm lượng thép dọc chịu kéo tối thiểu: tuân thủ điều khoản 10.5	
	$A_{s,min} = \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d ; A_{s,min} \geq \frac{200}{f_y} b_w d$ (10.5.1)	
	Biến dạng kéo ϵ_t tuân thủ điều khoản 10.3.5 - ϵ_t thép dọc ngoài cùng khi tính M_n : $\epsilon_t \geq 0.004$ - ϵ_{cu} bê tông ngoài cùng khi tính M_n : $\epsilon_{cu} = 0.003$	
	Yêu cầu tổng thể kết cấu: - tuân thủ điều khoản 7.13 - tối thiểu có một thanh cốt thép liên tục nối vào các gối ở mặt dầm chịu mômen dương (M_n^+)	
- dầm thông thường không yêu cầu	- dầm đeo vừa tuân thủ 21.12.4.1	

	DÀM THÔNG THƯỜNG (OMRF)	DÀM ĐẸO VỪA (IMRF)
Yêu cầu thép chống cắt	<p>- dầm thông thường chỉ yêu cầu:</p> $(V_u - \phi V_c) \leq 4\phi\sqrt{f'_c} b_w d \Rightarrow s \leq (d/2 ; 24 \text{ in.})$ $(V_u - \phi V_c) > 4\phi\sqrt{f'_c} b_w d \Rightarrow s \leq (d/4 ; 12 \text{ in.})$	<p>- dầm dẻo vừa tuân thủ 21.12.4.2</p> $s \leq (d/4 ; 8d_{bmin}(\text{long. bar}) ; 24d_b(\text{hoop bar}) ; 12 \text{ in.})$ <p>loại A, B, C bố trí trong vùng 2h từ gối tựa</p> <p>- dầm dẻo vừa tuân thủ 21.12.4.3</p> $s \leq (d/2 ; 24 \text{ in.}) \text{ trong các vùng còn lại}$

- dầm **thông thường** chỉ cần tuân thủ điều khoản **11.5** để **chống cắt**, và điều khoản **11.6** để **chống xoắn**.



Vi dụ dầm chữ nhật cốt đơn chịu kéo:

$$M_{nl} = A_{sl} f_y (d - a_1 / 2); M_{nr} = A_{sr} f_y (d - a_r / 2)$$

$$\therefore a_1 = A_{sl} f_y / (0.85 f_c b); a_r = A_{sr} f_y / (0.85 f_c b)$$

A_{sl} - thép gối trái chịu mômen **âm (dương)**

A_{sr} - thép gối phải chịu mômen **dương (âm)**

- ngoài ra dầm **đeo vừa** tuân thủ thêm điều **21.12.3** để **chống lực cắt (V_u)** do **tải trọng động đất**: $V_u = \max (V_{u1}, V_{u2})$

V_{u1} - lực cắt lớn nhất trong dầm tính từ các **tổ hợp tải trọng** của ACI 318-05:

$$U = 1.4(D + F) \quad (9-1)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) \quad (9-2)$$

$$+ 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.8W) \quad (9-3)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9-4)$$

$$U = 1.2D + 2E + 1.0L + 0.2S \quad (9-5)$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (9-6)$$

$$U = 0.9D + 2E + 1.6H \quad (9-7)$$

V_{u2} - lực cắt lớn nhất trong dầm tính theo công thức: $V_u = V_e + w_u l_n / 2$

với: $V_e = (M_{nl} + M_{nr}) / l_n \rightarrow \max$

và: $w_u = 1.2D + 1.0L + 0.2S$ nếu $L \geq 100$ psf

hay: $w_u = 1.2D + 0.5L + 0.2S$ nếu $L \leq 100$ psf

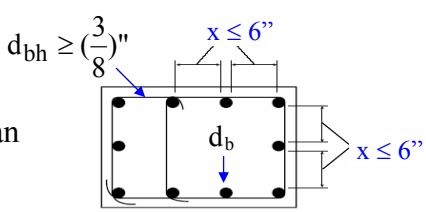
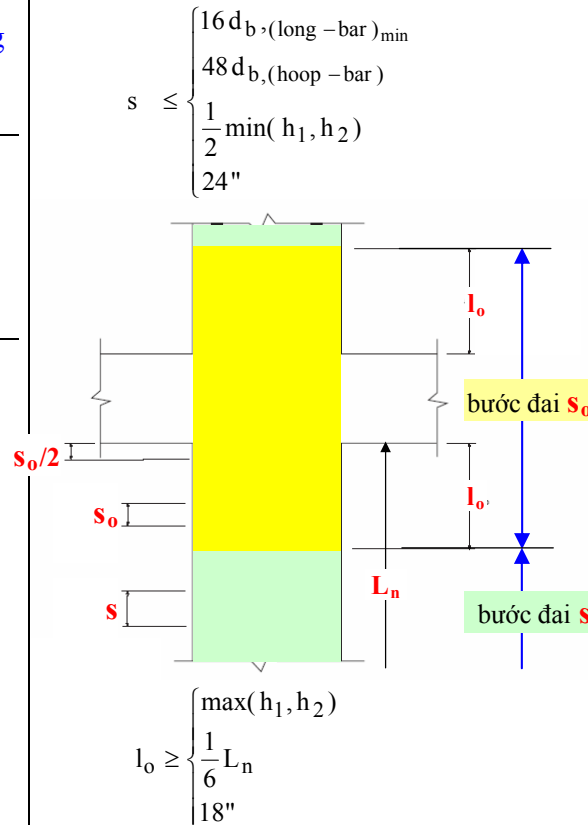
\Rightarrow thép đai chịu cắt (A_v), bước đai (s):

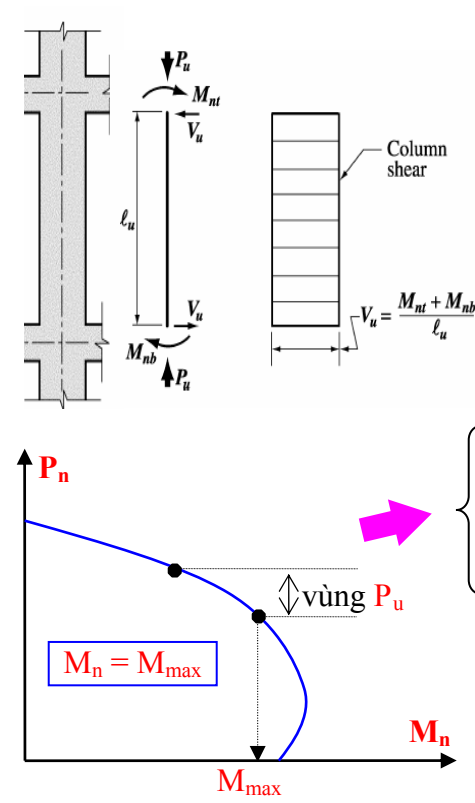
$$V_s = (V_u / \phi - V_c) \leq 8 \sqrt{f_c} b_w d \Rightarrow s \leq \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad (\phi=0.75)$$

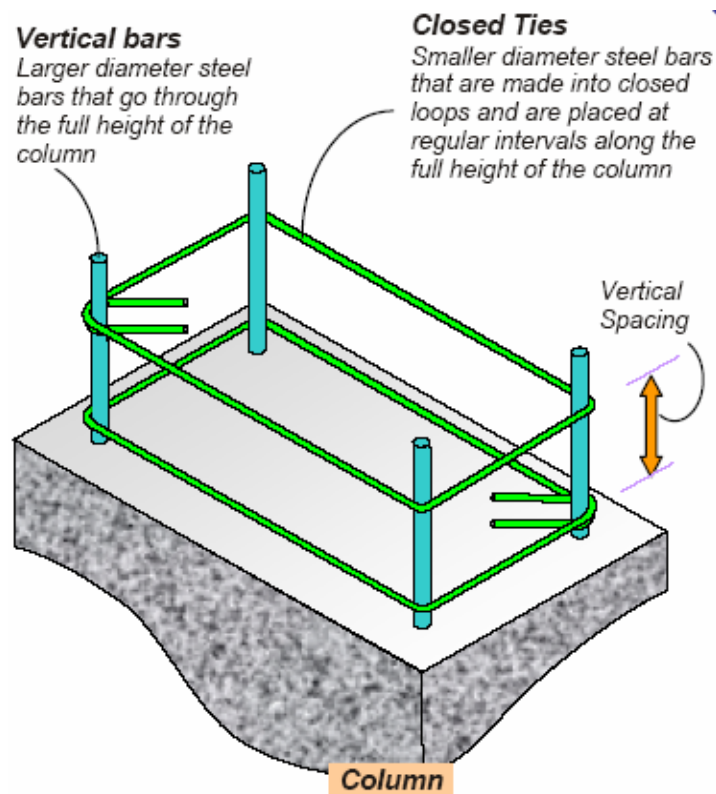
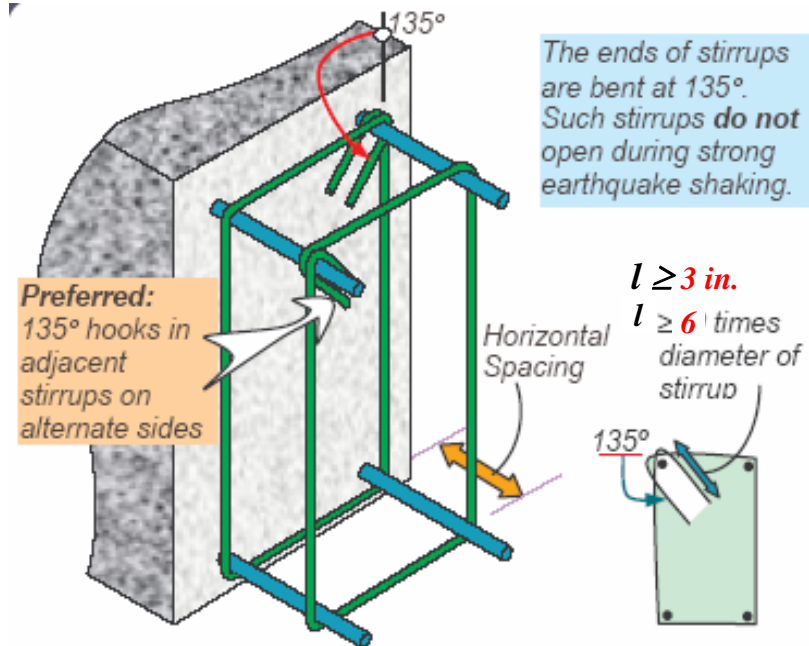
14.5 THIẾT KẾ & BỐ TRÍ CỐT THÉP CỘT KHUNG BTCT (ACI 318-05)

Phần này giới hạn cho thiết kế và bố trí thép cột chữ nhật của hệ khung BTCT đổ tại chỗ theo tiêu chuẩn **ACI 318-05** thỏa mãn các điều kiện sau:

- Chỉ áp dụng cho **cột của khung BTCT thông thường (OMRF)** hay **đeo vừa (IMRF)**
- Không áp dụng cho **cột của khung BTCT đeo cao (SMRF)**

	CỘT THÔNG THƯỜNG (OMRF)	CỘT ĐEO VỪA (IMRF)	
Tổng quát	Không yêu cầu về lực dọc tính toán trong cột thông thường	Yêu cầu lực dọc tính toán trong cột đeo vừa : $P_u > A_g f'_c / 10$ (21.12.2)	
Tỷ số ρ_g	Hàm lượng thép (ρ_g) phải thỏa mãn điều kiện (10.9) $0.01 \leq \rho_g = A_{st} / A_g \leq 0.08$		
Yêu cầu thép đai chống cắt	- Thép đai kín (d_{bh}) phải thỏa mãn (11.1) $\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \geq V_u$ - Khoảng cách thép dọc (d_b) trong cột thỏa mãn điều kiện (7.10.5.3) : $x \leq 6$ in. 		
	Bước đai (s) của cột thông thường phải thỏa (7.10.5) và (11.5.5)	$s \leq \begin{cases} 16 d_b \cdot (\text{long-bar})_{\min} \\ 48 d_b \cdot (\text{hoop-bar}) \\ \frac{1}{2} \min(h_1, h_2) \\ 24'' \end{cases}$ 	
	Bước đai (s_o) ở trong vùng l_o (hai đầu cột) của cột đeo vừa phải thỏa mãn các điều khoản (7.10.5) và (11.5.5) Bước đai (s_o) ở trong vùng l_o (hai đầu cột) của cột đeo vừa tiết diện chữ nhật ($h_1 \times h_2$) phải thỏa mãn điều khoản (21.12.5.2) $s_o \leq \begin{cases} 8 d_b \cdot (\text{long-bar})_{\min} \\ 24 d_b \cdot (\text{hoop-bar}) \\ \frac{1}{2} \min(h_1, h_2) \\ 12'' \end{cases}$	$l_o \geq \begin{cases} \max(h_1, h_2) \\ \frac{1}{6} L_n \\ 18'' \end{cases}$	

	CỘT THÔNG THƯỜNG (OMRF)	CỘT ĐẸO VỪA (IMRF)
Yêu cầu thép đai chống cắt (cont)	<p>Cột thông thường tuân thủ các điều 11.5.4 và 11.5.6 chống lực cắt (V_u) $\Rightarrow V_s = (V_u / \phi - V_c) \quad (\phi = 0.75)$</p> <p>Thép đai chịu cắt (A_v), bước đai (s):</p> $0 \leq \frac{V_s}{\sqrt{f'_c} b_w d} \leq 4 \rightarrow s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \leq \min\left(\frac{d}{2}; 24''\right)$ $4 \leq \frac{V_s}{\sqrt{f'_c} b_w d} \leq 8 \rightarrow s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \leq \min\left(\frac{d}{4}; 12''\right)$	<p>Cột đẻo vừa tuân thủ điều 21.12.3 để chống lực cắt (V_u) do tải trọng động đất: $V_u = \max(V_{u1}, V_{u2})$</p> <p>$V_{u1}$ - lực cắt lớn nhất trong cột được tính bởi các tổ hợp tải trọng của ACI 318-05:</p> $U = 1.4(D + F) \quad (9-1)$ $U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9-2)$ $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.8W) \quad (9-3)$ $U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9-4)$ $U = 1.2D + 2E + 1.0L + 0.2S \quad (9-5)$ $U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (9-6)$ $U = 0.9D + 2E + 1.6H \quad (9-7)$
	 <p>The diagrams show a column cross-section with axial load P_u and shear force V_u. The shear flow is labeled 'Column shear'. The moment-axial force diagram shows P_n on the vertical axis and M_n on the horizontal axis. A region is labeled 'vùng P_u' and a point is labeled $M_n = M_{max}$.</p>	<p>V_{u2} - lực cắt lớn nhất trong cột tính theo công thức: $V_u = (M_{nt} + M_{nb}) / \ell_u$</p> <p>$M_{nt}$ - cường độ mômen lớn nhất mặt trên cột dựa theo vùng tác dụng của các lực dọc trục (P_u) do các tổ hợp tải trọng gây ra.</p> <p>M_{nb} - cường độ mômen lớn nhất mặt dưới cột dựa theo vùng tác dụng của các lực dọc trục (P_u) do các tổ hợp tải trọng gây ra.</p> <p>\Rightarrow thép đai chịu cắt (A_v), bước đai (s):</p> $V_s = (V_u / \phi - V_c) \leq 8\sqrt{f'_c} b_w d \Rightarrow s \leq \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad (\phi = 0.75)$



14.6 ỨNG XỬ CỦA NÚT KHUNG BTCT

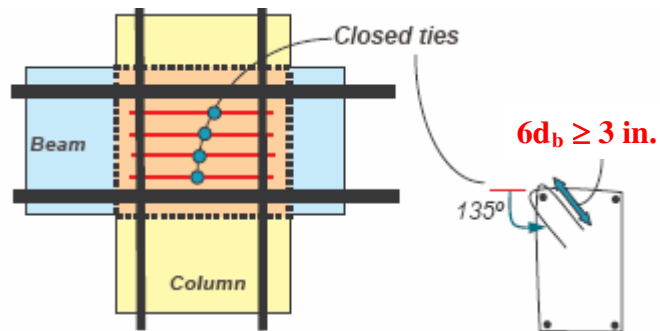
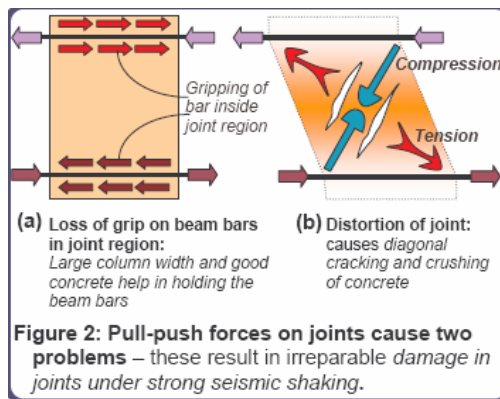
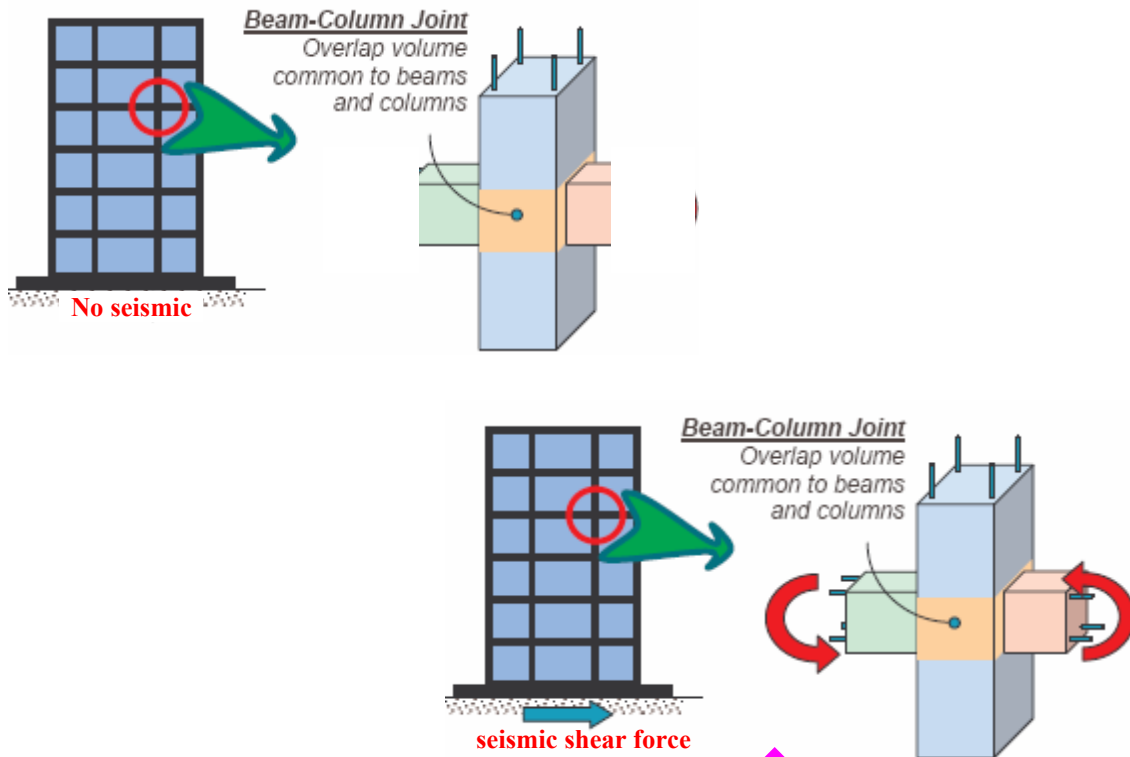


Figure 3: Closed loop steel ties in beam-column joints – such ties with 135° hooks resist the ill effects of distortion of joints.

Chương 15: **PHÂN TÍCH & THIẾT KẾ VÁCH CỨNG BTCT CHỐNG ĐỘNG ĐẤT**

15.1 VÁCH CHỊU LỰC (VÁCH CỨNG)

15.1.1 Khái quát

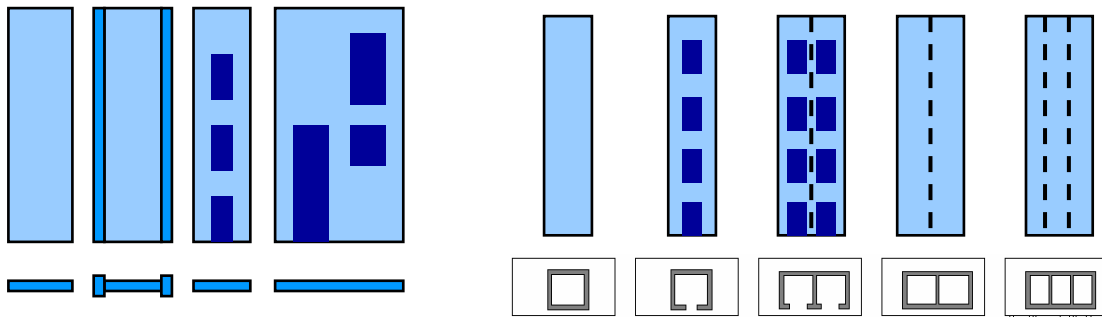
Định nghĩa: vách BTCT là cấu kiện kiểu “sàn đứng”, chỉ chịu các lực tác dụng trong mặt phẳng vách (*in-plane loads*), chiều rộng vách tối thiểu bằng 6 lần chiều dày ($L_w \geq 6t_w$) và 1/3 lần chiều cao ($L_w \geq H_w/3$).

Vách cứng thường được dùng để **chống lực ngang** trong công trình nhà cao tầng BTCT.

Tên không chính xác: vách chịu cắt: (*Shear walls*) vì có thể dẫn đến các lầm lẫn như sau:

- Kiểu phá hoại chính là phá hoại cắt !!!
- Cường độ chịu lực vách là cường độ chống cắt !!!
- Thiết kế vách đầu tiên kiểm tra khả năng chống cắt !!!
- Phân phối lực có thể dựa trên độ cứng tương đối !!!

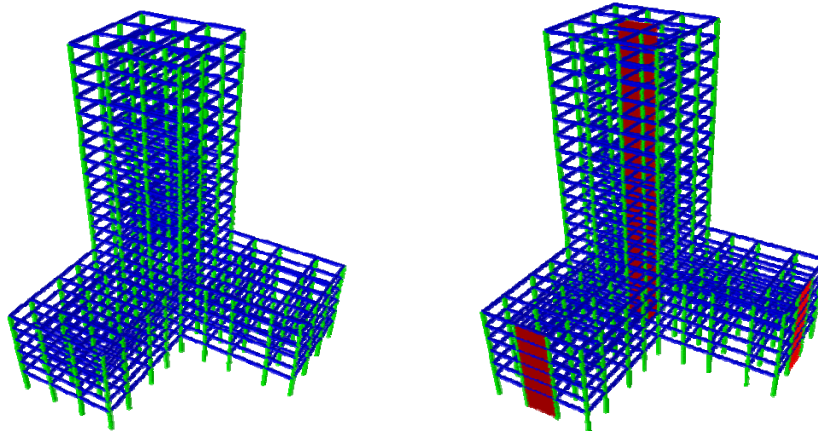
⇒ **Tên chính xác** nên là **vách chịu lực** (*Structural walls*).



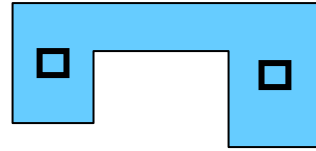
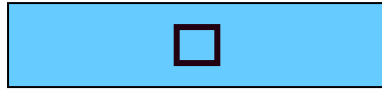
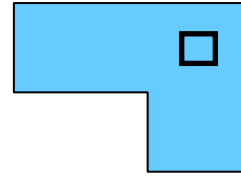
a)- Vách cứng dạng phẳng

b)- Vách cứng dạng hộp

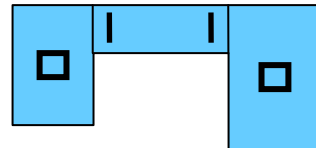
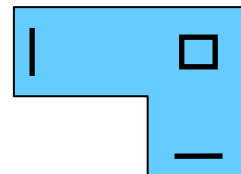
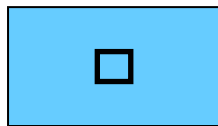
Nên tránh **bố trí vách cứng bất thường** (*irregularity*) cả theo chiều cao công trình và mặt bằng nhằm tránh **tác động xoắn lớn** lên tổng thể công trình như các ví dụ dưới đây:



a)- Công trình dạng không đều theo phương đứng (*vertical irregularity*)



b)- Công trình dạng không đều theo mặt bằng: phương án thiết kế **không tốt**

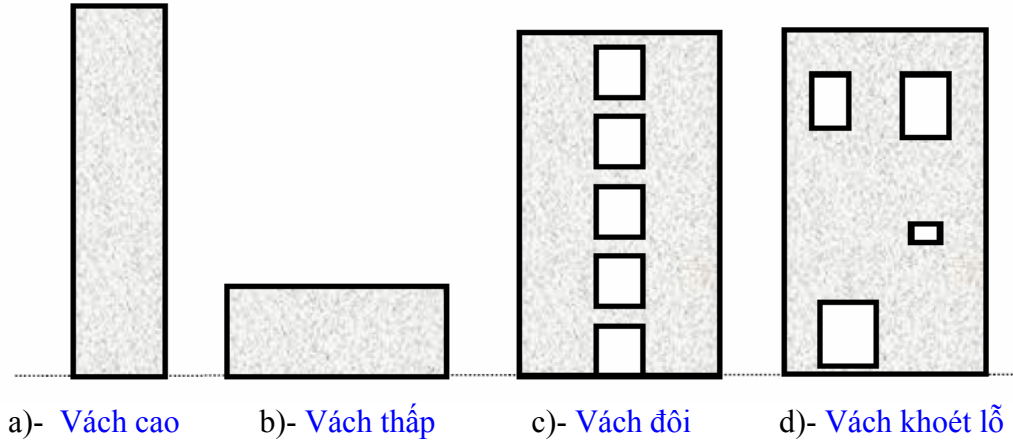


c)- Công trình dạng đều theo mặt bằng: phương án thiết kế **tốt**

15.1.2 Phân loại vách cứng theo chiều cao

Vách cứng thường được phân loại theo kích thước hình học như sau:

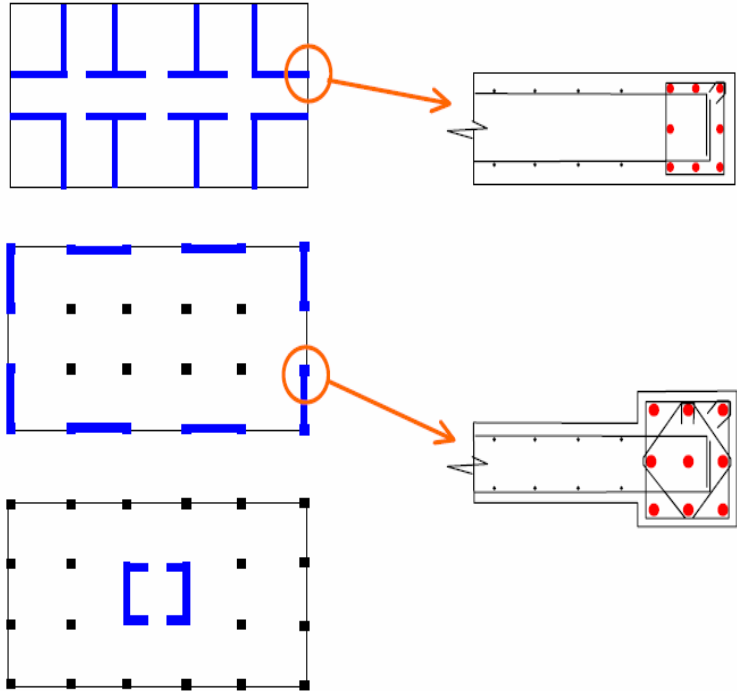
- Vách cao - *Flexural walls* ($H_w/L_w \geq 2$: thiết kế **chống uốn là ưu tiên** do tỷ số M/V lớn)
- Vách thấp - *Squat walls* ($0,33 < H_w/L_w < 1-2$: thiết kế **chống cắt là ưu tiên** do M/V nhỏ)
- Vách đôi có dầm nối - *Coupled walls*
- Vách khoét lỗ - *Punched walls*



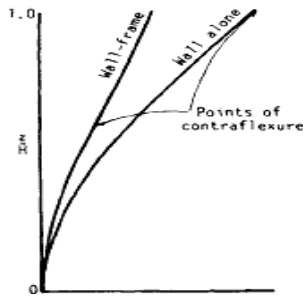
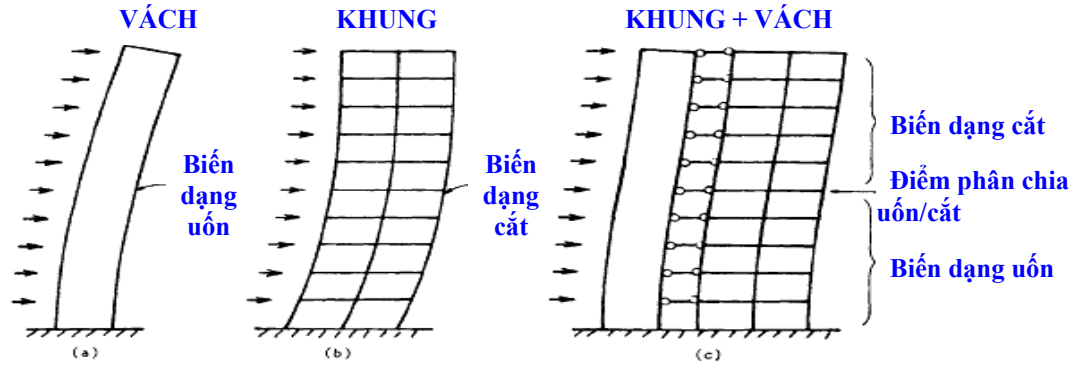
15.1.3 Phân loại vách cứng theo công năng

Vách cứng cũng được phân loại theo vị trí và công năng trong công trình. Ba chức năng thông dụng của vách cứng BTCT là:

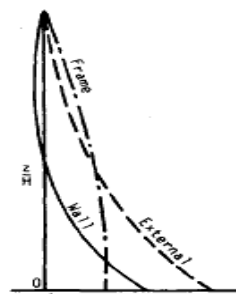
- Hệ kết cấu vách chịu lực phương đứng - Bearing walls:** vách chịu gần như toàn bộ tải trọng đứng. Thường gặp trong công trình nhà ở vì vách được sử dụng như các tường ngăn các căn hộ.
- Hệ kết cấu khung - giằng (hệ khung + vách cứng) - Frame walls, dual system:** vách cứng chủ yếu chịu tải trọng ngang và một phần tải trọng đứng, hệ khung chịu phần lớn tải trọng đứng.
- Hệ kết cấu lõi cứng - Core walls:** vách cứng bao quanh hệ thống thang máy vận chuyển đứng.



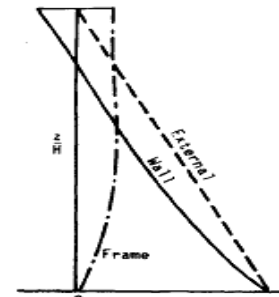
15.1.4 Ứng xử hệ khung-giằng (Frame-Wall Interaction)



a)- Chuyển vị ngang



b)- Mômen uốn



c)- Lực cắt

Biến dạng khung

- Biến dạng cắt chiếm ưu thế.
- Khả năng chịu tải ngang là do độ cứng các nút khung.

Biến dạng vách cứng

- Cơ bản là biến dạng uốn.
- Biến dạng cắt hầu như không đáng kể.
- Chỉ có ở trường hợp vách rất thấp ($0,33 < H_w/L_w < 1$) thì kiểu phá hủy là biến dạng cắt.
- Vách ứng xử như một công xôn dài (*slender cantilever*)

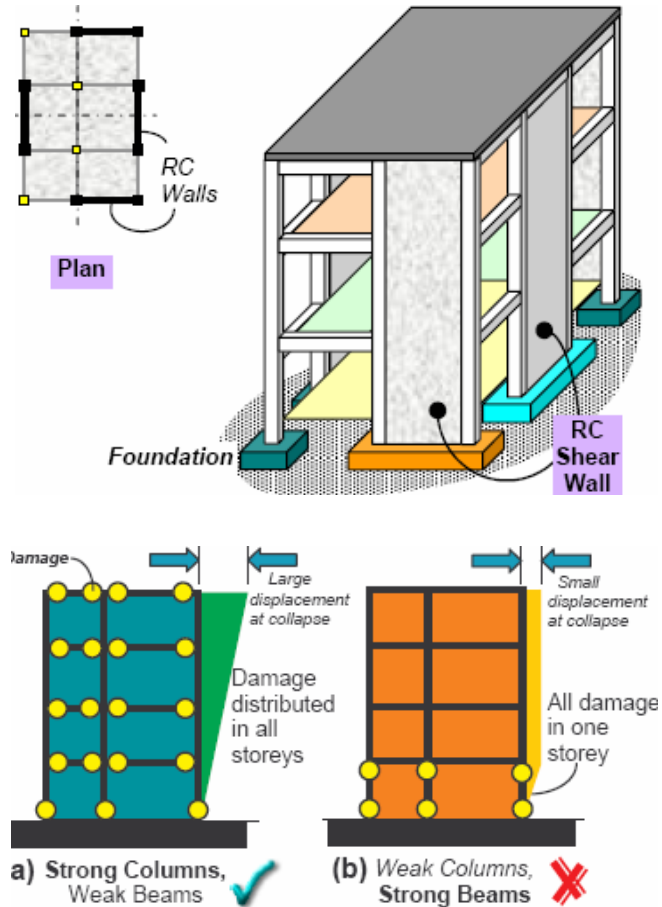
Các nhận xét then chốt

- Nhìn chung vách cứng trong hệ kết cấu nhà cao tầng chịu chủ yếu bị biến dạng uốn
- Các giả thuyết bỏ qua sự chịu tải trọng ngang của khung có thể dẫn đến kết quả sai sót lớn
- Hệ kết cấu liên hợp khung + vách (khung giằng) dẫn đến phương án thiết kế kinh tế hơn
- Vách cứng nên được thiết kế vách cứng chống cả lực dọc + lực gây uốn + lực cắt
- Sơ đồ bố trí mặt bằng các vách cứng là rất quan trọng cả cho các tải trọng đứng và ngang

Kết luận

Hệ khung - giằng (*frame wall*) như hình bên là hệ chịu lực hiệu quả và được ưa thích trong thiết kế công trình chống động đất ở Mỹ và Nhật vì nó cung cấp một mức độ siêu tĩnh cao. Một ưu điểm của hệ khung-giằng là vách cứng dùng để ngăn cản dạng “dầm yếu” hình thành trong khung BTCT, điều này có nghĩa là về mặt lý thuyết có thể nới lỏng yêu cầu khung BTCT là “cột cứng-dầm yếu” (xem hình a bên dưới), do đó người kỹ sư thiết kế có thể tự do hơn để lựa chọn kích thước dầm và cột.

Hệ khung-giằng được sử dụng phổ biến trong nhà thấp tầng và nhà cao trung bình ($H < 75\text{m}$) có vách cứng bố trí ở trung tâm (*core wall*). Vách cao BTCT ($H_w/L_w > 2$) thiết kế dẻo vừa có thể tạo thành khớp dẻo uốn tại đáy móng với ứng xử dẻo gần bằng hệ khung BTCT thiết kế dẻo cao.



15.2 TÍNH TOÁN LỰC ĐỘNG ĐẤT CHO VÁCH CỨNG

15.2.1 Nguyên tắc tính toán của phương pháp tuyến tính theo UBC-94

Phương pháp tuyến tính theo **UBC-94** có thể áp dụng cho hệ khung BTCT và hệ khung/vách BTCT ở khu vực **động đất yếu** → **vừa** (tương tự **vùng 1-2** theo tiêu chuẩn Mỹ) cho các công trình có chiều cao $H < 70m$.

Các bước chính tính động đất của vách cứng BTCT theo phương pháp tuyến tính **UBC-94** tương tự như tính khung BTCT ở phần 14.3.1 (**chương 14**) được liệt kê như sau:

1. Dùng phương pháp tính tay, phát triển các kích thước sơ bộ của dầm, cột, vách cứng; tính toán tải trọng đứng W_i (tĩnh tải + hoạt tải) tác dụng tại các tầng sàn.
2. Phát triển mô hình tính toán của khung + vách nhà với các kích thước sơ bộ ở **bước 1**.
3. Phân tích mô hình **bước 2** để tìm các tần số riêng và các mode dao động riêng, có thể tính dao động riêng theo phương pháp PTHH hay công thức kinh nghiệm (15-3).
4. Tính lực cắt đáy móng thiết kế (V_{base}) bằng cách dùng chu kỳ riêng thứ nhất (T) tính được từ **bước 3** như sau:

$$V_{base} = \frac{ZIC}{R} W \quad (15-1)$$

Trong đó:

W - toàn bộ tải trọng đứng tác dụng lên công trình: $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Z - hệ số khu vực động đất của Mỹ:

Vùng Đ.Đất	khu vực 1	khu vực 2	khu vực 3	khu vực 4
Tính chất	ĐĐ yếu	ĐĐ vừa	ĐĐ mạnh	ĐĐ rất mạnh
Hệ số ĐĐ $Z =$	0.075	0.15 → 0.2	0.3	0.4

Theo FEMA 356, nếu phổ đàn hồi (phần 13.3.3 **chương 13**) thỏa mãn cả hai điều kiện:

(1) $S_c(T = T_B) < 0,167g$ và $S_c(T = 1s) < 0,067g \Rightarrow$ **động đất yếu**

(2) $0,167g < S_c(T = T_B) < 0,5g$ và $0,067g < S_c(T = 1s) < 0,2g \Rightarrow$ **động đất vừa**

(3) $S_c(T = T_B) > 0,5g$ và $S_c(T = 1s) > 0,2g \Rightarrow$ **động đất mạnh**

I - hệ số công trình: $I = 1,0$ (**bình thường**) → $I = 1,25$ (**quan trọng**)

C - hệ số vận tốc động đất: $C = \frac{1.25}{T^{2/3}} S \leq 2.75 \quad (15-2)$

S - hệ số phụ thuộc loại đất nền công trình:

$S = 1,0$ (**nền đá**) → $S = 1,2$ → $S = 1,5$ → $S = 2,0$ (**nền sét mềm**).

T - chu kỳ riêng thứ nhất của dao động công trình tính bởi (15-3a) hay (15-3b):

$$T = C_t H^{3/4} \quad (15-3a)$$

$C_t = 0,03$ (hệ khung BTCT); $C_t = 0,02$ (hệ khung/vách BTCT)

$$T = C_t H^x \quad (15-3b)$$

$C_t = 0,016$; $x = 0,9$ (hệ khung BTCT); $C_t = 0,02$; $x = 0,75$ (hệ khung/ vách BTCT)

H - chiều cao công trình (*tính bằng feet*): $H = \sum_{i=1}^n h_i$ (h_i - chiều cao tầng thứ i)

R - hệ số giảm cường độ lực cắt đáy móng:

Phân loại hệ khung/vách	Điều kiện áp dụng	R
Vách cứng BTCT <i>thường</i> + khung BTCT <i>thường</i>	vùng 1 (ĐĐ yếu)	3,0
Vách cứng BTCT <i>thường</i> + khung BTCT <i>trung gian</i>	vùng 2 (ĐĐ vừa)	5,0
Vách cứng BTCT <i>đặc biệt</i> + khung BTCT <i>đặc biệt</i>	vùng 3-4 (ĐĐ mạnh → rất mạnh)	6,0

GHI CHÚ

Ordinary reinforced concrete structural wall - Vách cứng BTCT *thông thường đổ tại chỗ*, thỏa mãn **ACI 318** từ **Chương 1** đến **18**, áp dụng thích hợp cho động đất vừa (**vùng 2**).

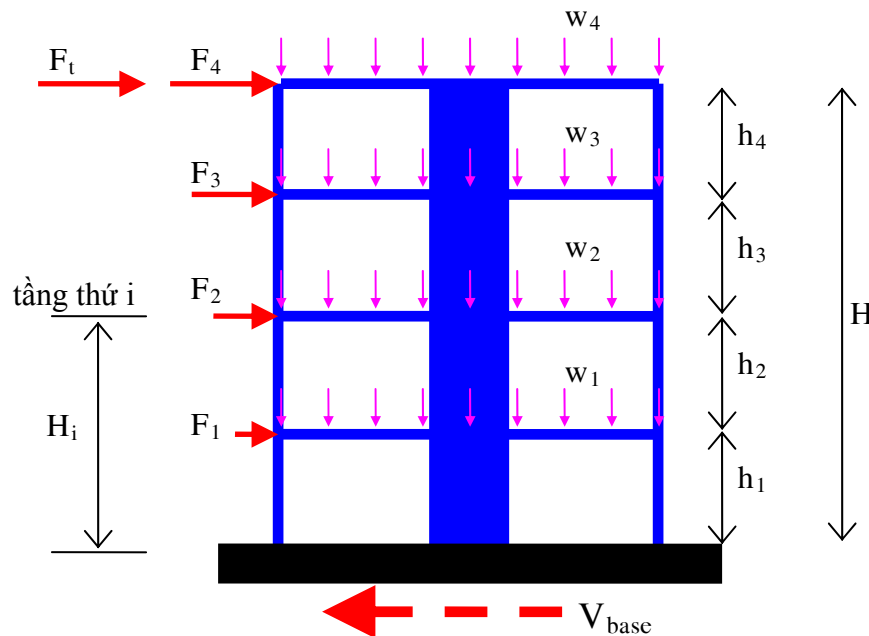
Special reinforced concrete structural wall - Vách cứng BTCT *đặc biệt* thỏa mãn từ **Chương 1** đến **Chương 18** của **ACI 318**, thêm các điều khoản từ **21.2** và **21.7** nếu *đổ tại chỗ*; hoặc thêm các điều khoản từ **21.2** và **21.8** nếu *đúc sẵn*, áp dụng thích hợp cho động đất mạnh (**vùng 3-4**).

Ordinary moment reinforced frame (OMRF) - Khung BTCT *thông thường* đúc sẵn hay đổ tại chỗ, thỏa mãn **ACI 318** từ **Chương 1** đến **18**, áp dụng thích hợp cho động đất yếu (**vùng 1**).

Intermediate moment reinforced frame (IMRF) - Khung BTCT *trung gian* đổ tại chỗ, thỏa mãn từ **Chương 1** đến **Chương 18**, và các điều khoản **21.2.2.3** và **21.12**, áp dụng thích hợp cho động đất trung bình (**vùng 2**).

Special moment reinforced frame (SMRF) - Khung BTCT *đặc biệt* thỏa mãn từ **Chương 1** đến **Chương 18** của **ACI 318**, thêm các điều khoản từ **21.1** đến **21.5** nếu *đổ tại chỗ*; hoặc thêm các điều khoản từ **21.1** đến **21.6** nếu *đúc sẵn*, áp dụng thích hợp cho động đất mạnh (**vùng 3-4**).

5. S - Phân phối lực cắt đáy móng trên toàn bộ chiều cao nhà theo sơ đồ sau đây:



Phân phối lực cắt đáy móng tính theo công thức (15-4) như sau:

$$V_{\text{base}} = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (15-4a)$$

Trong đó:

$$F_t - \text{lực tập trung tại đỉnh: } F_t = \begin{cases} 0.07TV_{\text{base}} \leq 0.25V_{\text{base}} & \text{khi } T \geq 0.7s \\ 0 & \text{khi } T < 0.7s \end{cases} \quad (15-4b)$$

$$F_i - \text{lực tập trung tại tầng thứ } i: \quad F_i = \frac{(V_{\text{base}} - F_t)W_iH_i}{\sum_{j=1}^n W_jH_j} \quad (15-4c)$$

H_i, H_j - cao độ tính từ mặt đất đến tầng thứ i, j

W_i, W_j - tải trọng đứng của tầng thứ i, j

Phân phối lực cắt đáy móng có thể tính cách khác theo công thức (15-5) như sau:

$$V_{\text{base}} = \sum_{i=1}^n F_i \quad (15-5a)$$

Trong đó:

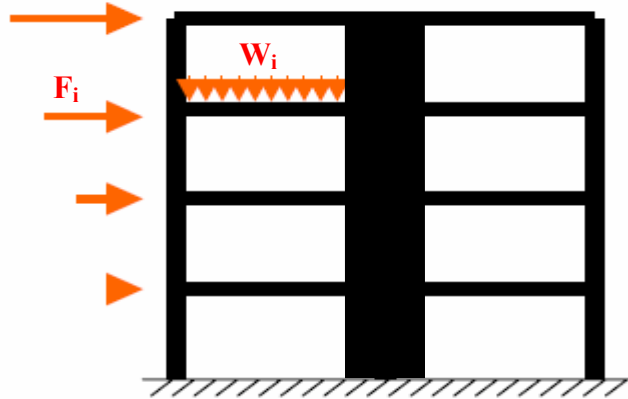
$$F_i - \text{lực tập trung tại tầng thứ } i: \quad F_i = \frac{W_iH_i^k}{\sum_{j=1}^n W_jH_j^k} V_{\text{base}} \quad (15-5b)$$

$$k = \begin{cases} 1 & \text{khi } T \leq 0.5s \\ 2 & \text{khi } T > 2.5s \end{cases} \quad (15-5c)$$

H_i, H_j - cao độ tính từ mặt đất đến tầng thứ i, j

W_i, W_j - tải trọng đứng của tầng thứ i, j

6. Xác lập các tổ hợp tải trọng trong khung/vách chịu lực gồm các tải trọng ngang F_i và các tải trọng đứng W_i (có nhân hệ số tải trọng), tính nội lực thiết kế (M, Q, N) trong tất cả các thành phần kết cấu bằng cơ học kết cấu (dùng SAP2000, FEAP,...).



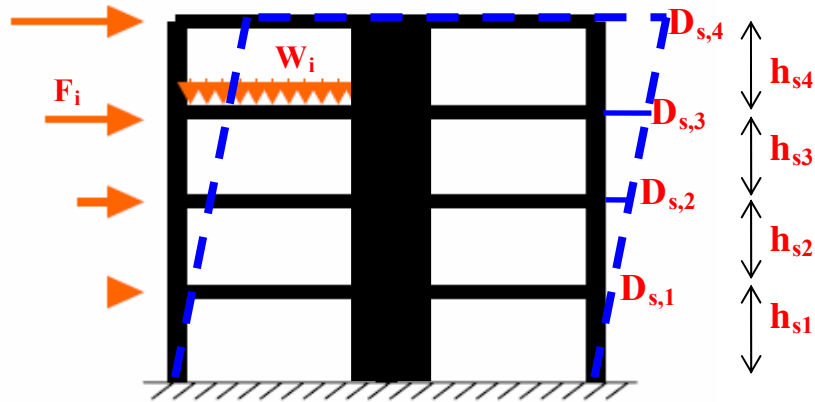
Ví dụ theo **ACI 318-05**, cần xét **bảng tổ hợp tải trọng** sau đây:

$U = 1.4(D + F)$	(9-1)	} U - tải trọng tính toán (có HS <u>vượt tải</u>) D - tĩnh tải L - hoạt tải F - tải trọng do chất lỏng bể chứa T - tải trọng do nhiệt độ, co ngót ... H - áp lực ngang của đất, nước ngầm L _r - hoạt tải mái S - hoạt tải tuyết rơi R - hoạt tải nước mưa W - hoạt tải gió E - tải trọng động đất
$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H)$	(9-2)	
$+ 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$		
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.8W)$	(9-3)	
$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(9-4)	
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(9-5)	
$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$	(9-6)	
$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$	(9-7)	

7. **Kiểm tra độ trôi dạt** (*drift*), Δ_M , do chuyển vị max không đàn hồi, D_M , trong khung/vách, tính D_M bằng cách nhân các **chuyển vị đàn hồi** (*elastic displacement*), D_s , với **hệ số khuếch đại chuyển vị** (*displacement amplification factor*), $C_d = 0,7R$:

$$\Delta_M = 0,7R(D_{s,i} - D_{s,i-1}) \leq \begin{cases} 0,025h_s & \text{khi } T \leq 0,7s \\ 0,020h_s & \text{khi } T > 0,7s \end{cases} \quad (15-6)$$

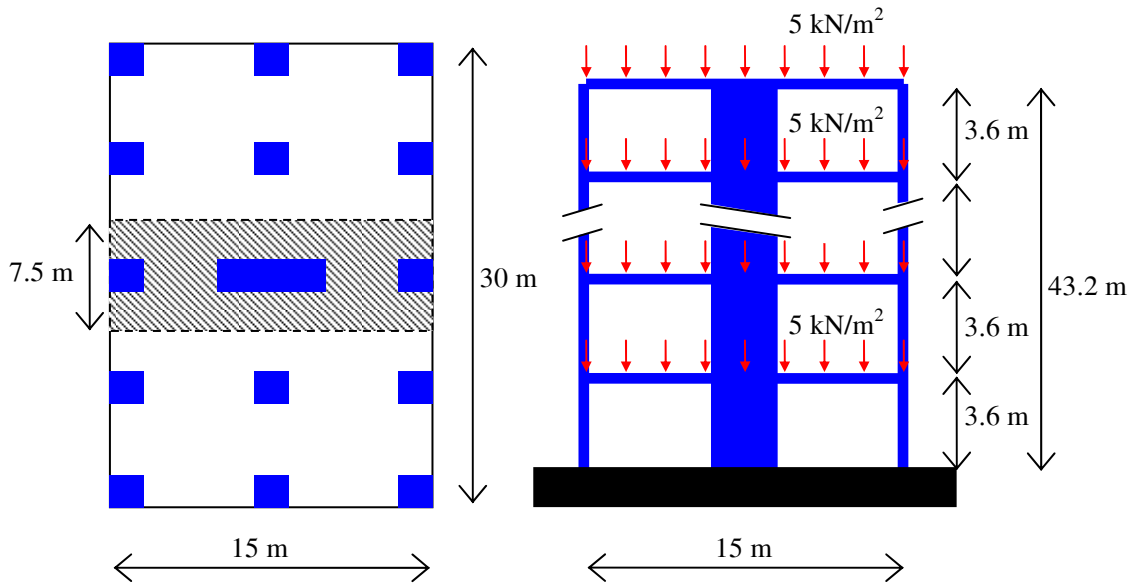
Nếu khung/vách quá “**mềm**” không thỏa (15-6), chọn lại kích thước khung/vách và lập lại từ **bước 2**.



8. Dùng nội lực **bước 6**, thiết kế bố trí thép các thành phần dầm, cột, vách theo **ACI 318**.

15.2.2 Ví dụ tính toán theo phương pháp tuyến tính tĩnh theo **UBC-94**

Phân phối lực cắt đáy móng do động đất lên toàn bộ chiều cao $H = 43.2$ m của khung ngang công trình (12 tầng, 2 nhịp), giả thuyết động đất vừa ($Z = 0.2$), hệ số đất nền $S = 1.5$ (nền sét cứng).



Tải trọng đứng (tĩnh tải + hoạt tải) tác dụng trên mỗi tầng sàn:

$$W_i = 15\text{m} \times 30\text{m} \times 5 \text{ kN/m}^2 = 2250 \text{ kN} \quad (i = 1 \dots 12)$$

Tổng tải trọng đứng tác dụng lên công trình: $W = \sum_{i=1}^{12} W_i = 12 \times 2250 = 27000 \text{ kN}$

Công thức tính lực cắt đáy móng theo tiêu chuẩn **UBC-94**: $V_{\text{base}} = \frac{ZIC}{R} W$

Trong đó chọn:

$$Z = 0.2 \quad (\text{vùng động đất vừa})$$

$$I = 1.25 \quad (\text{công trình quan trọng})$$

$$R = 6.0 \quad (\text{vách + khung BTCT dẻo vừa})$$

$$T = C_t H^{3/4} = 0.02 \times \left(\frac{43.2}{0.3} \right)^{3/4} = 0.83 \text{ s}$$

$$C = \frac{1.25}{T^{2/3}} S = \frac{1.25}{(0.83)^{2/3}} \times 1.5 = 2.12 < 2.75 \rightarrow \text{chọn: } C = 2.12$$

$$\Rightarrow V_{\text{base}} = \frac{0.2 \times 1.25 \times 2.12}{6.0} \times 27000 = \mathbf{2385 \text{ kN}}$$

Phân phối lực cắt đáy móng trên toàn bộ chiều cao khung nhà: $V_{\text{base}} = F_t + \sum_{i=1}^{12} F_i$

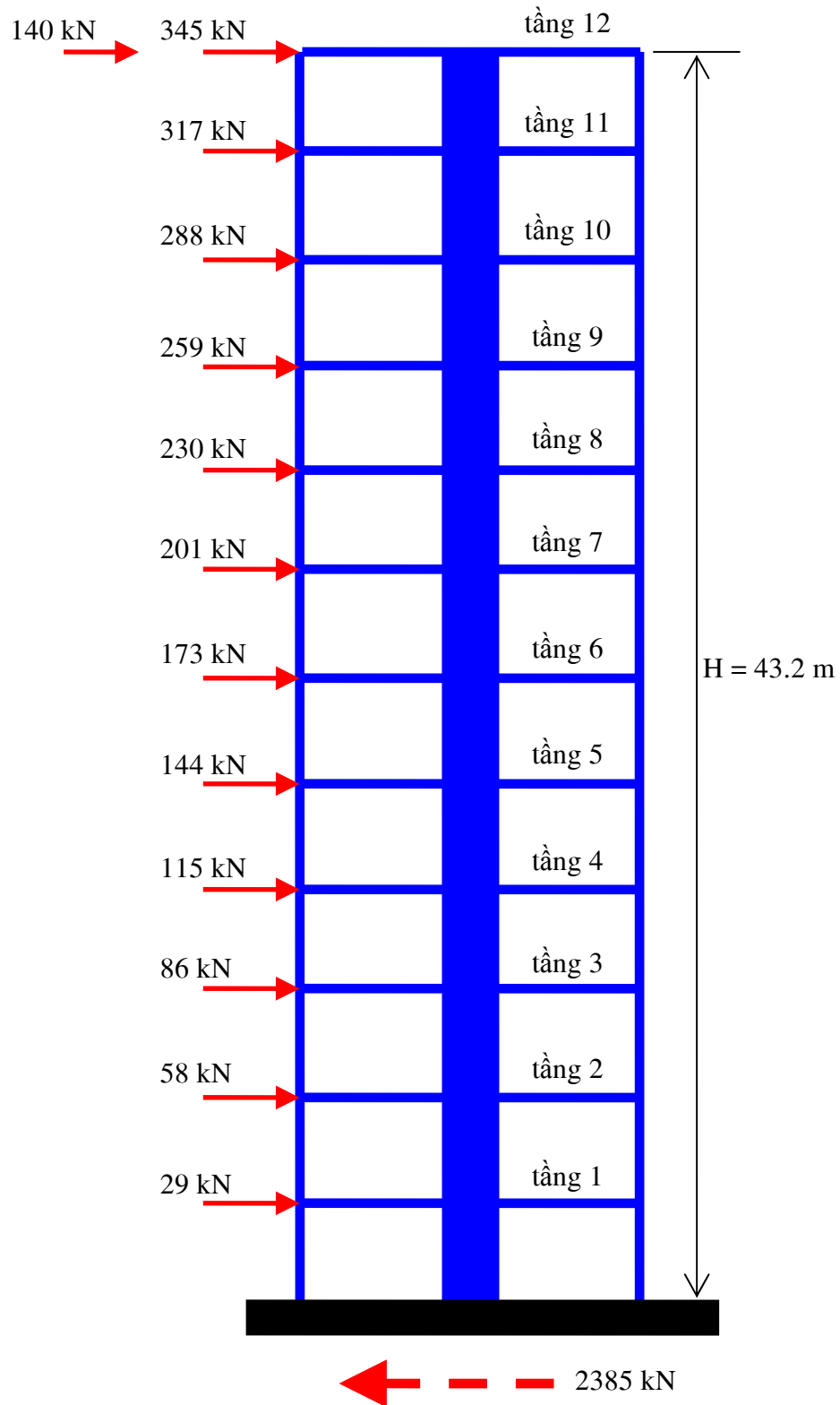
Trong đó:

$$F_t - \text{lực tập trung tại đỉnh: } F_t = 0.07TV_{\text{base}} \leq 0.25V_{\text{base}} \quad (\text{do } T = 0.83 \text{ s} > 0,7 \text{ s})$$

$$\Rightarrow F_t = 0.07 \times 0.83 \times 2385 = \mathbf{140 \text{ kN}} < 0,25 \times 2385 = 595 \text{ kN}$$

$$F_i - \text{lực tập trung tại tầng thứ } i: F_i = \frac{(V_{\text{base}} - F_t)W_i H_i}{\sum_{j=1}^{12} W_j H_j}$$

Tầng thứ	$W_i H_i$ (kNm)	F_i (kN)	Tầng thứ	$W_i H_i$ (kNm)	F_i (kN)
tầng 1	8100	29	tầng 7	56700	201
tầng 2	16200	58	tầng 8	64800	230
tầng 3	24300	86	tầng 9	72900	259
tầng 4	32400	115	tầng 10	81000	288
tầng 5	40500	144	tầng 11	89100	317
tầng 6	48600	173	tầng 12	97200	345
Ghi chú: $V_{\text{base}} - F_t = 2385 - 140 = \mathbf{2245 \text{ kN}}$; $\sum W_j H_j = \mathbf{631800 \text{ kNm}}$					



15.2.3 Nguyên tắc tính toán của phương pháp lực ngang tương đương (TCXDVN 356-2006)

Phương pháp lực ngang tương đương theo TCXDVN 356-2006 có thể áp dụng cho hệ khung BTCT và hệ khung/vách BTCT ở khu vực **động đất yếu** → **vừa** cho các công trình có chiều cao $H < 70m$ và ảnh hưởng xoắn không đáng kể.

Các bước chính tính động đất của vách cứng BTCT theo phương pháp lực ngang tương đương, dựa trên TCXDVN 356-2006, tương tự như tính khung BTCT ở phần **14.3.1 (chương 14)** có thể được liệt kê như sau:

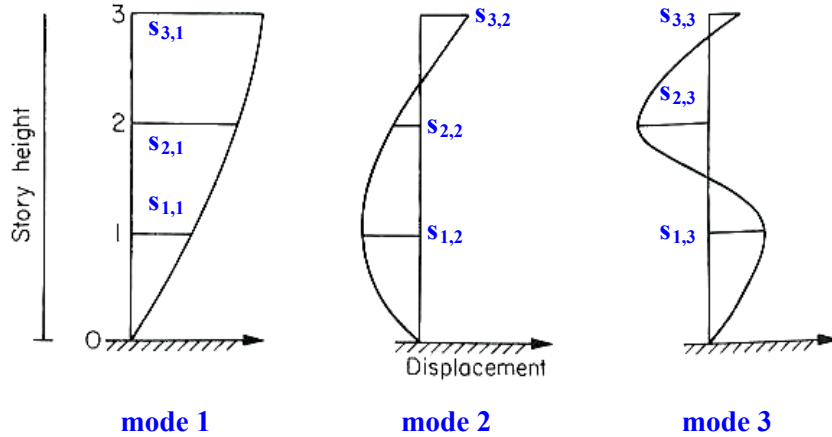
1. Dùng phương pháp tay, thiết lập các kích thước sơ bộ của dầm, cột và vách cứng; tính các tải trọng đứng m_i (tĩnh tải+hoạt tải) tại các tầng (phần **13.5.1** của **chương 13**):

$$m_i = G_{k,i} + \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (15-7)$$

2. Sử dụng các kích thước ở **bước 1** để lập mô hình tính toán (2D hay 3D) của hệ khung-giằng (khung+vách) theo yêu cầu kháng chấn phù hợp, có thể tham khảo bảng sau đây:

Lựa chọn hệ khung-giằng BTCT	Điều kiện áp dụng	q
Vách cứng thường + khung dầm-cột dẻo thấp	động đất yếu ⁽¹⁾	≥ 1,5
Vách cứng thường + khung dầm-cột dẻo vừa	động đất vừa ⁽²⁾	≥ 3,0
Vách cứng dẻo cao + khung dầm-cột dẻo cao	động đất mạnh ⁽³⁾	≥ 4,5
Theo FEMA 356, nếu phổ đàn hồi (phần 13.3.3 chương 13) thỏa mãn cả hai điều kiện: ⁽¹⁾ $S_e(T = T_B) < 0,167g$ và $S_e(T = 1s) < 0,067g \Rightarrow$ động đất yếu ⁽²⁾ $0,167g < S_e(T = T_B) < 0,5g$ và $0,067g < S_e(T = 1s) < 0,2g \Rightarrow$ động đất vừa ⁽³⁾ $S_e(T = T_B) > 0,5g$ và $S_e(T = 1s) > 0,2g \Rightarrow$ động đất mạnh		

3. Phân tích mô hình **bước 2** để tìm các tần số riêng và các mode dao động riêng, có thể tính dao động riêng theo phương pháp PTHH hay công thức kinh nghiệm (15-3).



4. Tham khảo phần **13.5.1** của **chương 13** trong giáo trình này để tính **lực cắt đáy móng thiết kế** (F_b) bằng cách dùng **chu kỳ riêng thứ nhất** (T_1) tính được từ **bước 3** như sau:

$$F_b = S_d(T_1, \xi)M\lambda \quad (15-8)$$

trong đó:

$S_d(T_1, \xi)$ Tung độ của phổ thiết kế tại chu kỳ T_1 ;

T_1 Chu kỳ dao động cơ bản do chuyển động ngang theo phương đang xét;

λ Hệ số hiệu chỉnh; $\lambda = 0,85$ nếu $T_1 \leq 2T_C$ với nhà > 2 tầng; $\lambda = 1,0$ với TH khác.

M Tổng tải trọng đứng tác dụng lên công trình: $M = \sum_{i=1}^n m_i$

5. **Phân phối lực cắt đáy móng** trên toàn bộ chiều cao nhà (theo **13.5.1** của **chương 13**):

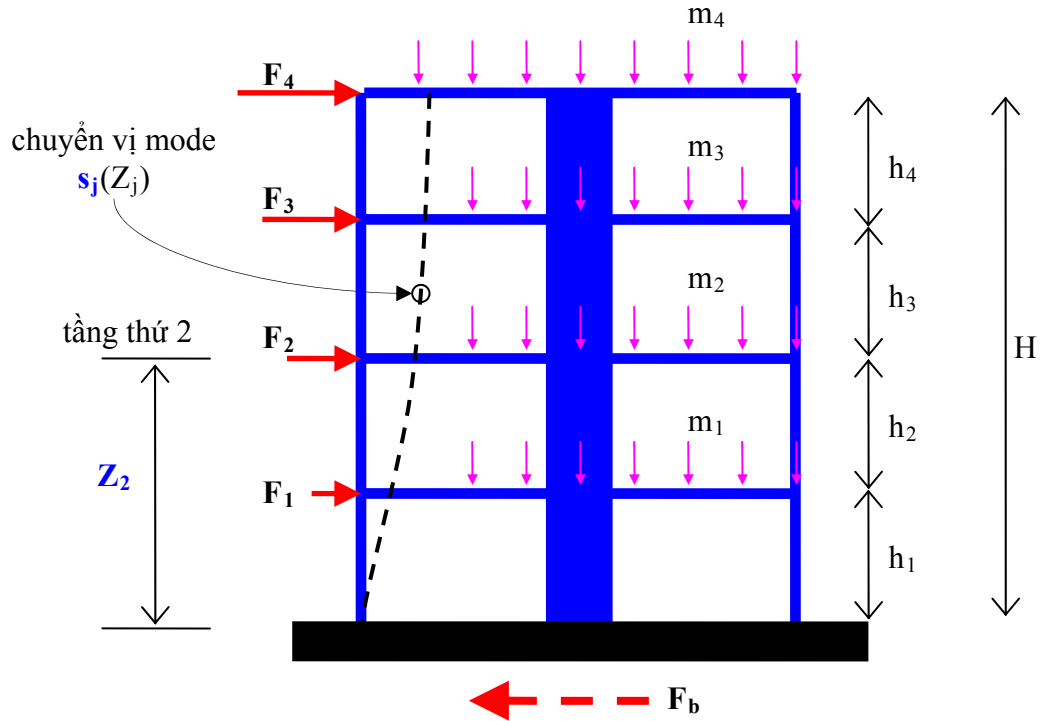
$$F_i = \frac{s_i m_i}{\sum_{j=1}^n s_j m_j} \times F_b \quad (15-9) \quad \text{hay} \quad F_i = \frac{Z_i m_i}{\sum_{j=1}^n Z_j m_j} \times F_b \quad (15-10)$$

trong đó:

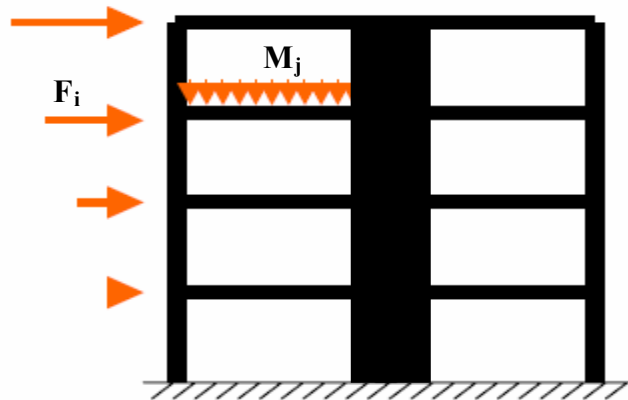
F_i Lực ngang tác dụng tại tầng thứ i

s_i, s_j Chuyển vị của các khối lượng m_i, m_j trong **dạng dao động cơ bản (mode 1)**

Z_i, Z_j Cao độ tính từ mặt đất đến tầng thứ i, j



6. Thiết lập các tổ hợp tải trọng đặc biệt trong khung nhà, bao gồm các tải trọng ngang do động đất F_i và các tổ hợp khả dĩ của tải trọng đứng M_j , để tính toán các nội lực thiết kế (M, Q, N) trong tất cả các thành phần kết cấu khung-giằng bằng các phương pháp cơ học kết cấu thông thường (SAP2000, FEAP,...).



Ví dụ theo TCXDVN 375-2006, cần xét tổ hợp đặc biệt sau đây:

$$THDB = \sum_{i=1}^n F_i + \sum_{j=1}^n M_j \quad (15-11)$$

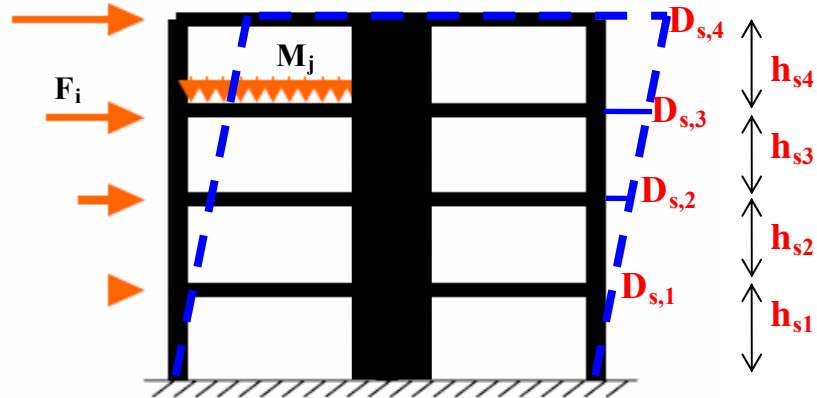
F_i - lực ngang phân theo tầng thứ i do tác động của động đất

M_j - tải trọng đứng phân theo tầng thứ j , tính bằng: $M_j = G_{k,j} + \psi_{2,j} Q_{k,j}$ (15-12)

$G_{k,j}, Q_{k,j}$ - tĩnh tải và hoạt tải tính toán của tầng thứ j

$\Psi_{2,j}$ - hệ số tổ hợp tải trọng đối với hoạt tải tầng thứ j (tham khảo **13.5.1**, **chương 13**)

7. Kiểm tra độ trôi dạt (*drift*), Δ_M , theo Eurocode 8 bằng chính chênh lệch giữa hai chuyển vị tầng, $D_{s,i}$ và $D_{s,i-1}$, tính với phổ gia tốc thiết kế $S_d(T, \xi)$ ở phần **13.3.4** của **chương 13**: $\Delta_M = D_{s,i} - D_{s,i-1} \leq [\Delta_M]$. Nếu khung/vách quá “mềm” không thỏa yêu cầu của Eurocode 8, chọn lại kích thước khung/vách và lập lại từ **bước 2**.



8. Dùng nội lực (**M**, **Q**, **N**) tính trong **bước 6**, thiết kế và bố trí cốt thép (tùy thuộc vào giá trị **q** đã sử dụng) các thành phần dầm, cột, vách theo TCXDVN 375-2006.

15.3 THỰC HÀNH THIẾT KẾ VÁCH CỨNG BTCT THEO ACI 318-05

Các bản luận dưới đây trình bày các vấn đề cơ bản trong thiết kế vách cứng BTCT theo tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-05 có các điều kiện sau đây:

- Vách cao - *flexural walls* ($H_w/L_w \geq 2$: thiết kế chống lực dọc + lực uốn + lực cắt)
- Nhà cao trung bình - *moderate height building* ($H = 20-75$ m).
- Vách cứng thông thường đổ tại chỗ: thỏa mãn ACI 318 từ Chương 1 đến 18, áp dụng thích hợp cho động đất vừa:

$$\text{FEMA 356: } 0,167g < S_e(T = T_B) < 0,5g \text{ và } 0,067g < S_e(T = 1s) < 0,2g$$

15.3.1 Yêu cầu cấu tạo cốt thép vách cứng

a)- Chiều dày vách tối thiểu:

$$t_w \geq (h_s / 25, l_w / 25, 100\text{mm}) \quad (14.5.3)$$

$$t_{w2} \geq (h_s / 15, 200\text{mm}) \text{ nếu } l_{w2} < (2t_{w2}, l_w / 5)$$

$$t_{w2} \geq (h_s / 10, 200\text{mm}) \text{ nếu } l_{w2} > (2t_{w2}, l_w / 5)$$

b)- Hàm lượng thép cấu tạo tối thiểu:

$$\text{Đường kính thép cấu tạo: } \phi_{A_v}, \phi_{A_h} \leq \frac{t_w}{10}$$

$$\rho_1 = \frac{A_v}{t_w s_1} \geq 0,0015 \quad (14.3.2)$$

$$\rho_t = \frac{A_h}{t_w s_2} \geq 0,0025 \quad (14.3.3)$$

c)- Bước bố trí cốt thép cấu tạo:

$$s_1 \leq (3 t_w, 450\text{mm}) \quad (14.3.5)$$

$$s_2 \leq (3 t_w, 450\text{mm}) \quad (14.3.5)$$

trong đó:

H_w - chiều cao vách cứng

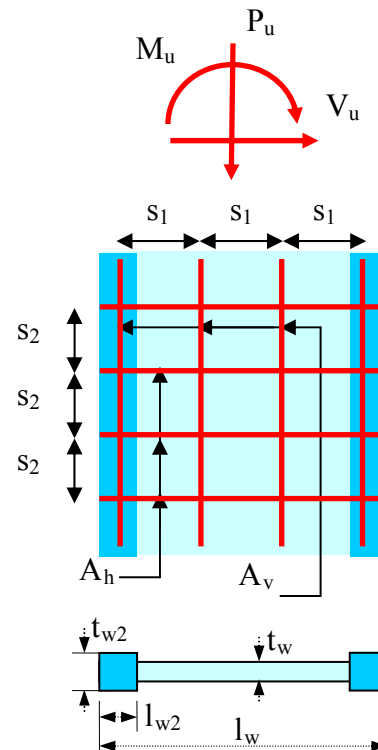
h_s - chiều cao mỗi tầng sàn nhà

l_w, l_{w2} - chiều dài vách cứng và phần tử biên

t_w, t_{w2} - chiều rộng vách cứng và phần tử biên

A_v - thép cấu tạo theo phương đứng, bước thép $s_1 \Rightarrow$ hàm lượng thép phương đứng ρ_1

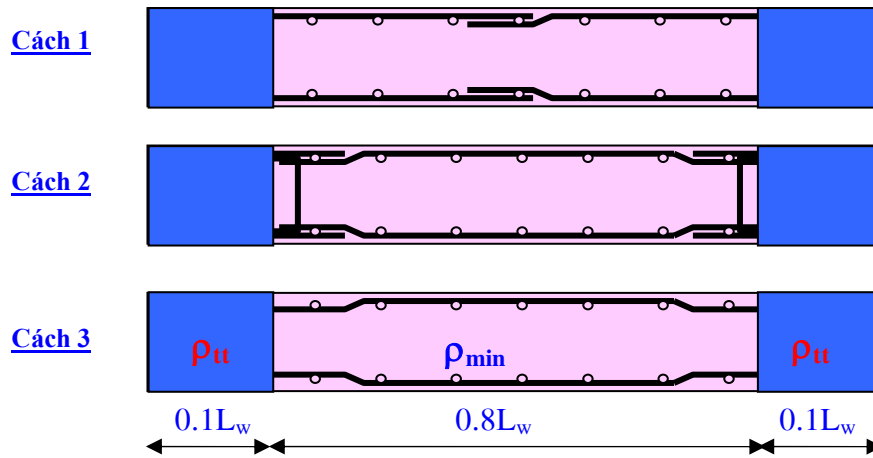
A_h - thép cấu tạo theo phương ngang, bước thép $s_2 \Rightarrow$ hàm lượng thép phương ngang ρ_t



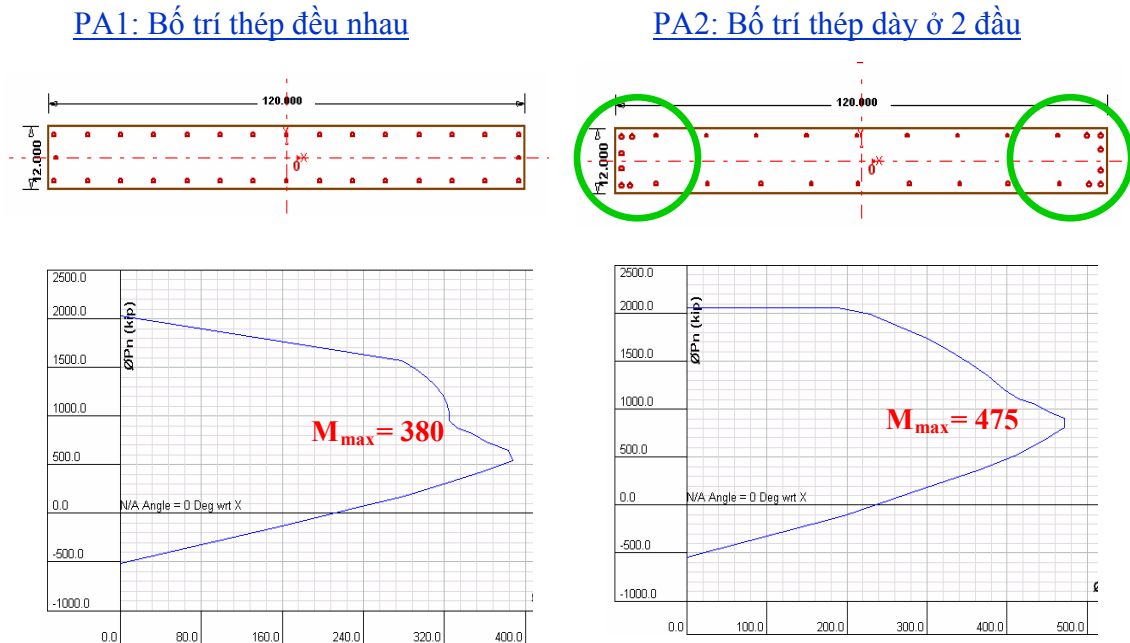
15.3.2 Phân bố thép dọc chịu uốn

Thép dọc chịu uốn+nén trong vách cao BTCT có thể được bố trí theo các cách như sau:

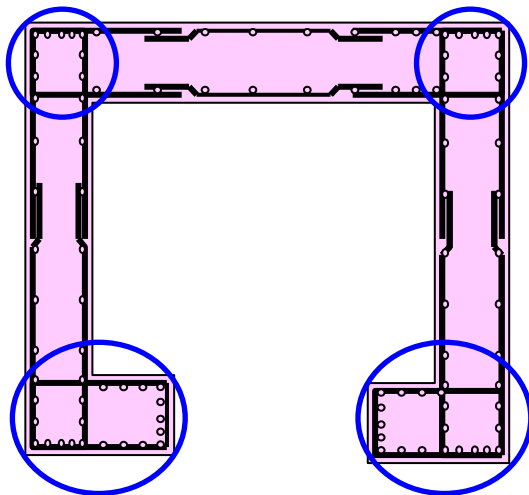
- Bố trí thép dọc phân tán đều trên toàn bộ tiết diện ngang vách cứng.
- Đặt dày **thép dọc tính toán** (thép A_s đường kính $\phi > 16\text{mm}$ và có hàm lượng ρ_{tt} thỏa mãn **chương 7, chương 10** của **ACI 318-05**) ở hai phần tử biên tại hai đầu vách ($\approx 0.1L_w$) và bố trí **thép dọc cấu tạo** (thép A_v hàm lượng xấp xỉ $\rho_{min} = 0.15\%$ như phần **15.3.1**) ở phần giữa vách ($\approx 0.8L_w$): nhằm cải thiện độ dẻo và tăng khả năng chống uốn của vách. Ở hai đầu vách phải bố trí thép đai kín thỏa mãn **chương 7, chương 10** của **ACI 318-05**, để tăng hiệu quả ép ngang (*confined concrete*) như hình bên dưới:



Ví dụ 1: Mômen chống uốn tăng 25% khi bố trí thép dọc vách phẳng phương án 2 có cùng hàm lượng thép vách cứng 1% với phương án 1.

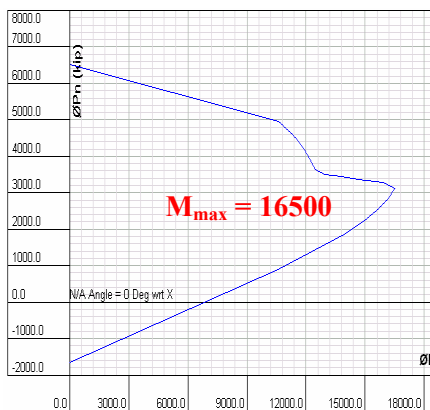
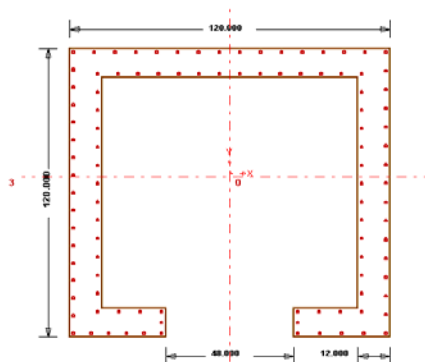


Trường hợp vách BTCT dạng hộp, có thể **đặt dày thép ở các góc** và phân tán ở phần giữa vách nhằm cải thiện độ dẻo và tăng khả năng chống uốn.

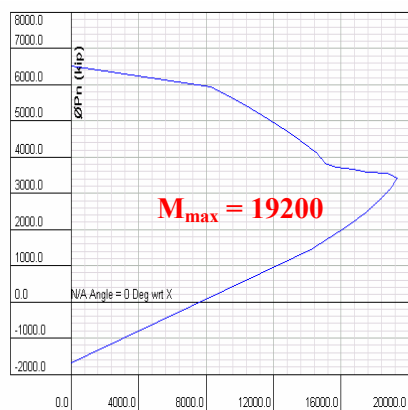
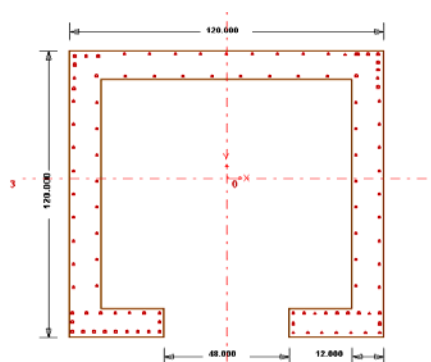


Ví dụ 2: Mômen chống uốn tăng 16% khi bố trí thép dọc vách hộp phương án 2 có cùng hàm lượng thép vách cứng 1% với phương án 1.

PA1: Bố trí thép đều nhau

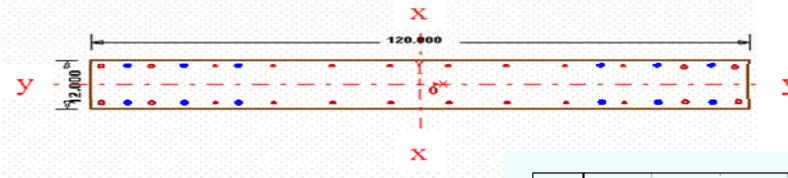


PA2: Bố trí thép dày ở các góc



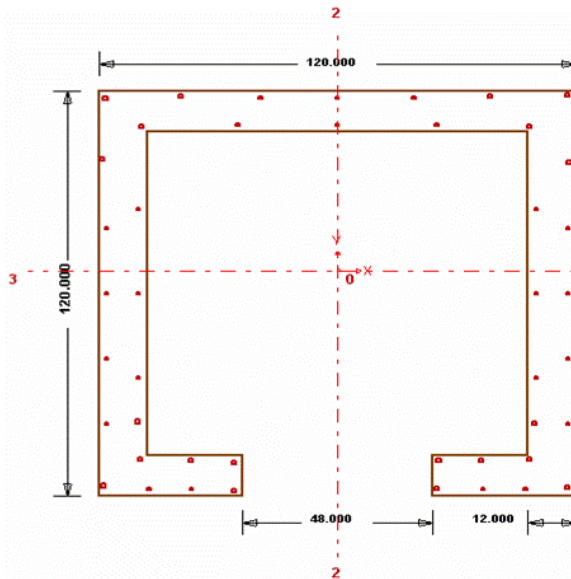
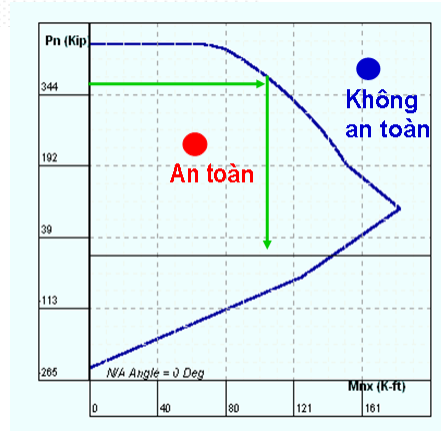
15.3.3 Tính toán thép dọc chịu uốn

Để tính thép dọc chịu uốn+nén của vách cao BTCT (chủ yếu thép tính toán A_s ở hai đầu vách), áp dụng **chương 10** (10.2→10.3, 10.10→10.14, 10.17) và **chương 14** (14.2→14.3) của **ACI 318-05** kết hợp sử dụng **đường cong tương tác** (*interaction curves* $\phi P_n - \phi M_n$):



- Hầu như vách phẳng được tính như kết cấu chịu **nén một phương**.
- Nội lực tính toán (P,M) tại các mặt cắt ngang phải nằm trong đường cong tương tác ($\phi P_n, \phi M_n$):

→ $P = \phi P_n$ yêu cầu $M \leq \phi M_n$



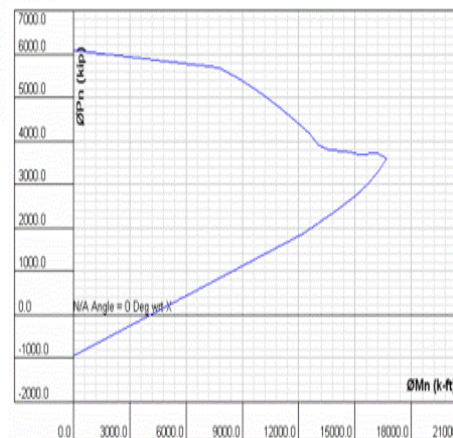
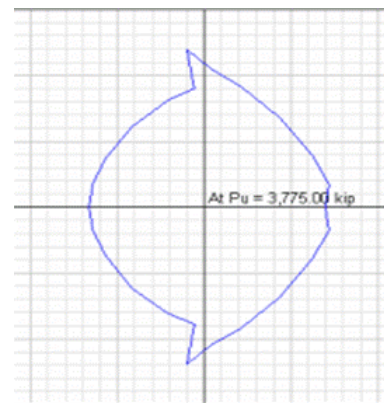
- Hầu như vách hộp được tính như kết cấu chịu **nén hai phương**.

→ $P = \phi P_n$

yêu cầu $M_x \leq \phi M_{nx} ; M_y \leq \phi M_{ny}$

→ $M_y = \phi M_{ny}$

yêu cầu $P \leq \phi P_n ; M_x \leq \phi M_{nx}$



15.3.4 Tính toán thép chống cắt

Áp dụng **phần 11.10** của **ACI 318-05**, các bước chính **thiết kế chống cắt** vách cao BTCT như sau:

1. Kiểm tra cường độ chống cắt lớn nhất cho phép:

$$V_{n,max} = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} t_w d_w \quad (11.10.3)$$

Đơn vị: $[V_n] = N$; $[f'_c] = MPa$; $[t_w], [d_w] = mm$

với $d_w = 0.8l_w$ (11.10.4)

Yêu cầu: $\phi V_{n,max} > V_u$ (Eq. 11-1)

Hệ số giảm cường độ **chống cắt**: $\phi = 0.75$

2. Tính cường độ chống cắt của bê tông:

$$V_c = \frac{1}{4} \sqrt{f'_c} t_w d_w \pm \frac{P_u d_w}{4l_w} \quad (Eq. 11-29)$$

dấu - khi P_u là kéo, dấu + khi P_u là nén

3. Xác định thép chịu cắt theo **phương ngang** (A_v, s_2):

a/- Nếu $V_u < 0.5\phi V_c \rightarrow$ bố trí (A_v, s_2) theo cấu tạo

b/- Nếu $V_u > 0.5\phi V_c \rightarrow$ tính toán (A_v, s_2) như sau:

Do: $V_u \leq \phi V_n$ (Eq. 11-1)

$\Leftrightarrow V_u \leq \phi(V_n + V_s)$ (Eq. 11-2)

$\Leftrightarrow V_u \leq \phi V_c + \frac{\phi A_v f_y d_w}{s_2}$ (Eq. 11-31) $\Rightarrow \frac{A_v}{s_2} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d_w}$ (*)

Từ cặp (A_v, s_2) tính được từ phương trình (*):

Yêu cầu: $\rho_h = \frac{A_v}{t_w s_2} \geq 0.0025$ (11.10.9.2)

Yêu cầu: $s_2 \leq \begin{cases} l_w / 5 \\ 3t_w \\ 450mm \end{cases}$ (11.10.9.3)

4. Kiểm tra thép chịu cắt theo **phương đứng** (A_h, s_1): $\rho_n = \frac{A_h}{t_w s_1}$

Yêu cầu: $\left. \begin{array}{l} \rho_n \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h_w}{l_w})(\rho_h - 0.0025) \\ \rho_n \geq 0.0025 \\ \rho_n \leq \rho_h \end{array} \right\}$ (11.10.9.4) $s_1 \leq \begin{cases} l_w / 3 \\ 3t_w \\ 450mm \end{cases}$ (11.10.9.5)

