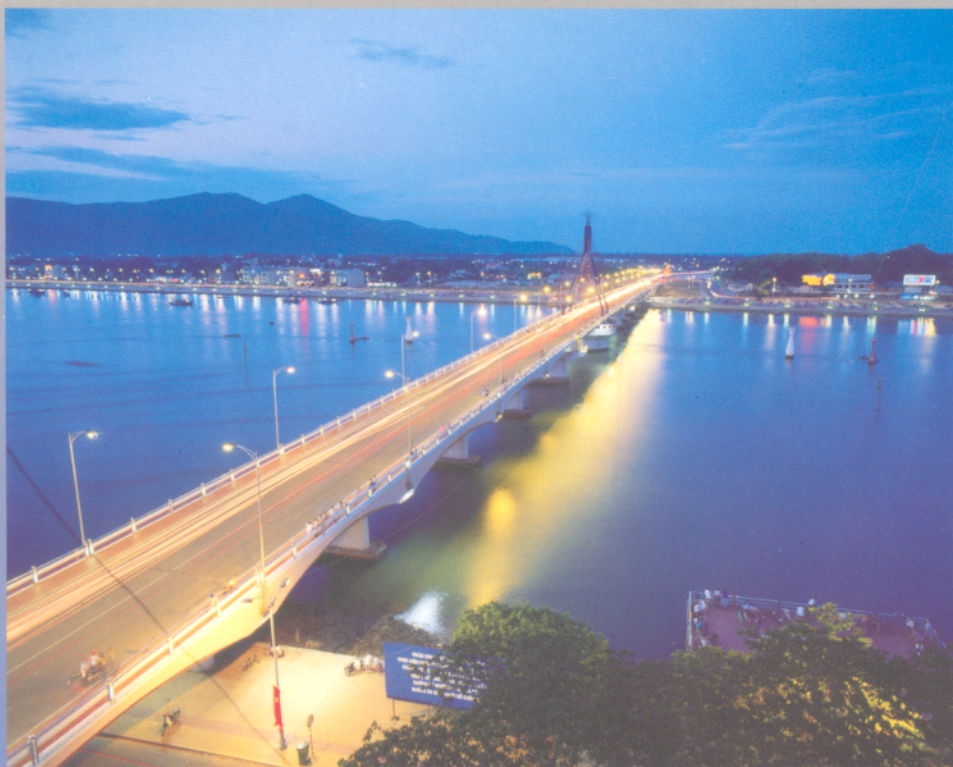


PGS.TS. NGUYỄN VIỆT TRUNG
TH.S. NGUYỄN THANH HÀ

CƠ SỞ TÍNH TOÁN CẦU CHỊU TẢI TRỌNG CỦA ĐỘNG ĐẤT



NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI

**PGS. TS. NGUYỄN VIỆT TRUNG
TH S. NGUYỄN THANH HÀ**

CƠ SỞ TÍNH TOÁN CẦU CHỊU TẢI TRỌNG CỦA ĐỘNG ĐẤT

**NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI
HÀ NỘI - 2004**

Chịu trách nhiệm xuất bản:

TS. NGUYỄN XUÂN THỦY

Biên tập:

THÂN NGỌC ANH

Trình bày bìa:

VƯƠNG THẾ HÙNG

NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI

80B Trần Hưng Đạo – Hà Nội * ĐT: 9423346 – 9423345 * Fax: 8224784

MS $\frac{6 \times 8(6V)}{GTVT - 04}$ 105 / 04 – 04

In 1.000 cuốn, khổ 19 x 27 cm, tại Công ty in Giao thông .
Giấy chấp nhận KHXB số 105/XB-QLXB cấp ngày 9/2/2004.
In xong và nộp lưu chiểu tháng 4 năm 2004.

LỜI NÓI ĐẦU

Cuốn sách này được biên soạn với ước muốn giúp các kỹ sư và sinh viên ngành xây dựng cầu đường tìm hiểu tải trọng của động đất đối với công trình cầu và các phương pháp tính toán cầu chịu tải trọng động đất

Nội dung sách gồm các phần:

- Giới thiệu một số đặc trưng cơ bản của động đất, nguy cơ xảy ra động đất ở Việt Nam và trên thế giới.
- Trình bày một số phương pháp lý thuyết tính toán động đất cho công trình cầu. Tiếp theo là về phương pháp phân tích động đất khi tính toán thiết kế công trình cầu theo một số qui trình đang áp dụng ở Việt Nam.
- Dựa trên các chương trình máy tính có sẵn lập một số phần mềm phụ trợ cho việc tính toán động đất được đơn giản. Thực hành tính toán một số phần mềm cụ thể.
- Thông qua việc nghiên cứu về các qui trình trên sẽ so sánh các nguyên lý cơ bản, phương pháp thực hành phân tích, sơ bộ đánh giá mức độ an toàn của việc tính toán kháng chấn khi thiết kế công trình giao thông (phần cầu) trong vùng có động đất theo Tiêu chuẩn 22 TCN 221-95 và Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-01 của Bộ GTVT cũng như Tiêu chuẩn AASHTO - 1996 của Hoa-kỳ
- Đưa ra một vài khuyến nghị về việc áp dụng các chương trình máy tính sẵn có cho việc tính toán động đất cho công trình cầu
- Đưa ra một vài ý kiến đánh giá về việc áp dụng các Tiêu chuẩn thiết kế công trình cầu trong vùng có động đất.

Động đất là một vấn đề rất rộng và phạm vi nghiên cứu của vấn đề rất phức tạp và đa dạng, thêm vào đó là do hạn chế của Tiêu chuẩn thiết kế công trình giao thông trong vùng có động đất 22 TCN-221-95 nên nội dung của sách chỉ dừng lại ở mức độ nghiên cứu kỹ sự khác nhau về các nguyên lý cơ bản, phương pháp thực hành, sơ bộ đánh giá kết quả nội lực của việc tính toán kháng chấn khi thiết kế công trình cầu cho một số dạng kết cấu cơ bản khi sử dụng phương pháp tính động đất theo Tiêu chuẩn AASHTO - 1996 của Hoa-kỳ và Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-01 so với khi sử dụng Tiêu chuẩn thiết kế công trình giao thông trong vùng có động đất 22 TCN-221-95- của Bộ Giao thông Vận tải.

Sách viết lần đầu, chắc khó tránh khỏi thiếu sót, các tác giả mong nhận được các ý kiến phê bình của bạn đọc. Thư góp ý xin gửi về Nhà xuất bản Giao thông vận tải, 80B Trần Hưng Đạo, Hà Nội. Chúng tôi xin chân thành cảm ơn.

Tác giả

Chương 1

KHÁI NIỆM VỀ ĐỘNG ĐẤT

1.1. NGUYÊN NHÂN CỦA ĐỘNG ĐẤT

1.1.1. Động đất và nguyên nhân của động đất

Động đất là hiện tượng địa vật lý phức tạp, nó thường xuyên xảy ra trong vỏ trái đất. Động đất được đặc trưng bởi sự chuyển động hỗn loạn của vỏ trái đất chuyển động đó có phương và cường độ thay đổi theo thời gian. Bất kỳ một trận động đất nào cũng đều liên quan đến sự toả ra một lượng năng lượng từ một nơi nhất định. Có nhiều nguyên nhân dẫn đến sự phát sinh năng lượng gây ra động đất sau đây là một vài nguyên nhân chính thường gặp:

- Sự va chạm của các mảnh thiên thạch vào vỏ trái đất.
- Các vụ thử bom hạt nhân ngầm dưới đất.
- Các hang động trong lòng đất bị sập.
- Sự vận động kiến tạo của trái đất: Đây là nguyên nhân chủ yếu gây ra các vụ động đất. Theo thống kê 95% các trận động đất xảy ra trên thế giới có liên quan trực tiếp đến sự vận động kiến tạo. Sau đây sẽ nghiên cứu kỹ hơn sự vận động kiến tạo của trái đất.

1.1.2. Vận động kiến tạo của trái đất

Sự vận động kiến tạo của trái đất là sự chuyển động tương hỗ không ngừng của các khối vật chất nằm sâu trong lòng đất để thiết lập một thể cân bằng mới. Đây là nguyên nhân chính gây ra các vụ động đất. Dưới quan điểm của việc tính toán động đất cho công trình nguyên nhân động đất do sự vận động kiến tạo của trái đất được quan tâm nghiên cứu nhiều nhất. Người ta quan tâm nhất đến dạng động đất này bởi lẽ nó có khả năng lặp lại thường xuyên, nó giải phóng năng lượng lớn và tác động trên một diện rộng.

Có nhiều quan điểm khác nhau về cơ chế phát sinh động đất kiến tạo nhưng ngày nay quan điểm được thừa nhận rộng rãi nhất và được minh chứng đầy đủ nhất bằng quan sát thực tế là quan điểm cho rằng động đất kiến tạo phát sinh do dịch chuyển đột ngột của các khối theo các đứt gãy địa chất.

Theo thuyết kiến tạo, thạch quyển (vỏ trái đất) là lớp cứng được tạo bởi chủ yếu các quần thể đá giàu nguyên tố Si và Mg (gọi tắt là Sima), còn bên trên nó được gắn đôi với các khối lục địa (Á, Âu, Mỹ...) do các quần thể đá giàu chất Si và Al (gọi tắt là Sial) tạo nên. Bề dày của thạch quyển vào khoảng 70km ở ngoài biển và 140 km dưới các lục địa. Tuy bao trùm toàn bộ vỏ trái đất, nhưng thạch quyển không phải là một lớp liên hoàn mà có dạng kiến trúc phân mảnh bởi các vết đứt sâu xuyên thủng. Bên dưới thạch quyển là dung nham lỏng, dẻo ở nhiệt độ cao. Cấu tạo này làm cho các mảng có sự chuyển động tương đối với nhau. Do sự chuyển động ấy các khối lục địa nằm trên các mảng sẽ bị cưỡng bức chuyển động theo (thuyết lục địa trôi nổi). Ngày nay trên thế giới tồn tại mười một vĩ mảng mang tên Á - Âu, Ấn - Úc, Thái Bình Dương, Bắc Mỹ, Nam Mỹ, Phi, Nam Cực, Philippin, Cocos, Caribe và Nazca. Các vĩ mảng lại được phân chia thành các mảng qua các vết đứt gãy nông hơn.

Dựa vào quan hệ chuyển động tương đối giữa các mảng, người ta phân ra năm loại chuyển động cơ bản:

- Chuyển động phân ly (hai mảng gần nhau tách dần ra).
- Chuyển động dũi ngầm (mảng nọ dũi xuống mảng kia).
- Chuyển động trườn (mảng nọ trườn lên trên mảng kia).
- Chuyển động va chạm đàn hồi (hai mảng kề nhau thỉnh thoảng va vào nhau rồi sau đó trở lại vị trí ban đầu).
- Chuyển động rúc đồng quy (hai mảng gần nhau cùng châu đầu rúc xuống lớp dung nham lỏng phía dưới).

Trong các chuyển động trên thì chuyển động dũi ngầm và chuyển động trườn có tác dụng gây động đất mạnh hơn cả.

Trong quá trình chuyển động trượt tương đối giữa các khối vật chất, người ta nhận thấy rằng: sự chuyển động của các khối này không chỉ là các vận động cơ học đơn giản, mà nhiều khi còn kèm theo sự tích lũy thế năng biến dạng, hoặc kèm theo sự chuyển hoá năng lượng từ trạng thái này (rắn) sang trạng thái khác (lỏng, khí...). Diễn biến trên sẽ dẫn đến sự tích tụ năng lượng ở những vùng xung yếu nhất định trong lòng đất. Khi năng lượng tích tụ đạt đến một giá trị tới hạn, không cho phép chúng nằm ở thể cân bằng với môi trường xung quanh, năng lượng sẽ phải thoát ra từ dạng thế năng biến thành động năng và gây ra động đất.

1.2. TÁC HẠI CỦA ĐỘNG ĐẤT

1.2.1. Ảnh hưởng trực tiếp vào công trình

Khi động đất xảy ra xuất hiện các dịch chuyển từ một điểm nhất định và lan truyền nhanh chóng theo chiều dài đứt gãy dưới dạng sóng địa chấn. Do ảnh hưởng của sóng địa chấn nền đất bị các lực kéo nén xoắn cho nên có thể bị mất ổn định. Kết quả sau khi sóng động

đất đi qua nền đất có thể bị lún sụt và hoá lỏng. Các công trình đặt trên nền đất bị phá hoại do động đất nêu trên đây sẽ bị phá hoại theo.

1.2.2. Ảnh hưởng tới nền móng công trình

Khi động đất xảy ra do ảnh hưởng của sóng địa chấn nếu nền đất chưa bị mất ổn định thì công trình đặt trên nền đất sẽ xuất hiện các ứng xử như (chuyển vị, vận tốc, gia tốc) như vậy nội lực, chuyển vị của công trình sẽ vượt quá các nội lực, chuyển vị tính trước lúc xảy ra động đất và nếu công trình không được tính toán đầy đủ về động đất thì đây là nguyên nhân trực tiếp dẫn đến sự hư hại và phá hoại các công trình nằm trong vùng động đất.

1.2.3. Ảnh hưởng tới công trình cầu

Trong công trình cầu động đất thường gây ra: phá huỷ nền móng phá huỷ đất nền, phá huỷ kết cấu nhịp, kết cấu móng đỡ trụ, làm xô lệch hay nứt vỡ kết cấu. v.v.

Do các tác hại to lớn của động đất đối với công trình như vậy mà hiện nay khi thiết kế thi công các công trình nói chung và công trình cầu nói riêng trong vùng có nguy cơ xảy ra động đất người ta đã đưa ra nhiều phương pháp tính toán cũng như các chi tiết cấu tạo nhằm đảm bảo an toàn cho công trình.

1.3. MỘT VÀI KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ ĐỘNG ĐẤT

1.3.1. Chấn tiêu (focus, centre)

Chấn tiêu là điểm trong vỏ trái đất, nơi bức xạ các sóng địa chấn đầu tiên phù hợp với tính toán theo số liệu quan sát. Trong địa chấn công trình, người ta có thể hiểu chấn tiêu với nghĩa rộng hơn, đó là cả vùng đứt đoạn trong vỏ trái đất.

1.3.2. Chấn tâm (epicenter, epifocus)

Hình chiếu theo phương thẳng đứng của chấn tiêu lên mặt đất gọi là chấn tâm (epicenter, epifocus). Nếu không có số liệu quan trắc của các trạm địa chấn, chấn tâm thường được xác định trên cơ sở kết quả khảo sát các phá huỷ như là điểm có cường độ chấn động mạnh nhất. Thường thì điểm này không hoàn toàn trùng với chấn tâm xác định theo số liệu quan trắc bằng máy. Để tương ứng với việc hiểu chấn tiêu với nghĩa rộng, là cả vùng đứt đoạn trong vỏ trái đất trong địa chấn công trình ta có vùng chấn tâm, là hình chiếu theo phương thẳng đứng của vùng chấn tiêu lên mặt đất. Thường thì điểm có cường độ chấn động mạnh nhất nằm ở trung tâm của vùng này, trong khi chấn tâm xác định theo số liệu quan sát bằng máy có thể nằm đâu đó trong vùng.

1.3.3. Độ sâu chấn tiêu, khoảng cách chấn tiêu, khoảng cách chấn tâm

Độ sâu chấn tiêu là khoảng cách từ chấn tiêu lên mặt đất, tức là khoảng cách giữa chấn tiêu và chấn tâm. Khoảng cách chấn tiêu là khoảng cách từ một điểm bất kỳ trên mặt đất đến chấn tiêu. Khoảng cách chấn tâm của một điểm là khoảng cách từ điểm đó đến chấn tâm.

1.3.4. Sóng địa chấn

Khi động đất xảy ra, năng lượng được giải phóng từ chấn tiêu sẽ truyền ra môi trường xung quanh dưới dạng sóng đàn hồi vật lý: sóng dọc, sóng ngang, sóng mặt. Tất cả các sóng vừa nêu trên do động đất gây ra còn gọi là sóng địa chấn.

Sóng dọc

Sóng dọc (hay sóng nguyên cấp P) được truyền đi nhờ sự thay đổi thể tích môi trường, gây biến dạng kéo và nén trong lòng đất. Sóng dọc được truyền đi theo phương từ chấn tiêu đến trạm quan sát, với vận tốc lớn nhất ($V_p = 7 \div 8 \text{ km/s}$), nên chúng được các máy đo địa chấn ghi nhận sớm nhất.

Sóng ngang

Sóng ngang (sóng thứ cấp S) được truyền đi theo phương vuông góc với sóng dọc, có vận tốc nhỏ hơn sóng dọc ($V_s = 4 \div 5 \text{ km/s}$). Sóng ngang không làm thay đổi thể tích mà chỉ gây nên hiện tượng xoắn và cắt môi trường (nên còn gọi chúng là sóng cắt).

Sóng mặt

Các sóng dọc và sóng ngang khi tới mặt đất sẽ chuyển thành sóng mặt và gây ra chuyển động nền ở độ sâu rất nhỏ. Sóng mặt gần giống như sóng biển, gây nên kéo, và cắt mặt đất. Vận tốc truyền sóng mặt phụ thuộc vào tính chất cơ lý của tầng đất phủ. Nền đất càng cứng (vững chắc), vận tốc truyền sóng càng tăng (1,5 - 15 km/s). Nền đất yếu, vận tốc truyền sóng mặt sẽ giảm (0,5 - 1,5).

Nguyên lý để xác định chấn tiêu

Do sóng dọc có vận tốc lớn hơn vận tốc sóng ngang, nên sau một khoảng thời gian T_{PS} tính từ thời điểm nhận được tín hiệu sóng dọc mới nhận được tín hiệu sóng ngang. Thời gian T_{PS} được gọi là thời gian rung động mở đầu. Từ đó có thể xác định được khoảng cách chấn tiêu và chấn tâm của một trận động đất tới điểm đặt máy đo. Khi có số liệu ghi được tại ít nhất ba điểm khác nhau bằng các thuật toán thông thường sẽ xác định được chấn tiêu và chấn tâm của một trận động đất.

Khi tăng khoảng cách D từ trạm quan sát đến chấn tâm thời gian lan truyền sóng địa chấn

cũng tăng lên. Qua tập hợp và so sánh các số liệu ghi lại được ở các trạm đo địa chấn khác nhau, người ta đã thiết lập mối quan hệ giữa khoảng cách D với thời gian truyền sóng. Qua xử lý nhận thấy: mối quan hệ giữa khoảng cách D với thời gian truyền có giá trị chung cho tất cả các trận động đất và không phụ thuộc vào vị trí chấn tâm, từ đó có thể kết luận rằng các điều kiện đàn hồi trong lòng đất được phân chia xung quanh tâm quả đất theo một qui luật gần như đối xứng. Kết quả, đứng về phương diện nghiên cứu động đất, quả đất coi như cấu tạo từ những lớp có dạng xấp xỉ hình cầu đồng tâm với các tính chất cơ lý như nhau. Kết luận này đã cho phép áp dụng lý thuyết đàn hồi vào việc phân tích sóng địa chấn.

1.3.5. Magnitude của động đất

Khái niệm Magnitude của động đất.

Magnitude và cấp động đất là hai đại lượng khác nhau đặc trưng cho sức mạnh của động đất. Magnitude là mức độ năng lượng được giải phóng trong một trận động đất dưới dạng sóng đàn hồi, còn cấp động đất là đại lượng biểu thị cường độ chấn động mà nó gây ra trên mặt đất và đánh giá được qua mức độ tác động của nó đối với nhà cửa, công trình, mặt đất, đồ vật, con người...

Hiện chưa có thuật ngữ tiếng Việt để chỉ Magnitude nên trong sách này tạm thời vẫn để nguyên từ gốc tiếng Anh là Magnitude chứ không dùng thuật ngữ "chấn cấp" như trong văn bản dịch từ tài liệu Trung Quốc vì nó trùng với thuật ngữ cấp động đất.

Đại lượng Magnitude do Richter C.F đưa ra và áp dụng đầu tiên từ năm 1935. Trong địa chấn học người ta cũng lấy tên ông làm đơn vị cho đại lượng này gọi là độ Richter.

Ngày nay người ta sử dụng các dạng Magnitude sau đây để đặc trưng mức độ năng lượng của động đất (tùy thuộc vào các sóng địa chấn được sử dụng):

- Magnitude địa phương (local magnitude) ML.
- Magnitude theo sóng mặt (surface wave magnitude) MS.
- Magnitude theo sóng khối (body wave magnitude) MB.

Magnitude địa phương ML

Magnitude địa phương ML là thang magnitude đầu tiên được nhà địa chấn Mỹ Richter C.F thiết lập vào năm 1935 theo công thức:

$$ML = \lg A(\Delta) - \sigma_L(\Delta) \quad (1-1)$$

Trong đó:

$A(\Delta)$ - tổng véc tơ các biên độ cực đại đo được trên 2 thành phần nằm ngang của băng ghi dịch chuyển trên máy địa chấn Wood-Anderson (chu kỳ dao động riêng $T_0 = 0.8s$, độ phóng đại lớn nhất $V_{max} = 2800$, hệ số tắt dần $\eta = 0.8$).

Δ - Khoảng cách chấn tâm.

$\sigma_L(\Delta)$ - Gọi là đường cong chế định.

Đường cong chế định là đường tắt dần theo khoảng cách của tổng véc tơ của các biên độ cực đại trên các thành phần nằm ngang của băng ghi dịch chuyển trên máy địa chấn Wood-Anderson trong trận động đất được coi là có $ML = 0$. Để mọi trận động đất ghi được trên máy Wood-Anderson đều có $ML \geq 0$, Richter đồng nhất trận động đất $ML = 0$ với trận động đất yếu nhất mà máy Wood-Anderson còn ghi được ở California thời bấy giờ. Đường $\sigma_L(\Delta)$ có giá trị μm ở khoảng cách $\Delta = 100 km$, tức là $lg \sigma_L(\Delta) |_{\Delta = 10km} = 0$ nếu σ_L đo bằng μm .

Từ quan điểm trên ta có thể định nghĩa ML như sau: Magintude ML của động đất là logarit cơ số 10 của tổng vectơ các biên độ cực đại đo bằng μm trên các thành phần nằm ngang của băng ghi địa chấn trên máy Wood-Anderson ở khoảng cách $\Delta = 1000km$.

Thang magnitude ML dùng cho động đất gần, khoảng cách chấn tâm Δ không quá 800km.

Magnitude theo sóng mặt

Magnitude theo sóng mặt MS được xác định theo công thức:

$$MS = Lg \frac{A(\Delta)}{T} - \sigma_s(\Delta) \quad (1-2)$$

Trong đó:

$A(\Delta)$ - biên độ dịch chuyển cực đại đo bằng μm trên thành phần nằm ngang của sóng mặt Rayleigh.

T - chu kỳ tương ứng.

Hàm chế định σ_S là đường cong tắt dần của đại lượng trong động đất với $MS = 0$, có dạng:

$$\sigma_S = - (1.66lg\Delta + 3.3)$$

Thang MS nói trên được thông qua và đề nghị áp dụng trong Đại hội đồng Hội Vật lý Địa cầu và Trắc địa Quốc tế họp ở Zurich năm 1967. Nó sử dụng để xác định magnitude của động đất ở khoảng cách $\Delta = 200 - 1600$ và độ sâu chấn tiêu nhỏ hơn 50km.

Magnitude theo sóng khối MB

Magnitude theo sóng khối MB xác định theo công thức:

$$MB = Lg \frac{A(\Delta)}{T} - \sigma_b(\Delta) \quad (1-3)$$

Trong đó:

$A(\Delta)/T$ - vận tốc dao động cực đại của nền đất trong sóng khối T .

Δ - khoảng cách tới chấn tiêu của điểm khảo sát.

$\sigma_b(\Delta)$ - hàm chế định, tức là đường tắt dẫn vận tốc dao động: trong động đất với $M_B = 0$ nó phụ thuộc vào độ sâu chấn tiêu h .

Mối tương quan giữa M_I , M_B và M_S

Mặc dù nguyên tắc ban đầu được áp dụng khi thiết lập các thang magnitude là đồng nhất các giá trị magnitude song trên thực tế các giá trị M_L , M_S , M_B của động đất lại khác nhau. Bởi vậy người ta đã đưa ra nhiều cách để thể hiện các mối tương quan này.

1.3.5.1.1. Tương quan sau giữa M_B và M_S

Đại hội đồng Hội Vật lý Địa cầu và Trắc địa Quốc tế họp ở Zurich năm 1967 đã đề nghị sử dụng mối tương quan sau giữa M_b và M_S :

$$M_B = 0.5M_S + 2.9 \quad (1-4)$$

Tương đương với: $M_S = 1.79M_B - 5.18$

1.3.5.1.2. Tương quan giữa magnitude và năng lượng động đất

Mối liên quan giữa magnitude và năng lượng động đất được giải phóng dưới dạng các sóng đàn hồi:

$$\lg E = 11.8 + 1.5M_S \quad (1-5)$$

Trong đó E - năng lượng động đất đo bằng ergs.

Để hình dung cụ thể hơn về magnitude của động đất người ta đưa ra tính toán so sánh sau: năng lượng của một vụ nổ của một quả bom 1 megaton (1 triệu tấn) là khoảng 5.1022 erg, nhưng chỉ có phần năng lượng ấy biến thành năng lượng các sóng địa chấn. Để có năng lượng sóng địa chấn tương đương với năng lượng của động đất magnitude $M_L = 7.3$ cần phải nổ một quả bom khoảng 50 megaton.

Trên trái đất động đất tự nhiên với magnitude $M_L = 7.3$ và lớn hơn xảy ra trung bình 7 lần một năm.

1.3.6. Cấp động đất

Thang MSK - 64

Thang MSK - 64 được đưa ra từ Medvedev - Sponheuer - Karnik được Hội đồng Địa chấn châu Âu thông qua năm 1964 được dùng ở Liên Xô (cũ) và các nước châu Âu. Thang MSK - 64 dựa trên quan điểm cường độ chấn động mà động đất gây ra trên mặt đất được đánh giá dựa trên các thang phân bậc mức độ tác động của động đất đối với các kiểu nhà cửa, công trình, đồ vật, súc vật, con người và biến dạng mặt đất... sau động đất hay nói cách khác là việc phân cấp động đất được căn cứ dựa trên hậu quả của các trận động đất. Thang MSK - 64 cũng được dùng ở Việt Nam từ 1964. Thang MSK đã được bổ sung nhiều lần để hoàn thiện và năm 1992 Đại hội đồng Địa chấn châu Âu họp ở Praha đã thông qua để áp dụng dưới tên Thang cấp động đất Châu Âu (EMS - 1992: European Macroseismic Scale - 1992) Các dấu hiệu để phân chia cấp động đất trong thang MSK được ghi tóm tắt như sau:

1.3.6.1.1. Chú thích - ký hiệu - khái niệm

Kiểu công trình

Kiểu A: Kiến trúc nông thôn; nhà bằng đất phỉn, bằng đất sét.

Kiểu B: Nhà gạch thông thường; nhà kiểu khối lớn và bằng vật liệu đúc sẵn; kiến trúc nửa gỗ; nhà bằng đá đẽo.

Kiểu C: Nhà bằng bê tông cốt thép; nhà bằng gỗ tốt.

Đặc trưng về số lượng:

Ít $\leq 5\%$, Nhiều $\leq 50\%$, Đa số $\leq 75\%$

Phân hạng sự hư hại

Bậc 1- Hư hại nhẹ: Rạn lớp vữa và rơi vỡ những mảnh vữa nhỏ.

Bậc 2 - Hư hại vừa: Vết nứt nhỏ ở tường, rơi vỡ những mảnh vữa khá lớn; rơi ngói; vết nứt và rơi những bộ phận của ống khói.

Bậc 3 - Hư hại nặng: Vết nứt lớn và sâu ở tường; rơi ống khói.

Bậc 4 - Phá hoại: vết nứt xuyên qua tường; đổ sập những bộ phận của nhà cửa; phá hoại những chỗ liên kết giữa các bộ phận riêng lẻ của nhà cửa; đổ sập tường bên trong và tường khung.

Bậc 5 - Sụp đổ: Phá hoại hoàn toàn nhà cửa.

Tập hợp dấu hiệu của thang

A: Người và ngoại cảnh.

B: Công trình các loại.

C: Hiện tượng tự nhiên.

1.3.6.1.2. Độ mạnh theo cấp

Cấp I - Động đất không cảm thấy:

Độ mạnh của dao động dưới giới hạn cảm thấy; chỉ có máy mới phát hiện và ghi nhận được các chấn động của đất.

Cấp II - Động đất ít cảm thấy (rất nhẹ):

Động đất chỉ cảm thấy bởi những người riêng lẻ ở yên tĩnh trong nhà, đặc biệt là ở gác trên cùng.

Cấp III - Động đất yếu:

Động đất cảm thấy ở trong nhà bởi ít người, ở ngoài trời, chỉ trong những điều kiện thuận lợi. Chấn động như tạo nên bởi một ô tô vận tải nhẹ chạy qua. Người tỉnh ý nhận thấy đồ vật treo đu đưa nhẹ.

Cấp IV - Động đất nhận thấy rõ:

Động đất cảm thấy ở trong nhà bởi nhiều người; ở ngoài trời bởi ít người. Đây đó, có người ngủ bị tỉnh giấc song chẳng ai sợ hãi cả. Chấn động y như tạo nên bởi một xe ô tô vận tải nặng chạy qua. Cửa kính, cửa ra vào, bát đĩa đập lạch cạch. Sàn và tường nhà cột kèo, bàn ghế đồ đạc bắt đầu rung chuyển. Đồ vật treo đu đưa nhẹ. Nước đựng trong vại hử hơi sóng sánh. Động đất nhận thấy được trong ô tô đỗ.

Cấp V - Thức tỉnh:

Động đất cảm thấy ở trong nhà bởi mọi người, ở ngoài trời bởi nhiều người. Nhiều người như bị tỉnh giấc. Một ít người chạy ra khỏi nhà. Súc vật nhón nháo. Nhà rung toàn bộ. Đồ vật treo đu đưa mạnh. Khung treo nhích khỏi chỗ. Trong trường hợp hiếm gặp, đồng hồ quả lắc dừng lại. Một vài vật không vững bị lật đổ hay xô dịch. Cửa sổ ra vào chưa cài bị mở trong rồi lại đóng sầm vào. Nước đựng trong bình hử bị sánh ra ngoài một chút. Chấn động y như tạo nên bởi những đồ vật nặng rơi trong nhà.

Cấp VI - Sợ hãi:

A: Ở trong nhà cũng như ở ngoài trời, đa số người cảm thấy động đất. Nhiều người, đang ở trong nhà, sợ hãi và bỏ chạy ra ngoài phố. Một số ít người bị mất thăng bằng. Gia súc tháo chạy khỏi chuồng. Trong một số ít trường hợp, bát đĩa và đồ vật bằng thủy tinh có thể bị vỡ; sách trên giá bị rơi xuống. Bàn ghế, đồ đạc nặng có thể di chuyển. Có thể nghe thấy tiếng của những chuông nhỏ trên tháp chuông vang lên.

B: Ít nhà kiểu B và nhiều nhà kiểu A bị hư hại bậc 1; nhiều nhà kiểu A bị hư hại bậc 2.

C: Trong một số ít trường hợp ở đất ẩm có thể có vết nứt rộng tới 1 cm; ở miền núi có trượt đất. Thay đổi lưu lượng nguồn nước và mực nước dưới giếng.

Cấp VII - Hư hại nhà cửa

A: Đa số người sợ hãi và chạy ra khỏi nhà. Nhiều người khó đứng vững. Người lái ô tô cũng nhận biết được. Chuông lớn kêu vang.

B: Nhiều nhà kiểu C bị hư hại bậc 1; nhiều nhà kiểu B bị hư hại bậc 2; nhiều nhà kiểu A bị hư hại bậc 3, một số ít bậc 4. Trong những trường hợp riêng lẻ, có trượt đất ở đoạn đường trên sườn dốc đứng và có vết nứt ở đường đi. Có hư hại ở chỗ nối ống dẫn...

C: Nổi sóng trên mặt nước; nước trở thành vẩn đục vì bùn bị khuấy lên. Thay đổi mực nước dưới giếng và lưu lượng nguồn nước. Trong một số ít trường hợp, xuất hiện nguồn nước mới hoặc biến mất nguồn nước cũ. Trong những trường hợp riêng lẻ, có trượt đá ở bờ sông bằng cát hay cuội.

Cấp VIII - Phá hoại nhà cửa

A: Sợ hãi và khùng khiếp; ngay cả người đang lái xe ô tô cũng lo ngại. Dây đồ, cành cây bị gãy. Bàn ghế, đồ đạc nặng bị xô dịch và đôi khi bị lật đổ. Một số đèn treo bị hư hại.

B: Nhiều nhà kiểu C bị hư hại bậc 2, một số ít bậc 3; nhiều nhà kiểu B bị hư hại bậc 3, một số ít bậc 4; nhiều nhà kiểu A bị hư hại bậc 4, một số ít bậc 5. Có trường hợp gãy chỗ nối ống dẫn. Đài tưởng niệm bị di chuyển. Hàng rào bằng đá bị phá hoại.

C: Trượt đất nhỏ ở sườn dốc đứng, ở chỗ hõm sâu và ở chỗ ụ của đường đi, nền đất bị nứt rộng tới vài cm. Xuất hiện hồ nước mới. Đôi khi giếng cạn lại đây, hoặc giếng đang có nước lại bị khô. Trong nhiều trường hợp thay đổi lưu lượng và mực nước giếng.

Cấp IX - Hư hại hoàn toàn nhà cửa

A: Khùng khiếp hoàn toàn. Bàn ghế đồ đạc bị hư hại nặng. Súc vật chạy nhón nháo và kêu rống lên.

B: Nhiều nhà kiểu C bị hư hại bậc 3, một số ít bậc 4; nhiều nhà kiểu B bị hư hại bậc 4, một số ít bậc 5; nhiều nhà kiểu A bị hư hại bậc 5. Đài kỷ niệm bị lật đổ, hư hại nặng bể nước nhân tạo; đứt gãy một phần ống dẫn ngầm. Có trường hợp đường sắt bị uốn cong và đường đi bị hư hại.

C: Ở đồng bằng những nơi ngập nước có cát và bùn bị bồi lên. Nền đất bị nứt rộng tới 10cm; còn ở sườn dốc và bờ sông, quá 10cm; ngoài ra còn nhiều vết rạn ở nền đất. Đá tảng bị sụt lở; có nhiều chỗ đất trượt và lở. Sóng to trên mặt nước.

Cấp X - Phá hoại hoàn toàn nhà cửa

B: Nhiều nhà kiểu C bị hư hại bậc 4, một số ít bậc 5; nhiều nhà kiểu B bị hư hại bậc 5; đa số nhà kiểu A bị hư hại bậc 5. Hư hại, nguy hiểm cho đê và đập; hư hại nặng cho cầu. Đường sắt hơi cong. Ống dẫn ngầm bị cong hay gãy. Lốp đá phủ và lớp nhựa đường đi tạo thành một mặt lượn sóng.

C: Nền đất bị nứt rộng vài decimet và trong vài trường hợp tới 1m. Song song với lòng các dòng chảy, xuất hiện những đứt gãy rộng. Lở đá bờ từ sườn dốc đứng. Có thể có trượt đất lớn ở bờ sông và bờ biển dốc đứng. Sánh nước ra ngoài kênh, hồ, sông v.v... xuất hiện hồ nước mới.

11. Cấp XI - Thảm họa

B: Hư hại nặng ngay cả nhà xây tốt, cầu, đập nước và đường sắt; đường rải đá bị hỏng không dùng được nữa; ống dẫn ngầm bị phá hoại.

C: Mặt đất bị biến dạng to thành vết nứt rộng, đứt gãy và di động theo các phương đứng thẳng và nằm ngang; núi sụp lở ở nhiều nơi. Muốn định cấp độ mạnh cần có khảo sát đặc biệt.

12. Cấp XII - Thay đổi địa hình

B: Hư hại nặng hay phá hoại thực sự mọi công trình ở trên mặt đất.

C: Thay đổi hẳn mặt đất. Nền đất bị nứt lớn, bị di động theo các phương đứng thẳng và nằm ngang. Núi và bờ sông sụt lở trên những diện tích lớn. Xuất hiện hồ, hình thành thác, thay đổi dòng sông. Muốn định cấp độ mạnh cần có khảo sát đặc biệt.

1.3.6.1.3. Độ mạnh theo bậc hư hại nhà cửa

Kiểu, số lượng và bậc hư hại nhà cửa tương ứng với các cấp độ mạnh khác nhau theo bảng sau:

Cấp độ mạnh MSK 64	Kiểu nhà A		Kiểu nhà A		Kiểu nhà A	
	Số lượng	Bậc hư hại	Số lượng	Bậc hư hại	Số lượng	Bậc hư hại
V	Ít	1				
VI	Ít Nhiều	2 1	Ít	1		
VII	Ít Nhiều	4 3	Nhiều	2	Nhiều	1
VIII	Ít Nhiều	5 4	Ít Nhiều	4 3	Ít Nhiều	3 2
IX	Nhiều	5	Nhiều	4	Ít Nhiều	4 3
X	Nhiều	5	Nhiều	5	Ít Nhiều	5 3

1.3.6.1.4. Độ mạnh theo các thông số dao động của nền đất

Đặc trưng quy ước của các dao động động đất theo cấp độ mạnh được qui định theo bảng sau.

Cấp độ mạnh	$\alpha, \text{cm/s}^2$	$v, \text{cm/s}$	x_0, mm
V	12-25	1,0-2,0	0,5-1,0
VI	25-50	2,1-4,0	1,1-2,0
VII	50-100	4,1-8,0	2,1-4,0
VIII	100-200	8,1-16,0	4,1-8,0
IX	200-400	16,1-32,0	8,1-16,0
X	400-800	32,1-64,0	16,1-32,0

Trong đó: α - Gia tốc của đất tính bằng cm/s^2 đối với những chu kỳ từ 0,1 tới 0,5s.

v - Vận tốc của đất tính bằng cm/s đối với những chu kỳ từ 0,5 tới 2,0s.

x_0 - Biên độ tính bằng mm của tâm khối lượng con lắc có chu kỳ dao động riêng 0,25s và hệ số tắt dần 0,5 (8% của độ tắt dần tới hạn).

Một số thang đo khác

Một số nước châu Âu như Ý, Thụy Sĩ sử dụng thang 10 cấp Rossi - Forel thành lập từ cuối thế kỷ 19.

Bắc Mỹ người ta dùng thang Mercalli cải biên MM (Modyfied Mercalli Scale) phân chia cường độ chấn động thành 12 cấp. Cường độ chấn động mà động đất gây ra trên mặt đất thì được đánh giá theo các thang phân bậc mức độ tác động của động đất đối với các kiểu nhà cửa, công trình, đồ vật, súc vật, con người và biến dạng mặt đất. Nói chung thang này gần tương tự với (Medvedev - Sponheuer - Karnik).

Nhật Bản sử dụng thang JMA phân chia chấn động thành 7 cấp.

Tương quan giữa cấp chấn động đánh giá theo các thang

Tương quan giữa cấp chấn động đánh giá theo các thang MM, thang MSK - 64 và thang JMA đã được nhiều nhà địa chấn nghiên cứu. Chẳng hạn như Nazanov và Dabrinian (1975).

Trong khi mỗi trận động đất chỉ có một giá trị magnitude mỗi dạng (ML, MS hoặc MB) thì chấn động do nó gây ra trên mặt đất lại nhận nhiều giá trị phụ thuộc vào khoảng cách từ điểm quan sát đến chấn động tiêu và vào nền đất tại điểm đó. Trong điều kiện nền trung bình, cường độ chấn động do động đất magnitude M và độ sâu chấn tiêu h gây ra ở điểm quan sát ở khoảng cách chấn tâm Δ đánh giá được theo phương trình trường chấn động Blake:

$$I = MB - S \lg \sqrt{\Delta^2 + h^2} + C \quad (1-6)$$

Công thức thực nghiệm được (Shebalin, 1968) thiết lập theo số liệu trên toàn cầu có dạng:

$$I_0 = 1.5MS - 3.5 \lg \sqrt{\Delta^2 + h^2} + 3.0 \quad (1-7)$$

Cấp chấn động ở chấn tâm sẽ là: I và I_0 được đánh giá theo thang MSK - 64

1.3.7. Đặc trưng của dao động nền trong động đất mạnh

Gia tốc cực đại

1.3.7.1.1. Khái quát

Gia tốc cực đại của một trận động đất là gia tốc lớn nhất của chuyển động nền đất trong trận động đất đó. Gia tốc cực đại được dùng trong tất cả các tiêu chuẩn kháng chấn hiện nay. Xác định chính xác gia tốc cực đại ở một điểm nào đó là điều không dễ dàng vì thiếu băng ghi gia tốc động đất mạnh và vì tính đa dạng của dao động địa chấn. Vì vậy người ta sử dụng các băng ghi gia tốc dao động nền đất đã có để thiết lập mối tương quan thống kê giữa gia tốc cực đại trung bình và các đặc trưng khác của động đất kết quả nhận được là rất khác nhau tùy thuộc vào khu vực và nguồn số liệu được sử dụng. Một số kết quả được đánh giá là tin cậy và được đưa vào ứng dụng là:

1.3.7.1.2. Công thức của Donovan

Khái quát đầy đủ nhất các băng ghi gia tốc đã có trên toàn thế giới, công thức của Donovan (1973) biểu diễn mối tương quan giữa gia tốc cực đại trung bình với magnitude của động đất và khoảng cách chấn tiêu, được xem là có cơ sở và được sử dụng rộng rãi nhất:

$$\bar{a}_{\max} = \frac{1080 e^{-0.5M}}{(R + 25)^{1.32}} g \quad (1-8)$$

Trong đó:

$\bar{a}_{\max}$ - Gia tốc cực đại trung bình đo bằng cm/s^2 ;

M - Magnitude của động đất;

R - Khoảng cách chấn tiêu đo bằng km.

1.3.7.1.3. Công thức của Cornell

Công thức của Cornell tương đối phù hợp, vì giá trị gia tốc lý thuyết tính theo phương trình này luôn nằm trong khoảng giới hạn hoặc rất gần với cận trên của gia tốc cho phép ở tất cả các mức chấn cấp gia tốc.

$$\bar{a}_{\max} = \frac{0,863e^{0,86M}}{(R+25)^{1,80}} \cdot g \text{ (cm/s}^2\text{)} \quad (1-9)$$

Trong đó:

$\bar{a}_{\max}$ - Gia tốc cực đại trung bình đo bằng cm/s^2 ;

M - Magnitude của động đất;

R - Khoảng cách chấn tiêu đo bằng km.

1.3.7.1.4. Công thức của Estava

Người ta cũng thường sử dụng công thức của Estava (1974)

$$\bar{a}_{\max} = \frac{5600 e^{0.8M}}{(R + 40)^2} g \quad (1-10)$$

Trong đó:

$\bar{a}_{\max}$ Gia tốc cực đại trung bình đo bằng cm/s^2 ;

M - Magnitude của động đất;

R - Khoảng cách chấn tiêu đo bằng km.

1.3.7.1.5. Tương quan giữa gia tốc cực đại và cấp động đất

Tương quan giữa $\bar{a}_{\max}$ với cấp động đất theo các thang khác nhau cũng được nghiên cứu nhiều. Kết quả nhận được tuy còn khác nhau nhiều và $\bar{a}_{\max}$ thay đổi rất lớn trong phạm vi một cấp. Gia tốc cực đại trung bình $\bar{a}_{\max}$ tương ứng với các cấp được nêu ra trong bảng sau:

Thang MSK - 64		Thang MM		Thang JMA	
Cấp Đ.Đ	$\bar{a}_{\max}$	Cấp Đ.Đ	$\bar{a}_{\max}$	Cấp Đ.Đ	$\bar{a}_{\max}$
IV		IV	0.015-0.02g	IV	0.025-0.08g
V		V	0.03-0.04g	V	0.08-0.258g
VI	30-60 cm/s^2	VI	0.06-0.07g	VI	0.258g
VII	61-120 cm/s^2	VII	0.10-0.15g	VII	0.80g
VIII	120-240 cm/s^2	VIII	0.25-0.30g		
IX	241-480 cm/s^2	IX	0.50-0.55g		
		X	>0.6g		
		XI			
		XII			

g - gia tốc trọng trường bằng 980 cm/s^2

1.3.7.1.6. Nhận xét

$\bar{a}_{\max}$ trong thang MM tương đương với giới hạn trên của $\bar{a}_{\max}$ trong thang MSK-64. Tính toán theo công thức Donovan và Cornell cũng cho kết quả phù hợp. Ở tất cả các mức chấn cấp $M=5-7$, công thức Cornell và Donovan cho kết quả tính gia tốc nền phù hợp, có thể sử dụng các công thức này để tính gia tốc dao động nền đất ở Việt Nam.

Một đặc điểm cần lưu ý là ở vùng gần chấn tâm ($\Delta \leq 15 - 20 \text{ km}$) người ta không thấy sự phụ thuộc rõ ràng của $\bar{a}_{\max}$ vào M và Δ cho nên cần phải thận trọng khi sử dụng các công thức trên.

Phổ dao động nền đất trong động đất rất rộng nhưng chu kỳ đặc trưng nhất của tác động địa chấn nằm trong khoảng 0.11 - 1.5s. Người ta cũng nhận thấy gia tốc lớn nhất của dao động nền đất trong động đất thường nằm trong khoảng chu kỳ 0.1 - 0,5s.

Phân chia các dạng dao động nền

1.3.7.1.7. Nhóm 1

Chỉ có một kích động: xảy ra ở gần chấn tâm, trên nền cứng trong động đất có độ sâu chấn tiêu nhỏ. Dao động với chu kỳ nhỏ (khoảng 0,2s hoặc nhỏ hơn) chiếm ưu thế.

1.3.7.1.8. Nhóm 2

Chuyển động kéo dài rõ rệt và rất không đều đặn. Do động đất xảy ra trên nền cứng ở khoảng cách chấn tiêu không lớn lắm, năng lượng phân bố trong khoảng rộng, chu kỳ khoảng 0.05-0.5s hoặc 2.5-6s. Hầu hết động đất xảy ra trong vành đai Thái Bình Dương thuộc dạng này.

1.3.7.1.9. Nhóm 3

Chuyển động kéo dài, chu kỳ ưu thế biểu hiện rõ ràng, nó xảy ra trong các trận động đất như nhóm 2 nhưng sóng địa chấn truyền qua tập lớp đất yếu và liên tiếp phản xạ trên mặt ngăn cách các lớp.

1.3.7.1.10. Nhóm 4

Chuyển động kèm theo biến dạng dư lớn.

Đặc điểm dao động nền đất trong động đất mạnh tác động đến công trình

Trên những nét cơ bản thì dao động nền đất trong động đất mạnh tác động đến công trình có những đặc điểm sau:

1. Quá trình dao động là quá trình không dừng với biên độ và chu kỳ biến động.
2. Quá trình dao động ấy gồm ba pha chính:
 - Pha đầu - biên độ tương đối nhỏ, tần số dao động cao.
 - Pha chính - dao động mạnh nhất, biên độ dao động lớn, phân biệt rõ ràng với pha đầu, chu kỳ như ở pha đầu. Pha này xuất hiện cùng với sự tràn tới của sóng ngang, sóng mặt..
 - Pha cuối - biên độ dao động giảm dần, tuy không đều, chu kỳ dao động lớn hơn. Chuyển tiếp từ pha chính sang pha cuối không rõ ràng.
3. Các thành phần nằm ngang của gia tốc tương đương với nhau không phụ thuộc nhiều vào góc phương vị trạm ghi đối với chấn tâm.
4. Quá trình dao động kéo dài thường 10 - 40s.

Vì tính đa dạng của dao động nền đất trong động đất mạnh và tính đa dạng của các loại kết cấu công trình, càng ngày người ta càng sử dụng rộng rãi hơn các băng ghi gia tốc trong việc tính toán thiết kế các công trình xây dựng trong các vùng động đất.

1.4. ĐỘ NGUY HIỂM ĐỘNG ĐẤT CỦA MỘT LÃNH THỔ

1.4.1. Tiêu chí để xác định độ nguy hiểm của động đất

Độ nguy hiểm động đất của một lãnh thổ được đặc trưng bởi các thông số cơ bản sau đây:

- 1/. Cường độ chấn động cực đại và các nguồn phát sinh động đất có thể gây ra nó.
- 2/. Tần suất lặp lại chấn động các cấp $I \geq 6$ (theo thang MSK - 64). Thay vì cấp động đất, có thể đánh giá cường độ chấn động bằng gia tốc cực đại, vận tốc cực đại, dịch chuyển cực đại của dao động nền đất trong động đất mạnh.
- 3/. Các đặc trưng dao động nền đất. Căn cứ vào các tham số này người ta quyết định các giải pháp kháng chấn như quy hoạch xây dựng, xác định cấp động đất thiết kế các công trình và nhà ở, chọn các giải pháp xây dựng kháng chấn thích hợp sao cho vừa rẻ vừa đảm bảo an toàn.

1.4.2. Phân vùng động đất trên thế giới

Trên thế giới, hầu hết các chấn tâm của động đất tập trung theo hai giải chính.

Giải thứ nhất

Giải thứ nhất tập trung nhiều chấn tâm hơn cả nằm xung quanh Thái Bình Dương.

Về phía châu Mỹ, giải này chạy suốt gần bờ phía tây, trong đó nổi tiếng nhất là trận động đất do vết đứt dãy San - Adrea kéo dài 300 km.

Về phía châu Á, giải chấn tâm bắt đầu từ bán đảo Kamtrastka và kéo dài qua Nhật Bản, Philippin, Malayxia, Indônexia, Tân Tây Lan, các đảo Fiji, Solomon...

Giải thứ hai

Giải chấn tâm thứ hai bắt đầu từ quần đảo Sit qua Bồ Đào Nha, Tây Ban Nha, Nam Tư, Rumani, Bungari, dọc bờ biển bắc Phi, Síp, Hy Lạp, Tiểu Á, Thổ Nhĩ Kỳ, Irac, Iran, Bắc Apganitan, Ấn Độ, tây bắc dãy Himalaya, kéo qua Miama và ngoặt xuống theo hướng đông nam...

Vùng khác

Ngoài ra chấn tâm các trận động đất còn nằm rải rác ở Trung Quốc, Trung Đông và một số vùng khác.

1.5. PHÂN VÙNG ĐỘNG ĐẤT Ở VIỆT NAM

Độ nguy hiểm động đất lãnh thổ Việt Nam bước đầu đã được nghiên cứu đánh giá trong đề tài cấp nhà nước: "Cơ sở dữ liệu cho các giải pháp giảm nhẹ hậu quả động đất ở Việt Nam" và thể hiện trên tập bản đồ phân vùng động đất lãnh thổ Việt Nam, bao gồm:

Bản đồ các vùng phát sinh động đất mạnh ($M_S \geq 5.0$) và phân vùng cấp chấn động cực đại I_{max} dự đoán.

Bản đồ tần suất lặp lại chấn động các cấp $I \geq 6, 7, 8$ (MSK - 64).

Bản đồ phân vùng chấn động với xác suất xuất hiện $\geq 10\%$ trong các khoảng thời gian 20, 50 và 100 năm.

Đặc trưng dao động nền đất thì mới được nghiên cứu cho một số địa phương như Hà Nội và một số địa điểm xây dựng các công trình thủy điện và giao thông lớn.

1.5.1. Tần suất trung bình của động đất

Kết quả phân tích tài liệu lịch sử, tài liệu điều tra thực địa và số liệu quan trắc bằng máy đã phát hiện (đến năm 1995) hơn 700 trận động đất magnitude $M_S \leq 7.0$ xảy ra trên lãnh thổ Việt Nam. Chấn tâm các động đất có magnitude $M_S \geq 5.0$ vẽ trên bản đồ. Chỉ riêng trong khoảng thời gian 1900 - 1995 trên lãnh thổ Việt Nam đã xảy ra một số trận động đất như sau:

Hai trận động đất magnitude $M_S = 6.7 - 6.8$, cấp chấn động ở chấn tâm $I_0 = 8 - 9$ theo thang MSK - 64.

Hai trận với magnitude $M_S = 5.6 - 6.0$, $I_0 = 6 - 7$.

Tần suất lặp lại động đất ở các vùng lãnh thổ được đánh giá theo đồ thị lặp lại động đất

$$\text{Lg}N^* = a - bM_S$$

Trong đó N^* là số lần lặp lại động đất với magnitude M_S xảy ra trong một năm.

Từ đồ thị lặp lại động đất ở các vùng miền Bắc Việt Nam, miền Nam Việt Nam, vùng Đông Bắc và vùng Tây Bắc đánh giá được tần suất trung bình của động đất ở các vùng đó, kết quả ghi trong bảng.

Tần suất động đất trong các vùng lãnh thổ ở Việt Nam

Tần suất động đất Vùng lãnh thổ	$M_s \geq 4,5$ $I_0 \geq 6$	$M_s \geq 5$ $I_0 \geq 7$	$M_s \geq 5,5$ $I_0 \geq 7-8$	$M_s \geq 6$ $I_0 \geq 8$	$M_s \geq 6,5$ $I_0 \geq 8-9$
Miền Bắc Việt Nam	0,6017	0,2254	0,0873	0,0338	0,0136
Miền Nam Việt Nam (địa khối Indosin)	0,1585	0,0525	0,0174		
Vùng Đông Bắc Việt Nam (nền hoạt động Hoa Nam)	0,0803	0,0283	0,0103	0,0037	
Vùng Tây Bắc Việt Nam (miền uốn nếp Bắc Việt Nam)	0,5029	0,1988	0,0734	0,0300	0,0111

1.5.2. Những trận động đất mạnh đã xảy ra ở Việt Nam

Những trận động đất mạnh với $M_s \geq 4,6$, $I_0 \geq 6$ không xảy ra ở khắp mọi nơi mà tập trung trong một số đới hẹp gắn liền với các đứt gãy kiến tạo sâu hoạt động, thường là ranh giới giữa các đơn vị cấu trúc chính trên lãnh thổ. Những trận động đất mạnh nhất ở nước ta đã xảy ra trong những năm gần đây là:

Trận động đất Điện Biên ngày 1.11.1935 và Tuần Giáo ngày 24.6.1983 với magnitude 6.7 - 6.8, độ Richter và độ sâu chấn tiêu $h = 23 - 25$ km, các trận động đất này đã gây ra chấn động $I_0 = 8 - 9$ ở vùng chấn tâm, rộng tới 2500 km² và gây chấn động cấp 7 trong một vùng rộng tới 13000 km². Nhiều nhà cửa công trình bị phá huỷ và hư hại, trượt lở lớn đã vùi lấp hàng trăm hecta hoa màu dưới các thung lũng, nứt đất trong vùng chấn tâm rộng 10 - 15 cm và kéo dài hàng chục km, nhiều người chết và bị thương.

- Trận động đất Điện Biên ngày 1.11. 1935 trên đứt gãy Sông Mã.
- Trận động đất Lục Yên 11.1954 trên đứt gãy Sông Chảy.
- Trận động đất Bắc Giang 12.6.1961 trên đứt gãy Đông Triều v.v...

1.6. DỰ ĐOÁN KHẢ NĂNG XẢY RA ĐỘNG ĐẤT MẠNH Ở VIỆT NAM

Các trận động đất đã nêu trên đều xảy ra ở các vùng đứt gãy, ở các phần khác của đứt gãy và ở nhiều đứt gãy sâu hoạt động thì động đất với magnitude cực đại có khả năng xảy ra nhưng ở đó vẫn chưa quan sát được. Để dự báo magnitude động đất cực đại có khả năng xảy ra trên các đứt gãy sâu hoạt động, Theo Nguyễn Đình Xuyên, công thức thực nghiệm về mối liên quan giữa giới hạn trên của magnitude với kích thước của đứt gãy là:

$$M_{Smax} \leq 2 \lg L \text{ (km)} + 1.17$$

$$M_{Smax} \leq 4 \lg H \text{ (km)} + 0.48$$

Trong đó: L - chiều dài đoạn đứt gãy nguyên vẹn bị cắt ra bởi 2 đứt gãy khác có quy mô bằng hoặc lớn hơn, H - Bề dày của tầng sinh chấn.

1.6.1. Đặc điểm của các trận động đất ở Việt Nam

Môi trường phát sinh động đất ở Việt Nam có thể xếp vào lớp mềm - lớp động đất có chấn tiêu lớn hơn nhưng giải phóng một năng lượng nhỏ hơn so với bình thường. Nền thường cho kết quả đánh giá M_{Smax} thấp hơn giá trị đánh giá theo các công thức trung bình toàn cầu và ở nhiều khu vực khác.

Độ sâu tối thiểu của chấn tiêu động đất magnitude M_S và chấn động mà động đất ấy có thể gây ra trên mặt đất ở vùng chấn tâm cũng như ở khoảng cách chấn tâm Δ có thể đánh giá được theo công thức thực nghiệm sau :

$$\begin{aligned} 0.25 M_S &= 0.30. \quad h_{min}(M_S) \text{ (km)} = 10 \\ I_0 \text{ (MSK - 64)} &= 1.45 M_S - 3.2 \lg h + 2.8. \\ I_{\Delta} \text{ (MSK-64)} &= 1.45 M_S - 3.2 \lg \sqrt{\Delta^2 + h^2} + 2.8 \end{aligned} \quad (1-11)$$

$h_{min}(M_S)$ là độ sâu tối thiểu của chấn tiêu động đất Magnitude M_S còn động đất magnitude M_S có thể có chấn tiêu ở độ sâu $h \geq h_{min}$.

Trên cơ sở các tài liệu địa chất - địa vật lý và động đất đã xác định các vùng phát sinh động đất trên lãnh thổ Việt Nam, đánh giá các đặc trưng của chấn tiêu động đất cực đại trong các vùng và chấn động mà chúng có thể gây ra trên mặt đất bằng các công thức nêu trên. Các vùng phát sinh động đất mạnh và các đặc trưng địa chấn của chúng được liệt kê trong bảng 2 và vẽ trên hình. Chấn động cực đại I_{max} (MSK -64) cũng được khoanh vùng trên bản đồ này. Cấp động đất trên bản đồ được đánh giá cho nền đất trung bình, đó là nền sét, sét cát với mực nước ngầm sâu 2 -5m.

1.6.2. Tần suất lặp lại chấn động trên các vùng lãnh thổ Việt Nam

Tần suất lặp lại chấn động cường độ I (có thể biểu thị bằng cấp động đất, gia tốc cực đại ...) tại một địa điểm là số lần xuất hiện chấn động cường độ I trong một năm tại điểm đó. Cũng như tần suất bão, lũ lụt, tần suất động đất là đại lượng quan trọng dùng để quyết định cấp động đất thiết kế. Tần suất chấn động cường độ I tại một điểm được tính là tổng tần suất chấn động I mà động đất từ tất cả các vùng phát sinh có thể gây ra ở điểm đó:

$$B_i = \sum_i \Delta B_{ii}$$

Sử dụng bản đồ các vùng phát sinh động đất mạnh, bằng các phương pháp xác suất khác nhau người ta lập được bản đồ tần suất chấn động các cấp $I \geq 6, 7, 8$ (MSK - 64) cho lãnh thổ Việt Nam. Nhiều vùng có tần suất chấn động cao là:

Như ở vùng Tây Bắc, dọc theo các đèo Lai Châu - Điện Biên, Sông Mã, Sơn La tần suất chấn động cấp 8 là $B_1 \geq 8 \leq 0.005$, tần suất chấn động cấp 7 là $B_1 \geq 7 \leq 0.01$

- Ở các vùng Sông Hồng, Sông Cả $B_1 \geq 8 \leq 0.002$, $B_1 \geq 7 \leq 0.005$.

- Ở các vùng khác, tần suất chấn động thấp hơn.

Trên cơ sở các bản đồ tần suất chấn động nói trên người ta đã đưa ra bản đồ phân vùng chấn động với xác suất $\geq 10\%$ trong các khoảng thời gian:

20 năm ứng với bản đồ chấn động tần suất 0,005.

50 năm ứng với bản đồ chấn động tần suất 0.002.

100 năm ứng với bản đồ chấn động tần suất 0.001.

1.7. MỘT SỐ TIÊU CHUẨN PHÂN TÍCH ĐỘNG ĐẤT TRONG THIẾT KẾ CẦU HIỆN ĐANG ĐƯỢC ÁP DỤNG TẠI VIỆT NAM

1.7.1. Tiêu chuẩn quốc gia

Cho đến nay ở Việt nam chưa có tiêu chuẩn quốc gia về thiết kế công trình trong vùng có động đất.

1.7.2. Tiêu chuẩn ngành của Bộ Giao thông Vận tải

Năm 1995 Bộ giao thông vận tải đã ban hành Tiêu chuẩn ngành về thiết kế công trình giao thông trong vùng có động đất mang mã số 22 TCN - 221 - 95 Ban hành theo quyết định số 3008 QĐ/KH-KT ngày 30/5/1995 của BGTVT. Trong thực tế do việc tính toán các chuyển vị động của các chất điểm ở các dạng dao động khác nhau là việc làm cần có rất nhiều công sức và dễ nhầm lẫn nếu không có các phần mềm chuyên dụng vì vậy cho đến nay việc áp dụng tiêu chuẩn này mới chỉ có được ở các cơ quan lớn với chuyên gia có kinh nghiệm và có phần mềm chuyên dụng.

1.7.3. Một vài Tiêu chuẩn khác

Cùng với chính sách mở cửa của Đảng và Nhà nước hiện nay có nhiều dự án lớn được đầu tư bằng vốn vay của nước ngoài, các công trình này đã và đang sử dụng qui trình AASHTO - 1996 hay AASHTO - 1998 trong việc thiết kế các công trình giao thông trong vùng động đất. Công việc tính toán này phần lớn là do các chuyên gia nước ngoài đảm nhận cùng với các phần mềm chuyên dụng. Các phần mềm này thường có giá thành tương đối cao và vì vậy hầu như không được chuyển giao lại cho các kỹ sư Việt nam.

Một số dự án do các điều kiện khách quan còn áp dụng qui trình Pháp, Úc và đặc biệt là

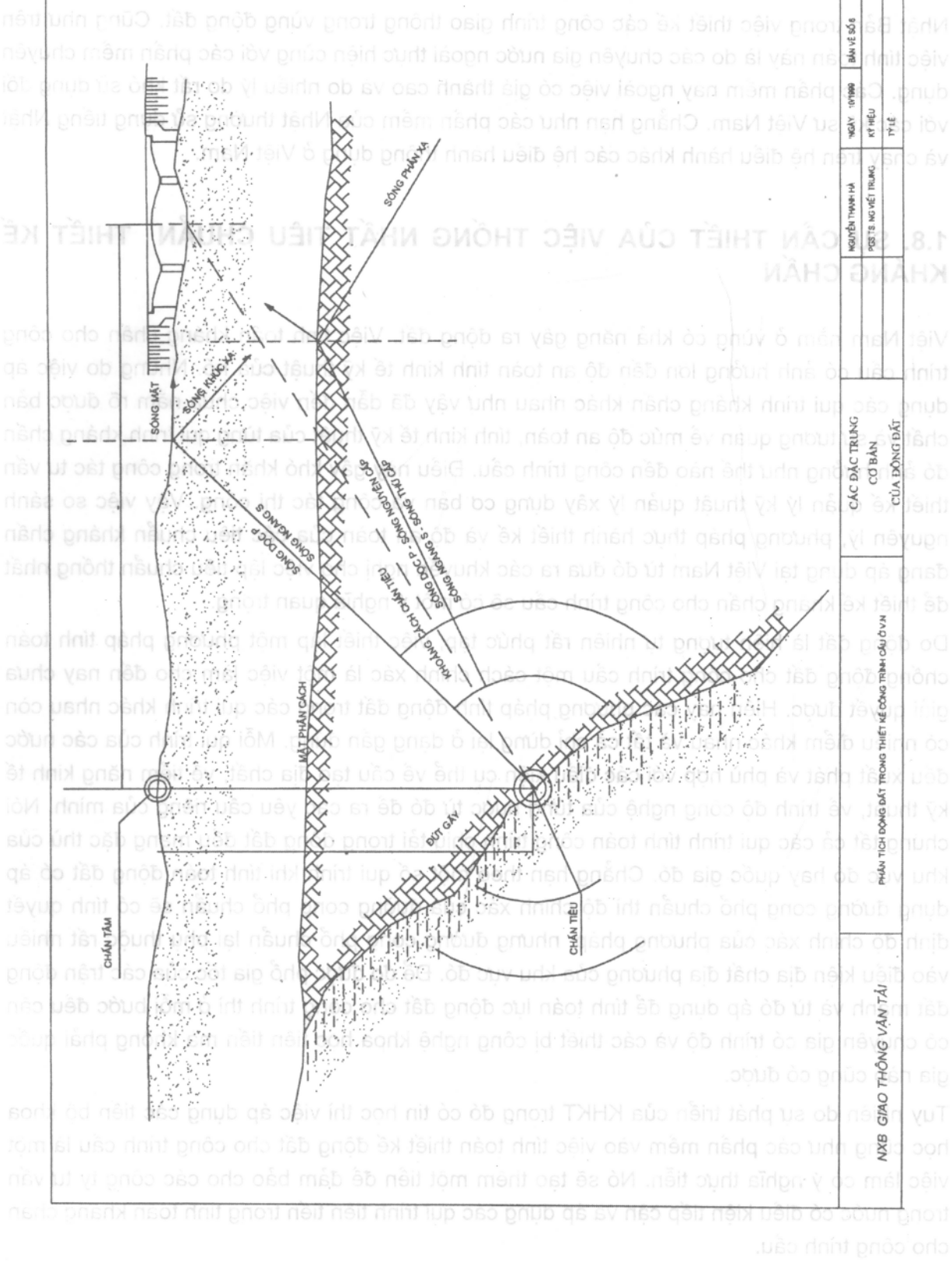
Nhật Bản trong việc thiết kế các công trình giao thông trong vùng động đất. Cũng như trên việc tính toán này là do các chuyên gia nước ngoài thực hiện cùng với các phần mềm chuyên dụng. Các phần mềm này ngoài việc có giá thành cao và do nhiều lý do rất khó sử dụng đối với các kỹ sư Việt Nam. Chẳng hạn như các phần mềm của Nhật thường sử dụng tiếng Nhật và chạy trên hệ điều hành khác các hệ điều hành thông dụng ở Việt Nam.

1.8. SỰ CẦN THIẾT CỦA VIỆC THỐNG NHẤT TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN

Việt Nam nằm ở vùng có khả năng gây ra động đất. Việc tính toán kháng chấn cho công trình cầu có ảnh hưởng lớn đến độ an toàn kinh tế kỹ thuật của nó. Nhưng do việc áp dụng các qui trình kháng chấn khác nhau như vậy đã dẫn đến việc chưa nắm rõ được bản chất và sự tương quan về mức độ an toàn, tính kinh tế kỹ thuật của từng qui trình kháng chấn đó ảnh hưởng như thế nào đến công trình cầu. Điều này gây khó khăn trong công tác tư vấn thiết kế quản lý kỹ thuật quản lý xây dựng cơ bản và công tác thi công. Vậy việc so sánh nguyên lý, phương pháp thực hành thiết kế và độ an toàn của các tiêu chuẩn kháng chấn đang áp dụng tại Việt Nam từ đó đưa ra các khuyến nghị cho việc lập tiêu chuẩn thống nhất để thiết kế kháng chấn cho công trình cầu sẽ có một ý nghĩa quan trọng.

Do động đất là hiện tượng tự nhiên rất phức tạp, việc thiết lập một phương pháp tính toán chống động đất cho công trình cầu một cách chính xác là một việc làm cho đến nay chưa giải quyết được. Hiện nay các phương pháp tính động đất trong các qui trình khác nhau còn có nhiều điểm khác nhau và tất cả chỉ dừng lại ở dạng gần đúng. Mỗi qui trình của các nước đều xuất phát và phù hợp với các điều kiện cụ thể về cấu tạo địa chất, về tiềm năng kinh tế kỹ thuật, về trình độ công nghệ của từng nước từ đó để ra các yêu cầu riêng của mình. Nói chung tất cả các qui trình tính toán công trình chịu tải trọng động đất đều mang đặc thù của khu vực đó hay quốc gia đó. Chẳng hạn theo một số qui trình khi tính toán động đất có áp dụng đường cong phổ chuẩn thì độ chính xác của đường cong phổ chuẩn sẽ có tính quyết định độ chính xác của phương pháp, nhưng đường cong phổ chuẩn lại phụ thuộc rất nhiều vào điều kiện địa chất địa phương của khu vực đó. Để đo được phổ gia tốc của các trận động đất mạnh và từ đó áp dụng để tính toán lực động đất cho công trình thì ở mỗi bước đều cần có chuyên gia có trình độ và các thiết bị công nghệ khoa học tiên tiến mà không phải quốc gia nào cũng có được.

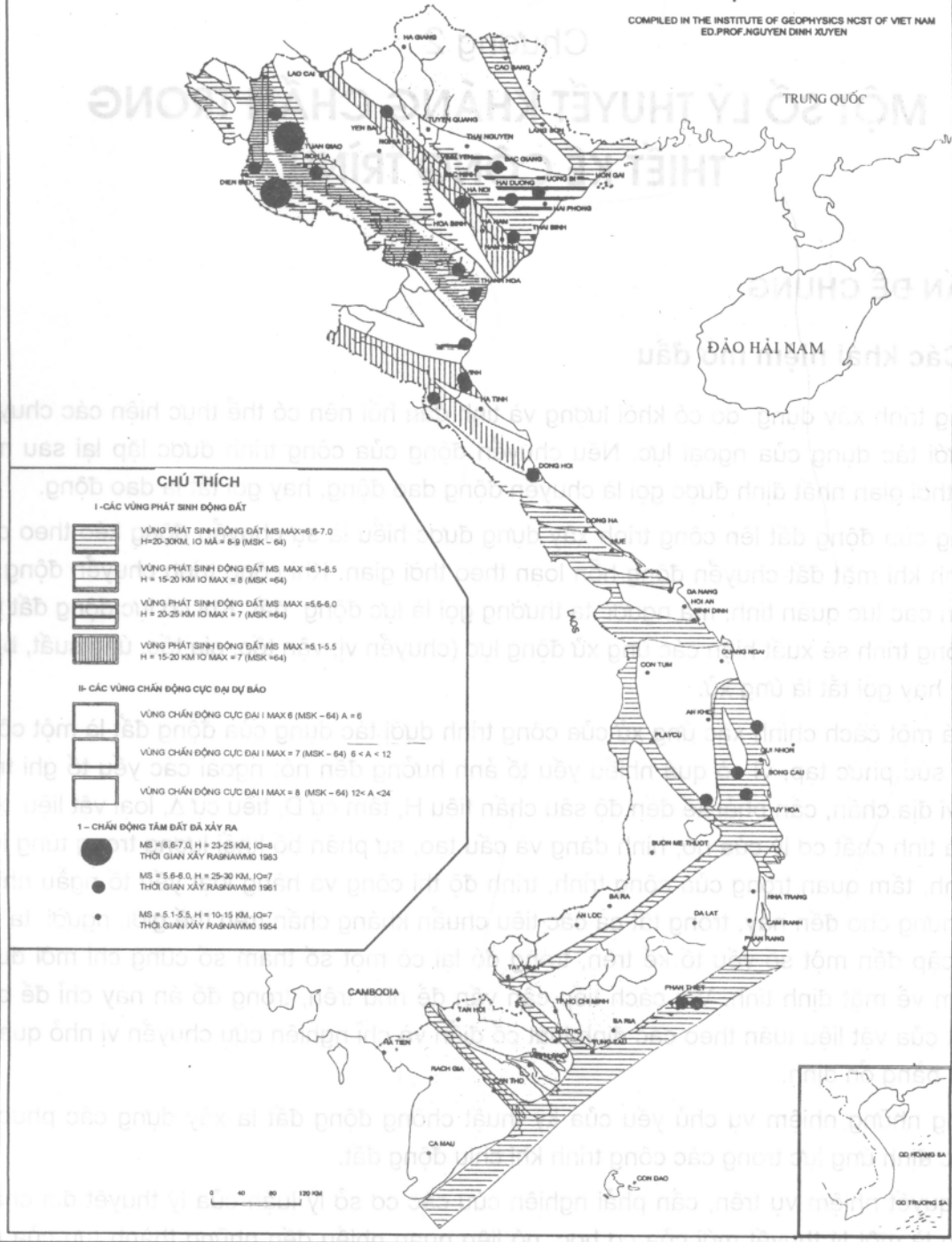
Tuy nhiên do sự phát triển của KHKT trong đó có tin học thì việc áp dụng các tiến bộ khoa học cũng như các phần mềm vào việc tính toán thiết kế động đất cho công trình cầu là một việc làm có ý nghĩa thực tiễn. Nó sẽ tạo thêm một tiền đề đảm bảo cho các công ty tư vấn trong nước có điều kiện tiếp cận và áp dụng các qui trình tiên tiến trong tính toán kháng chấn cho công trình cầu.



NXB GIAO THÔNG VẬN TẢI		PHẦN TÍCH ĐỒNG ĐẤT TRONG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH CẦU ĐUYN		CÁC ĐẶC TRƯNG CƠ BẢN CỦA ĐỒNG ĐẤT		NGUYỄN THANH HÀ		NGÀY: 10/10/2000		BẢN VẼ SỐ: 6	
						PHỐ TS NGUYỄN TRUNG		KÝ HIỆU			
								TỶ LỆ			

BẢN ĐỒ PHÂN VÙNG ĐỘNG ĐẤT VÀ SỰ PHÂN BỐ CƯỜNG ĐỘ ĐỘNG ĐẤT TỐI ĐA I MAX TRÊN LÃNH THỔ VIỆT NAM

COMPILED IN THE INSTITUTE OF GEOPHYSICS NCST OF VIET NAM
ED. PROF. NGUYEN DINH XUYEN



HÌNH 3.10.2-1- CÁC HỆ SỐ GIA TỐC

Chương 2

MỘT SỐ LÝ THUYẾT KHÁNG CHẤN TRONG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH

2.1. VẤN ĐỀ CHUNG

2.1.1. Các khái niệm mở đầu

Các công trình xây dựng, do có khối lượng và tính đàn hồi nên có thể thực hiện các chuyển động dưới tác dụng của ngoại lực. Nếu chuyển động của công trình được lặp lại sau một khoảng thời gian nhất định được gọi là chuyển động dao động, hay gọi tắt là dao động.

Tác dụng của động đất lên công trình xây dựng được hiểu là sự chuyển động kéo theo của công trình khi mặt đất chuyển động hỗn loạn theo thời gian. Khi công trình chuyển động sẽ xuất hiện các lực quán tính, mà người ta thường gọi là lực động đất. Khi có lực động đất tác dụng, công trình sẽ xuất hiện các ứng xử động lực (chuyển vị, vận tốc, gia tốc, ứng suất, biến dạng ...) hay gọi tắt là ứng xử.

Đánh giá một cách chính xác ứng xử của công trình dưới tác dụng của động đất là một công việc hết sức phức tạp, vì có quá nhiều yếu tố ảnh hưởng đến nó: ngoài các yếu tố ghi trên bản đồ vi địa chấn, cần phải kể đến độ sâu chấn tiêu H , tâm cự D , tiêu cự Δ , loại vật liệu xây dựng và tính chất cơ lý của nó, hình dáng và cấu tạo, sự phân bố khối lượng trong từng loại công trình, tầm quan trọng của công trình, trình độ thi công và hàng loạt yếu tố ngẫu nhiên khác. Nhưng cho đến nay, trong tất cả các tiêu chuẩn kháng chấn trên thế giới, người ta chỉ mới đề cập đến một số yếu tố kể trên, trong đó lại có một số tham số cũng chỉ mới được quan tâm về mặt định tính. Với cách tiếp cận vấn đề như trên, trong đồ án này chỉ đề cập tính chất của vật liệu tuân theo các định luật cổ điển và chỉ nghiên cứu chuyển vị nhỏ quanh vị trí cân bằng ổn định.

Một trong những nhiệm vụ chủ yếu của kỹ thuật chống động đất là xây dựng các phương pháp xác định ứng lực trong các công trình khi chịu động đất.

Để giải quyết nhiệm vụ trên, cần phải nghiên cứu các cơ sở lý luận của lý thuyết địa chấn. Địa chấn là một lý thuyết mới của cơ học, nó liên quan nhiều đến những thành tựu của địa chấn học, địa chất học, cơ học đất và nền móng v.v...

Kỹ thuật kháng chấn có liên quan đến việc phân vùng động đất, trạng thái động lực học của

công trình, các phương pháp tính toán kết cấu công trình, tính kinh tế của việc thiết kế và tính toán công trình khi chịu động đất.

Các công trình xây dựng, do có khối lượng và được làm bằng các vật liệu có tính đàn hồi nên nó có thể thực hiện các chuyển động dư.

Các phương pháp lý thuyết phân tích động đất hiện nay, có thể tạm chia thành hai nhóm: Phương pháp tĩnh và các phương pháp động. Tương tự như vậy để xác định ứng xử của công trình chịu tác dụng của động đất, các nước trên thế giới đã và đang sử dụng hai phương pháp cơ bản sau đây: phương pháp tính toán tĩnh và phương pháp tính toán động lực.

2.1.2. Lịch sử của các phương pháp phân tích tải trọng động đất trong thiết kế công trình

Phương pháp tính toán tĩnh

Sau các trận động đất ở Nobi (Nhật Bản - 1891) và San - Francisco (Mỹ - 1906) Ohmori và Sano đã đề ra Phương pháp tính toán lực động đất cho công trình đó là Phương pháp tính toán tĩnh. Theo phương pháp này, toàn bộ công trình được coi như một vật rắn tuyệt đối đặt trên nền đất với gia tốc $\ddot{x}_0(t)$ lực động đất tác dụng lên công trình có phương nằm ngang, với trị số bằng tích khối lượng công trình với gia tốc nền

$$F = m \ddot{x}_0(t) = \frac{Q}{g} \ddot{x}_0(t) \quad (2-1)$$

Trong đó:

Q - trọng lượng toàn bộ công trình.

Nếu đặt:

$$K_s = \frac{\ddot{x}_0(t)}{g}$$

Và gọi K_s là hệ số động đất Ta có:

$$F = K_s Q. \quad (2-2)$$

Với lý luận tương tự như trên, lực động đất tác dụng lên bộ phận thứ k có trọng lượng Q_k được tính theo công thức:

$$F_k = K_s Q_k \quad (2-3)$$

Hệ số động đất K_s được xác định trên cơ sở thực nghiệm, nó biến đổi theo mức độ tích lũy các số liệu quan sát được sau các trận động đất mạnh và phụ thuộc vào các dạng kết cấu

của công trình (khung, tường hay khung tường kết hợp chịu lực ...)

Ưu điểm cơ bản của phương pháp tính toán tĩnh là tính toán đơn giản và có thể áp dụng xác định lực động đất cho các công trình có hình dáng bất kỳ.

Nhược điểm lý thuyết này không chú ý đến biến dạng của công trình và xét xem các dao động ở mọi điểm trên công trình bằng nhau, đặc biệt là nó không phản ánh được trạng thái chịu lực thực của công trình khi động đất xảy ra. Chính vì vậy, vào những năm 40, phương pháp tính toán tĩnh đã nhanh chóng nhường chỗ cho phương pháp tính toán động lực, trong đó có xét đến tính chất đàn hồi của vật liệu khi chịu tải trọng động đất.

Phương pháp tính toán động

Nội dung cơ bản của phương pháp động lực trong bài toán kháng chấn là xem công trình như một hệ cơ học đàn hồi có n hay vô hạn bậc tự do bị di chuyển theo nền đất $x_0(t)$ các tính chất cơ lý của công trình được biểu diễn qua độ cứng K và hệ số cản C của từng bộ phận riêng rẽ. Sau đó mô hình hoá các kết cấu công trình chịu tác dụng động đất bằng hệ phương trình vi phân toán học, và kết quả sẽ tìm được các ứng xử của công trình.

Tuy nhiên trong hệ phương trình toán học vừa xây dựng có tồn tại hàm số đặc biệt của nền đất mà cho đến nay chưa có biểu thức toán học nào biểu diễn được nó, đó là các hàm:

Hàm chuyển vị $x_0(t)$

Hàm gia tốc $\ddot{x}_0(t)$

Tuy nhiên, vào năm 1935, các nhà Khoa học Nhật Bản đã chế tạo thành công máy đo gia tốc, mà nhờ nó người ta mô phỏng các hàm chuyển vị $x_0(t)$ hoặc gia tốc $\ddot{x}_0(t)$. Việc mô phỏng các hàm chuyển vị $x_0(t)$ hoặc hàm gia tốc $\ddot{x}_0(t)$ có thể chia làm hai nhóm: nhóm phương pháp tiền định, nhóm phương pháp ngẫu nhiên. Nhóm phương pháp tiền định thường mô tả các hàm chuyển vị $x_0(t)$ hoặc gia tốc $\ddot{x}_0(t)$ theo quy luật điều hoà hình sin. Nhóm phương pháp ngẫu nhiên đã giả thiết các hàm chuyển vị $x_0(t)$ hoặc gia tốc $\ddot{x}_0(t)$ là quá trình ngẫu nhiên. Về mặt lý thuyết, phương pháp tính toán động lực tuy có chia thành nhiều nhóm khác nhau, nhưng khi ứng dụng để xây dựng tiêu chuẩn kháng chấn các nước đều lấy giá trị cực đại các hàm chuyển vị $x_0(t)$ hoặc hàm gia tốc $\ddot{x}_0(t)$ của các ứng xử để thiết kế công trình. Tuy nhiên trong các qui trình mới nhất gần đây khi chỉ dẫn phương pháp phân tích động đất cho các công trình đặc biệt quan trọng người ta đã xem xét tới quá trình biến thiên của các hàm chuyển vị $x_0(t)$ và hàm gia tốc $\ddot{x}_0(t)$.

2.2. PHƯƠNG PHÁP GIẢI TÍCH

Đối với phương pháp giải tích, ta đưa ra một mô hình toán cho công trình. Dựa vào các phương pháp cơ học của môi trường liên tục hoặc rời rạc, từ đó thiết lập được hàm giải tích

biểu thị quan hệ giữa dao động của nền đất trong động đất và dao động của công trình. Trong các hàm giải tích đó người ta đưa yếu tố thời gian vào dao động của động đất. Từ phương trình vi phân có thể xác định chuyển vị $x_0(t)$ và gia tốc $\ddot{x}_0(t)$. Các lực động đất được xác định bằng tích khối lượng của hệ với gia tốc tương ứng của chúng. Do thiếu các số liệu chính xác vậy phương pháp này chỉ là gần đúng.

2.3. PHƯƠNG PHÁP PHỔ ỨNG XỬ

2.3.1. Khái niệm

Từ việc phân tích các trận động đất ở San-Francisco vào năm 1923 và Laybich vào năm 1933, nhiều tác giả đã thiết lập được dạng mới của phương pháp động lực học để tính toán công trình, đó là phương pháp phổ, hoặc phương pháp tính theo đường cong phổ.

Phương pháp phổ được M.Bio nêu ra năm 1933, sau đó Cotrinski đã nghiên cứu hoàn chỉnh cơ sở lý thuyết của phương pháp này.

Các giá trị tuyệt đối lớn nhất của chuyển vị tương đối, vận tốc tương đối và gia tốc tương đối, biểu diễn bằng giá trị cực đại của các hàm trên được gọi là các phổ ứng xử của công trình ứng với một trận động đất đã cho, gọi tắt là phổ ứng xử động đất hay phổ động đất.

Nội dung của phương pháp phổ là xác định các gia tốc, vận tốc và chuyển vị cực đại của các dao động đó.

Ở phương pháp này, người ta sử dụng sự tương tự giữa dao động của hệ phức tạp với hệ có một bậc tự do.

Sự gây ứng xử của các kết cấu do tác động động đất đã được nghiên cứu bằng các hệ như sau:

Hệ có một bậc tự do với một chu kỳ dao động riêng khác nhau.

Hệ có n bậc tự do với n chu kỳ dao động riêng khác nhau.

Hệ có vô số bậc tự do với vô số các chu kỳ dao động riêng khác nhau.

Phương pháp tính toán theo đường cong phổ đã được ứng dụng rộng rãi trong các tiêu chuẩn qui phạm của nhiều nước để xác định được các lực động đất.

2.3.2. Phổ ứng xử của công trình có một bậc tự do

Sơ đồ kết cấu và phương trình chính tắc

Xét công trình có mô hình với một thanh ngang mang khối lượng và hai cột không trọng lượng chịu uốn (h.2-1, a). Nếu bỏ qua chuyển vị xoay và chuyển vị thẳng đứng của thanh ngang (điều này phù hợp với tải trọng động đất), có thể biểu diễn công trình bằng hệ một

bậc tự do. Để đơn giản, có thể thay sơ đồ trên bằng một thanh đàn hồi một đầu ngàm vào nền đất và đầu tự do có gắn khối lượng m (h.2-1, b). Khi động đất xảy ra, được biểu diễn bằng hàm gia tốc $\ddot{x}_0(t)$ của nền đất, khối lượng m chỉ thực hiện một di chuyển tịnh tiến ngang và thanh đứng chỉ chịu uốn.

Khi động đất xảy ra, nền đất di chuyển $x_0(t)$, khối lượng m di chuyển tương đối $x(t)$, thì phương trình dao động của công trình sẽ là.

$$m [\ddot{x}_0(t) + \ddot{x}(t)] + c \dot{x}(t) + kx(t) = 0 \quad (2-4)$$

hay

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + kx(t) = -m \ddot{x}_0(t) \quad (2-5)$$

Trong đó:

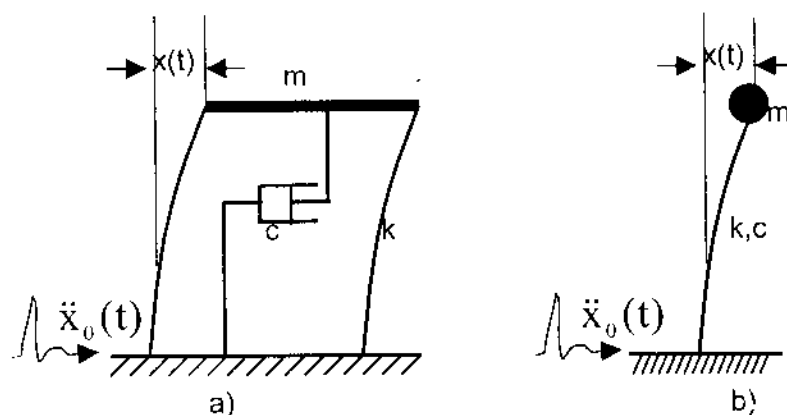
$m [\ddot{x}_0(t) + \ddot{x}(t)]$ - lực quán tính của khối lượng m .

c : hệ số cản nhớt của thanh đàn hồi nó đặc trưng cho phần tiêu hao và phân tán năng lượng.

$c \dot{x}(t)$ lực cản nhớt.

k : hệ số độ cứng của thanh đàn hồi.

$kx(t)$: lực đàn hồi.



Hình 2-1

Các đại lượng m , c và k là các đặc trưng riêng của công trình và được giả thiết là các hằng số trong suốt thời gian dao động. Trong thời gian xảy ra động đất, khối lượng m tích lũy động năng, thanh đàn hồi với độ cứng k tích lũy thế năng, lực cản làm tiêu hao năng lượng, còn thành phần $-m \ddot{x}_0(t)$ ở vế phải của phương trình đóng vai trò lực kích động cung cấp năng lượng cho công trình.

Nếu đặt:

$$\omega^2 = k/m \quad \text{và} \quad 2\beta = c/m \quad (2-6)$$

thì phương trình trở thành

$$\ddot{x}(t) + 2\beta \dot{x}(t) + \omega^2 x(t) = -\ddot{x}_0(t) \quad (2-7)$$

Giải phương trình

Nghiệm của phương trình (2-7) bằng tổng nghiệm riêng của phương trình (2-7) và nghiệm tổng quát của phương trình thuần nhất tương ứng.

$$\ddot{x}(t) + 2\beta \dot{x}(t) + \omega^2 x(t) = 0 \quad (2-8)$$

Nghiệm tổng quát của (2-8) phụ thuộc vào nghiệm của phương trình đặc trưng $\lambda^2 + 2\beta\lambda + \omega^2 = 0$ và nghiệm của phương trình đặc trưng này là

$$\lambda_{1,2} = -\beta \pm \sqrt{\beta^2 - \omega^2}$$

Nếu $\beta^2 - \omega^2 = 0$ hay $\beta = \omega$ thì hệ số cản c được gọi là hệ số cản tới hạn và được ký hiệu c_0 .

$$c_0 = 2\beta m = 2\omega m. \quad (2-9)$$

Tỉ số:

$$\nu = c/c_0 = 2m\beta/2m\omega = \beta/\omega \quad (2-10)$$

Được gọi là yếu tố cản tới hạn, yếu tố cản tới hạn ν phụ thuộc vào dạng kết cấu và bản chất của vật liệu xây dựng, nó được xác định bằng thực nghiệm. Như đã biết trong lý thuyết dao động, trong trường hợp $c = c_0$ ($\nu = 1$) và $c > c_0$ ($\nu > 1$) thì hệ cơ học sẽ chuyển động tắt dần không dao động. Nếu $c < c_0$ ($\nu < 1$) thì nghiệm tổng quát của phương trình thuần nhất (2-8) biểu diễn dao động tắt dần và sẽ mất đi sau một khoảng thời gian ngắn. Vậy ở đây chỉ xét nghiệm riêng của phương trình (2-7), nó biểu diễn dao động bình ổn dưới tác dụng của động đất. Nghiệm này được biểu diễn dưới dạng tích phân Duhamel.

$$x(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} \sin \omega^*(t-\tau) d\tau, \quad (2-11)$$

Nó biểu diễn chuyển vị cường bức tương đối của khối lượng m so với nền đất.

Đạo hàm liên tiếp biểu thức (2-11) theo thời gian sẽ thu được vận tốc tương đối với gia tốc tuyệt đối của khối lượng m

$$\dot{x}(t) = -\int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\nu\omega(t-\tau)} [-\cos \omega^*(t-\tau) + \nu * \sin \omega^*(t-\tau)] d\tau, \quad (2-12)$$

$$\ddot{x}_0(t) + \ddot{x}(t) = \omega^* \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-v\omega^*(t-\tau)} [-(1-v^{*2}) \sin \omega^*(t-\tau) + 2v^* \cos \omega^*(t-\tau)] d\tau \quad (2-13)$$

Trong đó:

$$\omega^* = \omega \sqrt{1-v^2}, v^* = v / \sqrt{1-v^2} \quad (2-14)$$

Các biểu thức (2-11), (2-12) và (2-13) đặc trưng cho ứng xử của công trình một bậc tự do chịu tác dụng động đất thông qua $\ddot{x}(t)$ của nền đất.

Các giá trị tuyệt đối lớn nhất của chuyển vị tương đối, vận tốc tương đối với gia tốc tuyệt đối, biểu diễn bằng giá trị cực đại của (2-11) (2-12) và (2-13), được gọi là các phổ ứng xử của công trình một bậc tự do ứng với một trận động đất đã cho, gọi tắt là phổ ứng xử động đất hay phổ động đất:

- Phổ các chuyển vị tương đối

$$S_d = |\dot{x}(t)|_{\max} \quad (2-15)$$

- Phổ các vận tốc tương đối

$$S_v = |\ddot{x}(t)|_{\max} \quad (2-16)$$

- Phổ các gia tốc tuyệt đối

$$S_a = |\ddot{x}_0(t)| + |\ddot{x}(t)| \quad (2-17)$$

Các phổ ứng xử của công trình là hàm của chu kỳ dao động riêng T , hệ số cản tới hạn v của công trình và cường độ động đất. Các phổ này độc lập với quá trình chuyển vị theo thời gian của công trình.

Nếu giả thiết yếu tố cản tới hạn $v < 0,2$ điều này phù hợp với đại đa số các công trình trong thực tế, các biểu thức (2-11), (2-12) và (2-13) được viết lại như sau ($\omega^* \approx \omega$, $v^* \approx v$):

$$x(t) = -\frac{1}{\omega^2} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-v\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau, \quad (2-18)$$

$$\dot{x}(t) = -\int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-v\omega(t-\tau)} [-\cos \omega(t-\tau) + v \sin \omega(t-\tau)] d\tau \quad (2-19)$$

$$\ddot{x}_0(t) + \ddot{x}(t) = \omega \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-v\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau + 2v \cos \omega(t-\tau) d\tau \quad (2-20)$$

Giá trị tuyệt đối lớn nhất của các biểu thức (2-18), (2-19) và (2-20) được gọi là các á phổ ứng xử của công trình chịu tác dụng động đất thường được ký hiệu S_{pd} , S_{pv} và S_{pa} . Các á phổ ứng xử này cũng là các hàm số của chu kỳ dao động riêng, hệ số cản tối hạn của công trình và cường độ động đất.

Do sự biến đổi hỗn loạn của hàm gia tốc nền $\ddot{x}_0(t)$, D.E.Hudson đã chứng minh rằng phổ vận tốc bằng á phổ vận tốc

$$\left. \begin{aligned} S_v = S_{pv} &= \left| \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-v\omega(t-\tau)} \cos \omega(1-\tau) d\tau \right|_{\max} = \\ &= \left| \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-v\omega(t-\tau)} \sin \omega(1-\tau) d\tau \right|_{\max} \end{aligned} \right\} \quad (2-21)$$

Và trong trường hợp này, giữa các phổ ứng xử tồn tại các mối quan hệ sau đây:

$$\left. \begin{aligned} |x(t)|_{\max} &\approx S_d = S_v / \omega = S_a / \omega^2 \\ |\dot{x}(t)|_{\max} &\approx S_v = S_a / \omega = \omega S_d \\ |\ddot{x}_0(t) + \ddot{x}(t)|_{\max} &\approx S_a = \omega^2 S_d = \omega S_v \end{aligned} \right\} \quad (2-22)$$

Do có sự tương đương giữa các phổ ứng xử và á phổ ứng xử, nên trong phần tiếp theo ta gọi tất cả là phổ ứng xử. Tuy nhiên cần lưu ý rằng các á phổ có biểu thức đơn giản hơn nên nó có vai trò quan trọng trong thực tế và được ứng dụng để nghiên cứu lý thuyết kháng chấn.

Sau khi xác định các phổ ứng xử, lực động đất tác dụng lên công trình bằng tích số giữa khối lượng công trình m với phổ gia tốc.

$$F_{\max} = m S_a = m \omega S_v \quad (2-23)$$

$$\text{Hay} \quad F_{\max} = m S_v 2\pi/T \quad (2-24)$$

Từ (2-23) dễ dàng thấy lực động đất tỉ lệ với phổ gia tốc S_a , nên phổ gia tốc biểu diễn lực động đất tác dụng lên công trình một bậc tự do có khối lượng bằng đơn vị. Tuy nhiên khi nghiên cứu lý thuyết kháng chấn, người ta lại sử dụng phổ vận tốc S_v

Phổ vận tốc có đặc điểm:

- Đường cong phổ thay đổi rõ rệt khi chu kỳ dao động riêng thay đổi.
- Yếu tố cản tối hạn v có ảnh hưởng đến giá trị đường cong phổ.
- Với khoảng cách như nhau đến chấn tâm, hình dáng các đường cong phổ vận tốc có dạng gần như nhau.

Để nâng cao độ tin cậy khi thiết kế kháng chấn, người ta phải thành lập nhiều đường cong phổ khác nhau trong những điều kiện địa chất lẫn địa hình tương tự nhau với các trận động đất có cường độ khác nhau. Sau đó thành lập đường bao của các phổ vừa xây dựng. Các đường bao này được gọi là phổ chuẩn hay phổ thiết kế. Hình 2-4 biểu diễn phổ chuẩn của trận động đất điển hình El Centro (1940). Trong các phổ chuẩn vừa trình bày, phổ vận tốc S_v (h.2- 4, b) biến đổi lớn khi chu kỳ dao động riêng $T \leq 0,8$ s và xấp xỉ bằng hằng số khi $0,8 < T < 2,8$ s; tại cùng một chu kỳ T thì S_v sẽ tăng giá trị khi yếu tố cản tới hạn giảm.

2.3.3. Phổ ứng xử của công trình có nhiều bậc tự do

Để xác định ứng xử động lực của công trình có nhiều bậc tự do chịu tác dụng động đất, ta đưa chúng về hệ có hữu hạn bậc tự do. Một công trình có thể chuyển thành hệ dao động có hữu hạn bậc tự do khi khối lượng của nó có thể tập chung tại một số tiết diện nhất định mà không làm ảnh hưởng lớn đến tính chất làm việc so với hệ thực. Xét một hệ khung như hình vẽ. Nếu giả thiết các liên kết ngang là tuyệt đối cứng và bỏ qua các chuyển vị xoay của nó trong mặt phẳng thẳng đứng, đồng thời xem nền đất là tuyệt đối cứng, chúng ta có hệ dao động n bậc tự do theo phương ngang. Bỏ qua biến dạng dọc của cột (điều này rất phù hợp với các quan sát sau các trận động đất), độ cứng của công trình được xác định qua độ cứng chống uốn của cột. Cơ chế tiêu hao và phân tán năng lượng trong dao động được biểu diễn qua hệ số cản nhớt của cột.

Trên hình 2- 5, b biểu diễn một sơ đồ tính khác cho công trình nhiều tầng. Về ý nghĩa cơ học, cách biểu diễn ở sơ đồ tính hình (2- 5, a) và hình (2-5, b) là tương đương nhau. Để đơn giản, sau đây sẽ dùng sơ đồ tính ở hình 2- 5, b.

Dao động tự do của công trình

Để thành lập phương trình dao động của công trình, có thể dùng phương pháp lực (phương pháp ma trận mềm) hay phương pháp chuyển vị (phương pháp ma trận cứng) trong cơ học kết cấu. Sau đây, sẽ xây dựng phương trình dao động của công trình nhiều bậc tự do theo phương pháp chuyển vị, bằng cách viết các phương trình điều kiện trên cơ sở biểu diễn sự cân bằng động của công trình theo phương bậc tự do.

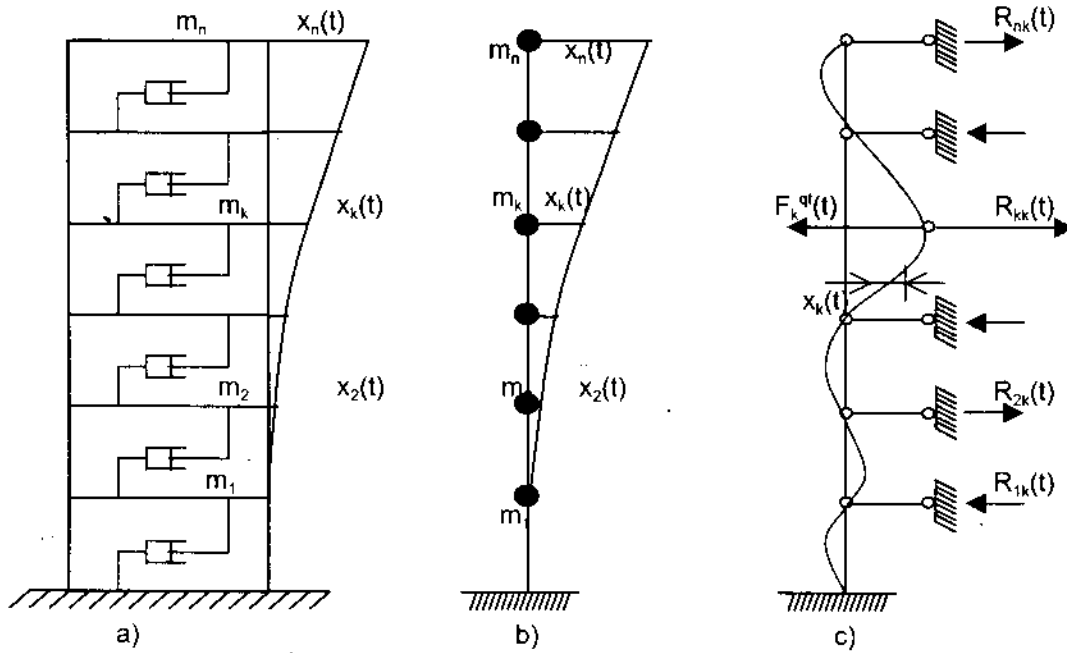
Dưới tác dụng của một xung động ban đầu, hệ sẽ dao động theo phương ngang và tại thời điểm bất kỳ các khối lượng $m_1, m_2 \dots m_n$ sẽ thực hiện các chuyển vị $x_1(t), x_2(t) \dots x_n(t)$.

Giả sử cho tất cả các khối lượng m_k ($k = 1, 2, \dots, n$) chịu liên kết theo phương bậc tự do (h.2- 5, c), rồi lần lượt giải phóng liên kết thứ k và cho m_k chuyển vị $x_k(t)$ thì trong các liên kết còn lại sẽ xuất hiện các phản lực liên kết R_k do chuyển vị $x_k(t)$ sinh ra, còn tại k sẽ xuất hiện lực quán tính.

$$R_k = r_{kj}x_j(t) \quad (2- 25)$$

Như vậy phản lực toàn phần tại liên kết k sẽ bằng

$$R_k = -F_k^{qt} + \sum_{j=1}^n R_{kj}(t) \quad (2-26)$$



Hình 2-5.

Trong đó: R_{kj} , như đã biết trong cơ học kết cấu, được biểu diễn qua hệ số độ cứng r_{kj} của liên kết khi cho liên kết j ($j = 1, 2, \dots, n$) chuyển vị đơn vị và theo định lý Maxwell - Betti $r_{jk} = r_{kj}$:

$$R = r_{kj}x_j(t)$$

Cuối cùng ta có:

$$R_k = -F_k^{qt} + \sum_{j=1}^n r_{kj}x_j(t) \quad (2-27)$$

Nhưng do hệ thực hiện dao động theo phương ngang nên các liên kết thêm vào là không có và R_k phải bằng không.

$$-F_k^{qt} + \sum_{j=1}^n r_{kj}x_j(t) = 0 \quad (2-28)$$

Điều kiện (2-28) được viết cho tất cả các liên kết ($k = 1, 2, \dots, n$) và chú ý đến biểu thức lực quán tính (2-25), ta thu được hệ phương trình biểu diễn dao động tự do của hệ công trình n bậc tự do

$$\left. \begin{aligned} m_1\ddot{x}_1(t) + r_{11}\dot{x}_1(t) + r_{12}x_2(t) + \dots + r_{1n}x_n(t) &= 0 \\ m_2\ddot{x}_2(t) + r_{21}\dot{x}_1(t) + r_{22}\ddot{x}_2(t) + \dots + r_{2n}x_n(t) &= 0 \\ \vdots &\vdots \\ m_n\ddot{x}_n(t) + r_{n1}\dot{x}_1(t) + r_{n2}\ddot{x}_2(t) + \dots + r_{nn}x_n(t) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2-29)$$

Hệ phương trình vi phân (2- 29) được viết gọn lại dưới dạng ma trận.

$$[M] \{\ddot{x}\} + [K] \{x\} = \{0\} \quad (2-30)$$

Trong đó:

[M] - Ma trận khối lượng hay ma trận quán tính;

[K] - Ma trận độ cứng;

$\{x\}$ - Ma trận cột chuyển vị;

$\{x\}$ - Ma trận cột gia tốc.

$$\begin{aligned} [M] &= \begin{Bmatrix} m_1 & 0 \dots & 0 \\ 0 & m_2 \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 \dots & m_k \end{Bmatrix}, \{x\} = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dots \\ x_n(t) \end{Bmatrix} \\ [K] &= \begin{Bmatrix} r_{11} & r_{12} \dots & r_{1n} \\ r_{21} & r_{22} \dots & r_{2n} \\ \dots & \dots & \dots \\ r_{n1} & r_{n2} \dots & r_{nn} \end{Bmatrix}, \{\ddot{x}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_2(t) \\ \dots \\ \ddot{x}_n(t) \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (2-31)$$

Nghiêm của (2-30) được cho dưới dạng

$$\{x\} = \{A\} \sin (\omega t + \varphi) \quad (2-32)$$

trong đó:

{A} - ma trăn cột biên độ dao động riêng

$$\begin{Bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ \dots \\ A_n \end{Bmatrix} = \{A\}$$

Thay (2- 32) và đạo hàm cấp hai của nó theo thời gian vào (2- 30) ta có phương trình

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \quad (2-33)$$

Vì $\{A\}$ biểu diễn biên độ dao động của các khối lượng m_k phải khác không, nên rút ra

$$[K] - \omega^2 [M] = 0 \quad (2-34)$$

Biểu thức (2-34) là phương trình tần số dao động riêng ω của công trình. Khai triển (2-34) sẽ được đa thức bậc n của ω^2 và khi giải ra sẽ có n nghiệm thực, dương và phân biệt nó sẽ biểu diễn các tần số dao động riêng ω_i ($i = 1, 2, \dots, n$). Sắp xếp các tần số này theo thứ tự từ nhỏ đến lớn $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$.

Khi biết tần số dao động riêng ω_i ($i = 1, 2, \dots, n$), chu kỳ dao động riêng T_i ($i = 1, 2, \dots, n$) sẽ được xác định theo công thức.

$$T_i = 2\pi/\omega_i \quad (2-35)$$

ω_1 và T_1 được gọi là tần số cơ bản và chu kỳ dao động cơ bản.

$\omega_i > \omega_1$ và $T_i < T_1$ được gọi là tần số và chu kỳ dao động hạng cao.

Ứng với tần số dao động riêng ω_i , công trình sẽ thực hiện một dạng dao động riêng, mà sau đây ta gọi là dạng dao động chính thứ i . Một công trình có n bậc tự do sẽ có n tần số dao động riêng và tương ứng sẽ có n dạng dao động chính.

Để xác định dạng dao động chính thứ i , ta thay ω_i vừa tìm được vào phương trình (2-33).

$$([K] - \omega_i^2 [M]) \{A\}_i = \{0\} \quad (2-36)$$

trong đó:

$\{A\}_i$ - biên độ dao động trong dạng chính thứ i .

Nếu ký hiệu ϕ_{ki} là tọa độ của khối lượng m_k trong dạng dao động chính thứ i

$$\phi_{ki} = A_{ki} / A_{ii} \quad (i, k = 1, 2, \dots, n)$$

Thì phương trình (2-36) được viết lại như sau

$$([K] - \omega_i^2 [M]) \{\phi\}_i = \{0\} \quad (2-37)$$

trong đó:

$$\begin{Bmatrix} \phi_{1i} \\ \phi_{2i} \\ \vdots \\ \phi_{ni} \end{Bmatrix} = \{\phi\}_i \quad (2-38)$$

Giả sử trong công trình có sức cản nhớt tỉ lệ với vận tốc, phương trình dao động sẽ có dạng

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = \{0\} \quad (2-39)$$

Trong đó:

$[C]$ - ma trận cản nhớt.

$\{\dot{x}\}$ - ma trận cột các vận tốc.

Để đơn giản trong tính toán, thường giả thiết ma trận cản $[C]$ tỉ lệ với ma trận độ cứng $[K]$ qua biểu thức

$$[C] = a [K] \quad (2-40)$$

Hay tỉ lệ với khối lượng:

$$[C] = 2v_i\omega_i[M] \quad (2-41)$$

trong đó:

a - hằng số nào đó;

v_i - yếu tố cản tới hạn trong dạng dao động chính thứ i .

Ứng xử của công trình theo dạng dao động chính dưới dạng tác dụng động đất.

Dưới tác dụng của động đất, móng của công trình (được giả thiết là một khối tuyệt đối cứng) chịu một di chuyển tịnh tiến ngang $x_0(t)$ cùng với nền đất. Kết quả, tại mỗi điểm khối lượng m_k sẽ thực hiện chuyển vị theo $x_0(t)$ cùng với nền đất và chuyển vị tương đối $x_k(t)$ so với móng (h-2-6, a). Chuyển vị tuyệt đối của khối lượng m_k sẽ bằng $x_0(t) + X_k(t)$.

Lực quán tính tác dụng lên khối lượng m_k bằng

$$F_k^q = -m_k[\ddot{x}_0(t) + \ddot{x}_k(t)]. \quad (2-42)$$

Ngoài lực quán tính, trên m_k còn có lực đàn hồi và lực cản nhớt tỉ lệ với vận tốc tác dụng. Cần chú ý lực đàn hồi và lực cản chỉ phụ thuộc vào chuyển vị tương đối và vận tốc tương đối.

$$\sum_{j=1}^n r_{kj} x_j(t) \quad ; \quad \sum_{j=1}^n c_{kj} \dot{x}_j(t)$$

Áp dụng nguyên lý D'alambert cho mỗi khối lượng bằng cách viết phương trình cân bằng động lực, sẽ thu được phương trình vi phân biểu diễn dao động của khối lượng m_k dưới tác dụng động đất

$$m_k \ddot{x}_k(t) + \sum_{j=1}^n c_{kj} \dot{x}_j(t) + \sum_{j=1}^n r_{kj} x_j(t) = -m_k \ddot{x}_0(t) \quad (2-43)$$

trong đó - $m_k \ddot{x}_0(t)$ ở vế phải của (2-43) đóng vai trò lực kích động do chuyển động của nền đất truyền đến. Dấu âm (-) ở vế phải của phương trình này chỉ lực kích động có chiều ngược

$$M_k \ddot{x} = x_k(t)$$

$$m \ddot{x}(t) + \sum_{i=1}^n c_i \dot{x}(t) + \sum_{i=1}^n k_i x(t) = m \ddot{x}_0(t)$$

(2-44)

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = [M] \{1\}$$

(2- 45)

trong đó $[M]$, $[C]$, $[K]$ và $\{x\}$ đã được biết ở (2-31) (và 2-41), còn $\{1\}$ - ma trận cột có phần tử bằng đơn vị.

Nghiệm dao động bình ổn tổng quát của (2-45) của khối lượng m_k được biểu diễn qua tổng các nghiệm riêng trong các dạng dao động chính thứ i ($i = 1, 2, \dots, n$).

$$x_k(t) = x_{k1}(t) + x_{k2}(t) + \dots + x_{kn}(t) = \sum_{i=1}^n x_{ki}(t) \quad (2-46)$$

Đặt

$$x_{ki} = \phi_{ki} \xi_i(t) \quad (2-47)$$

trong đó:

$$\phi_{ki} = A_{ki} / A_{ii}$$

$\xi_i(t)$ - hệ số đặc trưng cho biên độ của dạng dao động chính thứ i và được gọi là tọa độ chính, nghiệm (2-46) được viết lại như sau:

$$x_k(t) = \sum_{i=1}^n \phi_{ki} \xi_i(t) \quad (2-48)$$

Đối với tất cả các bậc tự do của các khối lượng sẽ có ma trận cột các chuyển vị tương đối trong dao động bình ổn.

$$\{x\} = [\phi] \{\xi(t)\} \quad (2-49)$$

trong đó:

$$\begin{pmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1n} \\ [\phi] & \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \dots & \phi_{nn} \end{pmatrix} = [\{\phi\}_1, \{\phi\}_2, \dots, \{\phi\}_n] \quad (2-50)$$

Là ma trận vuông của các dạng dao động chính.

$\{\xi\}$ là ma trận cột các tọa độ chính.

$$\begin{Bmatrix} \xi_1(t) \\ \xi_2(t) \\ \dots \\ \xi_n(t) \end{Bmatrix} = \{\xi\} \quad (2-51)$$

Thay (2-49) vào (2-45) sẽ nhận được hệ phương trình với các ẩn số $\xi(t)$ biểu diễn hệ số các biên độ dao động.

$$[M][\phi]\{\xi\} + [C][\phi]\{\xi\} + [K][\phi]\{\xi\} = [M]\{1\}x_0(t) \quad (2-52)$$

Hệ phương trình (2-52) chỉ phụ thuộc vào n dạng dao động chính để có thể nhận được hệ phương trình mà trong đó mỗi phương trình biểu diễn độc lập một dạng dao động chính, nhân (2-52) với ma trận chuyển vị $\{\phi\}_i^T$

$$\begin{aligned} & [\phi]_i^T [M] \{\phi\} \ddot{\xi}_i + [\phi]_i^T [C] \{\phi\} \dot{\xi}_i + [\phi]_i^T [K] \{\phi\} \xi_i = \\ & = [\phi]_i^T [M] \{1\} x_0(t) \end{aligned}$$

Do tính chất trực giao của các vectơ riêng

$$[\phi]_i^T [M] \{\phi\}_j = 0; \quad [\phi]_i^T [C] \{\phi\}_j = 0; \quad [\phi]_i^T [K] \{\phi\}_j = 0$$

nên sau khi nhân các ma trận với nhau, sẽ nhận được phương trình biểu diễn chỉ theo một dạng dao động chính thứ i .

$$\begin{aligned} & [\phi]_i^T [M] \{\phi\}_i \ddot{\xi}_i(t) + \{\phi\}_i^T [C] \{\phi\}_i \dot{\xi}_i + \{\phi\}_i^T [K] \{\phi\}_i \xi_i = \\ & = \{\phi\}_i^T [M] \{1\} x_0(t) \end{aligned} \quad (2-53)$$

Nếu ký hiệu

- Khối lượng chính (trong dạng dao động thứ i).

$$M_i = [\phi]_i^T [M] \{\phi\}_i \quad (2-54)$$

- Hệ số cản chính (trong dạng dao động thứ i).

$$C_i = [\phi]_i^T [C] \{\phi\}_i \quad (2-55)$$

- Độ cứng chính (trong dạng dao động thứ i).

$$K_i = [\phi]_i^T [K] \{\phi\}_i \quad (2-56)$$

- Lực kích động chính (trong dạng dao động thứ i).

$$F_i = [\phi]_i^T [M] \{1\}_i \quad (2-57)$$

Thì (2-53) sẽ có dạng:

$$M_i \ddot{\xi}_i(t) + C_i \dot{\xi}_i(t) + K_i \xi_i(t) = F_i x_0(t) \quad (2-58)$$

Phương trình trên có dạng giống với phương trình dao động cưỡng bức của hệ một bậc tự do (2-5).

Nếu chú ý đến các biểu thức (2-54), (2-55) và (2-41), ta có quan hệ:

$$C_i = \{\phi\}_i^T 2\nu_i \omega_i [M] \{\phi\}_i = 2\nu_i \omega_i M_i \quad (2-59)$$

Từ phương trình dao động tự do không có lực cản (2-37), ta có đồng nhất thức:

$$[K] \{\phi\}_i = \omega_i^2 [M] \{\phi\}_i$$

Nhân hai vế của đồng nhất thức với $\{\phi\}_i^T$ sẽ có:

$$K_i = [\phi]_i^T [K] \{\phi\}_i = \omega_i^2 [\phi]_i^T [M] \{\phi\}_i = \omega_i^2 M_i \quad (2-60)$$

Thay (2-59) và (2-60) vào (2-58) sẽ nhận được phương trình:

$$\ddot{\xi}_i(t) + 2v_i \omega_i \dot{\xi}_i(t) + \omega_i^2 \xi_i(t) = F_i \ddot{x}_o(t) M_i \quad (2-61)$$

Trong phương trình (2-61), nếu cho $i = 1, 2, \dots, n$ sẽ có n người độc lập, trong đó mỗi phương trình biểu diễn một dạng dao động chính

$$\ddot{\xi}_1(t) + 2v_1 \omega_1 \dot{\xi}_1(t) + \omega_1^2 \xi_1(t) = F_1 \ddot{x}_o(t) M_1$$

$$\ddot{\xi}_2(t) + 2v_2 \omega_2 \dot{\xi}_2(t) + \omega_2^2 \xi_2(t) = F_2 \ddot{x}_o(t) M_2$$

.....

$$\ddot{\xi}_n(t) + 2v_n \omega_n \dot{\xi}_n(t) + \omega_n^2 \xi_n(t) = F_n \ddot{x}_o(t) M_n$$

Tương tự như giải (2-7), nghiệm của (2-61) sẽ được biểu diễn qua tích phân.

$$\xi_i(t) = \frac{F_i}{M_i \omega_i} \int_0^t \ddot{x}_o(\tau) e^{-v_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_i^* (t-\tau) d\tau \quad (2-62)$$

trong đó:

$$\omega_i^* = \omega_i \sqrt{1 - v_i^2}$$

Sau khi xác định được tọa độ chính $\xi_i(t)$ ($i = 1, 2, \dots, n$), chuyển vị ngang tương đối của khối lượng m_k trong dạng dao động chính thứ i sẽ được xác định theo (2-47) và được gọi là chuyển vị theo dạng dao động chính. Vì trong mỗi dạng dao động chính $\xi(t)$ là không đổi, nên theo (2-47) chuyển vị theo dạng dao động chính $x_{ki}(t)$ tỉ lệ với ϕ_{ki} trong mỗi dạng dao động chính (h.2.6, b).

Khai triển (2-54) và (2-57) ta có:

$$M_i = \sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}^2 \quad (2-63)$$

$$F_i = \sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki} \quad (2-64)$$

Thay (2-63) và (2-64) vào (2-62) và thay kết quả tìm được vào (2-47), ta có chuyển vị tương đối của khối lượng m_k trong dạng dao động chính thứ i .

$$x_{ki}(t) = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}^2} \phi_{ki} \frac{1}{\omega_i^*} \int_0^t \ddot{x}_o(\tau) e^{-v_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_i^* (t-\tau) d\tau \quad (2-65)$$

Nếu ký hiệu:

$$\eta_{ki}(t) = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}^2} \phi_{ki} \quad (2-66)$$

Thì (2.65) được viết lại như sau:

$$x_{ki}(t) = \eta_{ki} \frac{1}{\omega_i^*} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-v \cdot \omega_i^* (t-\tau)} \sin \omega_i^* (t-\tau) d\tau \quad (2-67)$$

Trong các công trình xây dựng, nếu coi $\omega_i^* \approx \omega_i$ (như lý giải ở phần 2-2 với $v < 0,2$), biểu thức (2-67) trở thành

$$x_{ki}(t) = \eta_{ki} \frac{1}{\omega_i} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-v \cdot \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_i (t-\tau) d\tau \quad (2-68)$$

và giá trị cực đại của nó sẽ bằng:

$$x_{ki}(t) \Big|_{\max} = x_{ki} \eta_{ki} \frac{1}{\omega_i} \left| \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-v \cdot \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_i (t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (2-69)$$

Biểu thức (2-66) chỉ ra rằng η_{ki} biến thiên tỉ lệ với tọa độ các dạng dao động chính và được gọi là hệ số hình dáng. Còn (2-68) cho thấy chuyển vị tương đối trong các dạng dao động chính x_{ki} tỉ lệ với hệ số hình dáng η_{ki} .

Khi biết chuyển vị tương đối, chúng ta có thể xác định vận tốc tương đối $\dot{x}_0(t)$ và gia tốc tuyệt đối $\ddot{x}_0(t) + x_{ki}(t)$ trong mỗi dạng dao động chính, đồng thời xác định được lực quán tính $m_k[\ddot{x}_0(t) + x_{ki}(t)]$ tác dụng lên khối lượng m_k trong mỗi dao động chính. Lực quán tính này được gọi là lực động đất tác dụng lên công trình tại điểm tập trung khối lượng m_k .

Phổ ứng xử của công trình nhiều bậc tự do

Khảo sát công trình có n bậc tự do (h.2- 7) chịu tác dụng động đất qua hàm chuyển vị $x_0(t)$ hay hàm gia tốc $\ddot{x}_0(t)$ của nền đất. Các đặc trưng riêng của công trình: $[M]$, $[K]$ (2-31), $[C]$ (2-41), $\{\phi\}$ (2-38) đã được xác định.

Theo phân tích ở mục 2- 3 - 2 trong chương này, chuyển vị tương đối $x_{ki}(t)$ của m_k trong dạng dao động chính thứ i được tính theo biểu thức (2-8) và giá trị cực đại của nó được xác định theo (2-69). Trong (2-69) ta thấy ngay có phổ vận tốc tương đối được định nghĩa theo (2-21), tương ứng với chu kỳ dao động riêng T_i và yếu tố cản v_i trong dạng dao động chính thứ i .

$$S_{vi} = \left| \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-v_i \omega_i(t-\tau)} \sin \omega_i(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (2-70)$$

Kết quả theo (2-69) sẽ xác định được các ứng xử cực đại của công trình trong dạng dao động chính thứ i

- Chuyển vị tương đối cực đại

$$x_{ki} = |x_{ki}(t)|_{\max} = \eta_{ki} S_{di} \quad (2-71)$$

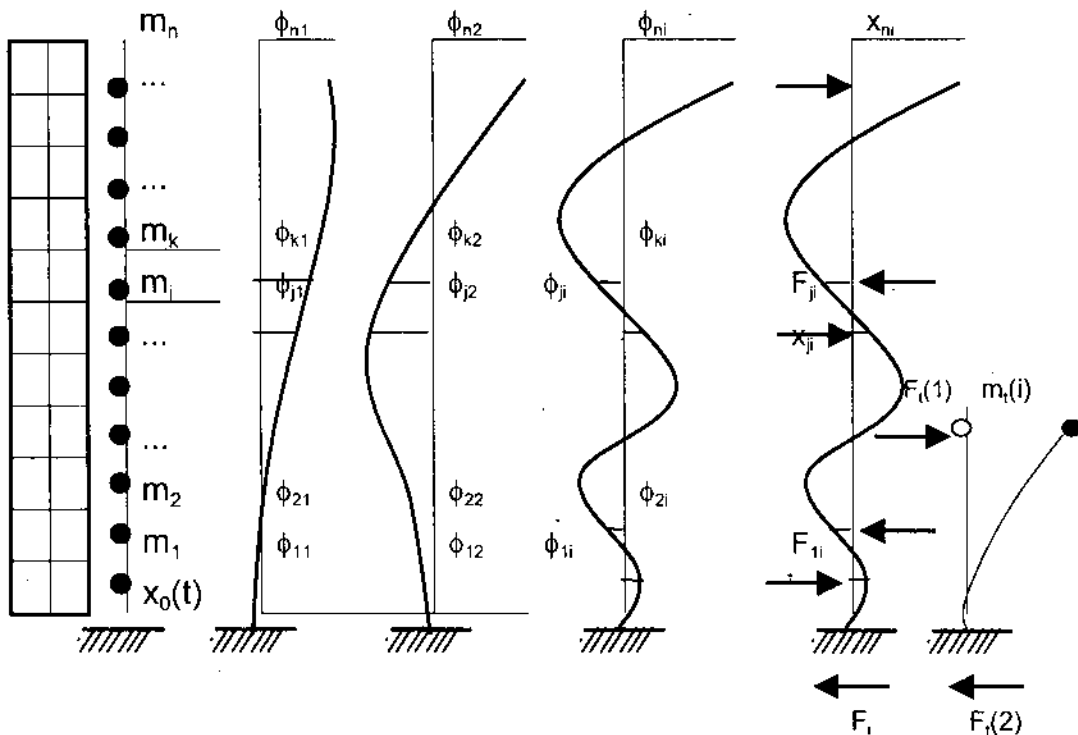
- Vận tốc tương đối cực đại.

$$v_{ki} = |\dot{x}_{ki}(t)|_{\max} = \eta_{ki} S_{vi} \quad (2-72)$$

- Gia tốc tuyệt đối cực đại

$$a_{ki} = \left| \ddot{\bar{x}}_o(t) + \eta \ddot{\bar{x}}_{ki}(t) \right|_{\max} = \eta_{ki} S_{vi} \quad (2-73)$$

Phổ ứng xử của công trình nhiều bậc tự do



Hình 2- 7

- Lực động đất cực đại tác dụng lên khối lượng m_k

$$F_{ki} = m_k a_{ki} = m_k \eta_{ki} S_{ai} \quad (2-74)$$

- Lực cắt cực đại ở chân công trình

$$F_i = \sum_{k=1}^n F_{ki} = S_{ai} \sum_{k=1}^n m_k \eta_{ki} \quad (2-75)$$

Do có mối quan hệ (2-22) trong từng dạng dao động chính:

$$S_{di} = S_{vi} / \omega_i = S_{ai} / \omega_i^2,$$

Nên các đại lượng x_{ki} , v_{ki} , a_{ki} , F_{ki} và F_i có thể được định nghĩa qua bất kỳ phổ động đất nào trong các phổ S_{di} , S_{vi} , và S_{ai} . Các đại lượng x_{ki} , v_{ki} và a_{ki} được gọi là phổ ứng xử của công trình nhiều bậc tự do theo các dạng dao động chính.

Từ phổ ứng xử của công trình nhiều bậc tự do, để xác định lực động đất tác dụng lên công trình trong dạng dao động chính thứ i ($i=1, 2, \dots, n$), có thể dùng công thức tính trực tiếp (2-74) tác dụng lên m_k , hoặc được xác định gián tiếp qua biểu thức (2-75) để tính lực cắt ở chân công trình, rồi sau đó phân phối lực này cho các khối lượng m_k .

Đa số các tiêu chuẩn kháng chấn của các nước thường áp dụng phương pháp tính gián tiếp để tính lực động đất tác dụng lên công trình trong từng dạng dao động chính. Để phân phối lực động đất F_i cho từng khối lượng m_k (theo chiều cao), cần thiết lập qui luật phân phối P_{ki} . Qui luật phân phối này được xây dựng bằng cách loại bỏ S_{ai} trong các biểu thức (2-74) và (2-75).

$$F_{ki} = \frac{m_k \eta_{ki}}{\sum_{k=1}^n m_k \eta_{ki}} F_i \quad (2-76)$$

Thay hệ số hình dạng η_{ki} bằng biểu thức (2-66)

$$F_{ki} = \frac{m_k \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}} F_i = \frac{Q_k \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n Q_k \phi_{ki}} F_i \quad (2-77)$$

Trong đó: $Q_k = m_k \cdot g$ là trọng lượng của mức k .

Đặt

$$P_{ki} = \frac{m_k \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}} F_i = \frac{Q_k \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n Q_k \phi_{ki}} F_i \quad (2-78)$$

thì (2-77) trở thành

$$F_{ki} = P_{ki} F_i \quad (2-79)$$

P_{ki} được gọi là hệ số phân phối. Hệ số này phụ thuộc vào tọa độ dạng dao động chính, độ lớn và cách phân bố khối lượng m_k trên toàn chiều cao công trình.

Qua phân tích lý thuyết trên và trong tính toán thực tế, để xác định lực động đất tác dụng lên công trình, ta đã kết hợp giữa việc phân tích hệ n bậc tự do n dạng dao động với việc sử dụng phổ ứng xử của hệ một bậc tự do. Hay nói cách khác, ta sử dụng phổ ứng xử động đất của hệ một bậc tự do. Để giải quyết bài toán này, trước hết hãy chuyển hệ công trình n bậc tự do về n hệ tương đương một bậc tự do.

Để xây dựng n mô hình cơ học tương đương một bậc tự do từ mô hình n bậc tự do, ta sẽ sử dụng khái niệm tương đương về năng lượng giữa hai hệ thực và tương đương.

Các chu kỳ dao động riêng bằng nhau:

$$T_i = T_{ti}(i)$$

Các lực cắt ở chân công trình phải bằng nhau:

$$F_i = F_{ti}(i)$$

Các mômen uốn ở chân công trình phải bằng nhau:

$$M_i = M_{ti}(i)$$

Động năng của hai hệ thực và tương đương trong dạng dao động thứ i cũng phải bằng nhau:

$$E_i = E_{ti}(i)$$

Đối với hệ công trình n bậc tự do, lực cắt ở chân công trình được xác định qua biểu thức (2-75). Nếu thay hệ số hình dáng η_{ki} (2-66) vào phương trình (2-75), bằng các phép biến đổi, ta có.

$$F_i = \frac{\left[\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki} \right]^2}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}} S_{ai} \quad (2-80)$$

Mặt khác, đối với mô hình cơ học tương đương một bậc tự do trong dạng dao động chính thứ i sẽ có khối lượng tương đương $m_t(i)$ và chu kỳ dao động riêng $T_{ti}(i) = T_i$, thì lực cắt ở chân mô hình này (cũng chính là lực động đất) được xác định theo biểu thức (2-23)

$$F_{ti}(i) = m_t(i) \cdot S_{ai} \quad (2-81)$$

Phổ gia tốc S_{ai} trong (2-80) và (2-81) là như nhau vì chu kỳ dao động riêng trong hai hệ bằng nhau. Do đó, dựa vào điều kiện tương đương năng lượng vừa nói ở trên, từ (2-80) và (2-81) có thể rút ra khối lượng tương đương $m_t(i)$ cho hệ một bậc tự do ứng với dạng dao động chính thứ i .

$$m_i(i) = \frac{\left[\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki} \right]^2}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}^2} S_{ai} \quad (2-82)$$

Khối lượng tương đương (2-82) cũng có thể xác định trực tiếp qua khối lượng toàn bộ công trình

$$m = \sum_{k=1}^n m_k$$

bằng hệ số tương đương $\varepsilon_i(i)$

$$\varepsilon_i(i) = m_i(i)/m \Rightarrow m_i(i) = m \varepsilon_i(i) \quad (2-83)$$

thay $m_i(i)$ từ (2-82) vào (2-83), hệ số tương đương $\varepsilon_i(i)$ được xác định theo công thức:

$$\varepsilon_i(i) = \frac{\left[\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki} \right]^2}{\left[\sum_{k=1}^n m_k \right] \left[\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}^2 \right]} \quad (2-84)$$

Bằng hệ số tương đương (2-84), ta dễ dàng xác định được khối lượng tương đương $m_i(i)$ và sẽ tìm được lực cắt lớn nhất ở chân công trình cho dạng dao động chính thứ i bằng mô hình cơ học tương đương một bậc tự do (h.2- 7).

$$F_i = F_i(i) = \varepsilon_i(i) \cdot M \cdot S_{ai} = \varepsilon_i(i) \cdot Q \cdot S_{ai}/g \quad (2-85)$$

Trong đó trọng lượng toàn bộ công trình.

$$Q = \sum_{k=1}^n Q_k = g \cdot \sum_{k=1}^n m_k$$

Qua tính toán, St. Baflan và các đồng nghiệp đã chứng minh được rằng:

$$\varepsilon_i(1) + \varepsilon_i(2) + \dots + \varepsilon_i(n) = \sum_{k=1}^n \varepsilon_i(i) = 1 \quad (2-86)$$

và

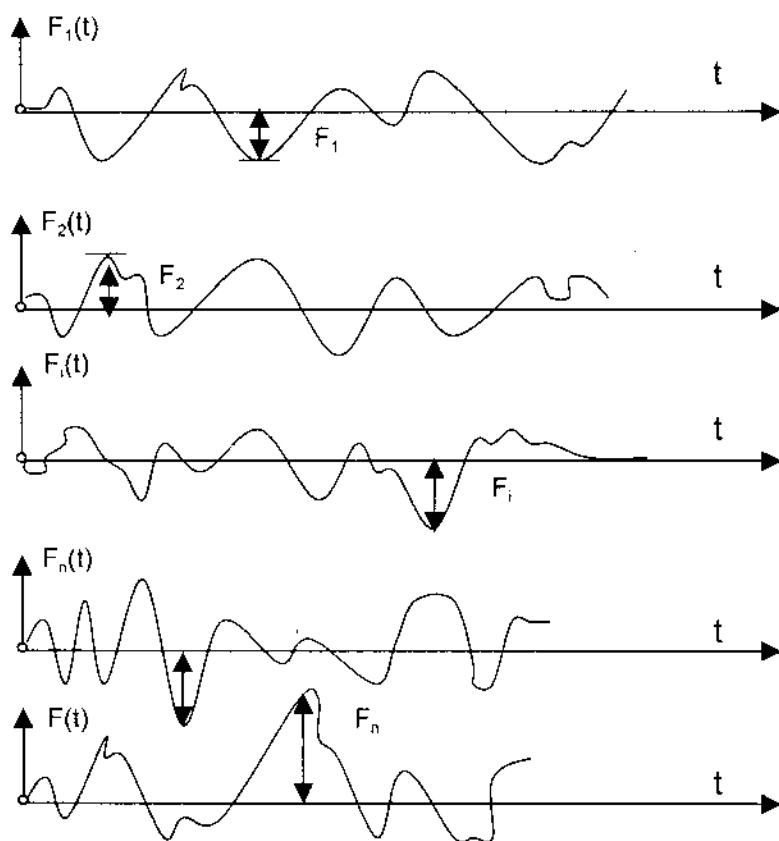
$$\varepsilon_i(1) > \varepsilon_i(2) > \dots > \varepsilon_i(n) \quad (2-87)$$

Một số tác giả cũng đã kiến nghị một số công thức khác để xác định ứng xử cực đại toàn phần, như H. Merchant đã đưa ra công thức

$$F_{\max} \approx \frac{1}{2} \left(\sum_{i=1}^n |F_i| + \sqrt{\sum_{i=1}^n F_i} \right) \quad (2-88)$$

và

$$F_{\max} = \frac{1}{2} \left(F_1 + \sum_{i=1}^n F_i \right) \quad (2-89)$$



Qua phân tích một số tiêu chuẩn kháng chấn của các nước khác nhau, các nhà khoa học SNG đã chỉ ra rằng, lực $F_{\max}$ xác định theo (2-88) chỉ hợp lý cho các công trình cao tầng hay các công trình có dạng tháp, công son còn các công trình bình thường, $F_{\max}$ tính theo công thức này sẽ lớn hơn lực thực xuất hiện trong công trình khi có động đất.

Các kết quả nghiên cứu của R.W. Clough về các công trình nhiều tầng chịu tác dụng động đất ở vùng California cho thấy, ứng xử cực đại toàn phần có thể được xác định một cách đầy đủ chính xác nếu lấy ứng xử cực đại ở dạng dao động cơ bản và một phản ứng xử cực đại ở dạng dao động thứ hai.

$$F_{\max} \approx F_1 + \gamma |F_2| \quad (2-90)$$

Trong đó:

γ - hệ số phụ thuộc vào độ dài chu kỳ dao động và được xác định bằng thực nghiệm.

Đối với các công trình có chu kỳ dao động cơ bản $T_1 \leq 0,8s$ thì $\gamma = 0$.

Còn các công trình có $T_1 > 0,8s$, có thể lấy $\gamma = 0,25$.

Nói chung, để tăng độ tin cậy và độ an toàn cần thiết, trong cơ sở tiêu chuẩn kháng chấn, người ta tính ứng xử cực đại toàn phần chịu ảnh hưởng của ba dạng dao động đầu tiên; còn trong các công trình có kết cấu mảnh theo chiều cao (cột điện vượt sông, tháp vô tuyến, tháp cầu, trụ cầu mảnh và có chiều cao lớn ...), ứng xử cực đại toàn phần có thể chịu ảnh hưởng của năm dạng dao động đầu tiên.

2.3.4. Phổ ứng xử của công trình vô hạn bậc tự do

Đối với các công trình có kết cấu khung chịu lực, việc chuyển chúng về hệ dao động n bậc tự do là khá hợp lý. Tuy nhiên trong thực tế, có nhiều công trình có hệ kết cấu bản hay tường chịu lực. Trong những trường hợp như vậy, việc nghiên cứu ứng xử của công trình dưới tác dụng động đất bằng mô hình n bậc tự do như trên sẽ đưa tới các sai số khá lớn. Để tăng độ chính xác trong bài toán kháng chấn, người ta đưa các công trình có bản hay tường chịu lực về hệ dao động có vô hạn bậc tự do. Đã có nhiều cách giải bài toán này nhưng trong công trình cầu hầu như không áp dụng vì vậy trong cuốn sách này chưa xem xét đến.

2.4. PHƯƠNG PHÁP TÍCH PHÂN THEO THỜI GIAN - PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH THEO LỊCH SỬ THỜI GIAN

2.4.1. Mô hình bài toán

Nhiều công trình, như trụ cao tháp cầu... trọng lượng của cột và trụ có thể được bỏ qua vì trọng lượng này nhỏ hơn nhiều so với trọng lượng phía trên nhịp. Những công trình như trên đều có thể đưa về mô hình với một thanh ngang mang khối lượng và hai cột không trọng lượng chịu uốn. Để đơn giản, có thể thay sơ đồ trên bằng một thanh đàn hồi một đầu ngàm vào nền đất và đầu tự do có gắn khối lượng m. Khi động đất xảy ra, được biểu diễn bằng hàm gia tốc $\ddot{x}_0(t)$ của nền đất, khối lượng m chỉ thực hiện một di chuyển tịnh tiến ngang và giá đỡ chỉ chịu uốn. Kết quả, các công trình có khối lượng tập trung ở đỉnh (trụ cầu, tháp cầu, mố cầu) được đưa về bài toán xét dao động của hệ đàn hồi một bậc tự do chịu tác dụng của động đất.

Khi động đất xảy ra, nền đất di chuyển $x_0(t)$, khối lượng m di chuyển tương đối $x(t)$, thì phương trình dao động của công trình sẽ là:

$$m [\ddot{x}_o(t) + \ddot{x}(t)] + c \dot{x}(t) + kx(t) = 0$$

hay

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + kx(t) = -m \ddot{x}_o(t)$$

Trong đó

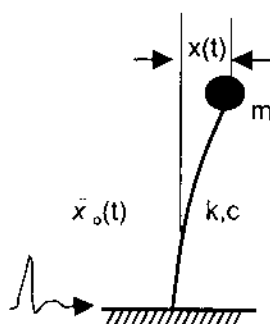
$m [\ddot{x}_o(t) + \ddot{x}(t)]$ lực quán tính của khối lượng m ;

c : hệ số cản nhớt của thanh đàn hồi, đặc trưng cho phần tiêu hao và phân tán năng lượng;

$c \dot{x}(t)$: lực cản nhớt.

k : hệ số độ cứng của thanh đàn hồi.

$kx(t)$: lực đàn hồi.



Các đại lượng m , c và k là các đặc trưng riêng của công trình và được giả thiết là các hằng số trong thời gian dao động. Trong thời gian xảy ra động đất, khối lượng m tích lũy động năng, thanh đàn hồi với độ cứng k tích lũy thế năng, lực cản làm tiêu hao năng lượng, còn thành phần $-m \ddot{x}_o(t)$ ở vế phải của phương trình đóng vai trò lực kích động cung cấp năng lượng cho công trình.

Nếu đặt: $\omega^2 = k/m$ và $2\beta = c/m$

thì phương trình trở thành :

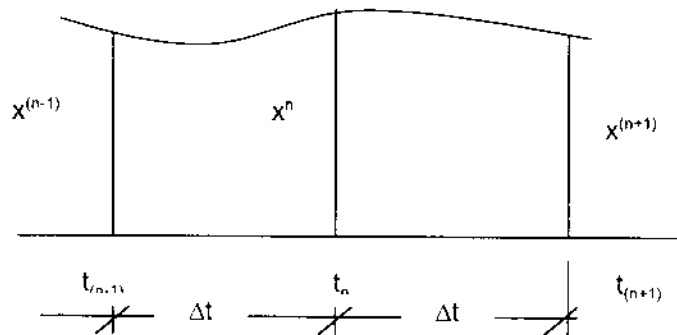
$$\ddot{x}(t) + 2\beta \dot{x}(t) + \omega^2 x(t) = -\ddot{x}_o(t)$$

2.4.2. Đường lối giải

Nội dung cơ bản của phương pháp tích phân theo thời gian là: do hàm gia tốc $\ddot{x}_o(t)$ biến thiên theo thời gian, nên có thể dùng phương pháp sai phân để giải phương trình trên.

Trình tự giải như sau xét các chuyển vị tương đối: $x^{(n-1)}$, $x^{(n)}$ và $x^{(n+1)}$ tại ba thời điểm liên tiếp t_{n-1} , t_n và t_{n+1} như sơ đồ trên. Các chuyển vị tương đối: $x^{(n-1)}$, $x^{(n)}$ và $x^{(n+1)}$ được xác định theo công thức truy hoàn.

$$x^{(n+1)} = \frac{1}{1 + \beta\omega\Delta t} \left[(2 - \omega^2\Delta t^2)x^{(n)} - (1 - \beta\omega\Delta t)x^{(n-1)} - \Delta t^2\ddot{x}_0^{(n+1)} \right]$$



Để xác định ứng xử của công trình theo phương pháp phân tích theo lịch sử thời gian, cần có các số liệu quan trắc địa chấn, đặc biệt là phải có biểu đồ gia tốc của một trận động đất điển hình để xác định $x_0^{(n)}$ tại thời điểm t_n . Đây là một khó khăn rất lớn vì nhiều nước, như ở Việt Nam, chưa có biểu đồ gia tốc $x_0^{(n)}(t)$. Hơn thế nữa, trong thực tế không phải lúc nào cũng cần đến lịch sử ứng xử theo thời gian, mà thông thường để thiết kế các công trình trong vùng động đất, người ta chỉ cần các giá trị cực đại của chúng là đủ. Đối với một công trình được giả thiết tính toán trong miền đàn hồi, phương pháp phổ ứng xử và giá trị cực đại của phương pháp phân tích theo lịch sử thời gian đều cho kết quả giống nhau. Để tăng độ chính xác của bài toán kháng chấn và thấy rõ sự thay đổi của ứng xử công trình chịu tác dụng động đất, năm 1975 Clough và Peutien đã xây dựng mô hình tính toán làm việc trong miền không đàn hồi. Áp dụng phương pháp phân tích theo lịch sử thời gian cho mô hình mới này, chúng ta thấy rõ chuyển vị, lực cắt, mômen uốn ... đều biến đổi theo thời gian.

2.5. PHƯƠNG PHÁP TẢI TRỌNG NGANG THAY THẾ

Phương pháp tải trọng ngang thay thế hay phương pháp tĩnh học tương đương dựa trên nguyên tắc cơ bản: các lực động đất thực sự tác dụng lên công trình khi có động đất được thay bằng các lực tĩnh ảo có hiệu ứng tương đương. Các lực tĩnh tương đương có thể được đánh giá theo nguyên tắc gián tiếp hay trực tiếp.

2.5.1. Nguyên tắc gián tiếp (đánh giá lực cắt ở chân công trình)

Một cách tổng quát, lực cắt cực đại ở chân công trình (mặt của móng) trong dạng dao động chính thứ i được xác định theo công thức (2-85)

$$F_i = F_i(i) = \varepsilon_i(i) \cdot M \cdot S_{ai} = \varepsilon_i(i) \cdot Q \cdot S_{ai}/g \quad (2-91)$$

$$\text{ký hiệu :} \quad C = \varepsilon_i(i) \cdot S_{ai}/g \quad (2-92)$$

là hệ số động đất gián tiếp trong dạng dao động chính thứ i , thì biểu thức (2-91) được viết lại dưới dạng

$$F_i = C_i Q \quad (2-93)$$

Hiện nay các nhà khoa học đã xác định được rằng, hệ số động đất gián tiếp C_i (hay còn gọi là hệ số địa chấn) phụ thuộc vào một loạt các yếu tố chính sau đây:

- Cường độ và tần suất hoạt động động đất tại địa điểm xây dựng
- Cấu tạo địa chất của nền đất đặt công trình
- Chu kỳ trội của nền đất
- Loại móng sử dụng
- Loại kết cấu chịu lực và tính chất cơ lý của vật liệu xây dựng
- Độ lớn và sự phân bố khối lượng của công trình
- Sự phân bố độ cứng ngang của kết cấu
- Chu kỳ dao động riêng của công trình
- Khả năng phân tán năng lượng biến dạng của kết cấu
- Tính dẻo của các cấu kiện chịu lực
- Sự tác động tương hỗ giữa nền đất và công trình ...

Việc thiết lập một lý thuyết tổng quát để xây dựng hệ số C_i khi có xét tới ảnh hưởng của tất cả các yếu tố trên là một công việc cho đến nay vẫn chưa thực hiện do đó, dựa trên các kết quả nghiên cứu lý thuyết, thực nghiệm kết hợp với kết quả các quan sát thực tế sau các trận động đất mạnh, người ta tìm cách đánh giá một cách định lượng và định tính các yếu tố cơ bản nhất có ảnh hưởng đến C_i hệ số động đất gián tiếp.

Vào các năm 1941 và 1942, dựa vào ý kiến của M.A. Biot, G.V. Housner, R.R. Martel và L. John về tính chất phức tạp của chuyển động nền đất, M.A. Biot đã đề ra phương pháp thực nghiệm để được hệ số C_i . Phương pháp này được tiến hành như sau: lắp các con lắc có các chu kỳ dao động riêng $[T_i (i = 1, 2, \dots, n)]$ đặc trưng cho chu kỳ dao động riêng của các công trình trên một mô hình được rung giống như hiện tượng động đất thực. Sau khi đo được gia tốc cực đại của từng con lắc, tác giả thiết lập mối quan hệ giữa gia tốc cực đại với chu kỳ T_i được gọi là hàm phổ. Qua nhiều lần thực nghiệm, người ta lập phổ chuẩn để thiết kế. Phổ chuẩn là hàm số trung bình được xác định bằng thực nghiệm giữa gia tốc cực đại của hệ một bậc tự do với chu kỳ dao động riêng của nó, tương ứng với chuyển vị của nền đất theo quy luật của một trận động đất thực điển hình. Hình 2-2 biểu diễn đường cong phổ chuẩn (hay phổ thiết kế) ở vùng California. Nhờ đường cong phổ chuẩn này, nếu biết chu kỳ dao động T_i

của công trình, tải trọng ngang thay thế tác dụng lên công trình bằng tích số giữa khối lượng công trình với tung độ a_i trên đồ thị tương ứng với hoành độ T_i

$$F_i = a_i m = (a_i/g) Q \quad (2-93a)$$

Từ (2-5) hệ số C_i sẽ là:

$$C_i = a_i/g \quad (2-94)$$

Năm 1954, để xây dựng hệ số C_i , I.L. Kotrinski và các đồng sự đã giả thiết hàm chuyển vị của nền đất theo qui luật tuyến tính;

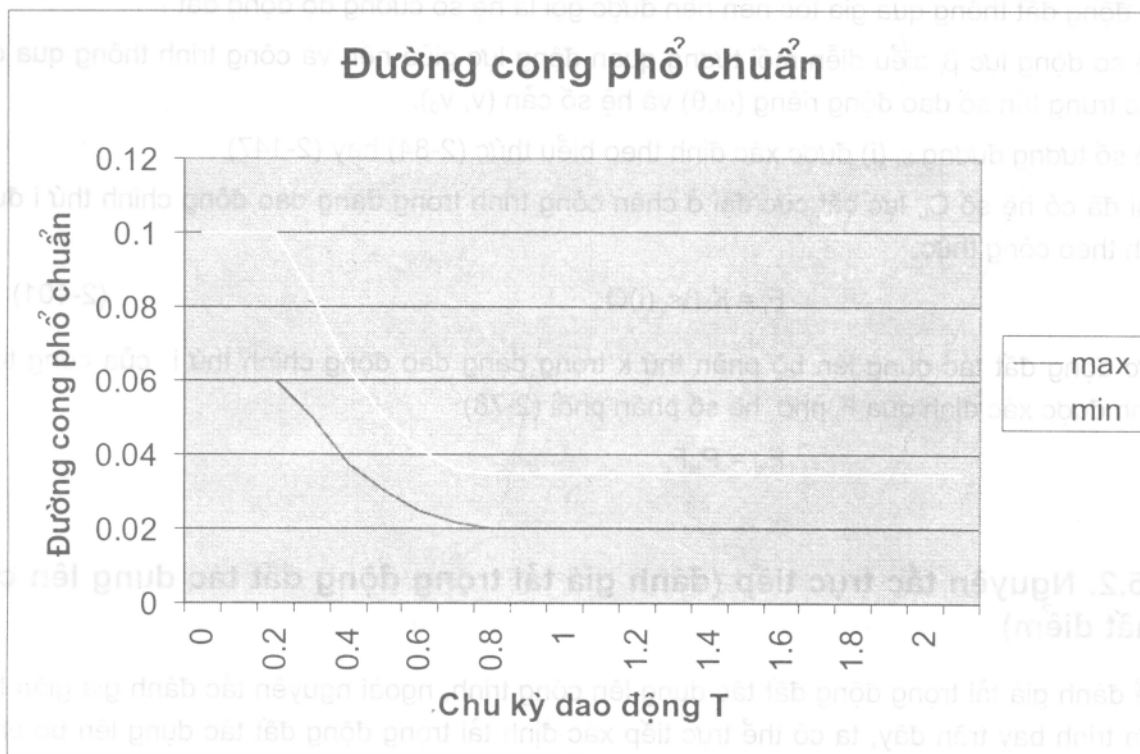
$$x_o(t) = a_o e^{-v_o t} \sin \theta t \quad (2-95)$$

Trong đó:

a_o - biên độ dao động nền đất;

v_o - yếu tố cản tới hạn của nền;

θ - tần số dao động riêng của nền.



Hình 2.2

Thay (2-95) vào phổ gia tốc S_{ai} (2-22), ta có:

$$S_{ai} = \omega_i S_{vi} = \frac{2\pi}{T_i} \int_0^t \ddot{x}_o(\tau) e^{-v \tau} i^{\omega_i} (t-\tau) \sin \omega_i (t-\tau) d\tau \quad (2-96)$$

trong đó:

$$\ddot{x}_0(t) = a_0 \theta^2 e^{-v_0 t} \left[\left(\frac{v_0^2}{\theta^2} \right) \sin \theta t - \frac{v_0}{\theta} \cos \theta t \right] \quad (2-97)$$

thay(2-8) vào (2-4) đặt

$$K_c = (a_0 \theta^2)/g \quad (2-98)$$

$$\beta_i = \frac{2\pi}{T_i} \int_0^t e^{-v_0 \tau} \left[\left(\frac{v_0^2}{\theta^2} \right) \sin \theta \tau - \frac{v_0}{\theta} \cos \theta \tau \right] e^{-v_i \omega_i (t-\tau)} \sin \omega_i (t-\tau) d\tau, \quad (2-99)$$

thì hệ số động đất gián tiếp C_i sẽ được tính theo ba hệ số:

$$C_i = K_c \beta_i \varepsilon_i(i) \quad (2-100)$$

Hệ số K_c biểu diễn tỉ số giữa gia tốc cực đại của nền đất và gia tốc trọng trường g , nó không phụ thuộc vào các đặc trưng động học của công trình. Do hệ số K_c chỉ phụ thuộc vào cường độ động đất thông qua gia tốc nền nên được gọi là hệ số cường độ động đất.

Hệ số động lực β_i biểu diễn mối tương quan động lực giữa nền và công trình thông qua các đặc trưng tần số dao động riêng (ω, θ) và hệ số cản (v, v_0) .

Hệ số tương đương $\varepsilon_i(i)$ được xác định theo biểu thức (2-84) hay (2-147)

Khi đã có hệ số C_i , lực cắt cực đại ở chân công trình trong dạng dao động chính thứ i được tính theo công thức:

$$F_i = K_c \beta_i \varepsilon_i(i) Q \quad (2-101)$$

Lực động đất tác dụng lên bộ phận thứ k trong dạng dao động chính thứ i của công trình được xác định qua F_i nhờ hệ số phân phối (2-78)

$$F_{ki} = P_{ki} F_i$$

2.5.2. Nguyên tắc trực tiếp (đánh giá tải trọng động đất tác dụng lên các chất điểm)

Để đánh giá tải trọng động đất tác dụng lên công trình, ngoài nguyên tắc đánh giá gián tiếp vừa trình bày trên đây, ta có thể trực tiếp xác định tải trọng động đất tác dụng lên bộ phận thứ k theo chiều cao công trình.

Thật vậy, biểu thức (2-74) cho phép xác định tải trọng động đất tác dụng trực tiếp lên tầng thứ k trong dạng dao động thứ i :

$$F_{ki} = m_k \eta_{ki} S_{ai} (i) \quad (2-102)$$

Thay trọng lượng $Q_k = m_k g$ của tầng thứ k (2-102), ta có

$$F_{ki} = Q_k \eta_{ki} (S_{ai}) / g \quad (2-103)$$

Theo (2-92) và (2-100), rút ra được mối quan hệ:

$$S_{ai} / g = C_i \varepsilon_i (i) = K_c \beta_i \quad (2-104)$$

Thay (2-104) vào (2-105), sẽ nhận được công thức xác định tải trọng động đất tác dụng trực tiếp lên tầng thứ k ($k = 1, 2, \dots, n$) trong dạng dao động chính thứ i ($i = 1, 2, \dots, n$)

$$F_{ki} = K_c \beta_i \eta_{ki} Q_k \quad (2-106)$$

Từ (2-106) suy ra hệ số C_{ki} - hệ số động đất trực tiếp

$$C_{ki} = K_c \beta_i \eta_{ki} \quad (2-107)$$

Chúng ta có thể chứng minh các biểu thức (2-102) và (2-106) là đồng nhất. Do đó để xác định tải trọng động đất tác dụng lên công trình, có thể dùng cách tính trực tiếp hoặc gián tiếp. Đối với một công trình cụ thể, hai cách tính trên đây đều cho cùng một kết quả. Tuy nhiên do cách đặt bài toán ban đầu và một vài lý do khác, một số nước xây dựng tiêu chuẩn kháng chấn của mình theo nguyên tắc trực tiếp, như tiêu chuẩn kháng chấn của các nước SNG, Bungari, Ấn độ, Tây Ban Nha ... Để tiện kiểm tra khi thiết kế kháng chấn, có quốc gia đã kết hợp cả hai cách tính trên trong tiêu chuẩn kháng chấn của mình, như Rumani.

Khi sử dụng các công thức xác định tải trọng động đất (2-101) và (2-106), Q_k là tổ hợp các tải trọng thường xuyên của các bộ phận công trình bao gồm, hoạt tải dài hạn và ngắn hạn.

Hệ số động lực β_i phụ thuộc vào chu kỳ dao động riêng T_i và sự lan truyền năng lượng động đất trong các loại nền khác nhau. Qua phân tích lý thuyết và kết hợp với các số liệu thu nhập được sau các trận động đất mạnh điển hình, hệ số động lực β_i trong các tiêu chuẩn kháng chấn được lấy dưới dạng:

$$\beta_i = \alpha / T_i \quad (2-108)$$

Trong đó α là một số thực dương, đặc trưng cho mối tương quan giữa tính chất cơ lý của công trình với tính chất của các loại nền khác nhau.

Một trong những khó khăn nhất của bài toán kháng chấn là xây dựng hệ số động lực β_i . Trước đây, do giả thiết nền đất là tuyệt đối cứng, đồng nhất và đẳng hướng, đồng thời các giản đồ động đất thu được chỉ là của các trận động đất yếu, nên người ta giả thiết nền đất chuyển động theo qui luật điều hoà hình sin, sau đó xây dựng hệ số β_i theo phương pháp giải tích. Khi xây dựng CHuΠ - II - A81, đường cong phổ β_i đã kể đến ảnh hưởng của nền đất thông qua việc xây dựng hàm $x_0(t)$ là quá trình ngẫu nhiên dừng.

Chu kỳ dao động riêng T_1 của công trình có ảnh hưởng lớn đến tải trọng động đất (thông qua hệ số β_1).

Nếu T_1 càng nhỏ thì β_1 sẽ tăng lên và kéo theo tải trọng động đất tác dụng lên công trình càng lớn. Qua phân tích lý thuyết, các công trình có chu kỳ cơ bản thấp là những công trình có độ cứng lớn. Trong những trường hợp như vậy, gia tốc công trình xấp xỉ với gia tốc nền đất và tải trọng động đất có thể chỉ tính theo dạng dao động thứ nhất. Đối với các công trình mềm, chu kỳ dao động cơ bản động cơ bản sẽ tăng lên và dẫn theo hệ số động lực β_1 sẽ giảm xuống. Nếu gặp bài toán kháng chấn loại này, cần xem xét sự tham gia của dạng dao động bậc cao vào ứng xử toàn bộ công trình.

2.6. PHƯƠNG PHÁP ĐỘNG LỰC

Dựa vào các biểu đồ gia tốc thực tế các trận động đất đã ghi được và phát triển cùng với phương pháp phổ.

Phương pháp động lực sử dụng các phương trình vi phân dao động có vẻ phải là lực gây ra các dao động cưỡng bức, được biểu thị bằng biểu đồ gia tốc các trận động đất đã đo được trên thế giới.

Phương trình chuyển động của hệ có nhiều bậc tự do ở dạng ma trận có dạng nghiệm sau:

$$[m] \{y\} + [x] \{y\} + [k] \{y\} = - [m] \{p\} a(t) \quad (2-109)$$

Trong đó:

$\{p\}$ - Véc tơ của dao động do gia tốc của quả đất gây ra.

$a(t)$ - gia tốc của quả đất.

Sử dụng phương trình:

$$Y + 2 \eta_0 \omega_0 Y + \omega_0^2 Y = - a(t) \quad (2-110)$$

Trong đó:

$Y(t)$ - biểu đồ ghi trên máy gia tốc ký.

η_0 - độ nhớt.

ω_0 - tần số.

Nếu ta thay $-a(t)$ của phương trình (2-109) vào phương trình (2-110) ta sẽ có:

$$[m] \{Y\} + [x] \{Y\} + [k] \{Y\} = [m] \{p\} (Y + 2\eta_0\omega_0 Y + \omega_0^2 Y) \quad (2-111)$$

Giải phương trình bằng phương pháp biến đổi thuận nghịch của Laplace. Nhược điểm của phương pháp này là tính toán phức tạp và đòi hỏi các biểu đồ gia tốc ghi bằng máy gia tốc ký.

Cho đến nay phương pháp này được dùng rất hạn chế, chỉ dùng cho các công trình quan trọng.

2.7. PHƯƠNG PHÁP NGẪU NHIÊN

Trong những năm gần đây người ta còn dùng phương pháp ngẫu nhiên, là một phương pháp hiện đại, đặt vấn đề ngẫu nhiên bài toán động lực kháng chấn, cho phép suy nghĩ theo một cách mới trước một vài khía cạnh của vấn đề kháng chấn và đánh giá được các phương án tính toán.

Đặc tính của các trận động đất đặt ra vấn đề phải chú ý đến hàng loạt yếu tố có tính chất ngẫu nhiên của thiên nhiên.

Ở phương pháp người ta nghiên cứu các hệ kết cấu chịu tác động của động đất. Vật liệu trong kết cấu và động đất được xem là những yếu tố ngẫu nhiên thay đổi theo thời gian.

Dao động của nền đất ở vùng có động đất phụ thuộc vào hàng loạt yếu tố ngẫu nhiên như tính chất của quá trình ở chấn tiêu, khoảng cách đến chấn tâm v.v...

Trận động đất này khác các trận động đất tiếp sau. Điều độ dẫn đến ý định ứng dụng các phương pháp thống kê và lý thuyết xác suất khi xác định tác động của động đất.

Các hàm $Y_0(t) = W_0(t)$ và $y(t_0)$ mô tả sự chuyển vị của nền đất và của kết cấu đều là các hàm ngẫu nhiên của thời gian.

Bài toán dao động đặt ra là: xác định đặc tính xác suất của chuyển vị $y(t)$ dựa trên các đặc tính xác suất cho trước của chuyển vị nền đất.

Bài toán dao động đất dẫn đến bài toán cơ bản của lý thuyết hàm ngẫu nhiên bằng việc xây dựng các hàm ngẫu nhiên từ hàm đã cho.

Các dao động động đất tác động lên hệ có nhiều bậc tự do được xác định nhờ hệ phương trình vi phân.

Theo lý thuyết xác suất, điều cần thiết là phải xác định các đặc tính xác suất của hàm $y_k(t)$, $k = 1, 2, 3, \dots, n$, theo các đặc tính của hàm $W_0(t)$. Bài toán này tương tự như bài toán về chuyển tiếp của hàm ngẫu nhiên, qua hệ n hệ tuyến tính. Khó khăn khi áp dụng lặp lại thừa thớt trong số ít các biểu đồ gia tốc ghi được mỗi địa điểm khác nhau của nền đất đặc biệt là các điều kiện như nhau đối với khoảng cách chấn tâm, đặc tính địa chất công trình và địa chất thủy văn v.v... Các đặc tính xác suất của động đất còn được nghiên cứu rất ít và chưa đủ tin cậy.

Tác động của động đất được xem xét theo nhiều cách khác nhau: quá trình ngẫu nhiên ổn định, quá trình ngẫu nhiên không ổn định, các quá trình tương quan delta và các xung không tương quan của động đất tác động.

2.7.1. Quá trình ngẫu nhiên không ổn định

Quá trình ngẫu nhiên không ổn định được trên các hệ của các hàm tương quan về tác động bên ngoài ở phương pháp này nhiều tác giả đã kiến nghị gia tốc của nền đất biểu thị bằng phương trình:

$$W_0(t) = \sum A_k(t) z_k(t) \quad (2-112)$$

Trong đó:

$A_k(t)$ - hàm thời gian đã cho

$z_k(t)$ - hàm ngẫu nhiên ổn định.

Kết quả đúng đắn thứ nhất chỉ lấy số hạng đầu tiên của dãy .

$$W_0(t) = A(t) z(t) \quad (2-113)$$

Trong trường hợp này quá trình ngẫu nhiên được cho với hàm bao $A(t)$. Giả thiết rằng các hàm $A(t)$ và $z(t)$ đều phụ thuộc vào số lượng hữu hạn các thông số ngẫu nhiên như chiều sâu chấn tiêu, đặc tính năng lượng khoảng cách đến chấn tâm, đặc tính của vỏ quả đất mà ở đó các sóng động đất đi qua và điều kiện địa chất công trình v.v... Trên cơ sở của phương trình (2.69) ta có thể viết dưới dạng sau:

$$W_0(t) = A(q_1, q_2, \dots, q_n, t) z(q_{r+1}, q_m, t) \quad (2-114)$$

2.7.2. Quá trình ngẫu nhiên ổn định

Gia tốc của nền đất có thể biểu thị như quá trình ngẫu nhiên ổn định. Giả thuyết về tính chất ổn định của tác động động đất được dựa vào các biểu đồ gia tốc động đất của các trận động đất mạnh có các tung độ của đường bao và tần số dao động biến thiên tương đối nhỏ.

Hàm tương quan của gia tốc động đất chỉ phụ thuộc vào hiệu số của các thời gian t_1 và t_2 nghĩa là:

$$k_0(t_1, t_2) = k_0(t_1 - t_2) = k_0(-t) \quad (2-115)$$

Mật độ phổ của gia tốc của nền đất ghi tần số của tác động động đất được biểu thị bằng hàm tương quan theo công thức sau:

$$F_0(\omega) = 2 \int_0^{\infty} k_0(\Delta t) \cos \omega \Delta t d\omega$$

Các tính chất xác suất tác động của động đất được cho đầy đủ với hàm tương quan $k_0(\Delta t)$. Hàm này có thể được tính gần đúng theo công thức:

$$k_0(\Delta t) = \frac{1}{T} \int_0^T W_0(t) W_0(t + \Delta t) dt$$

Trong đó:

$W_0(t)$ - gia tốc của nền đất theo biểu đồ gia tốc đo được bằng máy gia tốc ký.

T - khoảng cách của biểu đồ gia tốc mà khoảng cách này phải kéo dài để thu nhận các kết quả gần đúng tốt nhất.

Việc ứng dụng các vấn đề tương quan delta (âm tạp trắng) được gọi là quá trình ngẫu nhiên, trong đó mật độ phổ là cố định, còn hàm tương quan chỉ khác 0 tại điểm thay thế tác động của động đất ổn định bằng quá trình tương quan delta được dựa vào các công trình thực tế và được đặc trưng bằng sự khuếch tán năng lượng tương đối nhỏ và với đặc điểm này các dao động cường độ tăng lên khi có tần số gần với tần số riêng và tắt dần đối với các tần số khác.

Nói chung phương pháp tính toán tương quan delta có cơ sở là mật độ phổ của hàm ổn định ban đầu.

Các phương pháp tính toán đó về mặt khối lượng của các thông tin ban đầu và sự mô tả xác suất tác động của động đất đều như nhau.

Ưu điểm chủ yếu của phương pháp tương quan delta là ở chỗ đơn giản hoá các quá trình tính toán và bỏ qua quá trình ngẫu nhiên, đưa đến hàm tuần hoàn sau:

$$y(t) = A(t)\cos[\omega t + \theta(t)] \quad (2-116)$$

Trong đó:

$A(t)$ - biên độ dao động

$\theta(t)$ - pha dao động.

Người ta cho rằng, khi tính toán các công trình chịu động đất mà không phản ánh các đặc tính của chế độ địa chấn của khu vực và điều kiện địa chất công trình thì bài toán đó là hoàn toàn không hợp lý.

Vì vậy đối với mỗi khu vực, chúng ta cần thiết lập đặc tính xác suất về động đất của từng khu vực bằng các máy đo địa chấn.

Nhưng việc thu thập các thông tin xác suất chính xác về tính chất tác động của động đất là bài toán khó. Chính vì vậy hiện nay phương pháp này chỉ được áp dụng cho các công trình đặc biệt.

2.8. QUAN NIỆM THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN HIỆN ĐẠI

Theo quan điểm thiết kế kháng chấn hiện đại, các công trình xây dựng phải được tính toán sao cho chúng có khả năng chịu được các trận động đất vừa và nhỏ xuất hiện ngẫu nhiên trong cuộc đời của nó mà không bị hư hỏng. Nếu xuất hiện các trận động đất mạnh trong khoảng thời gian 100 năm trở lại, các công trình này không bị đổ sụp thể như sau:

Thiệt hại về người do động đất là tối thiểu, cầu có thể bị hỏng do động đất, nhưng xác suất sụp đổ là thấp.

Mục đích thiết kế cho các cầu khác nhau cần phải dựa trên chức năng của các cầu: Cầu cần thiết phải tồn tại sau động đất phải được giữ nguyên trạng sau động đất thiết kế. Kết cấu sẽ chịu đựng ở trạng thái làm việc đàn hồi đối mà không có hư hỏng đáng kể.

Khi xảy ra các trận động đất mạnh sẽ không gây sụp đổ toàn bộ hoặc từng phần của cầu. Tại một số bộ phận có thể có những hư hỏng sẽ dễ tiếp cận để thanh tra và sửa chữa.

Qua nhiều kết quả nghiên cứu, một công trình xây dựng được thiết kế theo quan điểm trên đây thường làm việc trong miền không đàn hồi khi chịu các trận động đất vừa và mạnh (theo cấp thiết kế qui định)

Từ trước đến nay, trong các tiêu chuẩn kháng chấn người ta thường qui định thiết kế công trình làm việc trong miền đàn hồi. Qua quan sát và tính toán, người ta thấy quan niệm công trình làm việc trong miền đàn hồi là chưa hợp lý. Trong thực tế các nội lực xác định theo tiêu chuẩn kháng chấn hiện hành cho một trận động đất có cùng cường độ. Mặc dù có sự gia tăng nội lực rất lớn nhưng các công trình vẫn đứng vững sau các trận động đất vượt quá cấp động đất cho phép thiết kế. Nhiều công trình được xây dựng từ năm 1930 trở về trước trên cơ sở các tiêu chuẩn kháng chấn cổ điển vẫn tồn tại cho đến ngày nay sau khi trải qua nhiều trận động đất mạnh là những minh chứng cụ thể. Có thể giải thích điều này như sau:

- Trong công trình đã xuất hiện các khớp dẻo ở một số các khớp dẻo ở một số các tiết diện cấu kiện chịu lực. Các biến dạng dẻo không những làm tăng chu kỳ dao động riêng T của công trình mà còn hấp thụ phần lớn năng lượng động đất đưa vào kết cấu;
- Khả năng phân tán năng lượng của các cấu kiện không chịu tải (do nứt, hoặc ma sát ...) khả năng phân tán năng lượng thường bị bỏ qua khi tính toán kết cấu.
- Do biến dạng nền đất và sự tác dụng tương hỗ động lực giữa nền và công trình, đã hấp thụ và phân tán một phần năng lượng do động đất đưa đến...

Chính vì một số yếu tố nêu trên chưa được đề cập đến trong bài toán kháng chấn, nên việc thiết kế các công trình chỉ làm việc trong giai đoạn đàn hồi dưới tác dụng động đất là hoàn toàn không kinh tế và có thể xem là không thực tế, trừ một số các kết cấu gạch đá có độ cứng lớn như cầu vòm, mố đá xây.

Tuy nhiên trong giai đoạn hiện nay, việc sử dụng phương pháp phân tích động lực đàn hồi và

không đàn hồi như một công cụ để thiết kế tất cả các loại công trình kháng chấn lại không kinh tế ở một phương diện khác: đó là tính chất phức tạp của bài toán kháng chấn và thời gian sử dụng máy tính. Chính vì vậy, phương pháp phân tích động lực đàn hồi chỉ nên dùng cho việc thiết kế các công trình kháng chấn quan trọng và tương đối lớn, các công trình có sự phân bố khối lượng và độ cứng theo chiều cao thay đổi. Còn phương pháp phân tích động lực không đàn hồi chỉ dùng cho các công trình rất quan trọng, rất lớn và có tiềm năng nguy hiểm lớn (như cầu dây loại lớn, cầu có ý nghĩa đặc biệt quan trọng, lò ứng xử hạt nhân), để đảm bảo độ an toàn cao khi có động đất mạnh xảy ra.

Cũng cần lưu ý rằng, cả hai phương pháp phân tích động lực đàn hồi và không đàn hồi đều thực hiện trên mô hình có khối lượng tập trung và phân bố với giả thiết tiết diện ngang tuyệt đối cứng. Đối với các công trình chịu dao động xoắn do tiết diện ngang không đủ cứng hoặc các loại dao động phức tạp khác, cần xây dựng các mô hình tính toán hợp lý hơn.

Đối với các loại công trình có kích thước trung bình, phương pháp tải trọng ngang thay thế được quy định trong các tiêu chuẩn kháng chấn hiện hành vẫn là công cụ tính toán đơn giản, được tiếp tục sử dụng một cách có hiệu quả. Tuy nhiên, để đảm bảo cho loại công trình này chịu được các trận động đất mạnh và làm việc trong miền không đàn hồi, ngoài việc tính toán cần gắn liền với qui định cấu tạo đặc biệt cho các kết cấu chịu lực (xem chương 3).

Đối với các công trình bằng gỗ hoặc gạch đá một tầng, việc thiết kế kháng chấn sẽ không cần thiết. Để tăng độ an toàn, chỉ cần áp dụng một số qui định về cấu tạo.

Chương 3

SO SÁNH MỘT SỐ TIÊU CHUẨN KHÁNG CHẤN TRONG THIẾT KẾ CẦU

3.1. TIÊU CHUẨN VIỆT NAM VÀ TIÊU CHUẨN 1981 LIÊN XÔ CŨ

3.1.1. Các vấn đề chung

Trong khi chờ đợi Tiêu chuẩn quốc gia về thiết kế công trình trong vùng có động đất năm 1995 Bộ giao thông vận tải đã ban hành Tiêu chuẩn ngành về thiết kế công trình giao thông trong vùng có động đất mang mã số 22 TCN - 221 - 95 Ban hành theo quyết định số 3008 QĐ/KH-KT ngày 30/5/1995 của BGTVT. Tiêu chuẩn này dựa trên cơ sở tiêu chuẩn 1981 của Liên Xô cũ. Tư tưởng chính của tiêu chuẩn là tải trọng ngang thay thế hay còn gọi là tính giả động. Hiện nay theo trào lưu hội nhập với các nước Bộ giao thông vận tải đang có dự án lập tiêu chuẩn mới về kháng chấn cho công trình cầu.

3.1.2. Tổ hợp và phương tác dụng của lực động đất

Tổ hợp lực

Kết cấu và nền các công trình giao thông xây dựng trong vùng có động đất phải tính toán chịu hai loại tổ hợp tải trọng: Tổ hợp cơ bản, Tổ hợp đặc biệt có tải trọng động đất.

Khi tính toán công trình giao thông chịu tải theo các tổ hợp đặc biệt thì các giá trị tải trọng phải nhân với hệ số tổ hợp theo qui định. Các hệ số tổ hợp này được xác định theo tiêu chuẩn thiết kế của từng loại công trình.

Tải trọng động đất phải xét đồng thời với tĩnh tải và tác động ma sát của gối di động và hoạt tải. Khi xét đến tác động động đất phải xét cả trường hợp có xe đi trên cầu không có xe trên cầu. Lực ma sát cần xét trong tính toán kết cấu gối cầu và những phần của mố cầu, trụ cầu và kết cấu nhịp kế với mố cầu, cũng như các mối nối ngang trong kết cấu lắp ghép khối lớn.

Phương tác dụng của tải trọng động đất

Tải trọng động đất có thể tác động theo phương bất kỳ trong không gian.

Đối với công trình có dạng hình học đơn giản:

Tải trọng động đất tính toán phải đặt nằm ngang theo hướng của trục dọc và trục ngang công trình.

Tác động của tải trọng động đất phải xét riêng biệt cho cả hai hướng này.

Đối với công trình có dạng hình học phức tạp, phải xét tác động của tải trọng động đất theo các phương nguy hiểm nhất đối với kết cấu hoặc các cấu kiện của kết cấu công trình đó.

Tải trọng động đất theo phương thẳng đứng phải được xét đến khi:

Tính toán các kết cấu công xôn nằm ngang .

Tính toán các kết cấu công xôn nằm nghiêng.

Tính toán các kết cấu nhịp cầu.

Tính toán ổn định công trình về mặt lật

Tính toán ổn định công trình về trượt.

Tính toán các kết cấu đá xây.

Yêu cầu kiểm toán

Tính toán kết cấu công trình có xét tải trọng động đất thường tiến hành theo các nhóm trạng thái giới hạn như sau:

Nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất khi xét đến tác động của động đất, các bộ phận của công trình cầu phải tính toán về độ bền và ổn định hình dáng (trạng thái giới hạn thứ nhất) và khả năng chịu lực của đất nền.

Trường hợp cần thiết do yêu cầu công nghệ thì cho phép tiến hành tính toán theo nhóm trạng thái thứ hai.

3.1.3. Công thức tính tải trọng động đất

Tải trọng động đất tính toán S_{ik} theo phương đã chọn tác dụng lên điểm k và tương ứng với dạng dao động riêng thứ i của công trình được xác định theo công thức:

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{oik} \quad (3-1)$$

K_1 : Hệ số, xét đến sự hư hỏng cho phép của công trình.

K_2 : Hệ số, xét đến giải pháp kết cấu đối với cầu lấy $K_2 = 1$.

S_{oik} : Giá trị của tải trọng động đất ứng với dạng dao động riêng thứ i của công trình xác định với giả thiết kết cấu biến dạng đàn hồi tính theo công thức sau:

$$S_{oik} = Q_k A_{\beta_i} K_{\psi} \eta_{ik} \quad (3-2)$$

Trong đó:

Q_k : Trọng lượng công trình qui về điểm k, trong đó tính cả các tải trọng tính toán tác động lên kết cấu.

A: Hệ số gia tốc ứng với cấp động đất tính toán.

β_i : Hệ số động lực ứng với dạng dao động riêng thứ i.

K_{ψ} : Hệ số, lấy theo bảng.

η_k : Hệ số, phụ thuộc vào kiểu biến dạng của công trình khi bị dao động riêng dạng i và phụ thuộc vào vị trí đặt tải trọng.

Giá trị tính toán của lực cắt, lực dọc trục, mô men uốn, mô men lật, ứng suất pháp tuyến, ứng suất tiếp tuyến do tải trọng động đất tác động lên công trình xác định theo công thức:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2} \quad (3-3)$$

Trong đó:

N_i : Trị số nội lực hoặc ứng suất tại mặt cắt đang xét gây ra do tải trọng động đất ứng với dạng thứ i.

n: Số lượng dạng dao động được xét đến trong tính toán.

3.1.4. Xác định hệ số xét đến sự hư hỏng cho phép của công trình sau động đất (hệ số K1)

Mức độ hư hại cho phép của kết cấu công trình	Hệ số K ₁
Công trình không cho phép có biến dạng dư và hư hỏng cục bộ (lún, nứt v.v...).	1
Đối với trường hợp tải trọng động đất tác dụng theo phương đứng.	1
Công trình cho phép có biến dạng dư, nứt, hư hỏng các cấu kiện riêng lẻ v.v..., gây khó khăn cho việc sử dụng bình thường, nhưng bảo đảm an toàn cho người và thiết bị (các công trình cầu cống và thủy công v.v).	0,25
Công trình cho phép có biến dạng dư lớn, nứt lớn, hư hỏng và dịch chuyển lớn các cấu kiện riêng lẻ v.v. phải tạm ngừng sử dụng nhưng vẫn bảo đảm an toàn cho người.	0,12

3.1.5. Trọng lượng chất điểm (q)

Khi tính toán công trình cầu, tải trọng động đất được coi là lực quán tính của trọng lượng kết cấu, hoạt tải đoàn xe áp lực nước và đất tác động vào công trình cũng phải xét ảnh hưởng của động đất. Khi tính toán móng cầu phải xét áp lực đất gây nên do động đất, tương ứng với cấp động đất tính toán.

3.1.6. Xác định cấp động đất của vùng

Cấp động đất và chu kỳ động đất của vùng được xác định theo bản đồ phân vùng động đất lãnh thổ do Nhà nước ban hành.

Cấp động đất của địa điểm xây dựng

Cấp động đất của địa điểm xây dựng xác định theo cấp động đất của vùng và điều kiện địa chất của khu vực xây dựng công trình dựa theo bảng sau.

Bảng cấp động đất của địa điểm xây dựng

Tên đất	Cấp động đất của địa điểm xây dựng		
cấp động đất cả vùng	7	8	9
I- Các loại đá không phong hoá và phong hoá yếu, đất vụn thô, chặt, ít ẩm do đá macra tạo thành, chứa dưới 30% chất cát - sét	6	7	8
II- Đá phong hoá và phong hoá mạnh, trừ đá loại 1 trên đây; đất vụn thô, trừ đất vụn thô loại 1 trên đây; cát pha sỏi, cát thô, cát hạt trung, chặt và chặt vừa, ẩm và ít ẩm; cát nhỏ và cát pha bụi, chặt và chặt vừa, ít ẩm, đất có chất sét với độ sệt $I_s \leq 0.5$ khi hệ số lỗ rỗng $e < 0.9$ đối với sét và á sét, và khi $e < 0.7$ đối với á cát.	7	8	9
III- Cát xốp không phụ thuộc độ ẩm và cỡ hạt; cát pha sỏi, cát thô và cát hạt trung, chặt và chặt vừa, ẩm và bão hoà nước; đất có chất sét với độ sệt $I_s > 0.5$, đất có chất sét với độ sệt $I_s > 0.5$ khi hệ số lỗ rỗng $e \geq 0.9$ đối với sét và á sét, và khi $e \geq 0.7$ đối với á cát.	8	9	9

Ghi chú:

Khi đất không đồng nhất thì cấp động đất của địa điểm xây dựng được xác định theo loại đất bất lợi hơn về tính chất động đất nếu như trong phạm vi độ sâu 10m (kể từ độ cao san nền) lớp đất loại này chiếm một bề dày lớn hơn 5m.

Khi dự báo mực nước ngầm sẽ dâng cao và đất sẽ bị ngập nước (trong đó kể cả đất lún ướt) trong quá trình khai thác công trình thì việc xác định loại đất theo tính chất địa chấn phải căn cứ vào các tính chất của đất (độ ẩm, độ sệt) ở trạng thái ngập nước.

Đối với các công trình giao thông đặc biệt quan trọng xây dựng trên vùng có động đất cấp 6 nhưng địa điểm xây dựng có đất thuộc loại III theo tính chất địa chấn thì cấp động đất tính toán phải lấy là cấp 7. Khi thiếu số liệu về độ sệt và độ ẩm thì đất có chất sét và đất cát được coi là đất loại III theo tính chất động đất nếu mực nước ngầm cao hơn 5m.

Khi xác định cấp động đất của địa điểm xây dựng phải xét thêm các yêu cầu cụ thể khác.

Cấp động đất tính toán cho công trình và hệ số tăng tải phụ thêm

3.1.6.1.1. Hệ số tăng tải phụ thêm

Tuỳ theo tầm quan trọng của công trình phải xét thêm một hệ số tăng tải phụ thêm theo bảng sau.

Đặc trưng của công trình	Hệ số tăng tải phụ thêm
1. Công trình giao thông đặc biệt quan trọng mà sự hư hỏng của nó gây hậu quả nghiêm trọng (nhà ga lớn v.v.)	1.5
2. Công trình giao thông có chức năng cần thiết để giải quyết hậu quả động đất (công trình phục vụ chữa cháy, thông tin ...)	1,2

3.1.6.1.2. Cấp động đất tính toán cho công trình

Cấp động đất của địa điểm xây dựng tầm quan trọng của công trình xác định cấp động đất tính toán cho công trình theo cấp động đất của địa điểm xây dựng tầm quan trọng của công trình

Đặc trưng của công trình	Cấp động đất của địa điểm xây dựng			
	7	8	9	
1. Các công trình GT nói chung trừ các công trình kể trong điểm 2 đến 4 sau đây:	7	8	9	
2. Công trình giao thông đặc biệt quan trọng mà sự hư hỏng của nó gây hậu quả nghiêm trọng (nhà ga lớn v.v.)	7	8	9	
3. Công trình giao thông có chức năng cần thiết để giải quyết hậu quả động đất (công trình phục vụ chữa cháy, thông tin liên lạc ...)	7	8	9	
4. Công trình mà sự hư hại của nó không gây thiệt hại tính mạng và thiết bị đắt tiền, có thể sửa chữa dễ dàng, các công trình tạm.	Không tính tải trọng động đất			

Xác định hệ số gia tốc ứng với cấp động đất

Hệ số gia tốc ứng với cấp động đất: A được lấy như sau:

0,1 ứng với cấp động đất tính toán là 7

0,2 ứng với cấp động đất tính toán là 8

0,4 ứng với cấp động đất tính toán là 9

Đối với công trình cầu; tích số của hệ số K_1 và A được lấy như sau:

0,025 tương ứng với cấp động đất tính toán cấp 7.

0,05 tương ứng với cấp động đất tính toán cấp 8.

0,10 tương ứng với cấp động đất tính toán cấp 9.

3.1.7. Hệ số động lực (β_i)

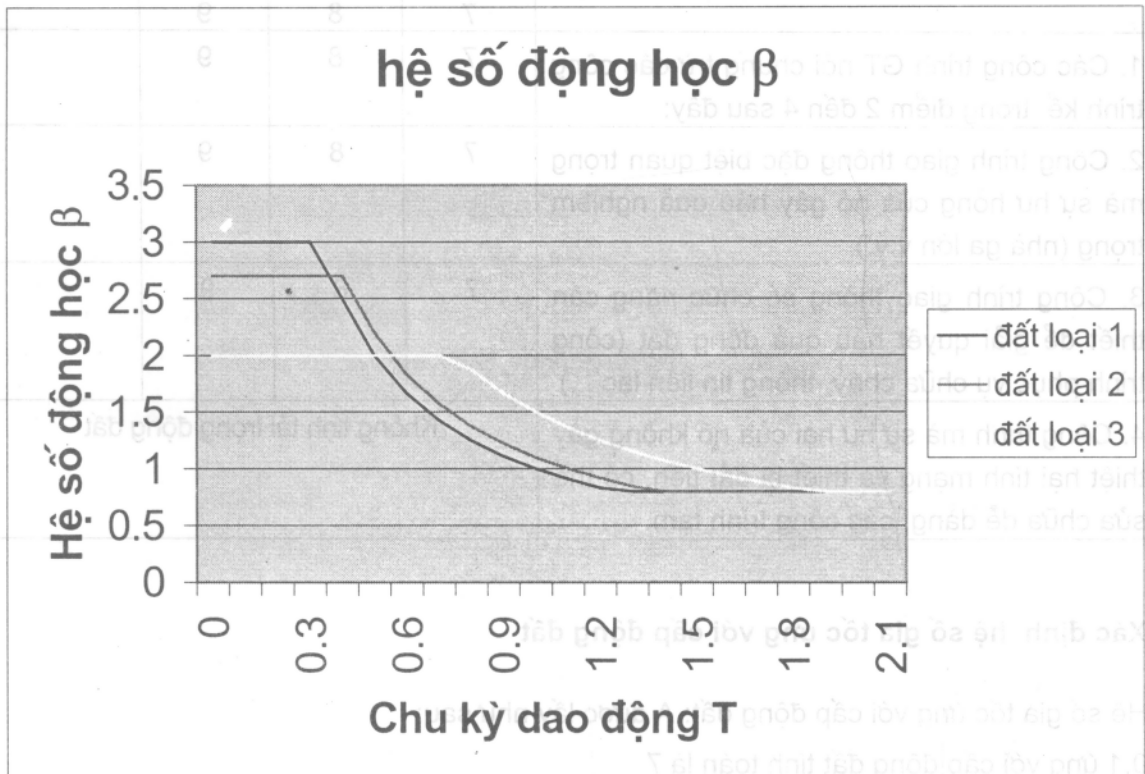
Hệ số động học β_i được xác định theo các công thức sau hoặc theo đồ thị tùy thuộc vào chu kỳ dao động riêng T_i của công trình ở dạng dao động thứ i và tùy thuộc vào loại đất phân theo tính chất địa chấn (theo phân loại ở bảng trên):

Đối với đất loại I: $\beta_i = 1.0 / T_i$ nhưng không lớn hơn 3;

Đối với đất loại II: $\beta_i = 1.1 / T_i$ nhưng không lớn hơn 2,7;

Đối với đất loại III: $\beta_1 = 1.5 / T_1$ nhưng không lớn hơn 2,0

Trong mọi trường hợp giá trị của β_1 không được lấy nhỏ hơn 0,8.



Cần lưu ý:

Khi tính toán công trình cầu hệ số động lực β_1 tính theo công thức $\beta_1 = 1.1 / T_1$ nhưng không lớn hơn 2,7 không phụ thuộc vào loại đất nền.

Các kết cấu công xôn có trọng lượng nhỏ so với trọng lượng công trình (lề cầu, bản hằng đường xe chạy v.v.) phải tính toán chịu tải trọng động đất thẳng đứng với giá trị $\beta_n = 5$.

Các kết cấu nhô cao trên mặt công trình, có tiết diện và trọng lượng nhỏ so với công trình (tường lan can, tháp trụ đầu cầu v.v...), tháp trụ cầu treo, tháp trụ cầu dây văng phải tính toán với tải trọng động đất nằm ngang xác với giá trị $\beta_n = 5$

Tường đứng, dầm ngang, panen và hệ giằng liên kết, cũng như kết cấu đỡ thiết bị công nghệ phải tính chịu tải trọng động đất nằm ngang với các giá trị tích số β_n tương ứng với công trình tính toán nhưng không được lấy nhỏ hơn 2.

3.1.8. Hệ số xét đến hình dạng công trình. (K_ψ)

Để xét đến hình dạng công trình người ta đưa vào hệ số K_ψ . Hệ số K_ψ phụ thuộc vào: Chiều cao công trình, tỉ số chiều cao và bề rộng. Hệ số K_ψ được lấy theo bảng sau:

Đặc điểm kết cấu	Hệ số K_ψ
1. Công trình cao có kích thước mặt bằng không lớn (tháp cao, ống khói v.v... trụ cầu có tỷ số chiều cao h trên chiều rộng b theo phương tác động của tải trọng động đất ≥ 25 .	1,5
2. Như trên, khi tỷ số chiều cao h với chiều rộng b nhỏ hơn và 15	1,0
3. Công trình không thuộc 2 loại trên	1,0

3.1.9. Hệ số xét đến kiểu biến dạng và vị trí đặt tải trên công trình. (η_{ik})

Hệ số, phụ thuộc vào kiểu biến dạng của công trình khi bị dao động riêng dạng i và phụ thuộc vào vị trí đặt tải trọng được gọi là η_{ik} và được xác định như sau:

Các công trình tính toán theo sơ đồ công - xôn

Đối với các công trình tính toán theo sơ đồ công - xôn, trị số η_{ik} xác định theo công thức:

$$\eta_i = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_j(x_i)}{\sum_{j=1}^n Q_j x_j^2(x)} \quad (3-4)$$

Trong đó:

$X_i(x_k)$: Chuyển vị của công trình tại điểm k khi có dao động riêng dạng i ;

$X_j(x_i)$: Chuyển vị của công trình tại tất cả các điểm j , nơi tập trung trọng lượng công trình theo sơ đồ tính toán, khi có dao động riêng dạng i ;

Q_j : Trọng lượng công trình quy về điểm j , kể cả các tải trọng tính toán tác động lên kết cấu.

Các công trình có chiều cao không lớn

Đối với các công trình có chiều cao không lớn, khối lượng và độ cứng thay đổi không đáng kể theo chiều cao, khi $T_1 < 0,4$ sec hệ số k được phép xác định theo công thức gần lược.

$$\eta_k = \frac{x_k \sum_{j=1}^n Q_j x_j}{\sum_{j=1}^n Q_j x_j^2} \quad (3-5)$$

Trong đó: x_k, x_j - Khoảng cách từ các điểm k và j đến mặt ngàm

Số dạng dao động riêng cần xem xét

Khi tính toán nội lực trong các cấu kiện và kết cấu của công trình xây dựng trong vùng có động đất phải xét ít nhất là ba dạng dao động riêng nếu dạng thứ nhất (dạng thấp nhất) của dao động riêng có chu kỳ $T_1 > 0,4$ sec, và chỉ cần xét dạng thứ nhất nếu $T_1 \leq 0,4$ séc.

3.1.10. Hệ số xét đến điều kiện làm việc và loại vật liệu

Khi tính toán kết cấu và nền móng về độ bền và ổn định thì ngoài các hệ số điều kiện làm việc của các tiêu chuẩn tương ứng còn phải xét thêm hệ số điều kiện làm việc m_{dd} lấy theo bảng sau:

Loại kết cấu	Hệ số m_{dd}
Kiểm toán cường độ	
1. Kết cấu thép và kết cấu gỗ	1,4
2. Kết cấu bê tông cốt thép với cốt thép thanh, thép sợi, sợi cáp (không kiểm toán cường độ mặt cắt xiên)	
a. Bê tông nặng cốt thép cấp A-I, A-II, A-III, B _p -I	1,2
b. Bê tông nặng cốt thép thuộc nhóm khác	1,1
3. Bê tông cốt thép kiểm toán theo độ bền mặt cắt xiên	1,0
4. Kết cấu đá xây, kết cấu bê tông	
a. Khi tính chịu nén lệch tâm	1,2
b. Khi tính chịu cắt và chịu kéo	1,0
5. Kết cấu liên kết hàn	1,0
6. Kết cấu liên kết đinh tán, bu lông cường độ cao	1,1
Kiểm toán ổn định	
7. Cấu kiện thép có độ mảnh lớn hơn 100	1,0
8. Cấu kiện thép có độ mảnh đến 20	1,2
9. Cấu kiện thép có độ mảnh từ 20 đến 100	1,2 - 1,0

3.1.11. Ví dụ tính động đất cho công trình cầu

Dựa trên lý thuyết đã trình bày ở trên áp dụng tính toán thử một vài ví dụ cho công trình cầu chịu tải trọng động đất bằng phương pháp như sau:

- Mô hình hoá bài toán.
- Nhập số liệu và sử dụng chương trình SAP90 tính toán các hệ số động cho kết cấu.
- Dùng chương trình viết bằng PASCAL con lọc các số liệu cần thiết như chu kỳ dao động riêng, tần số riêng, chuyển vị động ứng với các tần số...
- Dùng chương trình viết bằng PASCAL tính tải trọng động đất cho kết cấu.
- Nhập số liệu tải trọng và sử dụng chương trình SAP90 tính toán các ứng lực động đất tương ứng như mô men, lực cắt, lực dọc, chuyển vị...

Số liệu sơ đồ nhịp :

Nhịp giản đơn	L	20m	21m	24m	25m	30m	33m	35m	40m
Nhịp khung	L1	65	60	55	50	48	45		
	L2	102	95	88	80	75	70		
Nhịp liên tục	L1	65	60	55	50	48	45		
	L2	102	95	88	80	75	70		
Bề rộng cầu	B	12m	12m	12m	12m	12m	12m	12m	12m
Chiều cao trụ (m)	H	10	10	10	10	10	10-26	10	10

Kết quả tính toán thể hiện trong Phụ lục cuối sách

3.2. PHÂN TÍCH ĐỘNG ĐẤT TRONG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH CẦU THEO TIÊU CHUẨN AASHTO - 1996

3.2.1. Các vấn đề chung

Cùng với chính sách mở cửa của Đảng và Nhà nước hiện nay có nhiều dự án lớn được đầu tư bằng vốn vay của nước ngoài, các công trình này đã và đang sử dụng qui trình AASHTO - 1996 (AASHTO - 1998 cũng tương đương với AASHTO - 1996) trong việc thiết kế các công trình giao thông trong vùng động đất.

Mục đích thiết kế cầu được nói rõ:

Thiệt hại về nhân mạng do động đất là tối thiểu, cầu có thể bị hỏng do động đất, nhưng xác suất sụp đổ là thấp.

Khi xảy ra các trận động đất nhỏ và vừa chức năng của các cầu thiết yếu vẫn được giữ nguyên sau động đất. Kết cấu sẽ chịu đựng ở trạng thái làm việc đàn hồi đối mà không có hư hỏng đáng kể.

Khi xảy ra các trận động đất mạnh sẽ không gây sụp đổ toàn bộ hoặc từng phần của cầu. Tại một số bộ phận có thể có những hư hỏng sẽ dễ tiếp cận để thanh tra và sửa chữa.

Dựa trên độ phức tạp của kết cấu để đưa ra các phương pháp phân tích tối thiểu cần phải có là:

Không phân tích.

Phân tích phổ đơn dạng.

Phân tích đa dạng.

Phân tích theo lịch sử thời gian (AASHTO - 1998)

3.2.2. Công thức tính tải trọng động đất

Tải trọng động đất bằng tích của hệ số ứng xử động đất C_{sm} với trọng lượng tương đương của kết cấu bên trên, có xét đến hệ số địa điểm và hệ số biến đổi ứng xử

$$(EQ)_m = C_{sm} * W / R \quad (3-6)$$

Trong đó:

W: Trọng lượng tương đương của kết cấu bên trên - Trọng lượng tương đương là hàm số của trọng lượng thực tế và dạng cầu.

R : Hệ số biến đổi ứng xử.

C_{sm} : Hệ số ứng xử động đất có thể được tính theo công thức sau:

$$C_{sm} = 1.2 * A * S / (T_m)^{(2/3)} \quad (3-7)$$

Trong đó

S: Hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào các đặc trưng mặt cắt đất ở địa điểm.

T : Chu kỳ dao động của hệ.

A: Hệ số gia tốc nền.

Vậy ta có thể viết :

$$(EQ)_m = W * A * (1.2 * S) / (T_m)^{(2/3)} / R \quad (3-8)$$

3.2.3. Cấp tính năng động đất

3.2.3.1. Hệ số gia tốc A

Hệ số gia tốc A được xác định từ bản đồ. Nếu có thể nên tham khảo các chuyên gia để xác định một giá trị cho hệ số A nhất là đối với các giá trị nằm gần một pha hoạt động.

Động đất thiết kế (the design earthquake) là động đất có xác suất xảy ra ứng với chu kỳ 475 năm.

Động đất cực đại tiềm ẩn (the maximum probable earthquake) là động đất có xác suất xảy ra ứng với chu kỳ 2500 năm.

3.2.3.2. Tầm quan trọng của công trình (IC)

Với một hệ số gia tốc lớn hơn 0.09 cần xem xét thêm tầm quan trọng của công trình (IC) như sau :

Cầu thiết yếu là các cầu phải tiếp tục làm việc sau một trận động đất được gọi là IC = I

Các cầu khác là các cầu không phải tiếp tục làm việc sau một trận động đất được gọi là IC = II

3.2.3.3. Cấp tính năng động đất (SPC)

Khi xét động đất người ta phân ra các cấp tính năng động đất (SPC) khác nhau để từ đó có phương pháp phân tích tối thiểu phù hợp.

Căn cứ : dựa trên hệ số gia tốc (A) và loại tầm quan trọng (IC) người ta phân bốn cấp tính năng động đất (SPC) từ A đến D theo bảng sau:

CẤP TÍNH NĂNG ĐỘNG ĐẤT (SPC)

Hệ số gia tốc	Loại tầm quan trọng (IC)	
	I	II
A		
$A \leq 0.09$	A	A
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C
$0.29 < A$	D	C

3.2.4. Hệ số địa điểm

Các ảnh hưởng của địa điểm đến tính ứng xử của công trình cầu được xác định thông qua hệ số địa điểm (S) phụ thuộc vào loại mặt cắt địa chất công trình ở khu vực xây dựng cầu

Phân loại mặt cắt địa chất công trình

Phụ thuộc vào đặc trưng truyền sóng của lớp đất người ta phân ra 3 loại đất như sau:

3.2.4.1.1. Đất loại I:

Đá mọi loại đặc trưng về bản chất hoặc giống như đá phiến sét hoặc kết tinh (vật liệu này có thể được đặc trưng bằng tốc độ sóng do cắt lớn hơn 2500ft/sec (762m/s).

Các điều kiện đất cứng trong đó chiều sâu đất nhỏ hơn 200ft (61m) và các loại đất trên đá là cát, sỏi trầm tích hoặc cả đất sét cứng ổn định.

3.2.4.1.2. Đất loại II:

Là đất sét cứng hoặc các điều kiện đất dính kết không sâu, tại chiều sâu lớn hơn 200ft (61m).

Các loại đất nằm trên đá là các loại trầm tích ổn định bằng cát, sỏi hoặc đất sét cứng.

3.2.4.1.3. Đất loại III:

Đất sét mềm tới cứng vừa và cát đặc trưng bằng 30ft (9m) hoặc hơn

Đất sét mềm tới cứng vừa có hoặc không có các lớp cát hoặc đất không dính khác xen vào.

Hệ số địa điểm

Hệ số địa điểm (S) biểu thị ảnh hưởng của các điều kiện địa chấn của khu vực xây dựng đối với hệ số gia tốc hoặc phổ ứng xử đàn hồi lấy theo Bảng.

HỆ SỐ ĐỊA ĐIỂM

Loại mặt cắt đất	I	II	III
S	1.0	1.2	1.5

3.2.5. Hệ số ứng xử động đất đàn hồi và phổ động đất đàn hồi

Hệ số ứng xử động đất đàn hồi - Phương pháp 1 :

Hệ số ứng xử động đất đàn hồi C_s dùng để xác định các lực tính toán được cho bằng một công thức không thứ nguyên sau đây :

$$C_s = \frac{1.2 AS}{T^{2/3}} \quad (3-9)$$

Trong đó :

A = hệ số gia tốc .

S = hệ số không thứ nguyên đối với các đặc trưng mặt cắt đất ở địa điểm.

T = chu kỳ dao động riêng của công trình cầu

Giá trị của C không được vượt quá các giá trị sau:

Với các khu vực mặt cắt đất loại III có $A \geq 0.30$, C không lấy vượt quá 2.0A.

Với các khu vực mặt cắt đất khác C không lấy vượt quá 2.5A.

Phổ ứng xử động đất đàn hồi - Phương pháp 2 :

Hệ số ứng xử động đất đàn hồi đối với dạng "m", C_{sm} phải xác định theo các công thức sau :

1/. Với mặt cắt đất loại III, khi xét các dạng dao động ngoài cơ bản, có chu kỳ nhỏ hơn 0.3sec

$$C_{sm} = A(0.8 + 4.0T_m) \quad (3-10)$$

2/. Với các kết cấu trong đó bất kỳ T_m nào vượt quá 4.0sec

$$C_{sm} = \frac{3 AS}{T_m^{4/3}} \quad (3-11)$$

3/. Các loại khác.

$$C_{sm} = \frac{1.2 AS}{T_m^{2/3}} \quad (3-12)$$

Trong đó T_m = chu kỳ của dao động thứ m.

3.2.6. Hệ số sửa đổi ứng xử

Lực động đất tính toán đối với các điều kiện riêng biệt của các loại kết cấu cầu và chi tiết phân loại theo cấp SPC B,C và D được xác định bằng cách chia lực đàn hồi với hệ số sửa đổi ứng xử (R) cho trong Bảng sau.

HỆ SỐ SỬA ĐỔI ỨNG XỬ

Kết cấu hạ tầng	R	Liên kết	R
Trụ kiểu tường	2	Kết cấu tầng trên với mối Khe giãn nở trong một nhịp của kết cấu tầng trên.	0.8
Trụ cọc bê tông cốt thép	3		0.8
Chỉ có cọc thẳng đứng			
Một hoặc nhiều cọc xiên	2	Cột, trụ hoặc trụ cọc liên kết với dầm mũ hoặc kết cấu phần trên ³ . Cột hoặc trụ với móng	1.0
Cột đơn	3		
Trụ cọc liên hợp bê tông và thép hoặc trụ cọc thép.	5		1.0
Chỉ có cọc thẳng đứng			
Một hoặc nhiều cọc xiên	3		
Trụ nhiều cột	5		

3.2.7. Các yêu cầu phân tích và thiết kế

Phương pháp phân tích

Với giả thiết: Kết cấu bê trụ hoặc móng ở một thời điểm cùng chuyển động với đất. Các phương pháp phân tích tối thiểu lấy theo Bảng sau.

Cấp tính năng động đất	Cầu có 1 nhịp	Cầu cân đối có 2 hoặc nhiều nhịp	Cầu không cân đối có 2 hoặc nhiều nhịp
A	Không phân tích	Không phân tích	Không phân tích
B	Không phân tích	Phổ đơn dạng	Phổ đơn dạng
C	Không phân tích	Phổ đơn dạng	Phổ đa dạng
D	Không phân tích	Phổ đơn dạng	Phổ đa dạng

Cầu "cân đối" là cầu không có những thay đổi đột ngột hoặc bất thường về khối lượng, độ cứng hoặc hình dạng dọc theo nhịp cầu và không có khác biệt lớn về các thông số trên giữa các bộ phận trụ đỡ gần nhau. Cầu không cân đối là cầu không thoả mãn định nghĩa của một cầu cân đối.

Tổ hợp các lực động đất trực giao

Các lực đàn hồi và chuyển vị có thể xác định độc lập dọc hai trục vuông góc cho đơn giản sau đó để xét đến tính chất không chắc chắn về phương của các chuyển động động đất xảy ra đồng thời các lực theo các phương riêng lẻ đó được tổ hợp lại để tạo ra hai trường hợp trọng tải sau :

TRƯỜNG HỢP TRỌNG TẢI 1 : Các lực và mômen động đất trên mỗi trục chính của một cấu kiện có được bằng cách cộng 100% giá trị tuyệt đối các lực và mômen động đất đàn hồi thành phần rút ra được từ phân tích trong phương vuông góc thứ nhất (dọc) với 30% giá trị tuyệt đối các lực và mômen vuông góc thứ hai (ngang).

TRƯỜNG HỢP TRỌNG TẢI 2 : Các lực và mômen động đất trên mỗi trục chính của một cấu kiện có được bằng cách cộng 100% giá trị tuyệt đối các lực và mômen động đất đàn hồi thành phần rút ra được từ phân tích trong phương vuông góc thứ hai (ngang) với 30% giá trị tuyệt đối các lực và mômen vuông góc thứ nhất (dọc).

3.2.8. Các bước phân tích theo phương pháp phổ đơn dạng

Bước 1 :

Tính chuyển vị tĩnh học $v_s(x)$ có đơn vị là chiều dài do một tải trọng giả định động đất p_o như thấy trong hình. Tải trọng đồng đều $P_o = 1$ được đặt trên chiều dài cầu, nó có đơn vị là lực/chiều dài đơn vị.

Bước 2 :

Tính các hệ số α , β và γ từ các biểu thức :

$$\alpha = \int v_s(x) dx \quad (3-13)$$

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx \quad (3-14)$$

$$\gamma = \int w(x) v_s(x)^2 dx \quad (3-15)$$

$w(x)$ là trọng lượng của tĩnh tải kết cấu (lực/chiều dài đơn vị).

Các hệ số tính toán α , β và γ có các đơn vị tương ứng là (chiều dài bình phương) (lực nhân chiều dài) và (lực nhân chiều dài bình phương).

Trọng lượng phải xét đến các bộ phận kết cấu và các tải trọng khác có liên quan bao gồm có mũ trụ, mố, cột và đế móng và các loại khác nữa nếu có.

Bước 3 :

Với g gia tốc trọng trường. Tính chu kỳ của cầu dùng biểu thức:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \quad (3-16)$$

Bước 4:

Tính tải trọng động đất tĩnh tương đương $p_0(x)$ theo biểu thức sau :

$$p_0(x) = \frac{\beta C_s}{\gamma} w(x) v_s(x) \quad (3-17)$$

Trong đó :

C_s - Hệ số ứng xử động đất đàn hồi không thứ nguyên.

$p_0(x)$ - Cường độ tải trọng động đất tĩnh tương đương biểu thị dạng dao động chủ yếu (lực/chiều dài dao động).

Bước 5 :

Tác động tải trọng $p_0(x)$ vào kết cấu tính các lực mômen của cầu kiện để thiết kế.

Phương pháp phân tích phổ đơn dạng được dùng để tính các lực động đất tĩnh toán với các cầu ứng xử trội hơn trong dạng dao động đầu tiên. Phương pháp này tuy chưa hoàn toàn chặt chẽ vì từ bài toán động lực học kết cấu, được quy về một bài toán tĩnh học sau khi đưa vào các lực quán tính. Phương pháp này, như đã được trình bày, có thể áp dụng cho nhiều loại cầu có các kết cấu tầng trên liên tục và không liên tục. Các điều kiện biên tại mố và trụ cũng có thể được mô hình hoá để xét đến các ảnh hưởng độ mềm của móng.

3.2.9. Phương pháp phân tích phổ đa dạng

Phương pháp phổ ứng xử đa dạng chỉ tiến hành được với một chương trình máy tính phân tích động lực học tuyến tính khung không gian. Tối thiểu ứng xử phải bao gồm các ảnh hưởng của một số các dạng tương đương với ba lần số nhịp tối đa là 25 dạng.

Tổng quát

Phương pháp phân tích phổ đa dạng áp dụng cho cầu có dạng hình học không cân đối tạo ra sự ghép đôi trong ba phương tọa độ trong mỗi dạng dao động. Các ảnh hưởng ghép đôi này làm khó khăn cho việc phân loại các dạng thành dạng dao động dọc hoặc ngang và ngoài ra thông thường một vài dạng sẽ tham gia vào tổng ứng xử của kết cấu. Phải dùng một chương trình máy tính có khả năng phân tích động lực học khung không gian để xác định các ảnh hưởng ghép đôi và sự tham gia đa dạng vào ứng xử cuối cùng. Các chuyển động tác động và các bộ đỡ trong bất kỳ một phương nào trong hai phương nằm ngang sẽ tạo ra các lực dọc cả hai trục chính của các cấu kiện riêng biệt do các ảnh hưởng ghép đôi. Đối với các kết cấu cong, chuyển động dọc phải hướng dọc theo 1 dây cung nối các mối và chuyển động ngang phải tác động vuông góc với dây cung.

Mô hình toán học

Cầu phải được mô hình hoá như một khung không gian ba chiều với các chỗ nối và tiếp điểm được chọn lọc để mô hình hoá một cách hiện thực các ảnh hưởng của độ cứng và quán tính của kết cấu. Mỗi chỗ nối hoặc tiếp điểm phải có sáu bậc tự do. Khối lượng kết cấu phải tính gộp tối thiểu ba số hạng quán tính tịnh tiến.

3.2.9.1.1. Các hình dạng và chu kỳ của dạng dao động

Các chu kỳ và hình dạng của dạng dao động cần có của cầu theo phương đang xét phải tính bằng các phương pháp được thiết lập với điều kiện nền cố định sử dụng khối lượng và độ cứng đàn hồi của toàn bộ hệ thống chống động đất.

Các chương trình máy tính nói trong mà có khả năng tính các hình dạng của dạng dao động, tần số dao động và các lực và chuyển vị của cấu kiện đối với một phân tích phổ đa dạng. Các phương trình sau đây tóm tắt các phương trình sử dụng trong một phân tích như vậy.

Các hình dạng và tần số dạng dao động phải tính từ phương trình:

$$[\underline{k} - \omega^2 \underline{m}] \underline{v} = \underline{0} \quad (3-18)$$

Bằng cách sử dụng các chương trình máy tính eigenvalue tiêu chuẩn; trong đó $\underline{k}$ và $\underline{m}$ là các ma trận tương ứng với độ cứng và khối lượng đã biết của mô hình toán học, $\underline{v}$ là vectơ biên độ chuyển vị và ω là tần số. Phân tích này sẽ cho các hình dạng của dạng dao động $\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n$ không thứ nguyên và các số tuần hoàn tương ứng $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$. Sau đó có thể tính được các tần số của dạng dao động bằng cách sử dụng:

$$T_i = 2\pi/\omega_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (3-19)$$

3.2.9.1.2. Phân tích phổ đa dạng

Các phương trình dạng tiêu chuẩn không ghép của chuyển động có dạng

$$\ddot{Y}_i + 2\omega^2 \xi_i \dot{Y}_i + \omega^2 Y_i = \frac{P_i}{M_i} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (3-20)$$

Trong đó chỉ số i nói đến số dạng của dao động, Y_i , ω_i và ξ_i là biên độ, tần số và tỉ số suy giảm của dạng vì tải trọng hữu hiệu $P_i(t)$ thuộc dạng và khối lượng tổng quát hoá M_i được cho bởi

$$P_i(t) = \phi_i^T m B v_g(t) \quad (3-21)$$

$$M_i = \phi_i^T m \phi$$

Trong đó B là một véc tơ chứa các số một và số không tương ứng với các thành phần trong phương của kích thích $v_g(t)$ và các thành phần trong các phương trực giao khác.

Giá trị tuyệt đối cực đại của $Y_i(t)$ trong toàn bộ quá trình, thời gian kích thích động đất được cho bởi

$$Y_{i \max}(t) = \frac{T_i^2 S_a(\xi_i, T_i)}{4\pi^2} \frac{\phi_i^T m B}{\phi_i^T m \phi} \quad (3-22)$$

Trong đó $S_a(\xi_i, T_i)$ là giá trị phổ ứng xử gia tốc đối với kích thích động đất quy định. Trong bản Tiêu chuẩn này, $S_a(\xi_i, T_i)$ có được từ phương trình :

$$S_a(\xi_i, T_i) = C_{sm} \quad (3-23)$$

Trong đó C_{sm} được xác định theo quan hệ kinh nghiệm cho bởi các phương trình 3-2, 3-3 hoặc 3-4.

Để xác định giá trị cực đại của bất kỳ lượng ứng xử $Z(t)$ nào đó (ví dụ : lực cắt, mômen, chuyển vị hoặc chuyển vị tương đối) ta sử dụng vấn đề các lượng này có quan hệ tuyến tính với biên độ dạng tiêu chuẩn.

$$Z(t) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n Y_n(t) \quad (3-24)$$

trong đó các hệ số A_n đã biết. Giá trị cực đại của $Z(t)$ trong thời gian động đất có thể ước tính bằng cách sử dụng phương pháp căn bậc hai của tổng các bình phương (SRSS) đối với các hệ thống có các dạng tách biệt tốt, nghĩa là dùng :

$$|Z(t)|_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n A_i^2 |Y_i(t)|_{\max}^2} \quad (3-25)$$

3.2.10. Ví dụ tính động đất cho công trình cầu

Dựa trên lý thuyết đã trình bày ở trên áp dụng tính toán thử một vài ví dụ cho công trình cầu chịu tải trọng động đất bằng cách như sau:

- Mô hình hoá bài toán.
- Nhập số liệu và sử dụng chương trình SAP90 tính toán các hệ số động cho kết cấu.
- Dùng chương trình viết bằng PASCAL con lọc các số liệu cần thiết như chu kỳ dao động riêng, tần số riêng, chuyển vị động ứng với các tần số...
- Dùng chương trình viết bằng PASCAL tính tải trọng động đất cho kết cấu.
- Nhập số liệu tải trọng và sử dụng chương trình SAP90 tính toán các ứng lực động đất tương ứng như mô men, lực cắt, lực dọc, chuyển vị...

Số liệu sơ đồ nhịp :

Nhịp giản đơn	L	20m	21m	24m	25m	30m	33m	35m	40m
Nhịp khung	L1	65	60	55	50	48	45		
	L2	102	95	88	80	75	70		
Nhịp liên tục	L1	65	60	55	50	48	45		
	L2	102	95	88	80	75	70		
Bề rộng cầu	B	12m	12m	12m	12m	12m	12m	12m	12m
Chiều cao trụ (m)	H	10	10	10	10	10	10-26	10	10

Số liệu và kết quả được trình bày trong Phụ lục cuối sách

3.3. PHÂN TÍCH ĐỘNG ĐẤT TRONG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH CẦU THEO QUI PHẠM AASHTO - 1998

Về cơ bản việc phân tích động đất trong thiết kế công trình cầu theo qui phạm AASHTO - 1998 và AASHTO - 1996 là tương đương nhau nhưng do AASHTO - 1998 là qui trình thiết kế cầu theo trạng thái giới hạn nên có một số điểm chỉnh lý lại cho hợp lý và bổ sung thêm cho tiên tiến hơn. Sau đây chỉ xin trình bày các phần khác nhau đó.

3.3.1. Tầm quan trọng của công trình (IC)

Tầm quan trọng của công trình (IC) được chia làm 3 cấp như sau :

Cầu tối hạn là các cầu phải tiếp tục làm việc phục vụ cho mọi loại xe sau một trận động đất thiết kế (chu kỳ 2500) được gọi là IC = I

Cầu thiết yếu là các cầu phải tiếp tục làm việc phục vụ cho cấp cứu an ninh quốc phòng sau một trận động đất thiết kế (chu kỳ 475) được gọi là IC = II

Các cầu khác là các cầu không phải tiếp tục làm việc sau một trận động đất được gọi là IC = III

3.3.2. Cấp tính năng động đất

Khi xét động đất người ta phân ra các vùng động đất khác nhau để từ đó có phương pháp phân tích tối thiểu phù hợp.

Căn cứ : dựa trên hệ số gia tốc (A) từ 1 đến 4 theo bảng sau:

CẤP TÍNH NĂNG ĐỘNG ĐẤT

Hệ số gia tốc	Vùng động đất
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

3.3.3. Hệ số Địa điểm

Các ảnh hưởng của địa điểm đến tính ứng xử của công trình cầu được xác định thông qua hệ số địa điểm (S) phụ thuộc vào loại mặt cắt địa chất công trình ở khu vực xây dựng cầu

Phụ thuộc vào đặc trưng truyền sóng của lớp đất người ta phân ra 4 loại đất như sau:

- đất loại I:

Đá các loại hoặc đá phiến sét hoặc kết tinh.

Các điều kiện đất cứng có bề dày nhỏ hơn 60m và các loại đất trên nền đá là cát, sỏi trầm tích hoặc cả đất sét cứng ổn định.

- đất loại II:

Là đất sét cứng hoặc các điều kiện đất dính không kết sâu, tại đó chiều dày lớn hơn 60m.

Các loại đất nằm trên đá là các loại trầm tích ổn định bằng cát, sỏi hoặc đất sét cứng.

- đất loại III:

Đất sét mềm tới cứng vừa và cát đặc trung bằng 9m hoặc hơn

Đất sét mềm tới cứng vừa có hoặc không có các lớp cát hoặc đất không dính khác xen vào.

- đất loại IV:

Đất sét mềm dày hơn 12m.

Bùn dày hơn 12m.

Hệ số địa điểm (S) biểu thị ảnh hưởng của các điều kiện địa điểm đối với hệ số hoặc phổ ứng xử đàn hồi lấy theo Bảng.

Loại mặt cắt đất	I	II	III	IV
S - Hệ số địa điểm	1.0	1.2	1.5	2.0

3.3.4. Hệ số sửa đổi ứng xử

Lực động đất tính toán đối với các điều kiện riêng biệt của các loại kết cấu cầu và chi tiết phân loại theo cấp SPC B, C và D được xác định bằng cách chia lực đàn hồi với Hệ số sửa đổi ứng xử (R) cho trong Bảng.

HỆ SỐ SỬA ĐỔI ỨNG XỬ

Kết cấu hạ tầng	Mức độ quan trọng của cầu		
	Tối hạn	Thiết yếu	Khác
Trụ kiểu tường có kích thước lớn	1.5	1.5	2.0
Bệ cọc BTCT không có cọc xiên	1.5	2.0	3.0
Bệ cọc BTCT có cọc xiên	1.5	1.5	2.0
Cột đơn	1.5	2.0	3.0
Bệ cọc thép không có cọc xiên	1.5	3.5	5.0
Bệ cọc thép có cọc xiên	1.5	2.0	3.0
Bệ nhóm cột	1.5	3.5	5.0

3.3.5. Các yêu cầu phân tích và thiết kế

Các phương pháp phân tích tối thiểu được xác định cho trong Bảng sau.

Các phương pháp phân tích tối thiểu đối với cầu có nhiều nhịp nhưng cân đối

Cấp vùng động đất	Cầu tối hạn	Cầu thiết yếu	Cầu khác
1	Không phân tích	Không phân tích	Không phân tích
2	Phổ đa dạng	Phổ đơn dạng	Phổ đơn dạng
3	Phổ đa dạng	Phổ đa dạng	Phổ đơn dạng
4	Lịch sử thời gian	Phổ đa dạng	Phổ đơn dạng

Các - phương pháp phân tích tối thiểu đối với cầu có nhiều nhịp nhưng không cân đối

Cấp vùng động đất	Cầu tối hạn	Cầu thiết yếu	Cầu khác
1	Không phân tích	Không phân tích	Không phân tích
2	Phổ đa dạng	Phổ đa dạng	Phổ đơn dạng
3	Lịch sử thời gian	Phổ đa dạng	Phổ đa dạng
4	Lịch sử thời gian	Phổ đa dạng	Phổ đa dạng

Cầu "cân đối" là cầu không có những thay đổi đột ngột hoặc bất thường về khối lượng, độ cứng hoặc hình học dọc theo nhịp cầu và không có khác biệt lớn về các thông số như trên giữa các bộ phận trụ đỡ gần nhau (như móng).

Một "cầu không cân đối" là một cầu không thoả mãn định nghĩa của một cầu "cân đối".

3.4. TIÊU CHUẨN KHÁNG CHẤN CỦA PHÁP

3.4.1. Lực ngang đối với các công trình có một bậc tự do

Nguyên tắc

Nguyên tắc tiêu chuẩn kháng chấn của Pháp là theo phương pháp tĩnh học tương đương hay còn gọi là phương pháp tải trọng ngang thay thế. Hệ lực ngang tác động lên công trình do động đất gây ra được xác định theo biểu thức sau:

$$S_H = \sigma_H \cdot W \quad (3-26)$$

Trong đó:

W : Trọng lượng của tải trọng thường xuyên và tạm thời chịu tác động của động đất.

σ_H : Hệ số địa chấn công trình.

Hệ số địa chấn

$\sigma_H = \sigma_x$ hoặc σ_y hệ số địa chấn theo phương σ_x hoặc σ_y của công trình:

$$\sigma_x = \alpha \beta \gamma \sigma$$

Trong đó:

$\alpha = 2 (i_N - g)$ hệ số cường độ địa chấn phụ thuộc vào tầm quan trọng của công trình và vùng địa chấn theo bảng.

i_N - Cường độ danh nghĩa

β - Hệ số ứng xử địa chấn phụ thuộc vào chu kỳ dao động và cấu tạo công trình.

γ - Hệ số phân bố

$$\gamma(h) = A(h) \frac{\sum M(Z)A(Z) + \int m(z)A(z)dz}{\sum M(Z)A^2(Z) + \int m(z)A^2(z)dz} \quad (3-27)$$

$M(Z)$ - Khối lượng tập trung ở cao trình Z ;

$m(z)$ - Khối lượng phân bố trên một đơn vị chiều cao ở cao trình z .

δ - Hệ số nền - móng phụ thuộc loại hình móng và điều kiện nền

3.4.2. Lực đứng đối với các công trình có một bậc tự do

Nguyên tắc

Nguyên tắc tiêu chuẩn kháng chấn của Pháp là theo phương pháp tĩnh học tương đương, hệ lực thẳng đứng tác động lên công trình do động đất gây ra được xác định theo biểu thức sau:

$$S_v = \pm \sigma_v \cdot W$$

Trong đó:

W : Trọng lượng của tải trọng thường xuyên và tạm thời chịu tác động của động đất.

σ_v : Hệ số địa chấn theo phương thẳng đứng.

Hệ số địa chấn theo phương thẳng đứng

Hệ số địa chấn theo phương thẳng đứng được xác định theo công thức:

$$\sigma_v = \frac{1}{\sqrt{a}}(\sigma_H)_1 \quad (3-28)$$

Trong đó:

Chu kỳ dao động cơ bản công trình T dùng để xác định hệ số β được tính theo phương pháp giải tích (trực tiếp), phương pháp thực nghiệm (trên công trình thực hoặc trên mô hình) và theo các công thức của qui trình.

3.4.3. Đối với các công trình có nhiều bậc tự do

Đối với các công trình có nhiều bậc tự do và tính giảm chấn yếu, khi $T_1 > 0,5$ s cần phải xét tới ảnh hưởng các dạng dao động bậc cao hơn. Trong trường hợp này theo phương ngang ở dạng dao động thứ i

Hệ phân bố ở dạng thứ i

$$\gamma_i(h) = A_i(h) \cdot (\Sigma M(Z)A_i(Z) + f_{m(Z)}A_{i(Z)} dz) / (\Sigma M(Z)A_i^2(Z) + f_{m(Z)}A_i^2 dz) \quad (3-29)$$

Theo phương đứng

Trong đó

$$\Sigma = \sqrt{\Sigma_1^2 + \lambda_2 \Sigma_2^2 + \lambda_3 \Sigma_3^2} \quad (3-30)$$

$(\sigma_H)_1$ - Hệ số địa chấn lớn nhất theo phương ngang ở dạng dao động cơ bản. Tổ hợp tác động địa chấn được xác định theo biểu thức:

Trong đó

Σ_1 - Tác động bất lợi nhất khi dùng các hệ số địa chấn σ_1 và σ_v

Σ_2 và Σ_3 - Các tác động bất lợi nhất khi dùng các hệ số địa chấn σ_2 và σ_3 tương ứng:

$\lambda_2 = 4T_1 - 2$, Cực đại là 1 khi $T_1 \geq 0,75$ s và cực tiểu là 0 khi $T_1 \leq 0,5$ s.

$\lambda_3 = 4T_1 - 3$, Cực đại là 1 khi $T_1 \geq 1$ s và cực tiểu là 0 khi $T_1 \leq 0,75$ s.

3.5. TIÊU CHUẨN KHÁNG CHẤN CỦA AUSTRALIA

3.5.1. Lực động đất nằm ngang

Nguyên tắc tiêu chuẩn kháng chấn của AUSTRALIA cũng theo phương pháp tính học tương

đương, hệ lực ngang tác động lên công trình do động đất gây ra được coi như tác động theo bất kỳ phương nào trong hướng nằm ngang được xác định theo biểu thức sau:

$$H = \alpha I K C S W \quad (3-31)$$

Trong đó:

W (kN) = trọng lực tổng cộng của tĩnh tải, mà sẽ có gia tốc tác động vào

- Lực động đất nằm ngang thiết kế cực hạn là H_u (kN) sẽ được tính toán bằng cách xét hệ số 1,6.

$$H_u = 1.6 \cdot H = 1.6(\alpha I K C S W) \quad (3-32)$$

Hệ số gia tốc động đất, α

Giá trị của hệ số gia tốc của cấp động đất cho chu kỳ 2000 năm được cho trong bảng. Khu vực động đất của vị trí cầu được xác định theo Tiêu chuẩn hệ số gia tốc cấp động đất α

Vùng động đất	α
	0,45
1	0,225
A	0,13
0	0

Hệ số tầm quan trọng, I

Hệ số tầm quan trọng lấy bằng 1,5 và có thể thay đổi nhưng không nhỏ hơn 1,0

Hệ số lực nằm ngang, K

Hệ số lực nằm ngang đại diện cho khả năng của hệ thống kết cấu tiếp thu năng lượng và bằng:

$K = 0,8$ cho các cầu khung liên tục chịu tải trọng nằm ngang và các trụ cùng kết cấu nhịp tạo thành một khung.

$K = 1,0$ cho các cầu dầm tựa trên các gối, liên tục vắt qua các trụ.

$K = 1,33$ cho các cầu mà có các trụ cột đơn chịu lực nằm ngang.

$K = 1,5$ cho các cầu dầm nhịp đơn giản

Hệ số ứng xử động đất, C

Hệ số ứng xử động đất đại diện cho độ cứng kết cấu và sẽ được tính toán theo công thức:

$$C = \frac{0.06}{\sqrt{T}} \quad (3-33)$$

Trong đó:

T - chu kỳ dao động xét theo các công thức của qui trình.

C - hệ số ứng xử động đất

Hệ số cộng hưởng kết cấu - địa điểm, S

Hệ số này lấy bằng 1,5 hoặc sẽ tính toán theo chỉ dẫn của Tiêu chuẩn.

3.5.2. Lực động đất thẳng đứng

Lực động đất thẳng đứng theo chiều lên trên hoặc xuống dưới có độ lớn bằng một nửa lực động đất nằm ngang và sẽ được đặt đồng thời với lực nằm ngang.

3.6. SO SÁNH HAI TIÊU CHUẨN PHÂN TÍCH ĐỘNG ĐẤT TRONG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH CẦU THEO AASHTO VÀ VIỆT NAM

3.6.1. Nhận xét đánh giá một vài đặc điểm

Mục tiêu phân tích và thiết kế

3.6.1.1.1. Tiêu chuẩn ngành 22 TCN-221-95 Việt Nam

Mục đích thiết kế cầu là đảm bảo cầu làm việc bình thường sau động đất thiết kế xảy ra.

3.6.1.1.2. Tiêu chuẩn AASHTO

Mục đích thiết kế cầu được nói rõ: thiệt hại về nhân mạng do động đất là tối thiểu, cầu có thể bị hỏng do động đất, nhưng xác suất sụp đổ là thấp.

Khi xảy ra các trận động đất nhỏ và vừa chức năng của các cầu thiết yếu vẫn được giữ nguyên sau động đất. Kết cấu sẽ chịu đựng ở trạng thái làm việc đàn hồi đối mà không có hư hỏng đáng kể.

Khi xảy ra các trận động đất mạnh sẽ không gây sụp đổ toàn bộ hoặc từng phần của cầu.

Khi xảy ra các trận động đất mạnh tại một số bộ phận có thể có những hư hỏng sẽ dễ tiếp cận để thanh tra và sửa chữa.

Các yêu cầu phân tích và thiết kế

3.6.1.1.3. Tiêu chuẩn ngành 22 TCN-221-95 Việt Nam

Chia làm hai loại cầu: Có tính đến động đất và không có tính đến động đất

Loại cầu có tính đến động đất thì chỉ xét theo một phương pháp là phương pháp tải trọng ngang thay thế.

3.6.1.1.4. Tiêu chuẩn AASHTO

Dựa trên độ phức tạp của kết cấu để đưa ra các phương pháp phân tích tối thiểu cần phải có. Không phân tích, phân tích phổ đơn dạng phân tích đa dạng, phân tích theo lịch sử thời gian.

Công thức tính toán

3.6.1.1.5. Tiêu chuẩn ngành 22 TCN-221-95 Việt Nam

Tải trọng động đất tính toán S_{ik} theo phương đã chọn tác dụng lên điểm k và tương ứng với dạng dao động riêng thứ i của công trình được xác định với giả thiết kết cấu biến dạng đàn hồi tính theo công thức sau:

$$S_{ik} = K_1 K_2 S_{oik} = K_1 K_2 Q_k A \beta_i K_\psi \eta_{ik} \quad (3-34)$$

Trong đó:

K_1 : Hệ số, xét đến sự hư hỏng cho phép của công trình.

K_2 : Hệ số, xét đến giải pháp kết cấu đối với cầu lấy $K_2 = 1$.

Q_k : Trọng lượng công trình qui về điểm k , trong đó tính cả các tải trọng tính toán tác động lên kết cấu.

S_{oik} : Giá trị của tải trọng động đất ứng với dạng dao động riêng thứ i của công trình.

A : Hệ số gia tốc nền ứng với cấp động đất tính toán.

β_i : Hệ số động lực ứng với dạng dao động riêng thứ i của công trình.

K_ψ : Hệ số, lấy theo bảng.

η_k : Hệ số, phụ thuộc vào kiểu biến dạng của công trình khi bị dao động riêng dạng i và phụ thuộc vào vị trí đặt tải trọng.

3.6.1.1.6. Tiêu chuẩn AASHTO

Tải trọng động đất bằng tích của hệ số ứng xử động đất C_{sm} với trọng lượng tương đương của kết cấu bên trên, có xét đến hệ số địa điểm và hệ số biến đổi ứng xử.

$$(EQ)_m = C_{sm} * W / R = W * A * (1.2 * S) / (T_m)^{(2/3)} / R \quad (3-35)$$

Trong đó:

W: Trọng lượng tương đương của kết cấu bên trên - Trọng lượng tương đương là hàm số của trọng lượng thực tế và dạng cầu.

R : Hệ số biến đổi ứng xử. Hệ số này thể hiện quan điểm thiết kế tăng cường tính an toàn cho các kết cấu quan trọng, kết cấu khó phát hiện hư hỏng, kết cấu khó sửa chữa.

A: Hệ số gia tốc nền.

C_{sm} : Hệ số ứng xử động đất

S: Hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào các đặc trưng mặt cắt đất ở địa điểm.

T : Chu kỳ dao động của hệ.

Xác định hệ số gia tốc a

3.6.1.1.7. Tiêu chuẩn ngành 22 TCN-221-95 Việt Nam

Cấp động đất và chu kỳ động đất được xác định theo bản đồ phân vùng động đất lãnh thổ từ cấp 7 đến cấp 9 do Nhà nước ban hành trong bản đồ này chưa nêu rõ tần suất xuất hiện của các trận động đất.

Cấp động đất của địa điểm xây dựng từ cấp 6 đến cấp 9 xác định theo cấp động đất của vùng và điều kiện địa chất (chia làm ba loại) của khu vực xây dựng công trình dựa theo bảng. Có thể giảm giữ nguyên hay tăng một cấp so với cấp động đất của vùng.

Hệ số tăng tải phụ thêm và cấp động đất tính toán cho công trình từ cấp 7 đến cấp 9 tùy theo tầm quan trọng của công trình có thể giảm giữ nguyên hay tăng một cấp so với cấp động đất của địa điểm và phải xét thêm một hệ số tăng tải phụ thêm 1-1.5 theo bảng

Hệ số gia tốc a ứng với cấp động đất được lấy 1 trong 3 giá trị như sau: 0.1, 0.2, 0.4 ứng với cấp động đất tính toán là 7, 8, 9.

Với phương pháp này hệ số gia tốc a cũng nhắc không phản ánh đúng thực tế gia tốc đất nền của vị trí xây dựng công trình khi xảy ra động đất.

Tiêu chuẩn AASHTO

Cấp tính năng động đất: Khi xét động đất dựa trên hệ số gia tốc (A) và loại tầm quan trọng (IC) người ta phân mỗi cầu nằm trong một trong bốn cấp tính năng động đất (SPC), từ A đến D như cho trong Bảng.

CẤP TÍNH NĂNG ĐỘNG ĐẤT (SPC)

Hệ số gia tốc	Loại tải quan trọng (IC)	
	I	II
A	I	II
$A \leq 0.09$	A	A
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C
$0.29 < A$	D	C

Hệ số A được xác định từ bản đồ lấy tần số xuất hiện động đất trong tuổi thọ cầu là thấp (xác suất vượt quá 10% trong 50 năm, nghĩa là 1 lần trong chu kỳ 475 năm). Hệ số A có giá trị biến thiên từ ≤ 0.09 đến >0.29 .

Cầu thiết yếu các cầu phải tiếp tục làm việc sau một trận động đất được phân IC = I, các cầu khác C = II

Hệ số địa điểm (S) biểu thị ảnh hưởng của các điều kiện địa điểm đối với hệ số hoặc phổ ứng xử đàn hồi theo Bảng.

HỆ SỐ ĐỊA ĐIỂM

	Loại mặt cắt đất		
	I	II	III
S	1.0	1.2	1.5

3.6.2. Tổ hợp lực

Tiêu chuẩn ngành 22 TCN-221-95 Việt Nam

Xem xét riêng động đất dọc và ngang cầu

Tiêu chuẩn AASHTO

Cùng một lúc xem xét cả hai hướng dọc và ngang cầu.

3.6.3. Tương quan độ lớn lực động đất khi tính theo hai tiêu chuẩn

Nhận xét

Tiêu chuẩn AASHTO xét tổ hợp có một phương gây lực chính và một phương cùng tác dụng còn qui trình Việt Nam xét độc lập hai phương. Vậy tình hình phân bố lực động đất theo các phương tính theo AASHTO sẽ có giá trị gắn kết hơn với sơ đồ kết cấu so với tiêu chuẩn Việt Nam.

Nếu đối chiếu từ tiêu chuẩn Việt Nam với 3 cấp động đất 7,8,9 sang tiêu chuẩn AASHTO thì sẽ có gia tốc động đất tương ứng là: 0.1, 0.2, 0.4. Nếu đối chiếu từ tiêu chuẩn AASHTO với gia tốc động đất được biểu diễn trên bản đồ dưới dạng đường đồng mức biến đổi 10 - 60 sang tiêu chuẩn Việt Nam thì khó tìm được cấp động đất tương ứng. Vậy độ lớn của lực động đất tính theo AASHTO sẽ có giá trị gắn kết hơn với ảnh hưởng địa chấn của vị trí xây dựng cầu so với tiêu chuẩn Việt Nam.

Tiêu chuẩn AASHTO dựa trên tầm quan trọng của các cầu để các điều kiện thực tế đưa ra hệ số sửa đổi phản ứng một cách uyển chuyển có xét đến việc hình thành khớp dẻo và tăng cường khả năng chịu lực cho các kết cấu quan trọng, kết cấu khó phát hiện hỏng hóc, kết cấu khó sửa chữa còn qui trình Việt Nam hệ số điều kiện làm việc chỉ xét đến loại vật liệu. Vậy tình hình phân bố lực động đất cho các bộ phận kết cấu tính theo AASHTO sẽ có giá trị phù hợp với mục tiêu thiết kế hơn so với tiêu chuẩn Việt Nam.

Tiêu chuẩn AASHTO dựa trên tầm quan trọng của các cầu đưa ra các cách phân tích khác nhau. Vậy lực động đất tính toán cho các loại cầu khác nhau sẽ có giá trị khác nhau và phù hợp với mục tiêu thiết kế hơn so với tiêu chuẩn Việt Nam.

Xét đơn lẻ độ lớn của lực do động đất gây ra thì qui trình AASHTO có giá trị mô men bằng khoảng 0.9 - 1.3 lần so với tiêu chuẩn Việt Nam. Tương ứng về lực cắt là 1.1 - 1.4 lần.

Kết luận

Đối với các cầu không lớn và bình thường Tiêu chuẩn AASHTO dễ tính toán hơn so với tiêu chuẩn Việt Nam.

Tình hình phân bố lực động đất theo các phương tính theo AASHTO sẽ có giá trị gắn kết hơn với sơ đồ kết cấu so với tiêu chuẩn Việt Nam.

Độ lớn của lực động đất tính theo AASHTO sẽ có giá trị gắn kết hơn với ảnh hưởng địa chấn của vị trí xây dựng cầu so với tiêu chuẩn Việt Nam.

Tình hình phân bố lực động đất cho các bộ phận kết cấu tính theo AASHTO sẽ có giá trị phù hợp với mục tiêu thiết kế hơn so với tiêu chuẩn Việt Nam.

Lực do động đất gây ra khi theo AASHTO có giá trị mô men không khác biệt so với Việt Nam nhưng về lực cắt thì lớn hơn.

Lưu ý

Việc so sánh đánh giá hai tiêu chuẩn nói chung và tiêu chuẩn kháng chấn nói riêng sẽ luôn luôn là không đầy đủ vì:

Do động đất là hiện tượng tự nhiên rất phức tạp, việc thiết lập một phương pháp tính toán chống động đất cho công trình cầu một cách chính xác là một việc làm cho đến nay chưa giải quyết được. Các phương pháp tính động đất trong các qui trình khác nhau chỉ dừng lại ở dạng gần đúng và còn có nhiều điểm khác nhau.

Mỗi qui trình của các nước đều xuất phát và phù hợp với các điều kiện cụ thể về cấu tạo địa chất, về tiềm năng kinh tế kỹ thuật, về trình độ công nghệ của từng nước từ đó đề ra các yêu cầu riêng của mình.

Việc so sánh đánh giá hai tiêu chuẩn cần phải dựa trên tổng thể của hai hệ thống qui trình với các vấn đề liên quan như: tải trọng, hệ số tải trọng, tổ hợp tải trọng, cường độ cho phép của vật liệu, các tính toán kiểm tra chi tiết kết cấu, ảnh hưởng hoá lỏng của nền đất đến nền móng công trình...

3.7. CÁC CẤU TẠO KHÁNG CHẤN CHO CÔNG TRÌNH CẦU

3.7.1. Kết cấu giảm chấn

Sử dụng các kết cấu giảm chấn nhằm nhanh chóng dập tắt dao động. Các kết cấu này thường có giá thành đắt nên chỉ sử dụng cho các cầu đặc biệt.

3.7.2. Kết cấu gối

Sử dụng các kết cấu gối có khả năng giảm chấn nhằm nhanh chóng dập tắt dao động. Các kết cấu này thường có giá thành tương đối đắt nên chỉ sử dụng cho các cầu lớn.

Gối đàn hồi

Loại hình gối này được cấu tạo từ các lớp đệm đàn hồi (cao su) vì vậy khi có động đất có tác dụng giảm chấn theo phương đứng rõ rệt. Ngày nay đã có các gối kiểu này nhưng giảm chấn được cả phương ngang.

Gối bán di động

Loại hình gối này chỉ cho phép kết cấu nhịp di động theo phương ngang hoặc dọc với khoảng đủ lớn để có thể chịu nhiệt độ hay các lực khác nhưng khi có động đất sẽ có tác dụng neo giữ kết cấu nhịp và giảm chấn theo các phương đó.

Gối có neo tăng cường

Đối với một số loại hình gối mà khả năng chịu lực theo phương ngang không lớn người ta đã tăng cường kết cấu chịu lực ngang bằng các chốt thép có tác dụng neo giữ kết cấu nhịp hay các biện pháp khác để chịu lực động đất ngang.

3.7.3. Một vài kết cấu khác

Kết cấu neo giữ kết cấu nhịp vào trụ

Để tránh tình trạng kết cấu nhịp bị chuyển vị khỏi vị trí trên trụ khi xảy ra động đất người ta có giải pháp sử dụng kết cấu neo giữ kết cấu nhịp vào trụ. Loại kết cấu này nhằm tránh cho gối phải chịu lực quá lớn khi xảy ra động đất.

Kết cấu neo giữ kết cấu nhịp với nhau

Để tránh tình trạng kết cấu nhịp bị chuyển vị tương đối với nhau người ta có giải pháp sử dụng kết cấu neo giữ kết cấu nhịp với nhau. Loại hình kết cấu này được áp dụng nhiều cho kết cấu nhịp dạng giản đơn.

Kết cấu liên tục nhiệt

Kết cấu liên tục nhiệt về một mặt nào đó cũng là kết cấu chống các chuyển vị tương đối giữa các nhịp với nhau hay giữa nhịp với trụ gối. Loại hình kết cấu này được áp dụng nhiều cho kết cấu nhịp dầm dạng giản đơn.

Chương 4

SO SÁNH CÁC ĐẶC ĐIỂM CHÍNH CỦA TIÊU CHUẨN 22TCN-221-95 VÀ TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ CẦU 22 TCN 272-01 VỀ THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT ĐỐI VỚI CẦU

4.1. GIỚI THIỆU

Trong Chương này sẽ không đề cập đến những vấn đề lý thuyết thiết kế động đất mà chỉ so sánh những quy định cụ thể của 2 Tiêu chuẩn 22TCN-221-95 hiện hành và Tiêu chuẩn AASHTO LRFD-1998. Nội dung biên soạn phần thiết kế chống động đất cho cầu trong Tiêu chuẩn cầu mới ban hành tháng 8-2001 mang ký hiệu 22TCN 272-01 là dựa trên sự cải biên Tiêu chuẩn AASHTO LRFD-1998.

4.2. VÀI NÉT CHÍNH VỀ CƠ SỞ BIÊN SOẠN CỦA 22TCN VÀ AASHTO - LRFD-1998 VỀ THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT CHO CẦU

- Tiêu chuẩn 22TCN-221-95 (Tiêu chuẩn thiết kế công trình giao thông trong vùng động đất) được Bộ GTVT ban hành năm 1995, có nội dung chủ yếu dựa trên phương pháp của Tiêu chuẩn Liên Xô cũ về thiết kế động đất cho công trình giao thông. Trong đó có sử dụng các bản đồ phân vùng động đất Việt Nam do Viện Vật lý địa cầu Việt Nam biên soạn từ trước năm 1995.

- Phần quy định về thiết kế động đất của Tiêu chuẩn AASHTO -LRFD-1998 đã được biên soạn dựa trên các phương pháp đã được nghiên cứu ở Mỹ trong nhiều năm qua và có hiệu chỉnh theo các kết quả nghiên cứu tích lũy được sau các trận động đất mạnh nhất nước Mỹ xảy ra gần đây tại San Francisco năm 1990. Trong đó có sử dụng các bản đồ phân vùng hệ số gia tốc động đất theo các xác suất xuất hiện khác nhau trên lãnh thổ nước Mỹ.

4.3. VỀ MỤC TIÊU THIẾT KẾ VÀ TẦN SUẤT ĐỘNG ĐẤT

4.3.1. Theo 22TCN-221-95

- Không quy định rõ tần suất xuất hiện động đất mà dùng cấp động đất lớn nhất

4.3.2. Theo AASHTO -LRFD-1998

- Kết cấu sẽ chịu đựng ở trạng thái làm việc đàn hồi đối khi xảy ra các trận động đất nhỏ và vừa mà không có hư hỏng đáng kể.
 - Cường độ động đất thực tế và lực động đất thực tế sẽ được sử dụng trong phương pháp thiết kế
 - Các trận động đất mạnh sẽ không gây sụp đổ toàn bộ hoặc từng phần của cầu. Tại những chỗ có thể, những hư hỏng sẽ dễ tiếp cận để thanh tra và sửa chữa
 - Mục đích thiết kế cầu được nói rõ:
 - + thiệt hại về nhân mạng do động đất là tối thiểu
 - + cầu có thể bị hỏng do động đất, nhưng xác suất sụp đổ là thấp
 - + chức năng của các cầu thiết yếu vẫn được giữ nguyên sau động đất.
 - Lấy tần số xuất hiện động đất trong tuổi thọ cầu là thấp (xác suất vượt quá 10% trong 50 năm, nghĩa là 1 lần trong chu kỳ 475 năm)
 - Phân biệt 3 loại cầu tùy theo mức độ tầm quan trọng:
 - + cầu rất quan trọng (Critical bridge)
 - + cầu thiết yếu (Essential bridge)
 - + cầu thông thường (Other bridge)
- để từ đó chọn mức độ an toàn khác nhau trong thiết kế. Mức độ quan trọng được dùng để chỉ ra mức độ hư hỏng cho phép bằng cách thay đổi hệ số giảm lực (R). Cụ thể:
- + đối với cầu rất quan trọng thì hệ số giảm là 1,5 để đảm bảo giữ được tình trạng ứng xử đàn hồi khi động đất.
 - + đối với cầu thiết yếu thì hệ số giảm thay đổi từ 1,5 đến 3,5 tùy theo cấu kiện;
 - + đối với cầu thông thường thì hệ số giảm thay đổi từ 2,0 đến 5,0 tùy theo cấu kiện

4.4. VỀ CƠ SỞ CỦA CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN

4.4.1. Phương pháp luận của 22TCN-221-95

Về các định nghĩa cấp động đất và cách xét cấp động đất trong tính toán

- Cấp động đất của vùng lấy theo bản đồ phân vùng động đất Việt Nam từ cấp 6 đến cấp 9 theo thang MSK-64. (Phụ lục 1 và 2 của TCN)
- Cấp động đất của địa điểm xây dựng được lấy theo cấp động đất của vùng và phụ thuộc từng loại đất theo tính chất địa chấn (Bảng 1 của TCN)
- Cấp động đất tính toán của công trình được lấy theo cấp động đất của địa điểm xây dựng và phụ thuộc đặc trưng của công trình cụ thể. (Bảng 3 của TCN)
- Trong tính toán sẽ căn cứ vào cấp động đất tính toán của công trình để tra các hệ số A

Về đường cong phổ

Tiêu chuẩn ngành 22TCN-221-95 của Bộ GTVT được biên soạn dựa trên phương pháp của Liên Xô. Phương pháp động để xác định các lực động đất theo các đường cong phổ đã được đưa vào Tiêu chuẩn Liên-Xô từ năm 1962 và tiếp tục được phát triển thêm trong các năm tiếp theo.

Thực chất của phương pháp đường cong phổ (xem hình 2 của TCN) là: tùy theo chu kỳ vào dạng dao động riêng của công trình, mà đã được xác định theo sơ đồ tính toán động học của nó, nhờ đường cong phổ chúng ta sẽ tính ra được các tải trọng động đất đối với từng dạng dao động riêng riêng biệt.(các thành phần pháp tuyến của dao động do động đất). Theo các lực này, coi như là những tải trọng tĩnh, chúng ta sẽ tính toán các ứng lực động đất theo từng dạng dao động riêng riêng biệt. Tiếp theo, sẽ tính giá trị tính toán của các ứng lực động đất, được gây ra bởi sự kết hợp của các thành phần pháp tuyến được xét của dao động.

Về quy định trạng thái giới hạn và các tổ hợp tải trọng

- TCN quy định tính toán có xét tải trọng động đất là tính toán theo TTGH thứ nhất và tổ hợp tải trọng là tổ hợp đặc biệt
- Khi tính toán về độ bền và ổn định thì phải xét thêm hệ số điều kiện làm việc theo Bảng 5 của TCN (m_{dd} lấy trong phạm vi từ 1,0 đến 1,4 tùy theo loại kết cấu)
- Tải trọng động đất phải xét đồng thời với tĩnh tải và các tác động tĩnh, lực ma sát của gối di động và hoạt tải. Phải xét cả trường hợp có xe hoặc không có xe đi lại trên cầu. Riêng các cầu trên đường cấp 4,5,6 thì không xét trường hợp động đất mà có xe trên cầu.

- Tải trọng động đất không được xét đồng thời với xe X60, XB80 lực hãm xe, lực lắc ngang do hoạt tải.
- Hệ số tổ hợp tải trọng lấy như sau:
 - + nếu xét cùng với tĩnh tải, lấy $n_c = 1$
 - + nếu xét cùng với hoạt tải, lấy $n_c = 0,8$
 - + Tải trọng do hoạt tải xe lấy với $n_c = 0,30$
- Tải trọng động đất theo hướng ngang cầu và hướng dọc cầu được tính riêng biệt.

Về quy định tính toán cho mô chịu áp lực đất khi động đất hầu như không có

4.4.2. Phương pháp luận của AASHTO-LRFD-1998

- Áp dụng phương pháp phân tích phổ đơn dạng cho các cầu thông thường
- Áp dụng phương pháp phân tích phổ đa dạng cho các cầu đặc biệt
- Khuyến khích áp dụng phân tích phi tuyến khi cần thiết.

Về định nghĩa các cấp động đất và cách xét cấp động đất trong tính toán

- Động đất có xác suất xảy ra ứng với chu kỳ 475 năm được gọi là động đất thiết kế (the design earthquake)
- Động đất có xác suất xảy ra ứng với chu kỳ 2500 năm được gọi là động đất cực đại tiềm ẩn (the maximum probable earthquake)
- Không dùng bản đồ phân vùng động đất theo thang đo MSK
- Dùng bản đồ thể hiện đường đồng mức của hệ số gia tốc động đất trên toàn lãnh thổ để có thể nội suy giá trị cần thiết tại địa điểm xây dựng đã chọn.
- Mỗi cầu đều được gán với 1 trong 4 vùng động đất, tùy theo giá trị của hệ số gia tốc.

Hệ số gia tốc	Vùng động đất
$A \leq 0,09$	1
$0,09 < A \leq 0,19$	2
$0,19 < A \leq 0,29$	3
$0,29 < A$	4

- Quy định về các vùng động đất như trên là để phản ánh sự thay đổi nguy cơ xảy ra động đất giữa các vùng khác nhau từ đó sẽ suy ra các yêu cầu khác nhau về phương pháp phân tích, về chiều dài tựa tối thiểu, về chi tiết thiết kế cột, phương pháp thiết kế móng và mối

Về đường cong phổ

Tiêu chuẩn AASHTO được biên soạn dựa trên phân tích phổ ứng xử đàn hồi. Các mômen ứng xử ở các vị trí chốt dẽo tiềm tàng sẽ được chia cho hệ số biến đổi ứng xử R để suy ra các trị số mômen thiết kế. Phần còn lại của kết cấu sẽ được thiết kế với các lực ứng xử đàn hồi thấp hơn hoặc các mômen chốt dẽo thấp hơn và tải trọng do trọng lực thấp hơn có xét đến khả năng chịu quá cường độ của các chốt dẽo.

Về quy định trạng thái giới hạn và các tổ hợp tải trọng

- Xét trạng thái giới hạn tối hậu
- Có quy định về tổ hợp các lực động đất trực giao:
 - + TRƯỜNG HỢP 1: xét 100% giá trị tuyệt đối của lực động đất hướng dọc cùng với 30% giá trị tuyệt đối của lực động đất hướng ngang
 - + TRƯỜNG HỢP 2: xét 100% giá trị tuyệt đối của lực động đất hướng ngang cùng với 30% giá trị tuyệt đối của lực động đất hướng dọc
- Nhóm tải trọng được xét bao gồm

$$\text{tải trọng nhóm} = D+B+SF+E+EQM$$

(D = tĩnh tải, B = lực đẩy nổi, SF = áp lực dòng chảy, E = áp lực đất

EQM = lực động đất đàn hồi, hoặc theo trường hợp 1 hoặc theo trường hợp 2, có xét hệ số biến đổi ứng xử R)

Về cách xét đặc điểm kết cấu và liên kết trong tính toán

A/- Hệ số ứng xử động đất đàn hồi C_{sm} (là hàm số của 3 biến số T_m , A , S)

$$C_{sm} = f(T_m, A, S) \quad (4-1)$$

T_m = chu kỳ dao động của dạng dao động thứ m

A = hệ số gia tốc

S = hệ số địa điểm

B/- Hệ số biến đổi ứng xử R.

- Hệ số R dùng để nhận được các lực thiết kế cho mỗi cấu kiện khi dùng kết quả phân tích động đất đàn hồi. Hệ số R được phát triển với giả thiết rằng các cấu kiện sẽ có chốt dẻo khi chịu các tải trọng do dao động của nền đất và rằng mối nối cũng như móng được thiết kế sao cho sau trận động đất chỉ bị hỏng nhẹ hoặc không hỏng.

Về cách xét đặc điểm của vị trí xây dựng

- AASHTO đưa ra định nghĩa về 4 loại đất nền (I, II, III, IV) và trị số hệ số địa điểm S tương ứng:

Hệ số địa điểm	Loại đất nền			
	I	II	III	IV
S	1,0	1,2	1,5	2,0

4.5. VỀ CÁC QUY ĐỊNH CẤU TẠO NHẪM TĂNG KHẢ NĂNG CHỊU ĐỘNG ĐẤT CHO CẦU

4.5.1. Theo tiêu chuẩn ngành 22TCN-221-95

- Có các quy định chung về bố trí chung cầu và các chi tiết cấu tạo nhằm tăng tính kháng chấn của cầu
- Không quy định về chiều dài tựa của dầm lên đỉnh mố trụ

4.5.2. Theo tiêu chuẩn AASHTO-LRFD-1998 của Hoa-kỳ

- Có các quy định chung về bố trí chung cầu và các chi tiết cấu tạo nhằm tăng tính kháng chấn của cầu
- Có quy định về chiều dài tựa của dầm lên đỉnh mố trụ
- Có quy định về thiết kế cách ly kháng chấn

4.6. VỀ CÁC BƯỚC TÍNH TOÁN ĐỂ XÁC ĐỊNH CÁC TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT VÀ NỘI LỰC DO ĐỘNG ĐẤT

4.6.1. Khi tính toán theo tiêu chuẩn ngành 22TCN-221-95

Sau đây mô tả trình tự xác định các tải trọng động đất và ứng lực động đất cho một sơ đồ tính toán. Giả thiết rằng cần xác định các tải trọng động đất nằm ngang và các nội lực tương ứng theo hướng của một trong các trục chính của công trình.

Giả sử chúng ta đã xác định xong cấp động đất tính toán của công trình. Tính toán tiếp theo sẽ bao gồm các bước theo trình tự sau đây:

1/- Xác định sơ đồ tính toán động học của công trình.

Đây là một trong những việc quan trọng nhất ảnh hưởng đến độ tin cậy và độ chính xác của kết quả tính toán.

2/- Tính các khối lượng tập trung của sơ đồ tính toán.

Các khối lượng tập trung Q_k được tính tùy theo thể tích thật của các bộ phận kết cấu công trình.

Áp lực thủy tĩnh tác dụng vào đáy móng trụ mố không thể hiện trong khối lượng và lực quán tính. Vì vậy trọng lượng bản thân phần dưới nước của công trình sẽ được tính mà không xét đến tác dụng đẩy nổi của nước.

Khi tính toán có xét hoạt tải thì cần căn cứ vào sơ đồ đặt hoạt tải sao cho bất lợi nhất về tổng tải trọng lên công trình. Khi tính các khối lượng tập trung do hoạt tải đều lấy trị số tải trọng tính toán của chúng (không xét hệ số xung kích) và có xét hệ số bổ sung 0,7. Hoạt tải thẳng đứng trên vỉa hè có liên quan lỏng lẻo với công trình nên không thể ảnh hưởng gây ra lực quán tính lớn; khi xác định các khối lượng tập trung của sơ đồ tính toán thì hoạt tải người sẽ không được xét đến.

3/- Xác định các chuyển vị đơn vị δ_{kv} ở các điểm đặt khối lượng tập trung.

Các chuyển vị đơn vị này được tính toán theo các nguyên tắc chung về phân tích kết cấu, có xét đến độ cứng thực tế của các bộ phận kết cấu. Nên chú ý là các cấu kiện chịu lực, mà không được xét đến trong tính toán về độ bền vẫn sẽ làm tăng đáng kể độ cứng của công trình và sẽ làm tăng luôn cả các lực động đất. Ví dụ, độ cứng nằm ngang của cầu ô-tô theo hướng ngang cầu, ngoài sự phụ thuộc vào các giằng liên kết nằm ngang còn phụ thuộc nhiều vào phần xe chạy. Việc bỏ qua sự làm việc của các bộ phận này sẽ cho kết quả không thiên về an toàn. Điều này cần xét đến khi tính toán các chuyển vị đơn vị trong các trường hợp cần thiết nên xét đến độ đàn hồi của nền móng nữa.

4/- Xác định số lượng dạng dao động riêng cần xét đến trong tính toán

Theo lý thuyết đã biết rằng trong số n dao động động đất thành phần pháp tuyến của hệ có n bậc tự do thì vai trò chính là dạng dao động thứ nhất và vài dạng tiếp theo mà thôi.

Độ cứng của toàn hệ thống mà càng lớn thì sơ đồ càng gần giống với hệ thống có 1 bậc tự do, và vai trò của các dạng dao động bậc cao càng giảm nhỏ. Để xác định số lượng thành phần cần xét trong tính toán, có thể gần đúng tính ngay chu kỳ dao động riêng cơ bản T_1 . Nếu $T_1 > 0,5$ sec thì nên xét 3 dạng dao động riêng đầu tiên ($i = 1, 2, 3$). Chỉ đối với những công trình rất mềm, dễ uốn (như cầu treo hay cầu nhịp rất dài) theo điều kiện đảm bảo độ chính xác yêu cầu cần xét nhiều hơn các dạng dao động riêng (đến 5). Đối với công trình có chu kỳ cơ bản $T_1 < 0,5$ sec (nếu chỉ khối lượng và độ cứng của chúng đột ngột không tăng đối với nền) thì Tiêu chuẩn cho phép chỉ cần xét dạng dao động riêng đầu tiên.

5/- Xác định các chu kỳ riêng và dạng dao động riêng

Đây là công việc phức tạp và khó khăn nhất. Phải dùng các công cụ chương trình máy tính để phân tích kết cấu.

6/- Xác định các tải trọng động đất của các dao động thành phần pháp tuyến

Các tải trọng động đất tập trung, sinh ra bởi trọng lượng Q_k đặt tại điểm k , tương ứng với dạng dao động riêng thứ i (dao động động đất thành phần thứ i) được xác định theo công thức (4-2);

$$S_{ik} = K_1 \cdot K_2 \cdot S_{oik} \quad (4-2)$$

K_1 = hệ số, xét đến sự hư hỏng cho phép của công trình, lấy theo Bảng 2 của TCN

K_2 = hệ số, xét đến giải pháp kết cấu, lấy bằng 1 đối với cầu

S_{oik} = giá trị của tải trọng động đất ứng với dạng dao động riêng thứ i của công trình, xác định với giả thiết kết cấu biến dạng đàn hồi theo công thức

$$S_{oik} = Q_k A \beta_i K_\psi \eta_{ik} \quad (4-3)$$

Q_k = trọng lượng phần công trình được tính quy đổi về điểm k , trong đó xét đến mọi tải trọng tính toán tác dụng lên kết cấu.

A = hệ số, lấy như sau;

Cấp động đất tính toán	7	8	9
Hệ số A	0,1	0,2	0,4

η_{ik} = hệ số, phụ thuộc vào kiểu biến dạng của công trình khi chịu dao động riêng dạng thứ i và phụ thuộc vào vị trí đặt tải trọng

β_i = hệ số động lực phụ thuộc vào chu kỳ riêng T_i của dao động riêng thứ i đang được xét.

Đường cong phổ của hệ số động được lấy trong Tiêu chuẩn được vẽ trên hình 2 của TCN. Giá trị của β_i bị hạn chế trong điều kiện $\beta_i \leq 3$ và $\beta_i \geq 0,8$.

Kết hợp lại thì công thức là

$$S_{ik} = K_1 A Q_k \beta_i K_\psi \eta_{ik} \quad (4-4)$$

Tích số của $K_1 A$ lấy bằng 0,025; 0,05; và 0,10 tương ứng với cấp động đất là 7; 8 và 9.

7/- Xác định các nội lực động đất theo các tải trọng động đất.

Các tải trọng động đất S_{ik} (với $k = 1, 2, \dots, n$) tương ứng với mỗi thành phần thứ i (được xét trong tính toán) được coi như một tải trọng tĩnh riêng biệt. Từ các tải trọng này, bằng cách thông thường sẽ xác định các nội lực động đất tại các mặt cắt tính toán của công trình.. Như vậy, tại mỗi mặt cắt tính toán sẽ có r nội lực động đất N_i , tương ứng với các dạng dao động riêng khác nhau. Trong đó, r = số lượng các thành phần pháp tuyến (số dao động riêng) được xét trong tính toán. Thường lấy $r = 3$.

8/- Xác định các nội lực động đất tính toán.

Theo TCN, các nội lực động đất tính toán tại mặt cắt bất kỳ được tính toán theo công thức:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}$$

Trong đó:

N_i - nội lực tại mặt cắt đang xét do tải trọng động đất ứng với dạng dao động riêng thứ i

Các phần công-xon nhô ra thẳng đứng hoặc nằm ngang của công trình, có mặt cắt và khối lượng tương đối nhỏ so với của toàn công trình , có thể phải chịu các tác động động đất tăng cao hơn. Vì vậy TCN đề nghị tính toán tải trọng động đất với hệ số bằng $\beta_{\eta} = 5$.

4.6.2. Khi tính toán theo tiêu chuẩn AASHTO-LRFD-1998

- Tải trọng động đất bằng tích của hệ số ứng xử động đất C_{sm} với trọng lượng tương đương của kết cấu bên trên, sau đó xét đến hệ số địa điểm và hệ số biến đổi ứng xử

$$EQ = C_{sm}.W.S / R \quad (4-5)$$

- Sơ đồ ở cuối tài liệu này sẽ trình bày tóm tắt các bước tính toán theo AASHTO-LRFD

4.7. VỀ CÁC SỐ LIỆU ĐẦU VÀO CẦN THIẾT CHO TÍNH TOÁN

4.7.1. Khi tính toán theo 22TCN-221-95

Các kích thước cơ bản của công trình và sơ đồ kết cấu

- Bản đồ phân vùng động đất của Việt Nam theo thang MSK-64 (chỉ rõ các vùng động đất cấp 6,7,8,9)

4.7.2. Khi tính toán theo AASHTO-LRFD-1998

Các kích thước cơ bản của công trình và sơ đồ kết cấu

Bản đồ thể hiện các đường đồng mức của hệ số gia tốc động đất trên các vùng lãnh thổ.

4.8. NHỮNG ĐỀ NGHỊ CỤ THỂ KHI BIÊN SOẠN TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ CẦU 22TCN 272-01

Trên cơ sở so sánh các phương pháp thiết kế động đất của 22TCN-221-95 của Bộ GTVT Việt Nam cũng như các quy định của Quy chuẩn Xây dựng Việt Nam với phương pháp của AASHTO LRFD, trong khi biên soạn Tiêu chuẩn thiết kế cầu năm 2000 của Việt Nam đã đưa ra những nhận xét và đề nghị sau:

- Phương pháp thiết kế động đất của 22TCN-221-95 là dựa trên Tiêu chuẩn của Liên Xô cũ mà nội dung cơ bản là phương pháp lực giả tĩnh tương đương, có sử dụng bản đồ phân vùng động đất do Viện Vật lý địa cầu biên soạn trước đây với mức độ chính xác không cao do dùng các công cụ tính toán chưa hoàn hảo như bây giờ. Các bản đồ phân vùng động đất được in trong Quy chuẩn xây dựng Việt Nam cũng chưa phản ánh các kết quả nghiên cứu mới nhất
- Bản đồ này không phản ánh trực tiếp được bản chất những tham số vật lý của động đất như hệ số gia tốc mà chỉ đặt tên quy ước cho các vùng động đất. Các vùng lãnh thổ mà có cấp động đất chênh nhau 1 cấp thì đã chênh nhau 10 lần về cường độ động đất. Hơn nữa không thể nội suy tuyến tính cho những địa điểm xây dựng thuộc lân cận đường phân giới giữa 2 vùng cấp động đất khác nhau.
- Bản đồ phân vùng động đất cũ không tính theo xác suất của sự kiện động đất thiết kế mà chỉ tính theo trận động đất cực đại, như vậy không thể hiện rõ được mức độ an toàn trong thiết kế ứng với tuổi thọ thiết kế của cầu đã chọn, ví dụ 100 năm.
- Bản Dự thảo mới đây của Tiêu chuẩn thiết kế động đất của Viện khoa học xây dựng thuộc Bộ Xây dựng đã được biên soạn dựa trên Tiêu chuẩn của Trung Quốc và cũng dùng kiểu bản đồ phân vùng động đất như trên nhưng có độ chính xác cao hơn vì đã được Viện Vật lý địa cầu hiệu chỉnh năm 1998. Tuy nhiên vẫn không thể hiện được các đường đồng mức của hệ số gia tốc động đất trên toàn lãnh thổ Việt Nam. Mặt khác nếu theo Tiêu chuẩn Trung-Quốc thì không phù hợp với việc xây dựng các công trình giao thông có tính liên quốc gia trong khối ASEAN, cũng như không phù hợp với bản Đề cương tham chiếu của Dự án này.
- Bản đồ của AASHTO thể hiện các đường đồng mức của hệ số gia tốc động đất A của các vùng lãnh thổ Hoa kỳ nên tất nhiên không phù hợp điều kiện Việt Nam. Tuy nhiên, cần giữ lại các nguyên lý cơ bản của AASHTO về thiết kế động đất dựa trên logic khoa học của

nó. Cần phải có kinh phí để đề nghị Viện Vật lý địa cầu giúp chuẩn bị một bản đồ như thế với tỷ lệ 1/2 000 000 của Việt Nam, đây là việc hết sức quan trọng và cần thiết.

- Dự thảo đề nghị giữ nguyên các nội dung của phương pháp luận thiết kế động đất của nguyên bản AASHTO. Trước mắt trong khi chưa có lập bản đồ đồng mức hệ số gia tốc động đất thì tạm dùng cách suy diễn từ bản đồ phân vùng động đất theo cấp động đất đã có hiện nay để có được trị số hệ số gia tốc động đất trong vùng. Xin lưu ý rằng các trị số của A trong Bảng này là khá bảo thủ. Khi một bản đồ chi tiết và chính xác hơn được Viện Vật lý địa cầu Việt Nam hoàn thành thì các trị số của A sẽ có thể là nhỏ hơn.

- Đối với các cầu có nhịp dài quá 150 m và có kết cấu đặc biệt trong vùng động đất cấp 7 trở lên (theo thang MSK-64) thì phải tham khảo ý kiến của Viện Vật lý địa cầu về các số liệu đầu vào.

So sánh cấp động đất MSK-64 với hệ số gia tốc A

(theo AASHTO 1998)

MSK-64 (so sánh sơ bộ)	Hệ số gia tốc A
Class ≤ 6.5	$A \leq 0.09$
$6.5 < \text{Class} \leq 7.5$	$0.09 < A \leq 0.19$
$7.5 < \text{Class} \leq 8.0$	$0.19 < A \leq 0.29$
Class > 8	$0.29 < A$

Các giá trị hệ số khác và phương pháp tính toán lấy như AASHTO LRFD –1998.

Chương 5

MỘT VÀI KIẾN NGHỊ VỀ PHÒNG CHỐNG ĐỘNG ĐẤT CHO CÔNG TRÌNH CẦU

5.1. NGUYÊN TẮC CHUNG

Do khả năng xảy ra động đất là khó dự đoán vì vậy khi thiết kế các công trình ở các vùng động đất phải tuân theo các nguyên tắc sau đây:

5.1.1. Tính cân đối

Các công trình phải bố trí đối xứng để tránh việc này gây nên sự xoắn đối với công trình. Cố gắng bố trí sao cho khối lượng phân bố đều chiều cao công trình.

5.1.2. Giải pháp cấu tạo

Sử dụng kết cấu vật liệu và các giải pháp cấu tạo sao cho lực động đất là nhỏ nhất.

5.1.3. Tính bền vững

Cấu kiện của kết cấu chịu lực phải đủ bền vững đủ đáp ứng được cấp động đất thiết kế và độ bền vững của chúng trong các bộ phận phải tương xứng với nhau.

5.1.4. Biến dạng dẻo

Khi thiết kế các kết cấu thép và bê tông cốt thép phải dự kiến trước các biện pháp nhằm đảm bảo cho biến dạng dẻo được phát triển trong các nút và các cấu kiện của kết cấu, biến dạng này nâng cao sức bền của kết cấu một cách đáng kể khi có tải trọng ngắn hạn tác dụng. Đồng thời phải đảm bảo sự ổn định chung của công trình.

5.1.5. Liên tục hoá kết cấu lắp ghép

Các kết cấu lắp ghép phải được liên kết thành toàn khối cường độ các mối nối và các nút liên kết phải thoả mãn các yêu cầu về tính toán. Khi thiết kế kết cấu bê tông cốt thép lắp ghép phải:

Tránh sự tập trung ứng suất trong các cấu kiện, đặc biệt tại mối nối, dầm ngang, gối...
Tránh các liên kết giòn, ưu tiên dùng các liên kết có khả năng phát triển biến dạng dẻo.

5.1.6. Tăng cường khả năng kháng chấn

Phải đảm bảo khả năng chống động đất cho các công trình bằng cách:

Xây công trình ở những khu vực thuận lợi về mặt chống động đất.

Quyết định các kích thước và chọn sơ đồ mặt bằng và vật liệu dùng trong công trình sao cho phù hợp yêu cầu chống động đất.

Tính toán đầy đủ các kết cấu chịu tác dụng lực động đất theo tiêu chuẩn quy phạm hiện hành.

Trong các điều kiện có thể nên tính toán kháng chấn cho công trình theo các phương pháp tiên tiến.

5.1.7. Giải pháp kết cấu

Các kết cấu chịu lực động đất của công trình có thể giải quyết theo cách sau:

Sơ đồ cấu tạo cứng gồm những cấu kiện phẳng làm việc chủ yếu là chịu cắt. Dưới tác dụng tải trọng động đất có biến dạng rất nhỏ.

Sơ đồ cấu tạo mềm gồm những cấu kiện phẳng làm việc chủ yếu là chịu uốn. Dưới tác dụng tải trọng động đất có biến dạng lớn.

Khi lựa chọn sơ đồ kết cấu cần chú ý rằng sơ đồ mềm làm giảm tải trọng động đất tác dụng lên công trình còn sơ đồ cứng sẽ có dao động sẽ chống tắt.

5.1.8. Lựa chọn vị trí

Cần lựa chọn vị trí xây dựng công trình ở những khu vực ít nhạy cảm về động đất và lưu ý rằng:

Các lớp đá không bị phân hoá cũng như các lớp đất có đá vụn cỡ lớn được nén chặt và ít ẩm là tiện lợi cho việc chống động đất.

Các loại nền đất không thuận lợi cho việc chống động đất là các loại nền đất sỏi sạn, nền đất cát và đất sét có độ rỗng lớn và độ rỗng bé xen đất sét bão hoà nước, những khu vực có địa hình bị chia cắt mạnh (bờ có vách đứng, khe suối, vực sâu ...). Các lớp đá bị phong hoá và bị phá hoại nhiều vì các quá trình địa vật lý, các đường đứt gãy kiến tạo phân bố gần nhau.

5.1.9. Xác định gia tốc động đất tính toán

Khi xây dựng công trình trong các vùng động đất, nhất là trong các vùng có tần suất chấn động cao cần phải xem xét kỹ độ nguy hiểm động đất ở địa điểm xây dựng, quyết định cấp động đất thiết kế và chọn các giải pháp kháng chấn hợp lý theo các hướng dẫn. Quy trình đó thực hiện theo các bước sau:

Lực động đất tại các vùng xây dựng được lấy theo thang độ mạnh quốc tế M.S.K và dựa theo bản đồ phân vùng địa chấn của Viện vật lý địa cầu.

Hiệu chỉnh lại cấp động đất ở địa điểm xây dựng bằng cách xem xét kết quả khảo sát phân vùng nhỏ về mặt động đất ở địa điểm xây dựng, đánh giá ảnh hưởng của nền đất đến cấp động đất, đánh giá các hiệu ứng khác mà động đất có thể gây ra như trượt lở, nứt đất, xác định các thông số của dao động nền đất như gia tốc cực đại, vận tốc cực đại ... Đối với những trường hợp nghi vấn hay công trình quan trọng cần xin ý kiến quyết định của các nhà chuyên môn.

Trong các điều kiện có thể nên xác định các thông số của dao động nền đất như gia tốc cực đại, vận tốc cực đại ... và dùng các số liệu đó để tính toán.

Xác định tần suất chấn động các cấp từ cấp 6 trở lên ở địa điểm xây dựng. Dựa vào tính chất, tuổi thọ của công trình và độ rủi ro có thể chấp nhận mà quyết định tần suất chấn động cần tính tới, và do đó, cấp động đất (hay là gia tốc, vận tốc dao động nền đất ...) cần phải đưa vào tính toán thiết kế (cấp động đất thiết kế hợp lý).

Đối với các vùng dự toán có động đất cấp 7 trở lên, nếu được sự đồng ý của cơ quan xét duyệt thiết kế, có thể hiệu chỉnh độ mạnh bằng cách tăng hay giảm một cấp dựa trên các tài liệu khảo sát chung về địa chất công trình và địa chất thủy văn.

Đối với những vùng đất có cấu tạo địa chất nhạy cảm với động đất như trượt, đất lấp, vùng quặng nghèo, vùng có hầm mỏ... thì phải có biện pháp đảm bảo khả năng chịu tải trọng động đất của công trình bằng những giải pháp kết cấu, vật liệu, cấu tạo đặc biệt...

Ở các vùng có động đất cấp 9, mà các lớp đất xấu thì không nên xây công trình trên nền đất đá. Nếu phải xây dựng, thì cần phải có biện pháp chống chấn động đặc biệt cho công trình.

Tuỳ theo cấp động đất tính toán mà quy định các biện pháp nhằm đảm bảo khả năng chịu động đất của công trình.

5.2. GIẢI PHÁP VỊ TRÍ VÀ PHƯƠNG ÁN KẾT CẤU

5.2.1. Lựa chọn vị trí cầu

Công trình cầu trong vùng động đất nên bố trí ở những đoạn sông thẳng, bờ sông ổn định. Không nên chọn vị trí cầu ở trong phạm vi các vết đứt gãy địa tầng.

Không nên chọn vị trí cầu trong vùng sụt lở, bùn chảy, đá lở đoạn sông có bồi tích.

5.2.2. Lựa chọn sơ đồ cầu

5.2.2.1. Bố trí chung

Lựa chọn vị trí công trình thuận lợi cho kháng chấn. Đặc biệt lưu ý các điều kiện địa chấn, địa chất, địa hình....

Các công trình cầu phải bố trí đối xứng để tránh việc này gây nên sự xoắn đối với công trình. Cố gắng bố trí sao cho khối lượng phân bố đều chiều cao công trình

Công trình cầu trong vùng động đất nên lựa chọn loại hình kết cấu khung hay dầm (giản đơn hoặc liên tục).

Không sử dụng các kết cấu có dạng công xon hẫng lớn.

Không nên sử dụng kết cấu cầu vòm. Nếu sử dụng kết cấu cầu vòm thì móng phải đặt vào tầng đá gốc, móng trụ phải là dạng nặng, cố gắng ép chiều cao vòm, kết cấu phần trên sử dụng vật liệu nhẹ...

Đối với cầu lớn xây dựng trong vùng có động đất có tầng địa chất không thuận lợi cho kháng chấn thì không xây dựng cầu chéo hay cầu cong.

5.2.2.2. Kết cấu nhịp

Loại hình nhịp khuyến khích sử dụng:

Đối với cầu xây dựng trong vùng có động đất có tầng địa chất không thuận lợi cho kháng chấn thì nên lựa chọn loại hình nhịp:

Kết cấu dạng khung mặt cắt hộp hay chữ I, chữ T. v.v

Kết cấu nhịp dầm liên tục dạng mặt cắt hộp hay chữ I, chữ T. v.v

Kết cấu nhịp dầm giản đơn dạng mặt cắt hộp hay chữ I, chữ T.

Loại hình nhịp không khuyến khích sử dụng:

Đối với cầu xây dựng trong vùng có động đất có tầng địa chất không thuận lợi cho kháng chấn thì không nên lựa chọn loại hình nhịp:

Kết cấu nhịp vòm.

Kết cấu nhịp dạng dầm đeo (hay treo).

Kết cấu nhịp dạng công xon, dạng mút thừa.

Kết cấu nhịp dạng khung T dầm đeo (hay treo).

Kết cấu nhịp dạng khung T chốt.

Kết cấu vòm:

Khi sử dụng kết cấu cầu vòm phải cố gắng dùng mọi giải pháp để đảm bảo sự cân đối về phân bố trọng lượng với phần dưới:

Giảm trọng lượng bản thân kết cấu phần trên vòm, bằng cách sử dụng vật liệu nhẹ...

Cố gắng ép chiều cao vòm (giảm đường tên vòm)

5.2.2.3. Kết cấu phần dưới

Loại hình kết cấu khuyến khích sử dụng:

Đối với cầu xây dựng trong vùng có động đất có tầng địa chất không thuận lợi cho kháng chấn thì nên lựa chọn loại hình sau:

Kết cấu dạng khung.

Vật liệu sử dụng là bê tông cốt thép.

Loại hình móng sử dụng dạng: móng cọc, móng cọc đường kính lớn, móng nặng (giếng chìm, móng khối).

Tầng chịu lực của móng nên là đá, sỏi sạn, v.v

Loại hình kết cấu không khuyến khích sử dụng:

Đối với cầu xây dựng trong vùng có động đất có tầng địa chất không thuận lợi cho kháng chấn thì không nên lựa chọn loại hình sau:

Kết cấu dạng công xon, kết cấu dạng thanh chống.

Vật liệu bê tông vật liệu xây.

Loại hình móng sử dụng dạng: móng cọc loại nhỏ, móng có khắc bậc.

Tầng chịu lực không đặt trên nền sét có độ sệt lớn.

Kết cấu vòm:

Khi sử dụng kết cấu cầu vòm phải cố gắng dùng mọi giải pháp để đảm bảo sự cân đối về phân bố trọng lượng với phần dưới:

Tăng trọng lượng bản thân kết cấu phần dưới vòm cho tương xứng với kết cấu phần trên, bằng cách sử dụng vật liệu và kết cấu nặng v.v...

Cố gắng đặt móng vào nền đá và giảm chiều cao trụ.

5.3. MỘT SỐ Ý KIẾN VỀ LẬP MỚI TIÊU CHUẨN PHÂN TÍCH ĐỘNG ĐẤT TRONG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH CẦU

Cùng với việc hoàn thiện các tiêu chuẩn, qui trình và qui phạm phục vụ cho việc thiết kế, thi công và quản lý kỹ thuật thì việc đưa ra và hoàn thiện qui trình qui phạm thống nhất về phân tích động đất để làm cơ sở cho việc thiết kế kháng chấn cho công trình cầu là cực kỳ cần thiết.

Như đã biết động đất là hiện tượng tự nhiên rất phức tạp, việc thiết lập một phương pháp tính toán chống động đất cho công trình cầu một cách chính xác là một việc làm cho đến nay chưa giải quyết được. Hiện nay mỗi qui trình của các nước đều xuất phát và phù hợp với các điều kiện cụ thể về cấu tạo địa chất, về tiềm năng kinh tế kỹ thuật, về trình độ công nghệ của từng nước từ đó đề ra các yêu cầu riêng của mình. Nói chung tất cả các qui trình tính toán công trình chịu tải trọng động đất đều mang đặc thù của khu vực đó hay quốc gia đó.

Khi thiết lập qui trình kháng chấn cho công trình cầu cần lưu ý một số điểm sau:

5.3.1. Căn cứ để lập tiêu chuẩn kháng chấn

Khi lập qui trình thiết kế kháng chấn cần xuất phát và phải phù hợp với các điều kiện cụ thể về cấu tạo địa chất, về tiềm năng kinh tế kỹ thuật, về trình độ công nghệ của Việt Nam. Qui trình kháng chấn cần phải mang đặc thù của Việt Nam.

Như đã biết thì độ chính xác của đường cong phổ chuẩn sẽ có tính quyết định độ chính xác của các phương pháp, vậy cần phải có đường cong phổ chuẩn đặc trưng cho điều kiện Việt Nam.

Khi lập qui trình thiết kế kháng chấn cần phải phù hợp với cả hệ qui trình thiết kế, thi công, thí nghiệm vật liệu..

Khi lập qui trình thiết kế kháng chấn nên có tư tưởng hội nhập với khu vực và thế giới.

Khi lập qui trình thiết kế kháng chấn nên xem xét ứng dụng một số ưu điểm của tiêu chuẩn AASHTO so với tiêu chuẩn Việt Nam.

5.3.2. Mục tiêu phân tích và thiết kế

Mục đích thiết kế cầu được phân loại rõ ràng:

Thiệt hại về người do động đất là tối thiểu, cầu có thể bị hỏng do động đất, nhưng xác suất sụp đổ là thấp.

Mục đích thiết kế cho các cầu khác nhau cần phải dựa trên chức năng của các cầu: Cầu cần thiết phải tồn tại sau động đất phải được giữ nguyên trạng sau động đất thiết kế. Kết cấu sẽ chịu đựng ở trạng thái làm việc đàn hồi đối mà không có hư hỏng đáng kể.

Khi xảy ra các trận động đất mạnh sẽ không gây sụp đổ toàn bộ hoặc từng phần của cầu. Tại một số bộ phận có thể có những hư hỏng sẽ dễ tiếp cận để thanh tra và sửa chữa.

5.3.3. Các yêu cầu phân tích và thiết kế

Quan niệm công trình làm việc trong miền đàn hồi khi chịu lực động đất là chưa hợp lý. Do một số yếu tố chưa được đề cập đến trong bài toán kháng chấn, nên việc thiết kế các công trình chỉ làm việc trong giai đoạn đàn hồi dưới tác dụng động đất là hoàn toàn không kinh tế và có thể xem là không thực tế, trừ một số các kết cấu gạch đá có độ cứng lớn như cầu vòm, mố đá xây. Tuy nhiên trong giai đoạn hiện nay, việc sử dụng phương pháp phân tích động lực đàn hồi và không đàn hồi như một công cụ để thiết kế tất cả các loại công trình kháng chấn lại không kinh tế ở một phương diện khác: đó là tính chất phức tạp của bài toán kháng chấn và thời gian sử dụng máy tính. Do trình độ công nghệ của các cơ quan tư vấn có khác nhau và để giảm bớt thời gian và công sức không cần thiết với mục tiêu đảm bảo sự an toàn cho công trình: Dựa trên độ phức tạp của kết cấu qui trình kháng chấn cần đưa ra các phương pháp phân tích tối thiểu cần phải có như không phân tích, phân tích phổ đơn dạng, phân tích theo lịch sử thời gian, phân tích đàn hồi, phân tích phi tuyến ... cụ thể như sau:

Phương pháp phân tích động lực đàn hồi, chỉ nên dùng cho việc thiết kế các công trình kháng chấn quan trọng và tương đối lớn, các công trình có sự phân bố khối lượng và độ cứng theo chiều cao thay đổi.

Phương pháp phân tích động lực không đàn hồi, phân tích theo lịch sử thời gian chỉ dùng cho các công trình rất quan trọng, rất lớn và có tiềm năng nguy hiểm lớn (như cầu dây văng loại lớn, cầu có ý nghĩa đặc biệt quan trọng, lò ứng xử hạt nhân), để đảm bảo độ an toàn cao khi có động đất mạnh xảy ra.

Đối với các công trình chịu dao động xoắn do tiết diện ngang không đủ cứng hoặc các loại dao động phức tạp khác, cần xây dựng các mô hình tính toán hợp lý hơn.

Đối với các loại công trình có kích thước trung bình, phương pháp tải trọng ngang thay thế được quy định trong các tiêu chuẩn kháng chấn hiện hành vẫn là công cụ tính toán đơn giản, được tiếp tục sử dụng một cách có hiệu quả. Tuy nhiên, để đảm bảo cho loại công trình này chịu được các trận động đất mạnh và làm việc trong miền không đàn hồi, ngoài việc tính toán cần gắn liền với qui định cấu tạo đặc biệt cho các kết cấu chịu lực.

Đối với các công trình bằng gỗ hoặc gạch đá cầu một nhịp, việc thiết kế kháng chấn sẽ không cần thiết. Để tăng độ an toàn, chỉ cần áp dụng một số qui định về cấu tạo.

5.3.4. Xác định hệ số gia tốc a

Như đã biết cấp động đất và chu kỳ động đất được xác định theo bản đồ phân vùng động đất lãnh thổ từ cấp 7 đến cấp 9 do Nhà nước ban hành. Hệ số gia tốc a ứng với cấp động đất

được lấy: 0.1, 0.2, 0.4 ứng với cấp độ đất tính toán là 7, 8, 9. Các hệ số gia tốc này biến đổi quá lớn khi thay đổi một cấp độ đất.

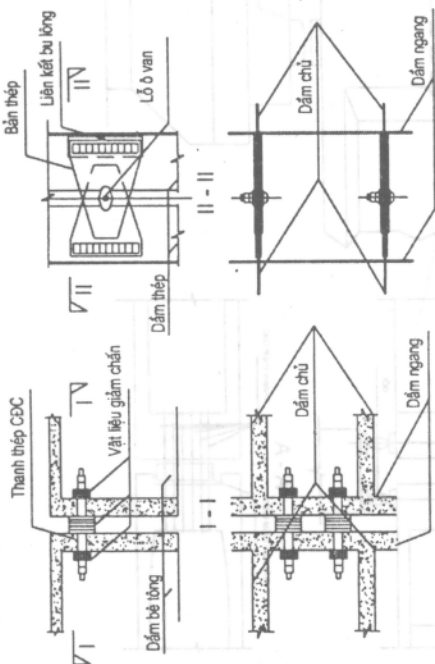
Để có thể có số liệu đầu vào chính xác và tiết kiệm cho việc phân tích tính toán động đất cho công trình, cần lập một bản đồ gia tốc toàn lãnh thổ dưới dạng đường đồng mức với các tần suất khác nhau, ở một số khu vực quan trọng cần phải lập biểu đồ gia tốc đặc trưng.

5.3.5. Vận dụng các phần mềm máy tính sẵn có

Trong tiêu chuẩn kháng chấn cần chỉ ra được các phần mềm cho phép áp dụng vào phân tích kháng chấn. Các phần mềm này cần dễ sử dụng và phù hợp với các mục đích phân tích khác. Có thể sử dụng các phần mềm kết cấu thông dụng đã sử dụng nhiều ở Việt Nam như: SAP2000, STAD3, LAZA2000, RM7, RM 2000 .. Nhưng do các phần mềm trên đây chưa phù hợp hoàn toàn cho việc tính toán kháng chấn vậy cần viết thêm các đoạn chương trình phụ trợ mang đặc thù riêng của việc phân tích động đất và có thể kết hợp với các chương trình đã nêu trên.

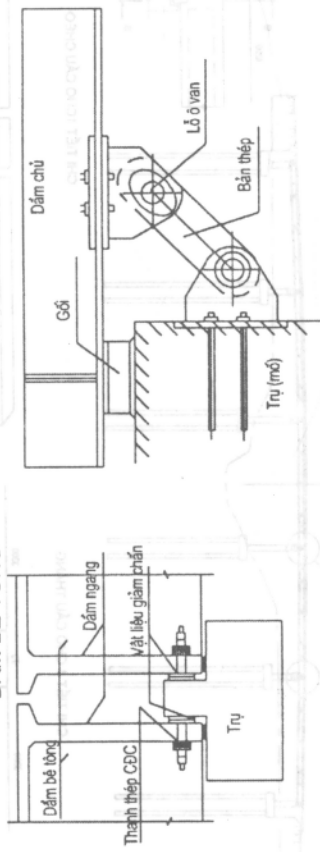
LIÊN KẾT GIỮA HAI DẦM DẦM THÉP

DẦM BÊ TÔNG

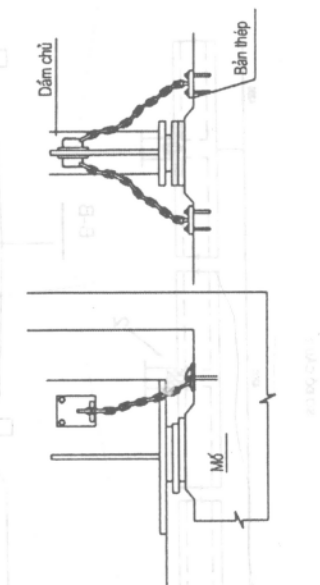


LIÊN KẾT GIỮA DẦM VỚI TRỤ

DẦM BÊ TÔNG

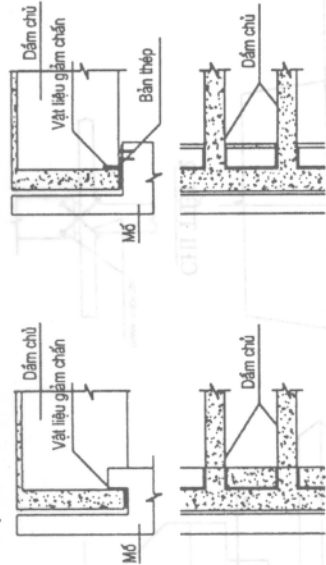


DẦM THÉP



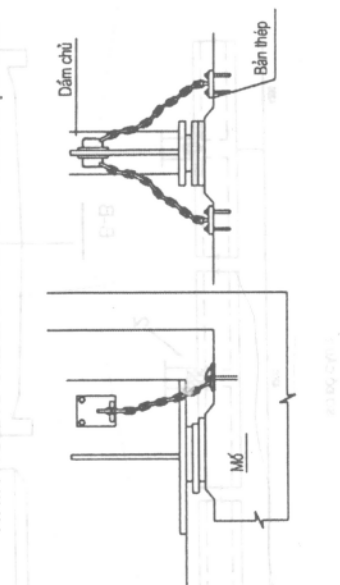
LIÊN KẾT GIỮA DẦM BÊ TÔNG VỚI MỐ

Ụ BÊ TÔNG

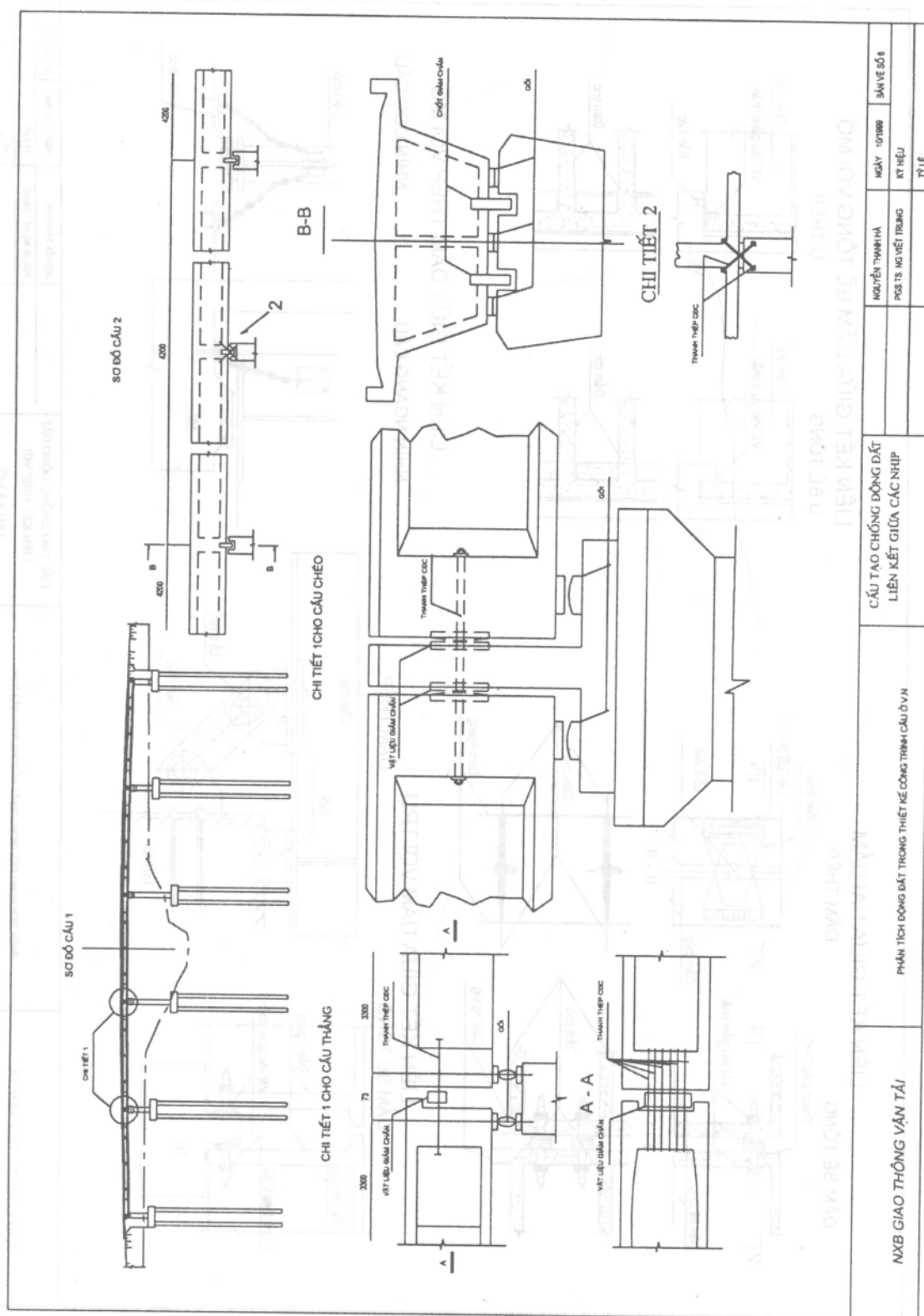


LIÊN KẾT GIỮA DẦM THÉP VỚI MỐ

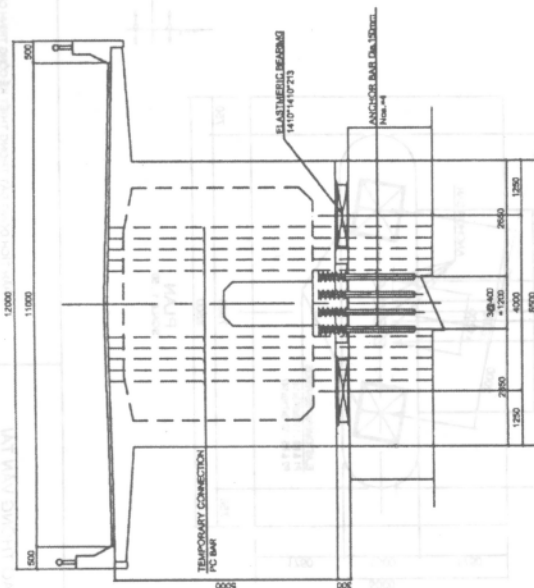
NHỊN NGANG CẦU



NXB GIAO THÔNG VẬN TẢI	PHẦN TÍCH ĐỘNG DẤT TRONG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH CẦU Ô V N	CẦU TẠO CHỐNG ĐỘNG DẤT LIÊN KẾT NHẬP VỚI TRỤ VÀ MỐ	NGUYỄN THANH HÀ	NGÀY 10/1998	BẢN VẼ SỐ 1
			PGS TS NG VẾT TRƯNG	KT HỮU	
			TỶ LỆ		

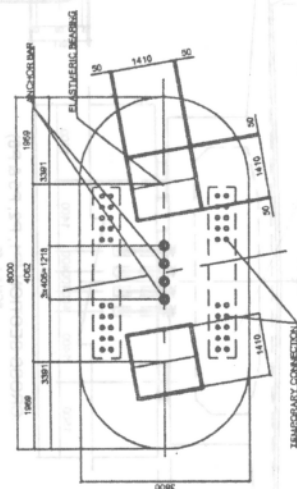


NXB GIAO THÔNG VẬN TẢI	PHẦN TÍCH ĐỘNG ĐẤT TRONG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH CẦU ĐỖ N		CẦU TẠO CHỐNG ĐỘNG ĐẤT LIÊN KẾT GIỮA CÁC NHẬP		NGUYỄN THANH HÀ		NGÀY 10/1999	SẢN VẼ SỐ 1
					PGS.TS NGUYỄN VĂN TRUNG		KY HIỆU	TỰ LÊ



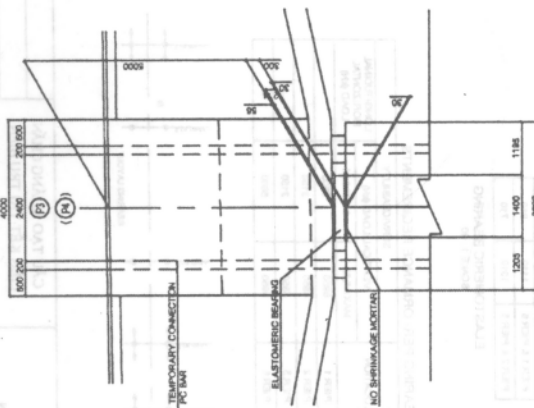
CROSS SECTION
PIER 3 & PIER 4

SCALE 1:50



PLAN

SCALE 1:50



PROFILE
PIER 3 & PIER 4

SCALE 1:50

LOCATION	SERVICEABILITY		LONGITUDINAL ANCHOR BAR LOAD (KN)
	VERTICAL LOAD (KN)	MOMENT (KN-M)	
PIER 3	13 750	13 200	1 400
PIER 4	13 750	13 200	1 400

BEARING PERFORMANCE REQUIREMENTS



MARKING DIAGRAM

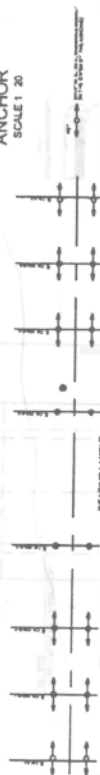
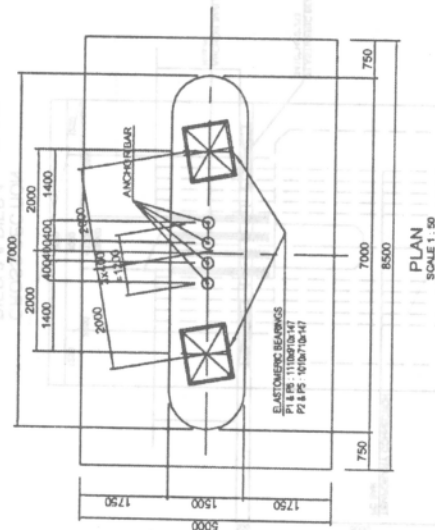
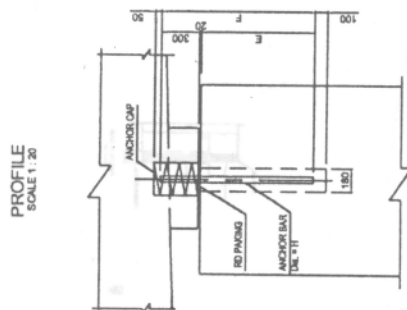
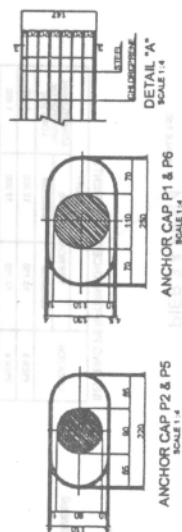
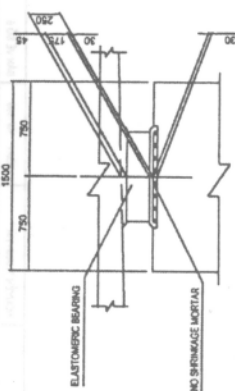
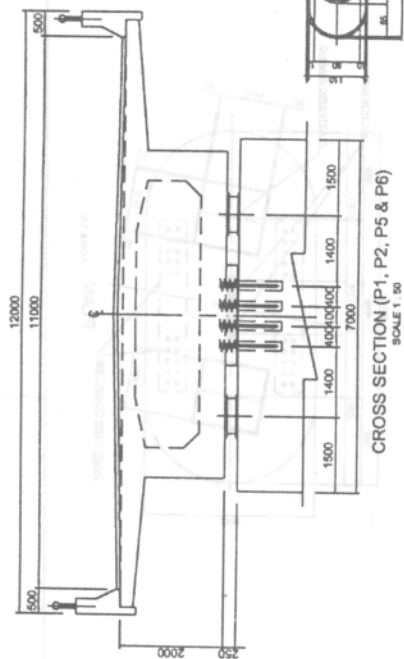
NXB GIAO THÔNG VẬN TẢI

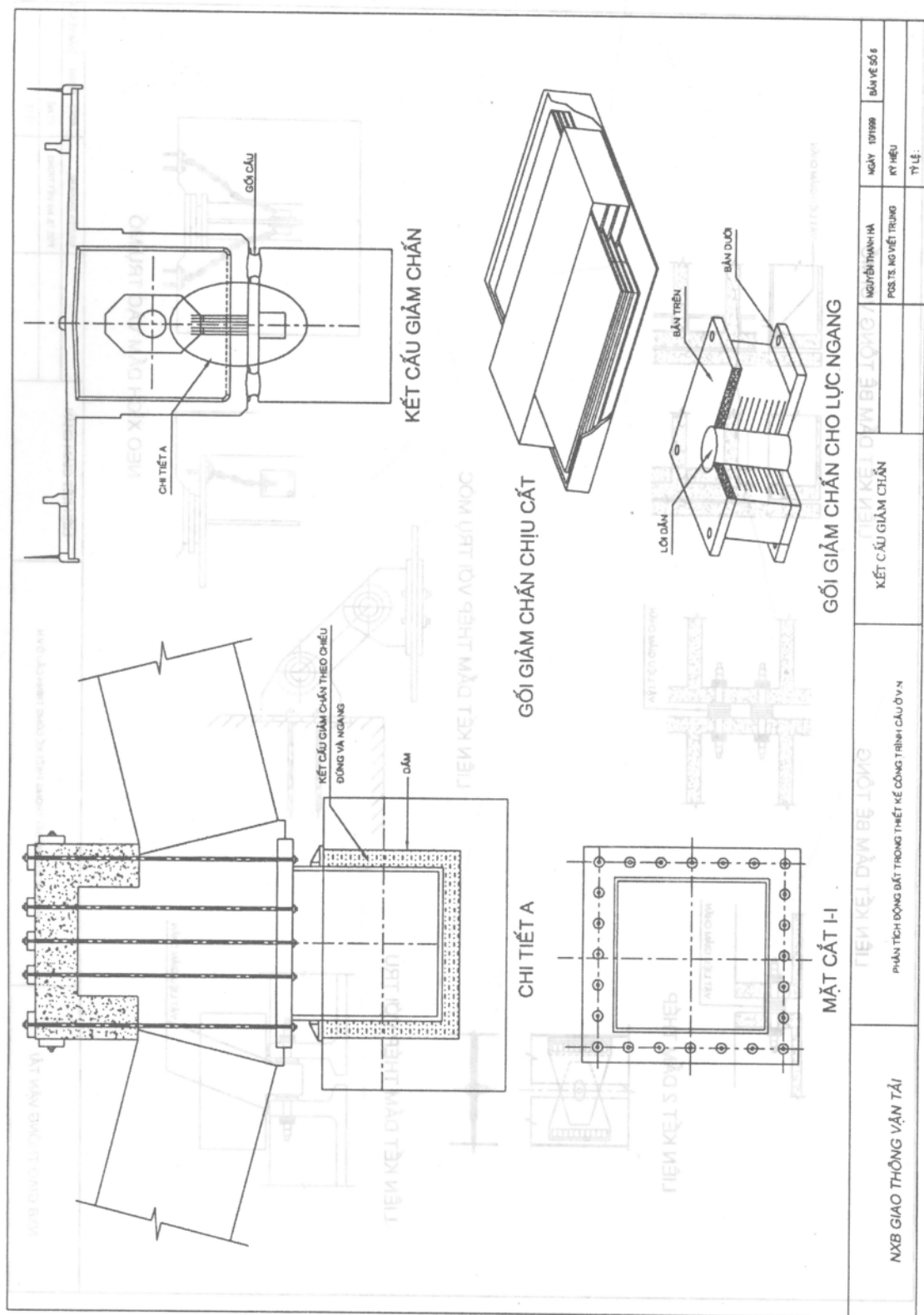
PHẦN TÍCH ĐỘNG DẤT TRONG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH CẦU DỪNG

CẦU TẠO CHỐNG ĐỒNG DẤT
LIÊN KẾT TẠI TRỤ
NHỊP LIÊN TỤC

NGUYỄN THANH HÀ
POS TS NGUYỄN TRUNG

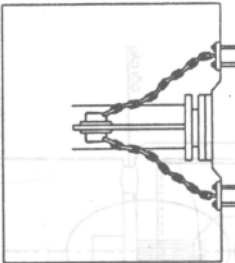
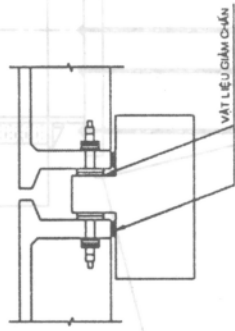
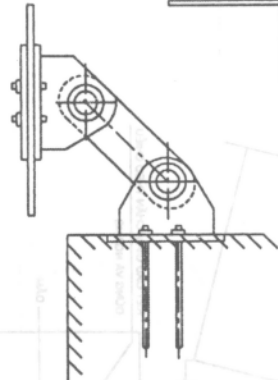
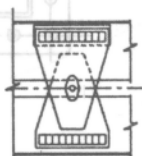
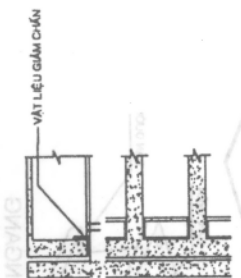
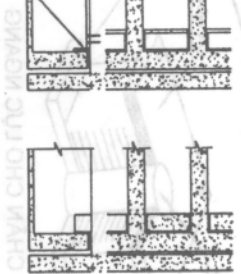
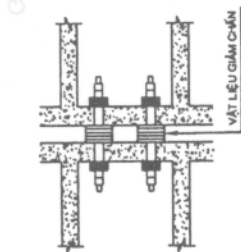
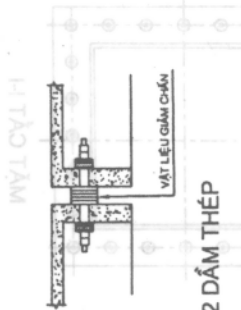
NGÀY 10/08/2018
KÝ HIỆU
TÊN





NXB GIAO THÔNG VẬN TẢI	PHẦN TÍCH ĐỘNG BẮT TRONG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH CẦU ĐƯỜNG		TÊN KẾT DẠY BÊ TÔNG		NGÀY: 19/10/99	BẢN VẼ SỐ 6
			KẾT CẤU GIÂM CHẮN		KY HIỆU: POS.TS NGUYỄN VĂN TRUNG	TỈ LỆ:

LIÊN KẾT DẦU BÊ TÔNG



BẢN TÍNH LỰC ĐỘNG ĐẤT CHO TRỤ ĐỒ NHỊP DẦM GIẢN ĐƠN CÓ CHIỀU DÀI NHỊP BIẾN ĐỔI QUI PHẠM AASHTO 1996

THÍ DỤ: 1

SỐ LIỆU BAN ĐẦU

Phân loại tầm quan trọng
mặt cắt đất

1
2

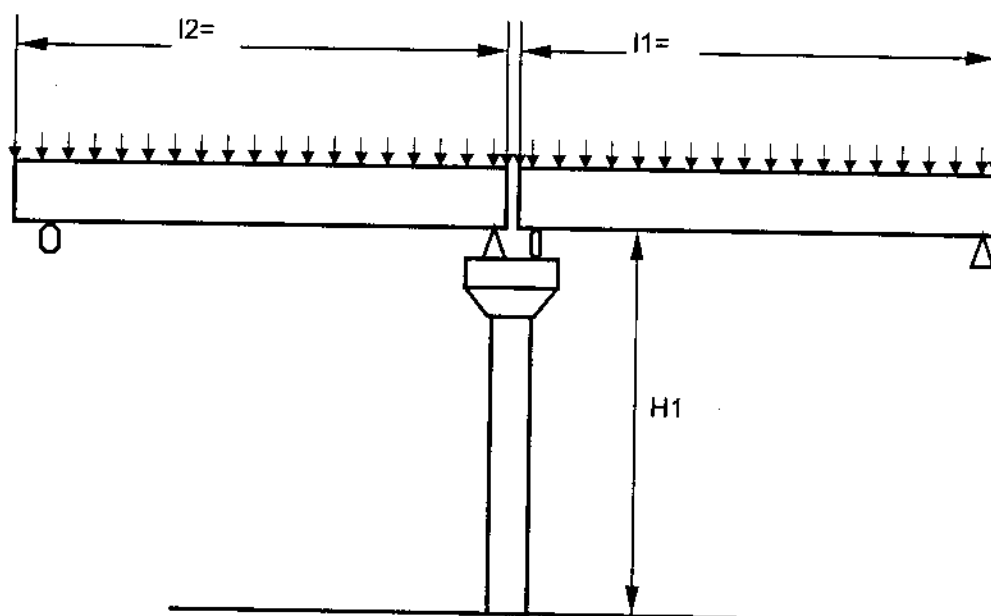
Loại động đất

2

Hệ số gia tốc
Gia tốc trọng trường
Môđun đàn hồi Bê tông trụ

đơn vị	A	0.2
m/s ²	g	9.81
T/m ²	E	3150000

SƠ ĐỒ TRỤ



Hệ số địa điểm (S)

loại mặt cắt đất	1	2	3
hệ số địa điểm S	1.0	1.2	1.5

loại mặt cắt đất=	2	vậy hệ số địa điểm	S=	1.2
-------------------	---	--------------------	----	-----

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			40		35	
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố đ	gối di đ	gối cố đ	gối di đ
Chiều dài nhịp	L	m	40	40	35	35
Tải trọng rải đều phần trên	W	T/m	22	22	19	19
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10

	ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
H.số sửa	cho mô men	RM	2	2	2	2
đối p/ứng	cho lực cắt	Rq	1.5	1	1.5	1
Mômen q.tính t.đối trụ m.c 1	11	m ⁴	1.372	25.2	1.372	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$K1=3 \cdot E \cdot I / H1^3 =$	T/m	12965	238140	12965	238140
	$\Sigma k =$	T/m	12965	238140	12965	238140

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$p_{01} =$	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	Lt	m	40	40	35	35
Độ cứng trụ	$\Sigma k =$	T/m	12965	238140	12965	238140
Chuyển vị trụ do lực động đất	$Vs = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.003085	0.000168	0.002699	0.000147

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$\alpha = \int V_s(x) dx = V_s \cdot L =$		0.123	0.007	0.094	0.005
	$\beta = \int W(x) \cdot V_s(x) dx = W \cdot V_s \cdot L =$		2.742	0.299	1.837	0.200
	$\gamma = \int W(x) \cdot V_s(x)^2 dx = W \cdot V_s^2 \cdot L =$		0.00846	0.00005	0.00496	0.00003

Chu kỳ dao động trụ

$T = 2 \cdot \pi \cdot \text{SQRT}(\gamma / (p_0 g \alpha)) =$	sec	0.525	0.173	0.460	0.152
--	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$Cs = 1.2 \cdot A \cdot S / (T^{2/3}) =$		0.442	0.926	0.484	1.013
So sánh Cs với 2.5A	$2.5 \cdot A =$		0.500	0.500	0.500	0.500
Lựa chọn Cs	Cs =		0.442	0.500	0.484	0.500

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
CD Tải Đ.Đ rải trên dầm	$q_e(x) = \beta C_s W(x) V_s(x) / \gamma$	T/M	9.83	11	9.40	9.72
Lực Đ.Đ t.đương tính	$V_e = q_e(x) \cdot L =$	T	393.2	444.4	329.1	340.3

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q = V_e / R =$	T	262	444	219	340
Mô men do động đất	$M1 = Q \cdot H1 =$	T*M	1966	2222	1646	1701
C.vị do động đất	$Vs = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.0303	0.0019	0.0254	0.0014

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	tổ hợp 1	mô men	T*M	1966	667	1646
		lực cắt	T	262	133	219
	tổ hợp 2	mô men	T*M	590	2222	494
		lực cắt	T	79	444	66

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			33		30	
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố đ	gối di đ	gối cố đ	gối di đ
Chiều dài nhịp	L	m	33	33	30	30
Tải trọng rải đều phần trên	W	T/m	18	18	17	17
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10

	ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
H.số sửa đổi p/ứng	cho mô men RM		2	2	2	2
	cho lực cắt Rq		1.5	1	1.5	1
Mômen q.tính t.đối trụ m.c 1	II	m ⁴	1.372	25.2	1.372	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$K1=3*E*I/H1^3=$	T/m	12965	238140	12965	238140
	$\Sigma k=$	T/m	12965	238140	12965	238140

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$p_0=$	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	Lt	m	33	33	30	30
Độ cứng trụ	$\Sigma k=$	T/m	12965	238140	12965	238140
Chuyển vị trụ do lực động đất	$Vs=p_0*L/\Sigma k=$	m	0.002545	0.000139	0.002314	0.000126

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$\alpha= \int V_s(x)dx=V_s*L=$		0.084	0.005	0.069	0.004
	$\beta= \int W(x)*V_s(x)dx=W*V_s*L=$		1.540	0.168	1.157	0.126
	$\gamma= \int W(x)*V_s(x)^2dx=W*V_s^2*L=$		0.00392	0.00002	0.00268	0.00002

Chu kỳ dao động trụ

$T=2*\pi*SQRT(\gamma/(p_0g\alpha))=$	sec	0.433	0.143	0.394	0.130
--------------------------------------	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$Cs=1.2*A*S/(T^{2/3})=$		0.503	1.053	0.536	1.122
Số sánh Cs với 2.5A	$2.5*A=$		0.500	0.500	0.500	0.500
Lựa chọn Cs	$Cs=$		0.500	0.500	0.500	0.500

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
CD Tải Đ.Đ rải trên dầm	$q_e(x)=\beta C_s W(x) V_s(x)/\gamma$	T/M	9.17	9.17	8.33	8.33
Lực Đ.Đ t.đương tính	$V_e=q_e(x)*L=$	T	302.5	302.5	250.0	250.0

lực do động đất

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q=Ve/R=$	T	202	303	167	250
Mô men do động đất	$M1=Q*H1=$	T*M	1513	1513	1250	1250
C.vị do động đất	$Vs=p_0*L/\Sigma k=$	m	0.0233	0.0013	0.0193	0.0010

Tổ hợp tải trọng		công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	tổ hợp 1	mô men	T*M	1513	454	1250	375
		lực cắt	T	202	91	167	75
	tổ hợp 2	mô men	T*M	454	1513	375	1250
		lực cắt	T	61	303	50	250

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			25		24	
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố.đ	gối di.đ	gối cố.đ	gối di.đ
Chiều dài nhịp	L	m	25	25	24	24
Tải trọng rải đều phần trên	W	T/m	14	14	13	13
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10

	ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
H.số sửa	cho mô men	RM	2	2	2	2
đối p/ứng	cho lực cắt	Rq	1.5	1	1.5	1
Mômen q.tính t.đổi trụ m.c 1	II	m ⁴	1.372	25.2	1.372	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$KI=3 \cdot E \cdot I / H1^3 =$	T/m	12965	238140	12965	238140
	$\Sigma k =$	T/m	12965	238140	12965	238140

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$P_{tr} =$	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	$L_i =$	m	25	25	24	24
Độ cứng trụ	$\Sigma k =$	T/m	12965	238140	12965	238140
Chuyển vị trụ do lực động đất	$V_s = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.001928	0.000105	0.001851	0.000101

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$\alpha = \int V_s(x) dx = V_s \cdot L =$		0.048	0.003	0.044	0.002
	$\beta = \int W(x) \cdot V_s(x) dx = W \cdot V_s \cdot L =$		0.670	0.073	0.592	0.064
	$\gamma = \int W(x) \cdot V_s(x)^2 dx = W \cdot V_s^2 \cdot L =$		0.00129	0.00001	0.00110	0.00001

Chu kỳ dao động trụ

$T = 2 \cdot \pi \cdot \text{SQRT}(\gamma / (p_0 g)) =$	sec	0.328	0.108	0.315	0.104
---	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$C_s = 1.2 \cdot A \cdot S / (T^{2/3}) =$		0.605	1.267	0.622	1.302
Số sánh Cs với 2.5A	$2.5 \cdot A =$		0.500	0.500	0.500	0.500
Lựa chọn Cs	$C_s =$		0.500	0.500	0.500	0.500

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
CE Tải Đ.Đ rải trên dầm	$q_e(x) = \beta C_s W(x) V_s(x) / \gamma =$	T/M	6.94	6.94	6.67	6.67
Lực Đ.Đ t.dương tính	$V_e = q_e(x) \cdot L =$	T	173.6	173.6	160.0	160.0

lực do động đất

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q = V_e / R =$	T	116	174	107	160
Mô men do động đất	$M1 = Q \cdot H1 =$	T*M	868	868	800	800
C.vi do động đất	$V_s = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.0134	0.0007	0.0123	0.0007

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
tổ hợp 1	mô men	T*M	868	260	800	240
	lực cắt	T	116	52	107	48
tổ hợp 2	mô men	T*M	260	868	240	800
	lực cắt	T	35	174	32	160

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			21		20	
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố đ	gối di đ	gối cố đ	gối di đ
Chiều dài nhịp	L	m	21	21	20	20
Tải trọng rải đều phần trên	W	T/m	12	12	11	11
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10

	ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
H.số sửa đổi p/ứng	cho mô men	RM	2	2	2	2
	cho lực cắt	Rq	1.5	1	1.5	1
Mômen q tính l.dối trụ m.c 1	II	m ⁴	1.372	25.2	1.372	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$K1=3 \cdot E \cdot I / H1^3 =$	T/m	12965	238140	12965	238140
	$\Sigma k =$	T/m	12965	238140	12965	238140

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$p_0 =$	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	$L_t =$	m	21	21	20	20
Độ cứng trụ	$\Sigma k =$	T/m	12965	238140	12965	238140
Chuyển vị trụ do lực động đất	$V_s = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.001620	0.000088	0.001543	0.000084

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$\alpha = \int V_s(x) dx = V_s \cdot L =$		0.034	0.002	0.031	0.002
	$\beta = \int W(x) \cdot V_s(x) dx = W \cdot V_s \cdot L =$		0.397	0.043	0.343	0.037
	$\gamma = \int W(x) \cdot V_s(x)^2 dx = W \cdot V_s^2 \cdot L =$		0.00064	0.00000	0.00053	0.00000

Chu kỳ dao động trụ

$T = 2 \cdot \pi \cdot \text{SQRT}(\gamma / (p_0 g \alpha)) =$	sec	0.276	0.091	0.263	0.087
--	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$C_s = 1.2 \cdot A \cdot S / (T^{2/3}) =$		0.680	1.424	0.702	1.471
Số sánh Cs với 2.5A	$2.5 \cdot A =$		0.500	0.500	0.500	0.500
Lựa chọn Cs	$C_s =$		0.500	0.500	0.500	0.500

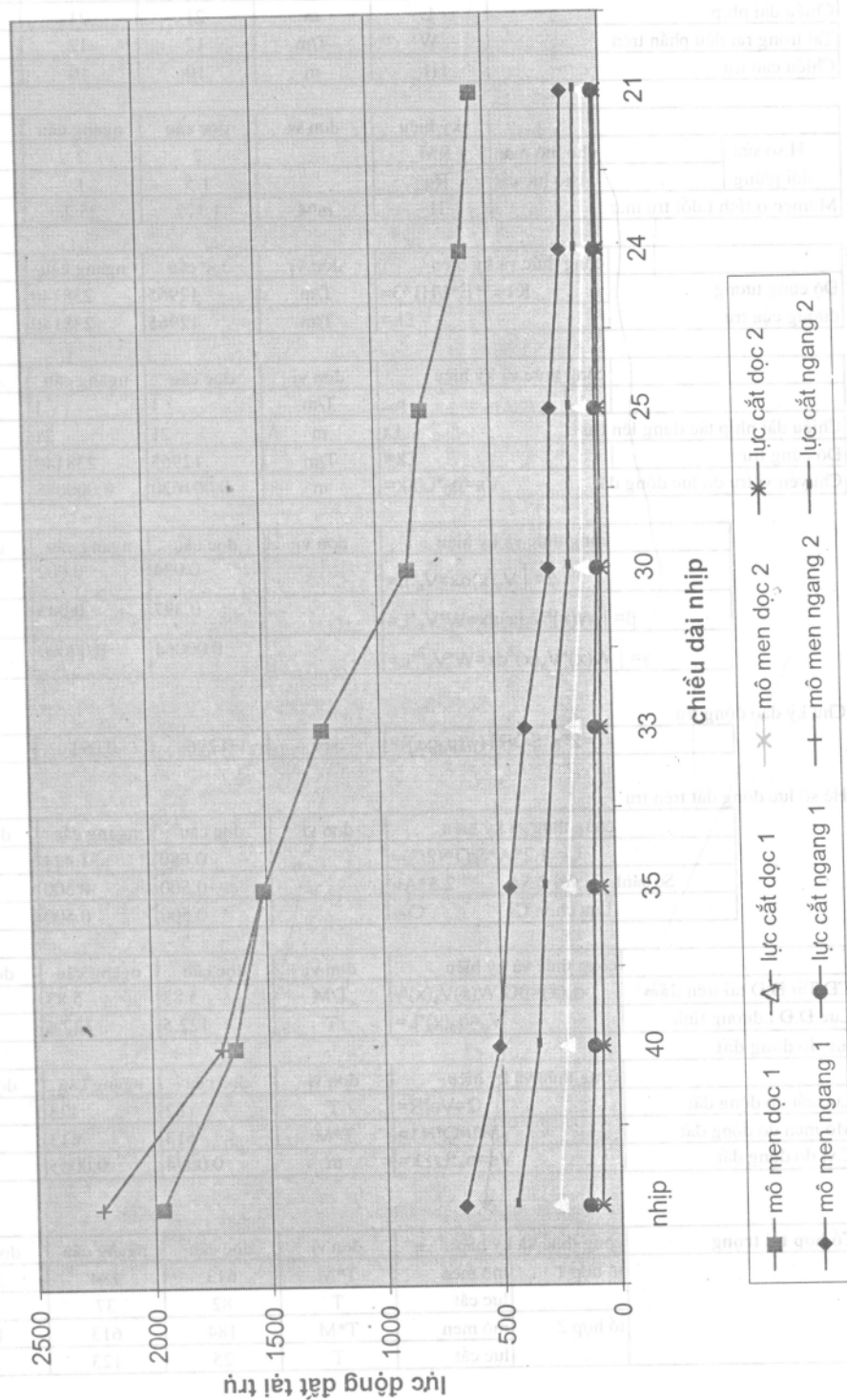
	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
CD Tải Đ.Đ rải trên dầm	$q_e(x) = \beta C_s W(x) V_s(x) / \gamma$	T/M	5.83	5.83	5.56	5.56
Lực Đ.Đ t.đương tĩnh	$V_e = q_e(x) \cdot L =$	T	122.5	122.5	111.1	111.1

lực do động đất

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q = V_e / R =$	T	82	123	74	111
Mô men do động đất	$M1 = Q \cdot H1 =$	T*M	613	613	556	556
C.vị do động đất	$V_s = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.0094	0.0005	0.0086	0.0005

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	tổ hợp 1	mô men	613	184	556	167
		lực cắt	82	37	74	33
	tổ hợp 2	mô men	184	613	167	556
		lực cắt	25	123	22	111

BIỂU ĐỒ LỰC ĐỘNG ĐẤT TÍNH THEO AASHTO CẦU NHỊP DẦM GIẢN ĐƠN
CÓ CHIỀU DÀI KHÁC NHAU



**BẢN TÍNH LỰC ĐỘNG ĐẤT CHO TRỤ
ĐỒ NHỊP DẦM BẢN GIẢN ĐƠN CÓ CHIỀU DÀI NHỊP BIẾN ĐỔI
QUI PHẠM AASHTO 1996**

THÍ DỤ: 2

SỐ LIỆU BAN ĐẦU

Phân loại tầm quan trọng
mặt cắt đất

1
2

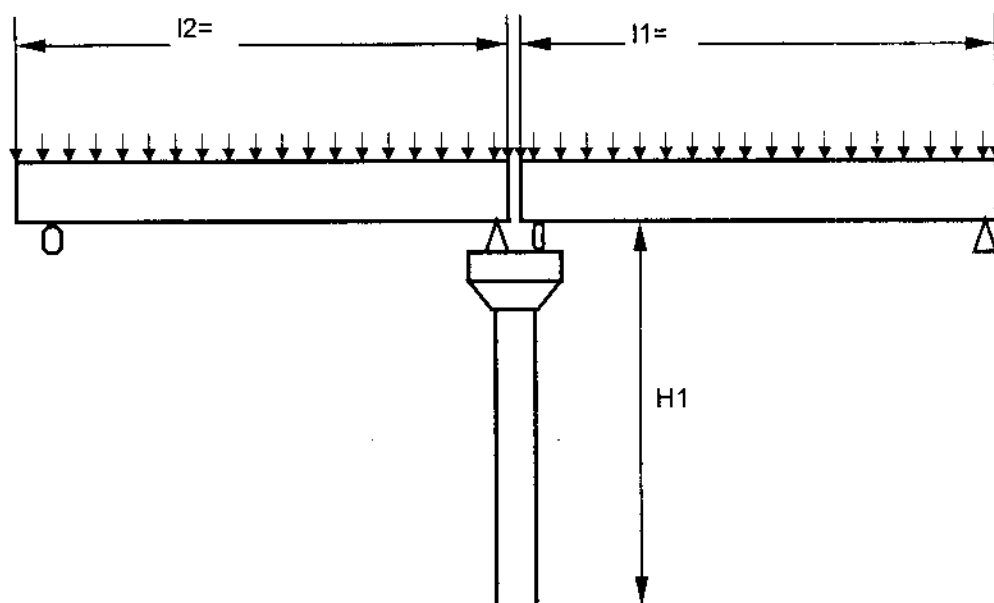
Loại động đất

2

Hệ số gia tốc
Gia tốc trọng trường
Môđun đàn hồi Bê tông trụ

đơn vị	A	0.4
m/s^2	g	9.81
T/m^2	E	3150000

SƠ ĐỒ TRỤ



Hệ số địa điểm (S)

loại mặt cắt đất	1	2	3
hệ số địa điểm S	1.0	1.2	1.5

loại mặt cắt đất=	2	vây hệ số địa điểm	S=	1.2
-------------------	---	--------------------	----	-----

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			20		18	
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố.đ	gối di.đ	gối cố.đ	gối di.đ
Chiều dài nhịp	L	m	20	20	18	18
Tải trọng rải đều phân trên	W	T/m	16	16	14	14
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10

	ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
H.số sửa đổi p/ứng	cho mô men	RM	2	2	2	2
	cho lực cắt	Rq	1.5	1	1.5	1
Mômen q.tính t.đổi trụ m.c 1	II	m ⁴	1.372	25.2	1.372	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$K1=3 \cdot E \cdot I / H1^3$	T/m	12965	238140	12965	238140
	Σk	T/m	12965	238140	12965	238140

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	p_0	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	Lt	m	20	20	18	18
Độ cứng trụ	Σk	T/m	12965	238140	12965	238140
Chuyển vị trụ do lực động đất	$Vs = p_0 \cdot L / \Sigma k$	m	0.001543	0.000084	0.001388	0.000076

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$\alpha = \int V_s(x) dx = V_s \cdot l$		0.031	0.002	0.025	0.001
	$\beta = \int W(x) \cdot V_s(x) dx = W \cdot V_s \cdot l$		0.494	0.054	0.360	0.039
	$\gamma = \int W(x) \cdot V_s(x)^2 dx = W \cdot V_s^2 \cdot l$		0.00076	0.00000	0.00050	0.00000

Chu kỳ dao động trụ

$T = 2 \cdot \pi \cdot \text{SQRT}(\gamma / (p_0 \cdot g \cdot \alpha))$	sec	0.315	0.104	0.284	0.094
--	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$Cs = 1.2 \cdot A \cdot S / (T^{2/3})$		1.244	2.605	1.334	2.794
So sánh Cs với 2.5A	$2.5 \cdot A$		1.000	1.000	1.000	1.000
Lựa chọn Cs	Cs		1.000	1.000	1.000	1.000

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
CĐ Tải Đ.Đ rải trên - dầm	$q_e(x) = \beta C_s \cdot W(x) \cdot V_s(x) / \gamma$	T/M	16.00	16	14.40	14.40
Lực Đ.Đ t.đương tĩnh	$V_e = q_e(x) \cdot L$	T	320.0	320.0	259.2	259.2

lực do động đất

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q = V_e / R$	T	213	320	173	259
Mô men do động đất	$M1 = Q \cdot H1$	T*M	1600	1600	1296	1296
C.vị do động đất	$Vs = p_e \cdot L / \Sigma k$	m	0.0247	0.0013	0.0200	0.0011

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
tổ hợp 1	mô men	T*M	1600	480	1296	389
	lực cắt	T	213	96	173	78
tổ hợp 2	mô men	T*M	480	1600	389	1296
	lực cắt	T	64	320	52	259

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			15		12	
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố.đ	gối di.đ	gối cố.đ	gối di.đ
Chiều dài nhịp	L	m	15	15	12	12
Tải trọng rải đều phần trên	W	T/m	12	12	10	10
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10

	ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
H.số sửa	cho mô men	RM	2	2	2	2
đổi p/ứng	cho lực cắt	Rq	1.5	1	1.5	1
Mômen q.tính t.đổi trụ m.c 1	II	m ⁴	1.372	25.2	1.372	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$KI=3 \cdot E \cdot I / H1^3 =$	T/m	12965	238140	12965	238140
	$\Sigma k =$	T/m	12965	238140	12965	238140

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$p_0 =$	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	Lt	m	15	15	12	12
Độ cứng trụ	$\Sigma k =$	T/m	12965	238140	12965	238140
Chuyển vị trụ do lực động đất	$Vs = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.001157	0.000063	0.000926	0.000050

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$\alpha = \int V_s(x) dx = V_s \cdot l =$		0.017	0.001	0.011	0.001
	$\beta = \int W(x) \cdot V_s(x) dx = W \cdot V_s \cdot l =$		0.208	0.023	0.107	0.012
	$\gamma = \int W(x) \cdot V_s(x)^2 dx = W \cdot V_s^2 \cdot l =$		0.00024	0.00000	0.00010	0.00000

Chu kỳ dao động trụ

$T = 2 \cdot \pi \cdot \text{SQRT}(\gamma / (p_0 \cdot g \cdot \alpha)) =$	sec	0.236	0.078	0.189	0.062
--	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$Cs = 1.2 \cdot A \cdot S / (T \wedge (2/3)) =$		1.507	3.155	1.748	3.661
So sánh Cs với 2.5A	2.5A =		1.000	1.000	1.000	1.000
Lựa chọn Cs	Cs =		1.000	1.000	1.000	1.000

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
CE Tải Đ.Đ rải trên dầm	$q_e(x) = \beta C_s W(x) V_s(x) / \gamma$	T/M	12.00	12.00	9.60	9.60
Lực Đ.Đ t.dương tính	$V_s = q_e(x) \cdot L =$	T	180.0	180.0	115.2	115.2

lực do động đất

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q = V_e / R =$	T	120	180	77	115
Mô men do động đất	$M1 = Q \cdot H1 =$	T*M	900	900	576	576
C.vị do động đất	$Vs = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.0139	0.0008	0.0089	0.0005

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
tổ hợp 1	mô men	T*M	900	270	576	173
	lực cắt	T	120	54	77	35
tổ hợp 2	mô men	T*M	270	900	173	576
	lực cắt	T	36	180	23	115

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			10		9	
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố đ	gối di đ	gối cố đ	gối di đ
Chiều dài nhịp	L	m	10	10	9	9
Tải trọng rải đều phần trên	W	T/m	8	8	7	7
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10

	ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
H.số sửa đổi p/ứng	cho mô men	RM	2	2	2	2
	cho lực cắt	Rq	1.5	1	1.5	1
Mômen q.tính t.đối trụ m.c 1	II	m ⁴	1.372	25.2	1.372	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$K1=3 \cdot E \cdot I / H1^3 =$	T/m	12965	238140	12965	238140
	$\Sigma k =$	T/m	12965	238140	12965	238140

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$p_0 =$	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	Lt	m	10	10	9	9
Độ cứng trụ	$\Sigma k =$	T/m	12965	238140	12965	238140
Chuyển vị trụ do lực động đất	$Vs = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.000771	0.000042	0.000694	0.000038

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$\alpha = \int V_s(x) dx = V_s \cdot L =$		0.008	0.000	0.006	0.000
	$\beta = \int W(x) \cdot V_s(x) dx = W \cdot V_s \cdot L =$		0.062	0.007	0.045	0.005
	$\gamma = \int W(x) \cdot V_s(x)^2 dx = W \cdot V_s^2 \cdot L =$		0.00005	0.00000	0.00003	0.00000

Chu kỳ dao động trụ

$T = 2 \cdot \pi \cdot \text{SQRT}(\gamma / (p_0 \cdot g \alpha)) =$	sec	0.158	0.052	0.142	0.047
--	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$Cs = 1.2 \cdot A \cdot S / (T^{2/3}) =$		1.974	4.135	2.118	4.435
So sánh Cs với 2.5A	$2.5 \cdot A =$		1.000	1.000	1.000	1.000
Lựa chọn Cs	Cs =		1.000	1.000	1.000	1.000

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
CD Tải Đ.Đ rải trên dầm	$q_e(x) = \beta C_s W(x) V_s(x) / \gamma$	T/M	8.00	8.00	7.20	7.20
Lực Đ.Đ t.đương tĩnh	$V_e = q_e(x) \cdot L =$	T	80.0	80.0	64.8	64.8

lực do động đất

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q = V_e / R =$	T	53	80	43	65
Mô men do động đất	$M1 = Q \cdot H1 =$	T*M	400	400	324	324
C.vị do động đất	$Vs = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.0062	0.0003	0.0050	0.0003

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	tổ hợp 1	mô men	T*M	400	120	324
		lực cắt	T	53	24	43
	tổ hợp 2	mô men	T*M	120	400	97
		lực cắt	T	16	80	13

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			8		6	
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố.đ	gối di.đ	gối cố.đ	gối di.đ
Chiều dài nhịp	L	m	8	8	6	6
Tải trọng rải đều phần trên	W	T/m	6	6	5	5
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10

	ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
H.số sửa	cho mô men	RM	2	2	2	2
đổi p/ứng	cho lực cắt	Rq	1.5	1	1.5	1
Mômen q.tính t.đổi trụ m.c 1	Il	m ⁴	1.372	25.2	1.372	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$K1=3*E*I/H1^3=$	T/m	12965	238140	12965	238140
	$\Sigma k=$	T/m	12965	238140	12965	238140

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$p_0=$	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	Lt	m	8	8	6	6
Độ cứng trụ	$\Sigma k=$	T/m	12965	238140	12965	238140
Chuyển vị trụ do lực động đất	$Vs=p_0*L/\Sigma k=$	m	0.000617	0.000034	0.000463	0.000025

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$\alpha = \int V_A(x)dx = V_A * L =$		0.005	0.000	0.003	0.000
	$\beta = \int W(x) * V_A(x)dx = W * V_A * L =$		0.032	0.003	0.013	0.001
	$\gamma = \int W(x) * V_A(x)^2 dx = W * V_A^2 * L =$		0.00002	0.00000	0.00001	0.00000

Chu kỳ dao động trụ

$T=2*\pi*SQRT(\gamma/(p_0g\alpha))=$	sec	0.126	0.042	0.095	0.031
--------------------------------------	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$Cs=1.2*A*S/(T^{2/3})=$		2.291	4.798	2.775	5.812
So sánh Cs với 2.5A	$2.5*A=$		1.000	1.000	1.000	1.000
Lựa chọn Cs	Cs=		1.000	1.000	1.000	1.000

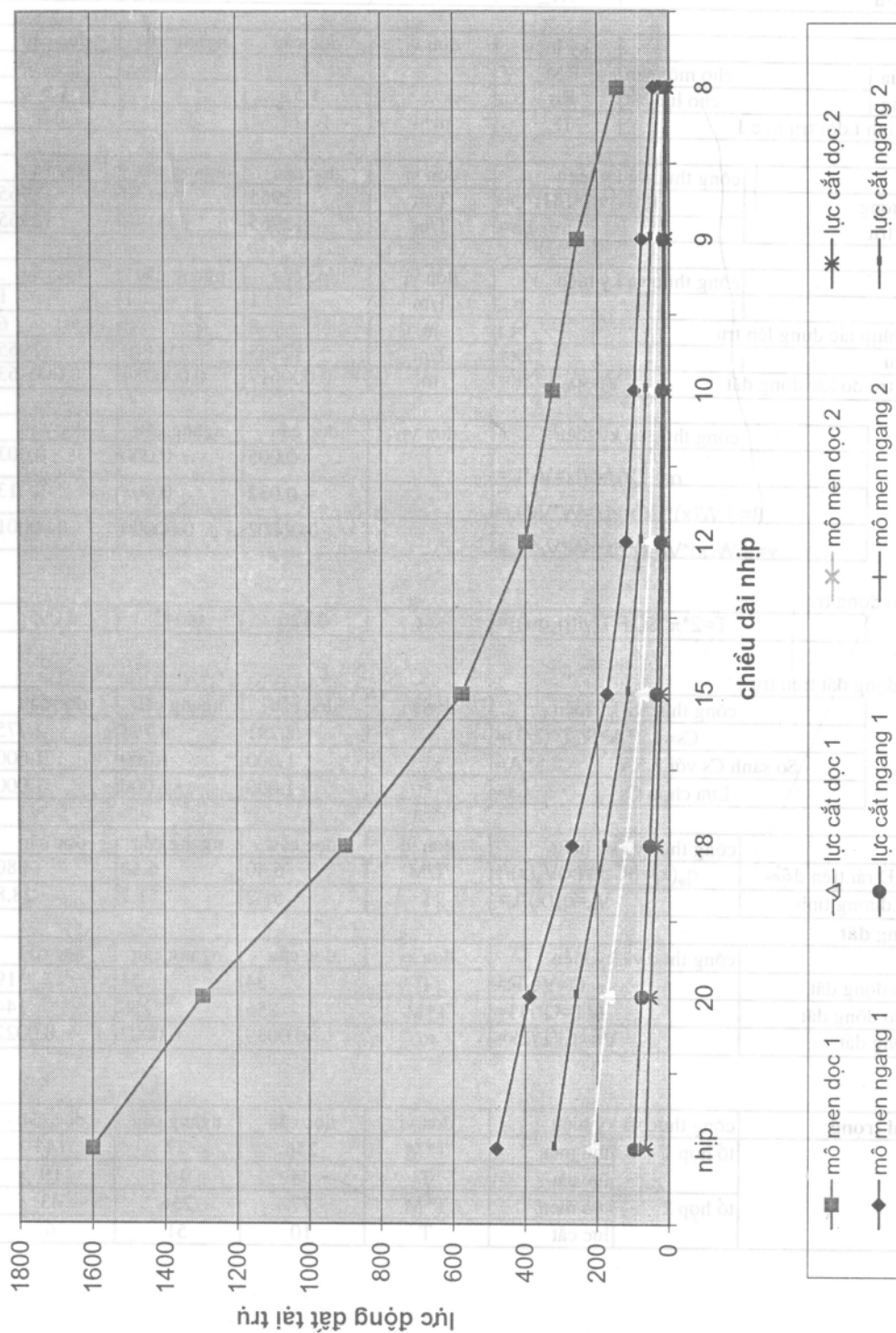
	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
CĐ Tải Đ.Đ rải trên dầm	$q_e(x)=\beta C_s W(x) V_s(x) / \gamma$	T/M	6.40	6.40	4.80	4.80
Lực Đ.Đ t.ương ứng	$V_e=q_e(x)*L=$	T	51.2	51.2	28.8	28.8

lực do động đất

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q=V_e/R=$	T	34	51	19	29
Mô men do động đất	$M1=Q*H1=$	T*M	256	256	144	144
C.vị do động đất	$Vs=p_0*L/\Sigma k=$	m	0.0039	0.0002	0.0022	0.0001

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	tổ hợp 1	mô men	T*M	256	77	144
		lực cắt	T	34	15	19
	tổ hợp 2	mô men	T*M	77	256	43
		lực cắt	T	10	51	6

BIỂU ĐỒ LỰC ĐỘNG ĐẤT TÍNH THEO AASHTO CẦU NHỊP DẦM BẢN GIẢN ĐƠN
CÓ CHIỀU DÀI KHÁC NHAU



**BẢN TÍNH LỰC ĐỘNG ĐẤT CHO TRỤ
ĐỒ NHỊP DẦM LIÊN TỤC CÓ 1 GỐI CỐ ĐỊNH CHIỀU DÀI NHỊP BIẾN ĐỔI
QUI PHẠM AASHTO 1996**

THÍ DỤ: 3

SỐ LIỆU BAN ĐẦU

Phân loại tầm quan trọng
mặt cắt đất

1
2

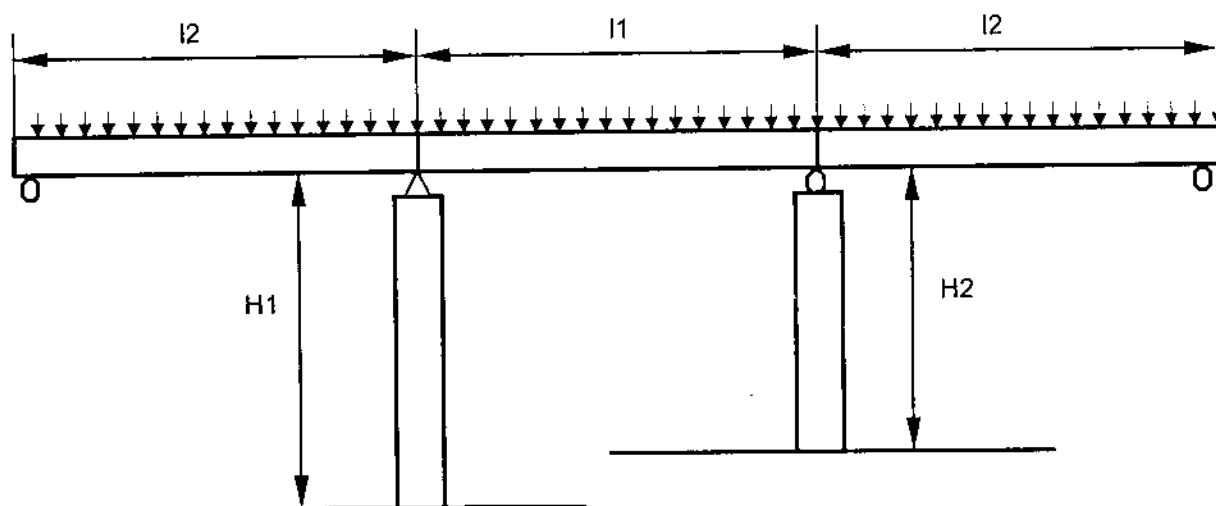
Loại động đất

2

Hệ số gia tốc
Gia tốc trọng trường
Môđun đàn hồi Bê tông trụ

đơn vị	A	0.4
m/s ²	g	9.81
T/m ²	E	3150000

SƠ ĐỒ TRỤ



Hệ số địa điểm (S)

loại mặt cắt đất	1	2	3
hệ số địa điểm S	1.0	1.2	1.5

loại mặt cắt đất=	2	vậy hệ số địa điểm	S=	1.2
-------------------	---	--------------------	----	-----

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			102	65	95	60
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố.d	gối di.d	gối cố.d	gối di.d
Chiều dài nhịp	L	m	232	232	215	215
Tải trọng rải đều phân trên	W	T/m	58	58	54	54
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10
	H2	m	10	10	10	10

		ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
H.số sửa đổi p/ứng	cho mô men	RM		2	2	2	2
	cho lực cắt	Rq		1.5	1	1.5	1
Mômen q.tính t.đối trụ 1	I1	m^4	1.372	25.2	1.372	25.2	25.2
Mômen q.tính t.đối trụ 2	I2	m^4	1.372	25.2	1.372	25.2	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$K1=3*E*I/H1^3=$ $K2=3*E*I2/H2^3=$ $\Sigma k=$	T/m	12965	238140	12965	238140
			0	238140	0	238140
			12965	476280	12965	476280

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$p_0=$	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	Lt	m	232	193	215	179
Độ cứng trụ	$\Sigma k=$	T/m	12965	476280	12965	476280
Chuyển vị trụ do lực động đất	$Vs=p_0*L/\Sigma k=$	m	0.017894	0.000405	0.016583	0.000376

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$\alpha= \int V_s(x)dx=V_s*L=$		4.151	0.078	3.565	0.067
	$\beta= \int W(x)*V_s(x)dx=W*V_s*L=$		240.779	10.905	191.633	8.686
	$\gamma= \int W(x)*V_s(x)^2dx=W*V_s^2*L=$		4.30844	0.00442	3.17777	0.00326

Chu kỳ dao động trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$T=2*\pi*\sqrt{I/(\rho_0 g \alpha)}=$	sec	2.044	0.477	1.894	0.442

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$Cs=1.2*A*S/(T^{2/3})=$		0.358	0.944	0.376	0.993
	So sánh Cs với 2.5A	2.5*A=	1.000	1.000	1.000	1.000
	Lựa chọn Cs	Cs=	0.358	0.944	0.376	0.993

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
CĐ Tải Đ.Đ rải trên dầm	$q_e(x)=\beta C_s W(x) V_s(x)/\gamma$	T/M	20.74	55	20.23	53.36
Lực Đ.Đ t.đương tính lực do động đất	$V_e=q_e(x)*L=$	T	4812.8	10563.7	4348.4	9552.0

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q=V_e/R=$	T	1604	5282	1449	4776
phân cho trụ 1	$Q1=Q/\Sigma I^*1=$	T	1604	2641	1449	2388
phân cho trụ 2	$Q1=Q/\Sigma I^*2=$	T	0	2641	0	2388
Mô men do động đất trụ1	$M1=Q1^*H1=$	T*M	12032	13205	10871	11940
Mô men do động đất trụ2	$M2=Q2^*H2=$	T*M	0	13205	0	11940
C.vị do động đất	$Vs=p_0*L/\Sigma k=$	m	0.3712	0.0222	0.3354	0.0201

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	T*M	12032	3961	10871
		lực cắt	T	1604	792	1449
	tổ hợp 2	mô men	T*M	3610	13205	3261
		lực cắt	T	481	2641	435
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	T*M	0	3961	0
		lực cắt	T	0	792	0
	tổ hợp 2	mô men	T*M	0	13205	0
		lực cắt	T	0	2641	0

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			88	55	80	50
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố.d	gối di.d	gối cố.d	gối di.d
Chiều dài nhịp	L	m	198	198	180	180
Tải trọng rải đều phân trên	W	T/m	50	50	45	45
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10
	H2	m	10	10	10	10

	ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
H.số sửa đổi p/ứng	cho mô men	RM	2	2	2	2
	cho lực cắt	Rq	1.5	1	1.5	1
Mômen q.tính t.đôi trụ 1	I1	m ⁴	1.372	25.2	1.372	25.2
Mômen q.tính t.đôi trụ 2	I2	m ⁴	1.372	25.2	1.372	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$K1=3 \cdot E \cdot I1/H1^3=$ $K2=3 \cdot E \cdot I2/H2^3=$ $\Sigma k=$	T/m	12965	238140	12965	238140
			0	238140	0	238140
			12965	476280	12965	476280

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$p_0=$	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	Lt	m	198	165	180	150
Độ cứng trụ	$\Sigma k=$	T/m	12965	476280	12965	476280
Chuyển vị trụ do lực đồng đất	$Vs=p_0 \cdot Lt/\Sigma k=$	m	0.015271	0.000346	0.013883	0.000315

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$\alpha = \int V_s(x) dx = V_s \cdot l =$		3.024	0.057	2.499	0.047
	$\beta = \int W(x) \cdot V_s(x) dx = W \cdot V_s \cdot l =$		149.675	6.791	112.453	5.102
	$\gamma = \int W(x) \cdot V_s(x)^2 dx = W \cdot V_s^2 \cdot l =$		2.28575	0.00235	1.56120	0.00161

Chu kỳ dao động trụ

$T=2 \cdot \pi \cdot \text{SQRT}(\gamma/(p_0 g \alpha))=$	sec	1.744	0.407	1.586	0.370
---	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$Cs=1.2 \cdot A \cdot S/(T^{2/3})=$		0.398	1.049	0.424	1.118
So sánh Cs với 2.5A	$2.5 \cdot A=$		1.000	1.000	1.000	1.000
Lựa chọn Cs	$Cs=$		0.398	1.000	0.424	1.000

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
CĐ Tải Đ.Đ rải trên dầm	$q_e(x)=\beta C_s W(x) V_s(x)/\gamma$	T/M	19.68	49.50	19.06	45.00
Lực Đ.Đ t.đương tính lực do động đất	$V_e=q_e(x) \cdot L=$	T	3896.1	8167.5	3431.2	6750.0

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q=V_e/R=$	T	1299	4084	1144	3375
phần cho trụ 1	$Q1=Q/\Sigma I \cdot I1=$	T	1299	2042	1144	1688
phần cho trụ 2	$Q1=Q/\Sigma I \cdot I2=$	T	0	2042	0	1688
Mô men do động đất trụ 1	$M1=Q1 \cdot H1=$	T*M	9740	10209	8578	8438
Mô men do động đất trụ 2	$M2=Q2 \cdot H2=$	T*M	0	10209	0	8438
C.vị do động đất	$Vs=p_0 \cdot Lt/\Sigma k=$	m	0.3005	0.0171	0.2646	0.0142

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	T*M	9740	3063	8578
		lực cắt	T	1299	613	1144
	tổ hợp 2	mô men	T*M	2922	10209	2573
		lực cắt	T	390	2042	343
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	T*M	0	3063	0
		lực cắt	T	0	613	0
	tổ hợp 2	mô men	T*M	0	10209	0
		lực cắt	T	0	2042	0

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp	ký hiệu	đơn vị	75	48	70	45
Ký hiệu Gối trên trụ			phải	trái	phải	trái
Loại Gối trên trụ			gối cố đ	gối di đ	gối cố đ	gối di đ
Chiều dài nhịp	L	m	171	171	160	160
Tải trọng rải đều phân trên	W	T/m	43	43	40	40
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10
	H2	m	10	10	10	10

	ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
H.số sửa cho mô men	RM		2	2	2	2
đối p/ứng cho lực cắt	Rq		1.5	1	1.5	1
Mômen q.tính t.đôi trụ 1	I1	m ⁴	1.372	25.2	1.372	25.2
Mômen q.tính t.đôi trụ 2	I2	m ⁴	1.372	25.2	1.372	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$K1=3 \cdot E \cdot I1 / H1^3 =$ $K2=3 \cdot E \cdot I2 / H2^3 =$ $\Sigma k =$	T/m	12965	238140	12965	238140
			0	238140	0	238140
			12965	476280	12965	476280

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	$p_0 =$ Lt	T/m m	1	1	1	1
Độ cứng trụ	$\Sigma k =$	T/m	12965	476280	12965	476280
Chuyển vị trụ do lực động đất	$Vs = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.013189	0.000299	0.012341	0.000279

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$\alpha = \int V_A(x) dx = V_A \cdot L =$		2.255	0.042	1.974	0.037
	$\beta = \int W(x) \cdot V_A(x) dx = W \cdot V_A \cdot L =$		96.415	4.365	78.979	3.574
	$\gamma = \int W(x) \cdot V_A(x)^2 dx = W \cdot V_A^2 \cdot L =$		1.27161	0.00130	0.97465	0.00100

Chu kỳ dao động trụ

$T = 2 \cdot \pi \cdot \text{SQRT}(\gamma / (p_0 \cdot g \cdot \alpha)) =$	sec	1.506	0.351	1.409	0.329
--	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$Cs = 1.2 \cdot A \cdot S / (T^{2/3}) =$		0.438	1.157	0.458	1.209
So sánh Cs với 2.5A	$2.5 \cdot A =$		1.000	1.000	1.000	1.000
Lựa chọn Cs	$Cs =$		0.438	1.000	0.458	1.000

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
CD Tải Đ.Đ rải trên dầm	$q_0(x) = \beta C_s W(x) V_A(x) / \gamma$	T/M	18.74	42.75	18.33	40.00
Lực Đ.Đ 1.dương tính	$V_0 = q_0(x) \cdot L =$	T	3204.4	6079.1	2932.5	5320.0

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q = V_0 / R =$	T	1068	3040	978	2660
phần cho trụ 1	$Q1 = Q / \Sigma I \cdot I1$	T	1068	1520	978	1330
phần cho trụ 2	$Q1 = Q / \Sigma I \cdot I2$	T	0	1520	0	1330
Mô men do động đất trụ 1	$M1 = Q1 \cdot H1 =$	T*M	8011	7599	7331	6650
Mô men do động đất trụ 2	$M2 = Q2 \cdot H2 =$	T*M	0	7599	0	6650
C.vị do động đất	$Vs = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.2471	0.0128	0.2262	0.0112

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	8011	2280	7331	1995
		lực cắt	1068	456	978	399
	tổ hợp 2	mô men	2403	7599	2199	6650
		lực cắt	320	1520	293	1330
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	0	2280	0	1995
		lực cắt	0	456	0	399
	tổ hợp 2	mô men	0	7599	0	6650
		lực cắt	0	1520	0	1330

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			65	40	60	38
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố.d	gối di.d	gối cố.d	gối di.d
Chiều dài nhịp	L	m	145	145	136	136
Tải trọng rải đều phân trên	W	T/m	36	36	34	34
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10
	H2	m	10	10	10	10

		ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
H.số sửa đổi p/ứng	cho mô men	RM		2	2	2	2
	cho lực cắt	Rq		1.5	1	1.5	1
Mômen q.tính t.đôi trụ 1	I1	m ⁴		1.372	25.2	1.372	25.2
Mômen q.tính t.đôi trụ 2	I2	m ⁴		1.372	25.2	1.372	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$K1=3 \cdot E \cdot I1 / H1^3 =$	T/m	12965	238140	12965	238140
	$K2=3 \cdot E \cdot I2 / H2^3 =$		0	238140	0	238140
	$\Sigma K =$	T/m	12965	476280	12965	476280

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$p_{\text{nh}} =$	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	Lt	m	145	121	136	113
Độ cứng trụ	$\Sigma K =$	T/m	12965	476280	12965	476280
Chuyển vị trụ do lực động đất	$V_s = p_0 \cdot L / \Sigma K =$	m	0.011184	0.000254	0.010489	0.000238

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$\alpha = \int V_s(x) dx = V_s \cdot l =$		1.622	0.031	1.427	0.027
	$\beta = \int W(x) \cdot V_s(x) dx = W \cdot V_s \cdot l =$		58.784	2.671	48.503	2.198
	$\gamma = \int W(x) \cdot V_s(x)^2 dx = W \cdot V_s^2 \cdot l =$		0.65742	0.00068	0.50877	0.00052

Chu kỳ dao động trụ

$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{Q1 / (\gamma \cdot (p_0 g \alpha))} =$	sec	1.277	0.298	1.198	0.280
---	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

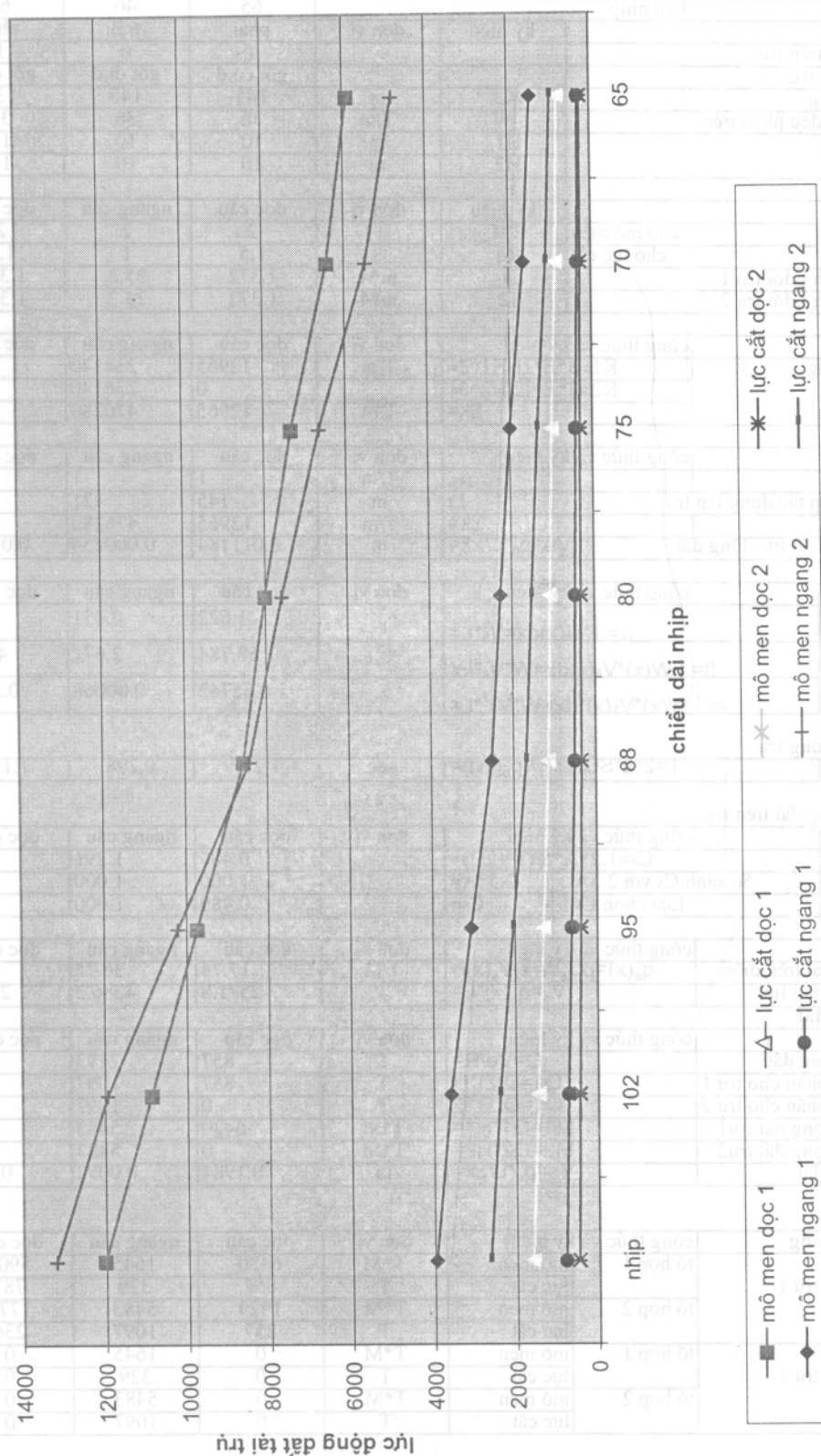
	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$C_s = 1.2 \cdot A \cdot S / (T^{(2/3)}) =$		0.489	1.291	0.511	1.347
So sánh Cs với 2.5A	$2.5 \cdot A =$		1.000	1.000	1.000	1.000
Lựa chọn Cs	$C_s =$		0.489	1.000	0.511	1.000

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
CD Tải Đ.Đ rải trên d.đ.	$q_e(x) = \beta C_s W(x) V_s(x) / \gamma$	T/M	17.74	36.25	17.36	34.00
Lực Đ.Đ t.đương tĩnh	$V_e = q_e(x) \cdot L =$	T	2571.8	4386.3	2361.2	3848.8

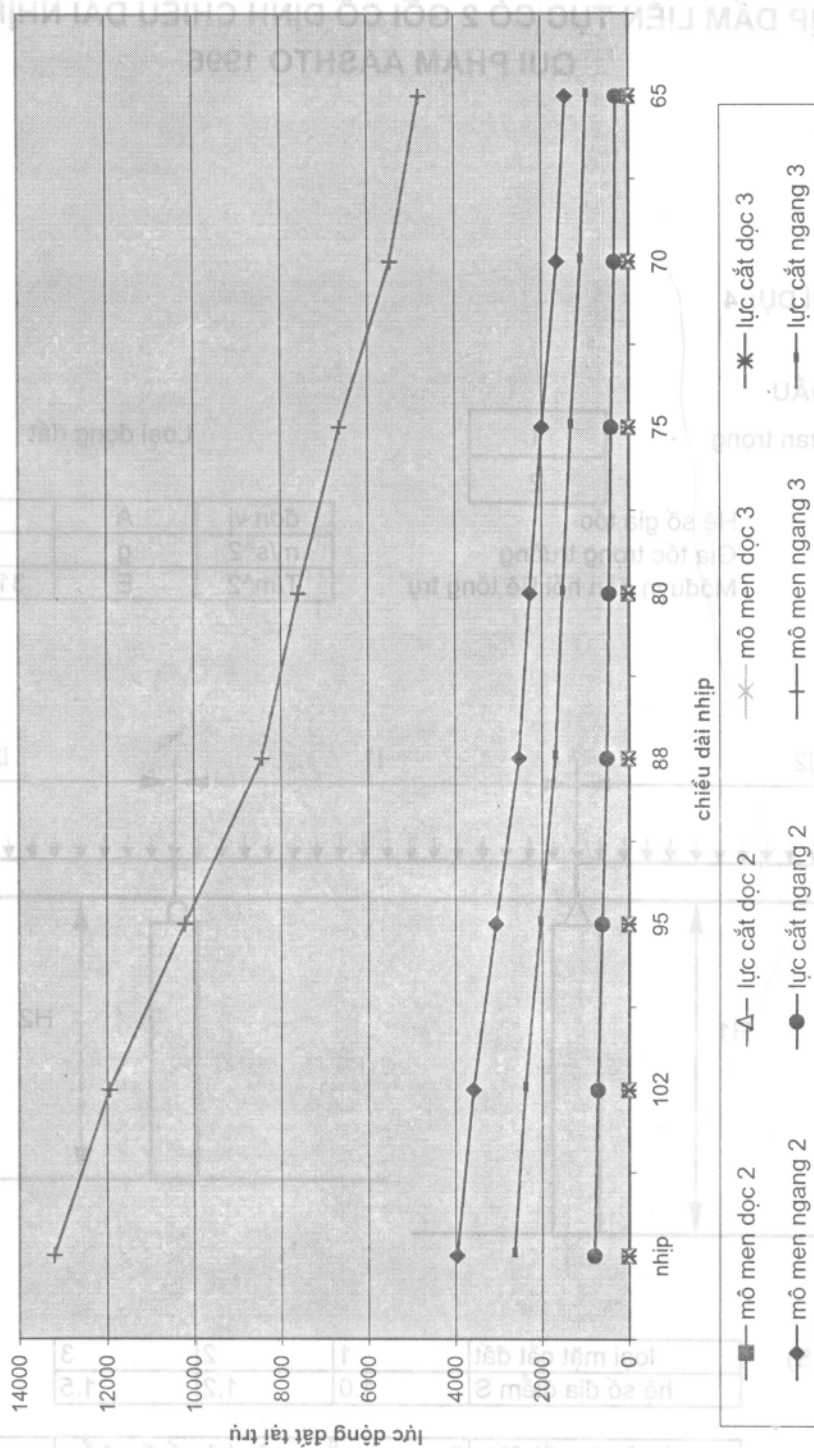
	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q = V_e / R =$	T	857	2193	787	1924
phần cho trụ 1	$Q1 = Q / \Sigma I \cdot I1$	T	857	1097	787	962
phần cho trụ 2	$Q1 = Q / \Sigma I \cdot I2$	T	0	1097	0	962
Mô men do động đất trụ1	$M1 = Q1 \cdot H1 =$	T*M	6430	5483	5903	4811
Mô men do động đất trụ2	$M2 = Q2 \cdot H2 =$	T*M	0	5483	0	4811
C.vị do động đất	$V_s = p_0 \cdot L / \Sigma K =$	m	0.1984	0.0092	0.1821	0.0081

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	6430	1645	5903	1443
		lực cắt	857	329	787	289
	tổ hợp 2	mô men	1929	5483	1771	4811
		lực cắt	257	1097	236	962
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	0	1645	0	1443
		lực cắt	0	329	0	289
	tổ hợp 2	mô men	0	5483	0	4811
		lực cắt	0	1097	0	962

BIỂU ĐỒ LỰC ĐỘNG ĐẤT TÍNH THEO AASHTO CẦU NHỊP DẦM LIÊN TỤC
CÓ MỘT GỐI CỐ ĐỊNH VỚI CHIỀU DÀI KHÁC NHAU - TRỤ 1



BIỂU ĐỒ LỰC ĐỘNG ĐẤT TÍNH THEO AASHTO CẦU NHỊP DẠM LIÊN TỤC CÓ MỘT GỐI CỐ ĐỊNH VỚI CHIỀU DÀI KHÁC NHAU - TRỤ 2



**BẢN TÍNH LỰC ĐỘNG ĐẤT CHO TRỤ
ĐỒ NHỊP DẦM LIÊN TỤC CÓ 2 GỠ CỐ ĐỊNH CHIỀU DÀI NHỊP BIẾN ĐỔI
QUI PHẠM AASHTO 1996**

THÍ DỤ: 4

SỐ LIỆU BAN ĐẦU

Phân loại tầm quan trọng
mặt cắt đất

1
2

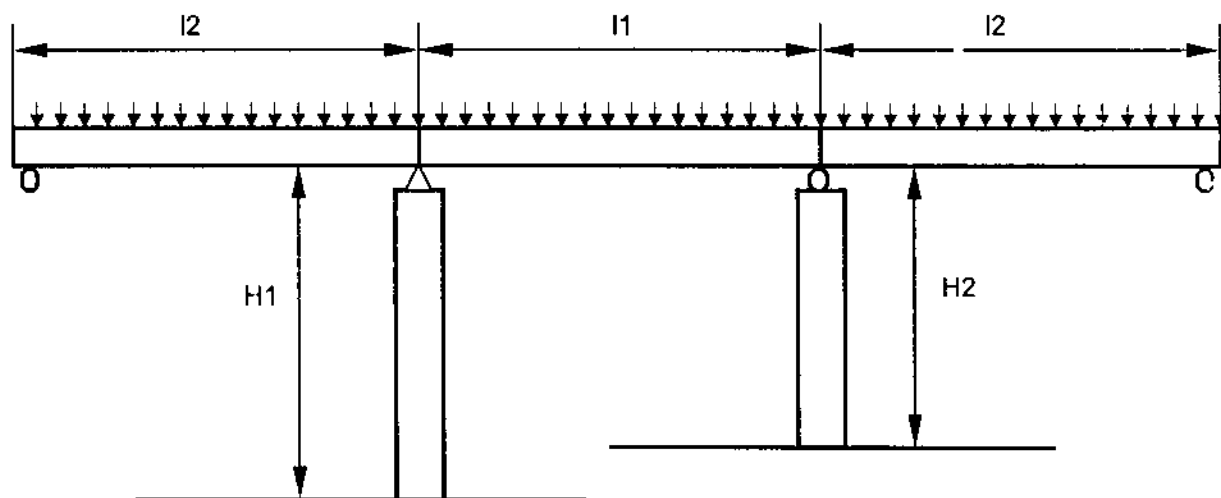
Loại động đất

2

Hệ số gia tốc
Gia tốc trọng trường
Môđun đàn hồi Bê tông trụ

đơn vị	A	0.4
m/s ²	g	9.81
T/m ²	E	3150000

SƠ ĐỒ TRỤ



Hệ số địa điểm (S)

loại mặt cắt đất	1	2	3
hệ số địa điểm S	1.0	1.2	1.5

loại mặt cắt đất=2	vậy hệ số địa điểm	S=	1.2
--------------------	--------------------	----	-----

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			102	65	95	60
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố.đ	gối di.đ	gối cố.đ	gối di.đ
Chiều dài nhịp	L	m	232	232	215	215
Tải trọng rải đều phân trên	W	T/m	58	58	54	54
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10
	H2	m	10	10	10	10

	ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
H.số sửa đổi p/ứng			2	2	2	2
cho mô men	RM					
cho lực cắt	Rq		1.5	1	1.5	1
Mômen q.tính t.đôi trụ 1	I1	m^4	1.372	25.2	1.372	25.2
Mômen q.tính t.đôi trụ 2	I2	m^4	1.372	25.2	1.372	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Dộ cứng tương đương của trụ	$K1=3 \cdot E \cdot I / H1^3 =$ $K2=3 \cdot E \cdot I2 / H2^3 =$ $\Sigma k =$	T/m	12965 0 12965	238140 238140 476280	12965 0 12965	238140 238140 476280

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	$P0 =$ Lt	T/m m	1 232	1 193	1 215	1 179
Độ cứng trụ	$\Sigma k =$	T/m	12965	476280	12965	476280
Chuyển vị trụ do lực động đất	$Vs = P0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.017894	0.000405	0.016583	0.000376

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$\alpha = \int V_s(x) dx = V_s \cdot L =$		4.151	0.078	3.565	0.067
	$\beta = \int W(x) \cdot V_s(x) dx = W \cdot V_s \cdot L =$		240.779	10.905	191.633	8.686
	$\gamma = \int W(x) \cdot V_s(x) \cdot dx = W \cdot V_s \cdot L =$		4.30844	0.00442	3.17777	0.00326

Chu kỳ dao động trụ

$T = 2 \cdot \pi \cdot \text{SQRT}(\gamma / (p_0 \cdot g \cdot \alpha)) =$	sec	2.044	0.477	1.894	0.442
--	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$Cs = 1.2 \cdot A \cdot S / (T^{(2/3)}) =$		0.358	0.944	0.376	0.993
So sánh Cs với 2.5.A	$2.5 \cdot A =$		1.000	1.000	1.000	1.000
Lựa chọn Cs	$Cs =$		0.358	0.944	0.376	0.993

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
CD Tải Đ.Đ rải trên d.đm	$q_0(x) = \beta C_s W(x) V_s(x) / \gamma$	T/M	20.74	55	20.23	53.36
Lực Đ.Đ t.đương tính lực do động đất	$V_0 = q_0(x) \cdot L =$	T	4812.8	10563.7	4348.4	9552.0

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q = V_0 / R =$	T	1604	5282	1449	4776
phần cho trụ 1	$Q1 = Q / \Sigma I \cdot I1$	T	1604	2641	1449	2388
phần cho trụ 2	$Q1 = Q / \Sigma I \cdot I2$	T	0	2641	0	2388
Mô men do động đất trụ 1	$M1 = Q1 \cdot H1 =$	T*M	12032	13205	10871	11940
Mô men do động đất trụ 2	$M2 = Q2 \cdot H2 =$	T*M	0	13205	0	11940
C.vị do động đất	$Vs = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.3712	0.0222	0.3354	0.0201

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	T*M	12032	3961	10871
		lực cắt	T	1604	792	1449
	tổ hợp 2	mô men	T*M	3610	13205	3261
		lực cắt	T	481	2641	435
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	T*M	0	3961	0
		lực cắt	T	0	792	0
	tổ hợp 2	mô men	T*M	0	13205	0
		lực cắt	T	0	2641	0

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			88	55	80	50
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố đ	gối di đ	gối cố đ	gối di đ
Chiều dài nhịp	L	m	198	198	180	180
Tải trọng rải đều phân trên	W	T/m	50	50	45	45
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10
	H2	m	10	10	10	10

		ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
H.số sửa đổi p/ứng	cho mô men	RM		2	2	2	2
	cho lực cắt	Rq		1,5	1	1,5	1
Mômen q.tính t.đối trụ 1		I1	m^4	1.372	25,2	1.372	25,2
Mômen q.tính t.đối trụ 2		I2	m^4	1.372	25,2	1.372	25,2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$K1=3 \cdot E \cdot I1 / H1^3 =$	T/m	12965	238140	12965	238140
	$K2=3 \cdot E \cdot I2 / H2^3 =$		0	238140	0	238140
	$\Sigma k =$	T/m	12965	476280	12965	476280

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$P0 =$	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	Lt	m	198	165	180	150
Độ cứng trụ	$\Sigma k =$	T/m	12965	476280	12965	476280
Chuyển vị trụ do lực động đất	$Vs = P0 \cdot Lt / \Sigma k =$	m	0.015271	0.000346	0.013883	0.000315

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$\alpha = \int V_s(x) dx = V_s \cdot L =$		3.024	0.057	2.499	0.047
	$\beta = \int W(x) \cdot V_s(x) dx = W \cdot V_s \cdot L =$		149.675	6.791	112.453	5.102
	$\gamma = \int W(x) \cdot V_s(x) \cdot dx = W \cdot V_s \cdot L =$		2.28575	0.00235	1.56120	0.00161

Chu kỳ dao động trụ

$T = 2 \cdot \pi \cdot \text{SQRT}(\gamma / (p_0 \cdot g \cdot \alpha)) =$	sec	1.744	0.407	1.586	0.370
--	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$Cs = 1.2 \cdot A \cdot S / (T^{2/3}) =$		0.398	1.049	0.424	1.118
Số sánh Cs với 2.5.A	$2.5 \cdot A =$		1.000	1.000	1.000	1.000
Lựa chọn Cs	Cs =		0.398	1.000	0.424	1.000

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
CE Tải Đ.Đ rải trên dầm	$q_e(x) = \beta C_s W(x) V_s(x) / \gamma$	T/M	19.68	49.50	19.06	45.00
Lực Đ.Đ t.dương tính lực do động đất	$V_e = q_e(x) \cdot L =$	T	3896.1	8167.5	3431.2	6750.0

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q = V_e / R =$	T	1299	4084	1144	3375
phân cho trụ 1	$Q1 = Q / \Sigma I^* I1$	T	1299	2042	1144	1688
phân cho trụ 2	$Q1 = Q / \Sigma I^* I2$	T	0	2042	0	1688
Mô men do động đất trụ 1	$M1 = Q1 \cdot H1 =$	T*M	9740	10209	8578	8438
Mô men do động đất trụ 2	$M2 = Q2 \cdot H2 =$	T*M	0	10209	0	8438
C.vị do động đất	$Vs = p_0 \cdot Lt / \Sigma k =$	m	0.3005	0.0171	0.2646	0.0142

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	T*M	9740	3063	8578
		lực cắt	T	1299	613	1144
	tổ hợp 2	mô men	T*M	2922	10209	2573
		lực cắt	T	390	2042	343
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	T*M	0	3063	0
		lực cắt	T	0	613	0
	tổ hợp 2	mô men	T*M	0	10209	0
		lực cắt	T	0	2042	0

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			75	48	70	45
Ký hiệu Gối trên trụ	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Loại Gối trên trụ			gối cố đ	gối di đ	gối cố đ	gối di đ
Chiều dài nhịp	L	m	171	171	160	160
Tải trọng rải đều phần trên	W	T/m	43	43	40	40
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10
	H2	m	10	10	10	10

H.số sửa đổi p/ứng	cho mô men	ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	cho lực cắt	RM		2	2	2	2
		Rq		1.5	1	1.5	1
Mômen q.tính t.đổi trụ 1		I1	m^4	1.372	25.2	1.372	25.2
Mômen q.tính t.đổi trụ 2		I2	m^4	1.372	25.2	1.372	25.2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$K1=3 \cdot E \cdot I1 / H1^3 =$	T/m	12965	238140	12965	238140
	$K2=3 \cdot E \cdot I2 / H2^3 =$		0	238140	0	238140
	$\Sigma k =$	T/m	12965	476280	12965	476280

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$p_0 =$	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	Li	m	171	142	160	133
Độ cứng trụ	$\Sigma k =$	T/m	12965	476280	12965	476280
Chuyển vị trụ do lực động đất	$Vs = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.013189	0.000299	0.012341	0.000279

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$\alpha = \int V_s(x) dx = V_s \cdot L =$		2.255	0.042	1.974	0.037
	$\beta = \int W(x) \cdot V_s(x) dx = W \cdot V_s \cdot L =$		96.415	4.365	78.979	3.574
	$\gamma = \int W(x) \cdot V_s(x) \cdot dx = W \cdot V_s \cdot L =$		1.27161	0.00130	0.97465	0.00100

Chu kỳ dao động trụ

$T = 2 \cdot \pi \cdot \text{SQRT}(\gamma / (p_0 \cdot g \alpha)) =$	sec	1.506	0.351	1.409	0.329
--	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
	$Cs = 1.2 \cdot A \cdot S / (T^{2/3}) =$		0.438	1.157	0.458	1.209
So sánh Cs với 2.5A	$2.5 \cdot A =$		1.000	1.000	1.000	1.000
Lựa chọn Cs	Cs =		0.438	1.000	0.458	1.000

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
CD Tải Đ.Đ rải trên dầm	$q_e(x) = \beta \cdot C_s \cdot W(x) \cdot V_s(x) / \gamma$	T/M	18.74	42.75	18.33	40.00
Lực Đ.Đ t.dương tính	$V_e = q_e(x) \cdot L =$	T	3204.4	6079.1	2932.5	5320.0
lực do động đất						

	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q = V_e / R =$	T	1068	3040	978	2660
phần cho trụ 1	$Q1 = Q / \Sigma I \cdot I1 =$	T	1068	1520	978	1330
phần cho trụ 2	$Q2 = Q / \Sigma I \cdot I2 =$	T	0	1520	0	1330
Mô men do động đất trụ 1	$M1 = Q1 \cdot H1 =$	T*M	8011	7599	7331	6650
Mô men do động đất trụ 2	$M2 = Q2 \cdot H2 =$	T*M	0	7599	0	6650
C.vị do động đất	$Vs = p_0 \cdot L / \Sigma k =$	m	0.2471	0.0128	0.2262	0.0112

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	dọc cầu	ngang cầu	dọc cầu	ngang cầu
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	8011	2280	7331	1995
		lực cắt	1068	456	978	399
	tổ hợp 2	mô men	2403	7599	2199	6650
		lực cắt	320	1520	293	1330
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	0	2280	0	1995
		lực cắt	0	456	0	399
	tổ hợp 2	mô men	0	7599	0	6650
		lực cắt	0	1520	0	1330

KẾT QUẢ TÍNH

loại nhịp			6,5	4,0	6,0	3,8
	ký hiệu	đơn vị	phải	trái	phải	trái
Ký hiệu Gối trên trụ			1	0	1	0
Loại Gối trên trụ			gối cố.đ	gối di.đ	gối cố.đ	gối di.đ
Chiều dài nhịp	L	m	145	145	136	136
Tải trọng rải đều phân trên	W	T/m	36	36	34	34
Chiều cao trụ	H1	m	10	10	10	10
	H2	m	10	10	10	10

	ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
H.số sửa đổi p/ứng	cho mô men	RM	2	2	2	2
	cho lực cắt	Rq	1,5	1	1,5	1
Mômen q.tính t.đổi trụ 1	I1	m ⁴	1.372	25,2	1.372	25,2
Mômen q.tính t.đổi trụ 2	I2	m ⁴	1.372	25,2	1.372	25,2

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Độ cứng tương đương của trụ	$K1=3 \cdot E \cdot I1/H1^3=$ $K2=3 \cdot E \cdot I2/H2^3=$ $\Sigma k=$	T/m	12965	238140	12965	238140
			0	238140	0	238140
		T/m	12965	476280	12965	476280

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$p_0=$	T/m	1	1	1	1
Chiều dài nhịp tác dụng lên trụ	Li	m	145	121	136	113
Độ cứng trụ	$\Sigma k=$	T/m	12965	476280	12965	476280
Chuyển vị trụ do lực động đất	$Vs=p_0 \cdot L/\Sigma k=$	m	0.011184	0.000254	0.010489	0.000238

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$\alpha=\int V_s(x)dx=V_s \cdot L=$		1.622	0.031	1.427	0.027
	$\beta=\int W(x) \cdot V_s(x)dx=W \cdot V_s \cdot L=$		58.784	2.671	48.503	2.198
	$\gamma=\int W(x) \cdot V_s(x) \cdot dx=W \cdot V_s \cdot L=$		0.65742	0.00068	0.50877	0.00052

Chu kỳ dao động trụ

$T=2 \cdot \pi \cdot \text{SQRT}(\gamma/(p_0 \cdot g \cdot \alpha))=$	sec	1.277	0.298	1.198	0.280
---	-----	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
	$Cs=1.2 \cdot A \cdot S/(T^{2/3})=$		0.489	1.291	0.511	1.347
Số sánh Cs với 2.5.A	$2.5 \cdot A=$		1.000	1.000	1.000	1.000
Lựa chọn Cs	Cs=		0.489	1.000	0.511	1.000

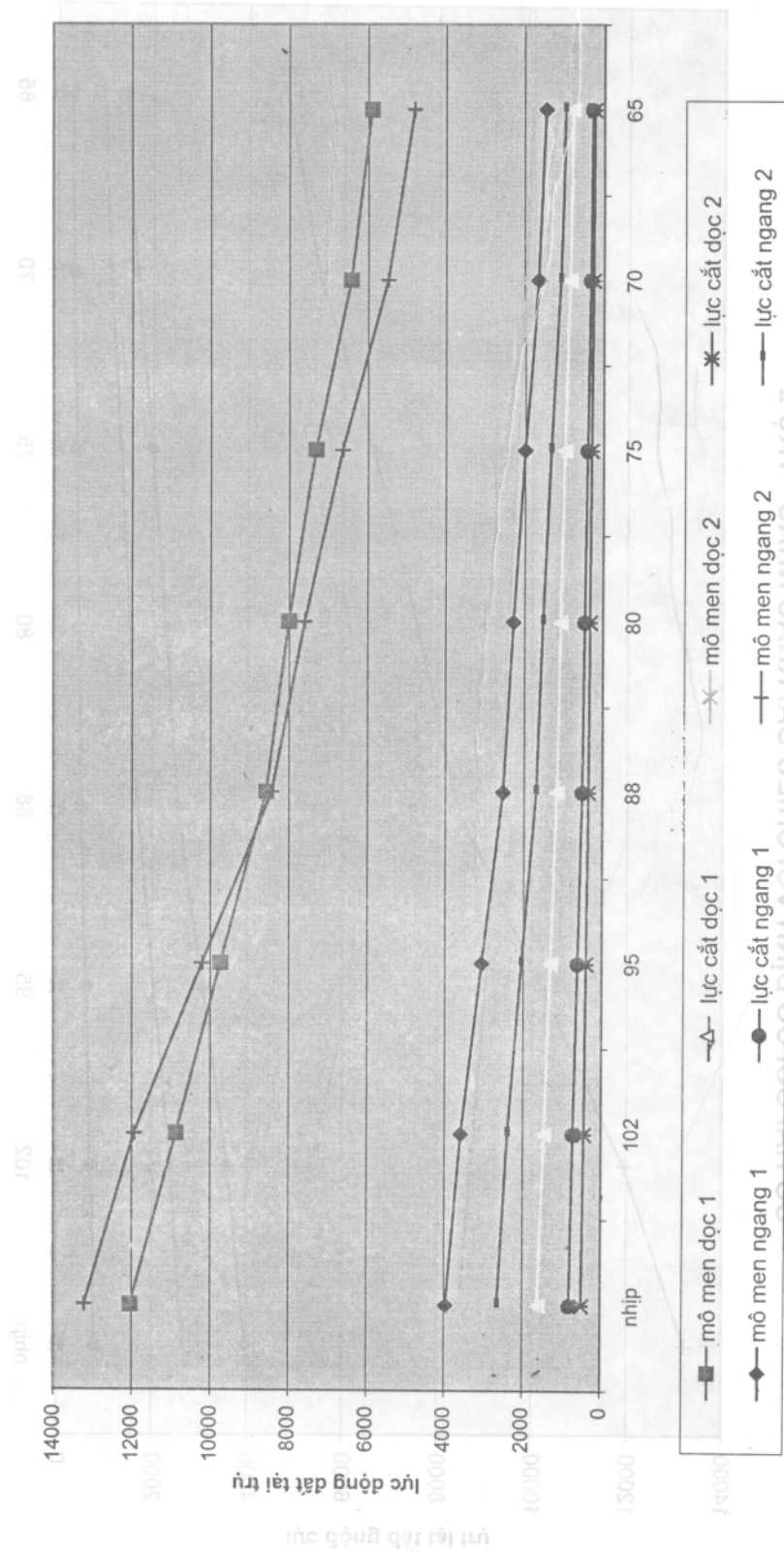
	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
CD Tải Đ.Đ rải trên dầm	$q_e(x)=\beta \cdot C_s \cdot W(x) \cdot V_s(x)/\gamma$	T/M	17.74	36.25	17.36	34.00
Lực Đ.Đ t.đương tính lực do động đất	$V_e=q_e(x) \cdot L=$	T	2571.8	4386.3	2361.2	3848.8

	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	$Q=V_e/R=$	T	857	2193	787	1924
phần cho trụ 1	$Q1=Q/\Sigma I \cdot I1$	T	857	1097	787	962
phần cho trụ 2	$Q1=Q/\Sigma I \cdot I2$	T	0	1097	0	962
Mô men do động đất trụ 1	$M1=Q1 \cdot H1=$	T*M	6430	5483	5903	4811
Mô men do động đất trụ 2	$M2=Q2 \cdot H2=$	T*M	0	5483	0	4811
C.vị do động đất	$Vs=p_e \cdot L/\Sigma k=$	m	0.1984	0.0092	0.1821	0.0081

Tổ hợp tải trọng	công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	6430	1645	5903	1443
		lực cắt	857	329	787	289
	tổ hợp 2	mô men	1929	5483	1771	4811
		lực cắt	257	1097	236	962
trụ 1	tổ hợp 1	mô men	0	1645	0	1443
		lực cắt	0	329	0	289
	tổ hợp 2	mô men	0	5483	0	4811
		lực cắt	0	1097	0	962

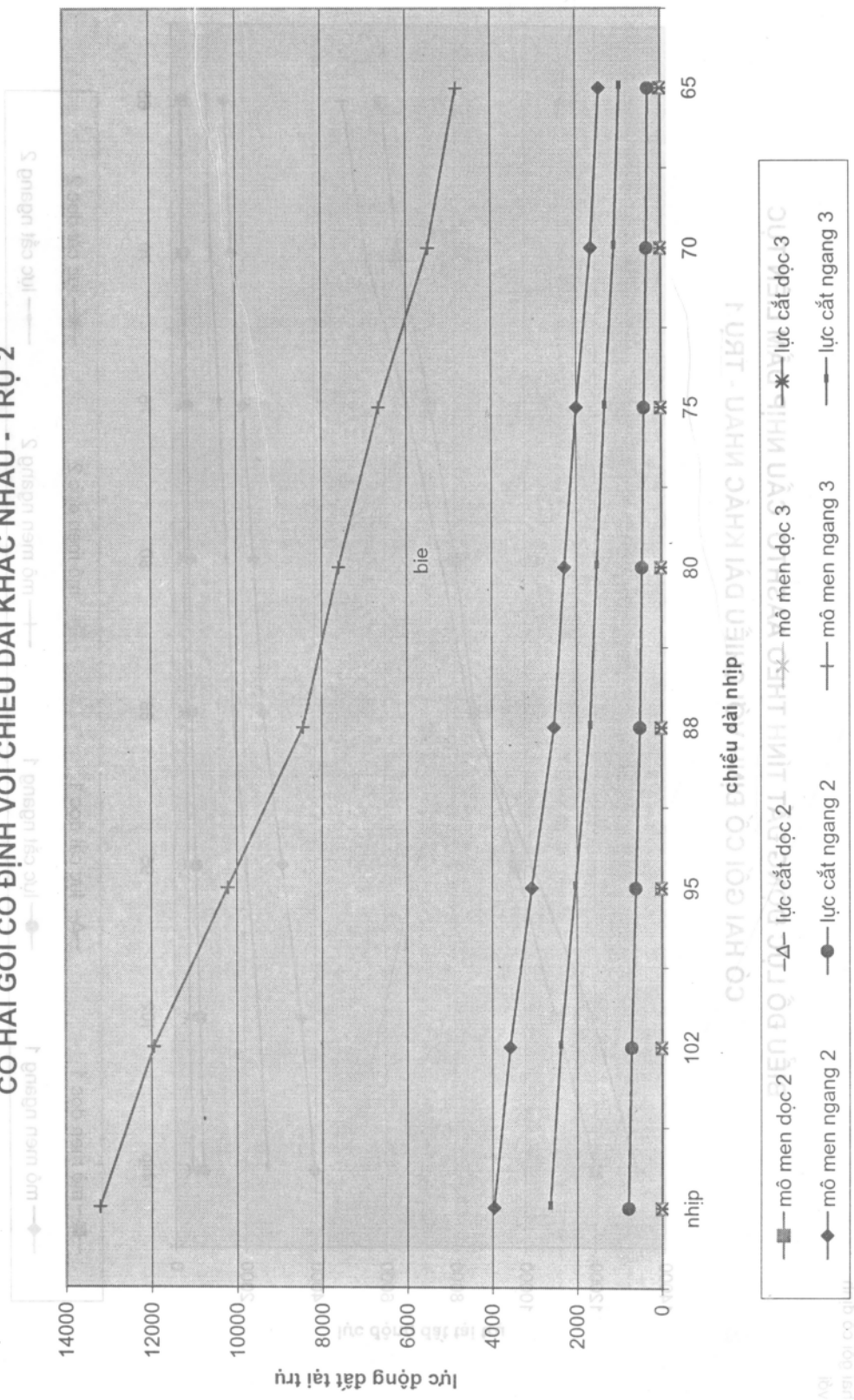
hai gối cố định
với

**BIỂU ĐỒ LỰC ĐỘNG ĐẤT TÍNH THEO AASHTO CẦU NHỊP DẦM LIÊN TỤC
CÓ HAI GỐI CỐ ĐỊNH VỚI CHIỀU DÀI KHÁC NHAU - TRỤ 1**



BIỂU ĐỒ LỰC ĐỘNG ĐẤT TÍNH THEO AASHTO CẦU NHỊP DẦM LIÊN TỤC

BIỂU ĐỒ LỰC ĐỘNG ĐẤT TÍNH THEO AASHTO CẦU NHỊP DẦM LIÊN TỤC
CÓ HAI GỐI CỐ ĐỊNH VỚI CHIỀU DÀI KHÁC NHAU - TRỤ 2



CHỈ DẪN CÁCH VIẾT CHỮ ĐÚNG

BẢN TÍNH LỰC ĐỘNG ĐẤT CHO TRỤ
ĐỒ NHỊP DẪM LIÊN TỤC L=60+95+60 HAI GỐI CỐ ĐỊNH
CÓ CHIỀU CAO TRỤ BIẾN ĐỔI QUI PHẠM AASHTO 1996

THÍ DỤ: 5

SỐ LIỆU BAN ĐẦU

Phân loại tầm quan trọng
mặt cắt đất

1
2

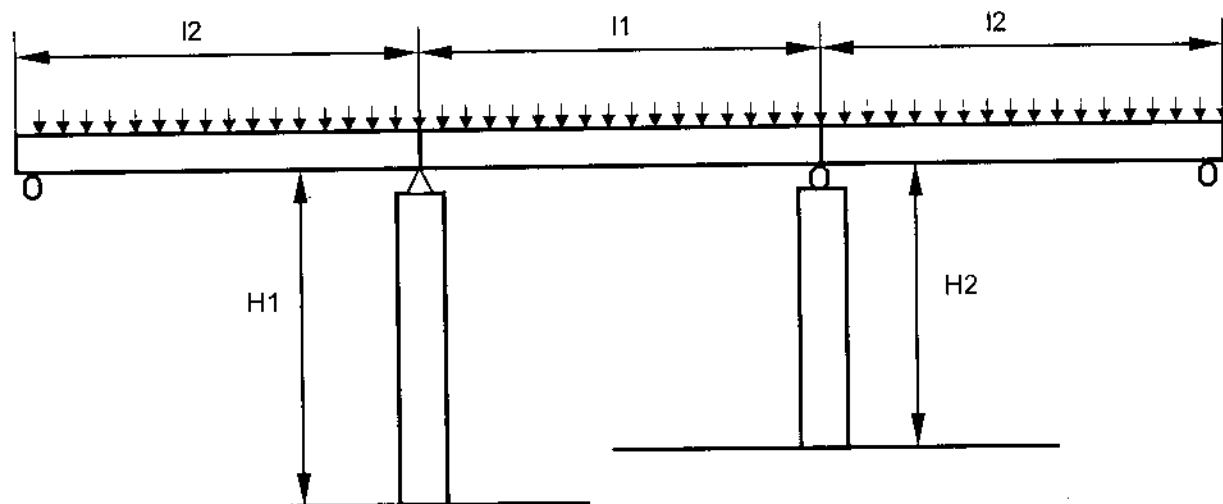
Loại động đất

2

Hệ số gia tốc
 Gia tốc trọng trường
 Môđun đàn hồi Bê tông trụ

đơn vị	A	0.4
m/s^2	g	9.81
T/m^2	E	3150000

SƠ ĐỒ TRỤ



Hệ số địa điểm (S)

loại mặt cắt đất	1	2	3
hệ số địa điểm S	1.0	1.2	1.5

loại mặt cắt đất=	2	vậy hệ số địa điểm	S=	1.2
-------------------	---	--------------------	----	-----

KẾT QUẢ TÍNH

[illegible][illegible]

	đơn vị	đặc cẩu	lượng cẩu	đặc cẩu	lượng cẩu	đặc cẩu	lượng cẩu	đặc cẩu	lượng cẩu	đặc cẩu	lượng cẩu	đặc cẩu	lượng cẩu
công thức và ký hiệu													
Độ cứng uốn	$K_1=3 \cdot 10^4 \cdot I / L^3$	591	10848	738	13549	938	17227	1218	22365	1621	29768	2223	40833
	$K_2=3 \cdot 10^4 \cdot I / 2L^3$	591	10848	738	13549	938	17227	1218	22365	1621	29768	2223	40833
lượng của lư	ΣK	1181	21696	1475	27098	1876	34453	2435	44730	3241	59535	4446	81667

[illegible]

công thức và ký hiệu	độc cầu	ngang cầu	độc cầu	ngang cầu	độc cầu	ngang cầu	độc cầu	ngang cầu	độc cầu	ngang cầu
$Q = \int V_d(x) dx = V_c^L L$	39.132	1.477	31.331	1.182	24.643	0.930	18.981	0.716	14.274	0.538
$\beta = \int W(x)^2 V_d(x) dx = W_c^2 V_c^L L$	4286.720	190.683	3768.135	152.671	2649.130	120.080	2040.504	92.492	1533.061	69.491
$\gamma = \int W(x)^3 V_d(x) dx = W_c^3 V_c^L L$	765.66748	1.57317	490.83113	1.00848	303.64074	0.62387	180.14744	0.37014	101.68855	0.24093

$T=2^* \text{P-SORT}(y(p, g))=$	8874	2.070	7.940	1.853	7.042	1.643	6.180	1.442	5.357	1.250	4.574	1.067	3.833	0.894	3.137	0.732
---------------------------------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Hệ số lực động đất trên trụ

Công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
$C_s=1.2^*A_s(T^*/2)^{1/2}$		0,134	0,355	0,145	0,382	0,157	0,414	0,171	0,451	0,188	0,496	0,209	0,552	0,235	0,621
Số sánh C_s với $2.5A_s$		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Lực chọn C_s		0,134	0,355	0,145	0,382	0,157	0,414	0,171	0,451	0,188	0,496	0,209	0,552	0,235	0,621

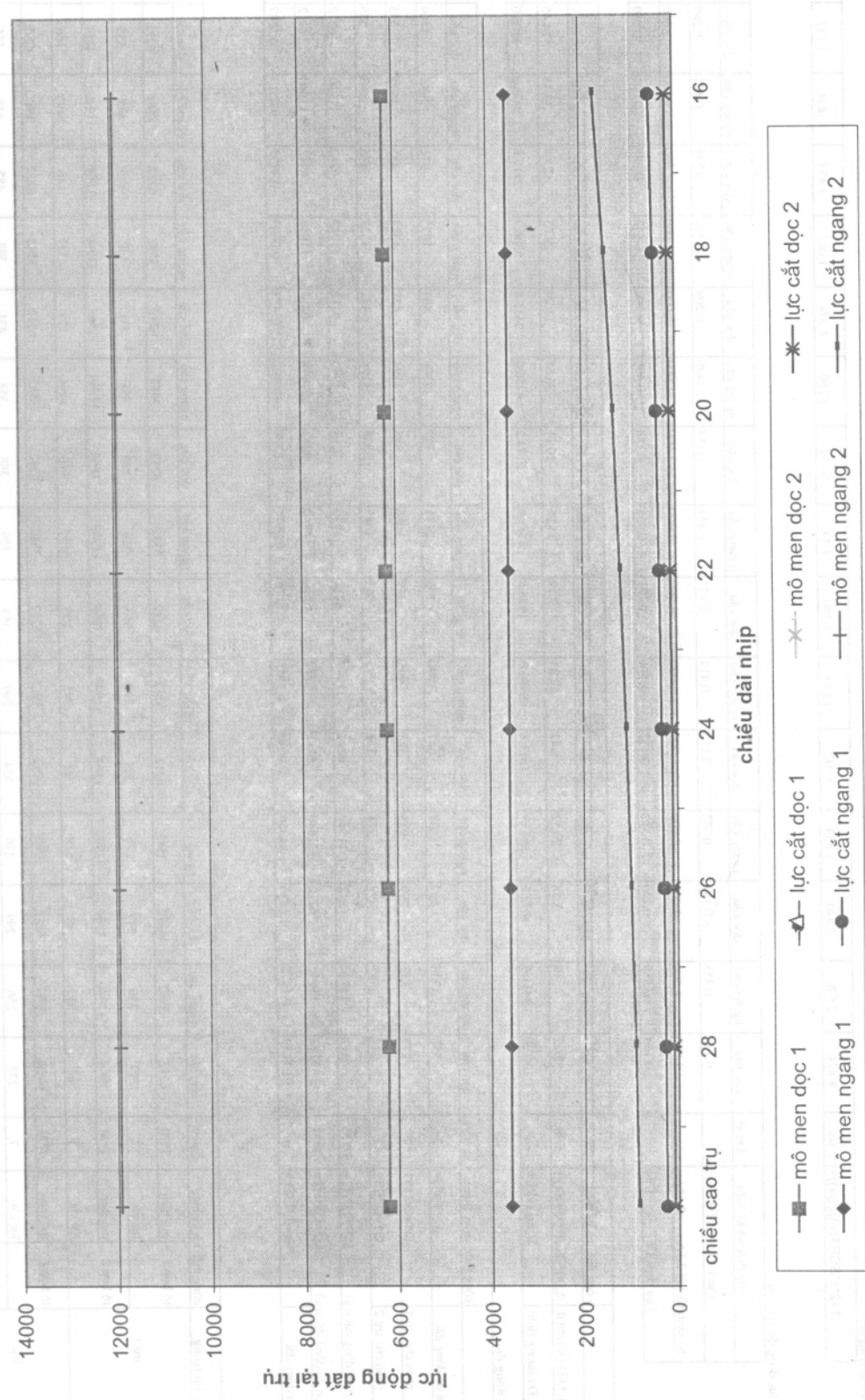
Công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
$Q_0(X)=Q_0(X)/V$	T/M	7.22	19	7.78	20.52	8.43	22.23	9.19	24.26	10.11	26.68	11.24	29.65	12.64	33.35
Lực $Q_0(X)$ tương ứng	T	1553.0	3411.4	1672.5	3673.9	1811.8	3980.0	1976.6	4341.8	2174.2	4776.0	2415.8	5306.7	2717.8	5970.0

Lực do động đất

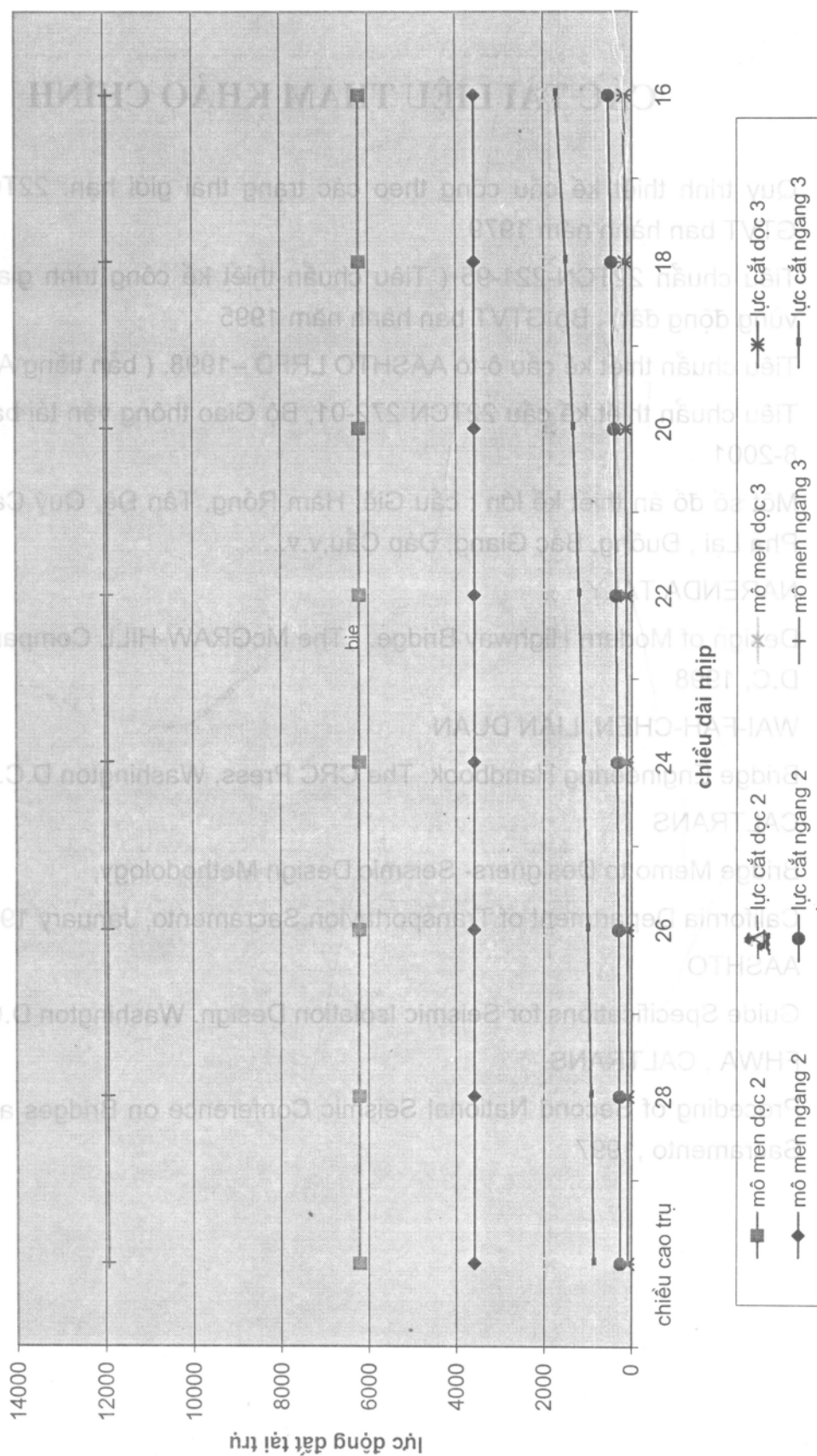
Công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
Lực cắt do động đất	T	555	1706	597	1837	647	1990	706	2171	777	2388	863	2653	971	2985
phần cho trụ 1	T	277	853	299	918	324	995	353	1085	388	1194	431	1327	485	1493
phần cho trụ 2	T	277	853	299	918	324	995	353	1085	388	1194	431	1327	485	1493
Mô men do động đất trụ 1	T*M	6212	11940	6212	11940	6212	11940	6212	11940	6212	11940	6212	11940	6212	11940
Mô men do động đất trụ 2	T*M	6212	11940	6212	11940	6212	11940	6212	11940	6212	11940	6212	11940	6212	11940
C.vị trí động đất	m	1.3147	0.1572	1.1336	0.1356	0.9659	0.1155	0.8116	0.0971	0.6708	0.0802	0.5433	0.0690	0.4293	0.0513

Công thức và ký hiệu	đơn vị	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu	đọc cầu	ngang cầu
tổ hợp 1	T*M	6212	3582	6212	3582	6212	3582	6212	3582	6212	3582	6212	3582	6212	3582
trụ 1	T	277	256	299	276	324	299	353	326	388	358	431	398	485	512
tổ hợp 2	T*M	1864	11940	1864	11940	1864	11940	1864	11940	1864	11940	1864	11940	1864	11940
trụ 1	T	83	853	90	918	97	995	106	1085	116	1194	129	1327	146	1493
tổ hợp 1	T*M	6212	3582	6212	3582	6212	3582	6212	3582	6212	3582	6212	3582	6212	3582
trụ 1	T	277	256	299	276	324	299	353	326	388	358	431	398	485	512
tổ hợp 2	T*M	1864	11940	1864	11940	1864	11940	1864	11940	1864	11940	1864	11940	1864	11940
trụ 1	T	83	853	90	918	97	995	106	1085	116	1194	129	1327	146	1493

BIỂU ĐỒ LỰC ĐỘNG ĐẤT TÍNH THEO AASHTO CẦU NHỊP DẦM LIÊN TỤC L=60+95+60
HAI GỐI CỐ ĐỊNH VỚI CHIỀU CAO TRỤ BIẾN ĐỐI - TRỤ 1



BIỂU ĐỒ LỰC ĐỘNG ĐẤT TÍNH THEO AASHTO CẦU NHỊP DẦM LIÊN TỤC 60+95+60
HAI GỐI CỐ ĐỊNH VỚI CHIỀU CAO TRỤ BIẾN ĐỐI - TRỤ 2



CÁC TÀI LIỆU THAM KHẢO CHÍNH

- 1- Quy trình thiết kế cầu cống theo các trạng thái giới hạn. 22TCN 18-79, Bộ GTVT ban hành năm 1979
- 2- Tiêu chuẩn 22TCN-221-95 (Tiêu chuẩn thiết kế công trình giao thông trong vùng động đất) . Bộ GTVT ban hành năm 1995
- 3- Tiêu chuẩn thiết kế cầu ô-tô AASHTO LRFD –1998. (bản tiếng Anh)
- 4- Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-01, Bộ Giao thông vận tải ban hành tháng 8-2001
- 5- Một số đồ án thiết kế lớn : cầu Giẽ, Hàm Rồng, Tân Đệ, Quý Cao, Non Nước, Phả Lại , Đuống, Bắc Giang, Đập Cầu,v.v...
- 6- NAREDA TALY
Design of Modern Highway Bridge. The McGRAW-HILL Company, Washinton D.C, 1998
- 7- WAI-FAH-CHEN, LIAN DUAN
Bridge Engineering Handbook. The CRC Press, Washington D.C. 2000
- 8- CALTRANS
Bridge Memo to Designers- Seismic Design Methodology,
California Department of Transportayion,Sacramento, January 1999
- 9- AASHTO
Guide Specifications for Seismic Isolation Design. Washington D.C, 1997
- 10- FHWA , CALTRANS
Proceding of Second National Seismic Conference on Bridges and Highways,
Sacramento ,1997

MỤC LỤC

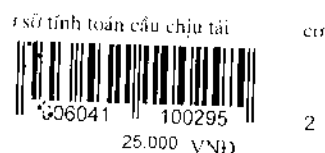
	Trang
<i>Lời nói đầu</i>	3
Chương 1. KHÁI NIỆM VỀ ĐỘNG ĐẤT	5
1.1. Nguyên nhân của động đất	5
1.2. Tác hại của động đất	6
1.3. Một vài khái niệm cơ bản về động đất	7
1.4. Độ nguy hiểm động đất của một lãnh thổ	20
1.5. Phân vùng động đất ở Việt Nam	21
1.6. Dự đoán khả năng xảy ra động đất mạnh ở Việt Nam	22
1.7. Một số tiêu chuẩn phân tích động đất trong thiết kế cầu hiện đang được áp dụng tại Việt Nam	24
1.8. Sự cần thiết của việc thống nhất tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn	25
Chương 2. MỘT SỐ LÝ THUYẾT KHÁNG CHẤN TRONG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH	28
2.1. Vấn đề chung	28
2.2. Phương pháp giải tích	30
2.3. Phương pháp phổ ứng xử	31
2.4. Phương pháp phân tích theo thời gian - phương pháp phân tích theo lịch sử thời gian	51
2.5. Phương pháp tải trọng ngang thay thế	53
2.6. Phương pháp động lực	58
2.7. Phương pháp ngẫu nhiên	59
2.8. Quan niệm thiết kế kháng chấn hiện đại	62
Chương 3. SO SÁNH MỘT SỐ TIÊU CHUẨN KHÁNG CHẤN TRONG THIẾT KẾ CẦU	64
3.1. Tiêu chuẩn Việt Nam và tiêu chuẩn 1981 Liên Xô cũ	64
3.2. Phân tích động đất trong thiết kế công trình cầu theo tiêu chuẩn AASHTO-1996	73
3.3. Phân tích động đất trong thiết kế công trình cầu theo tiêu chuẩn AASHTO-1998	83
3.4. Tiêu chuẩn kháng chấn của Pháp	86
3.5. Tiêu chuẩn kháng chấn của AUSTRALIA	88
	155

3.6. So sánh hai tiêu chuẩn phân tích động đất trong thiết công trình cầu theo AASHTO và Việt Nam	90
3.7. Các cấu tạo kháng chấn cho công trình cầu	95
Chương 4. SO SÁNH CÁC ĐẶC ĐIỂM CHÍNH CỦA TIÊU CHUẨN 22 TCN-221-95 VÀ TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ 22 TCN 272-01 VỀ THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT ĐỐI VỚI CẦU	97
4.1. Giới thiệu	97
4.2. Vài nét chính về cơ sở biên soạn của 22 TCN và AASHTO-LRFD 1998 về thiết kế động đất cho cầu	97
4.3. Về mục tiêu thiết kế và tần suất động đất	98
4.4. Về cơ sở của các phương pháp tính toán	99
4.5. Về các quy định cấu tạo nhằm tăng khả năng chịu động đất cho cầu	102
4.6. Về các bước tính toán để xác định các tải trọng đất và nội lực do động đất	103
4.7. Về các số liệu đầu vào cần thiết cho tính toán	105
4.8. Những đề nghị cụ thể khi biên soạn tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-01	106
Chương 5. MỘT VÀI KIẾN NGHỊ VỀ PHÒNG CHỐNG ĐỘNG ĐẤT CHO CÔNG TRÌNH CẦU	108
5.1. Nguyên tắc chung	108
5.2. Giải pháp vị trí và phương án kết cấu	110
5.3. Một số ý kiến về lập mới tiêu chuẩn phân tích động đất trong thiết kế công trình cầu	113
Phụ lục 1. Một số bản vẽ về cấu tạo kháng chấn của công trình cầu	116
Phụ lục 2. Một số ví dụ về tính lực động đất cho trụ đỡ nhịp dầm theo quy phạm AASHTO 1996	123
Tài liệu tham khảo	154

NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI
80B TRẦN HƯNG ĐẠO - HÀ NỘI
ĐT: 04.9423345 - FAX: 04.8224784

TÌM ĐỌC

- TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ CẦU 22 TCN 272-01
- TIÊU CHUẨN KỸ THUẬT THI CÔNG VÀ NGHIỆM THU CẦU – CỐNG
- CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP NHỊP GIẢN ĐƠN - TẬP I
- CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP - TẬP 2
- CÁC VÍ DỤ THIẾT KẾ CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP NHỊP GIẢN ĐƠN
- CÁC VÍ DỤ PHÂN TÍCH CẦU BẰNG CHƯƠNG TRÌNH SAP 2000
- SỔ TAY KIỂM TRA CẦU
- MỐ TRỤ CẦU
- CẦU THÉP
- THIẾT KẾ THỦY LỰC CHO DỰ ÁN CẦU ĐƯỜNG
- VẬT LIỆU XÂY DỰNG MỚI
- PHÂN TÍCH KẾT CẤU CẦU CONG VÀ CẦU DÂY VĂNG BẰNG SAP 2000
- KHAI THÁC, KIỂM ĐỊNH, SỬA CHỮA, TĂNG CƯỜNG CẦU



Giá: 25.000đ