

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI**

Nguyễn Thị Tuyết Trinh

**PHÂN TÍCH ỨNG XỬ ĐỘNG ĐẤT CỦA
KẾT CẤU MÓNG CỌC ỐNG THÉP DẠNG GIÉNG**

Chuyên ngành: Xây dựng công trình đặc biệt

Mã số : 62.58.50.05

TÓM TẮT LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

Hà Nội – 2010

Công trình được hoàn thành tại: Bộ môn Công trình Giao thông thành phố và Công trình thủy, Khoa Công trình, Trường Đại học Giao thông vận tải và Phòng Nghiên cứu công trình, Khoa Công trình, Trường Đại học Waseda, Nhật Bản.

Người hướng dẫn khoa học: 1. GS.TS. Nguyễn Viết Trung
Trường ĐH GTVT
2. GS.TS. Osamu Kiyomiya
Trường ĐH WASEDA

Phản biện 1: GS.TSKH. Nguyễn Trâm
Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội

Phản biện 2: GS.TS Lê Đình Tâm
Trường Đại học Xây dựng

Phản biện 3: GS.TS Đỗ Như Tráng
Học viện Kỹ thuật Quân sự

Luận án sẽ được bảo vệ trước Hội đồng chấm luận án cấp nhà nước họp tại Trường Đại học Giao thông vận tải vào hồi 08 giờ 30 ngày 08 tháng 07 năm 2010.

Có thể tìm hiểu luận án tại Thư viện Trường Đại học GTVT.

CÁC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ

1. KS.Nguyễn Thị Tuyết Trinh - *Áp dụng móng cọc ống thép dạng giếng trong vùng nước sâu* - Tạp chí khoa học GTVT, Trường Đại học GTVT, Bộ Giáo dục và Đào tạo, số 12, năm 2005.
2. ThS.Nguyễn Thị Tuyết Trinh, GS.TS Nguyễn Việt Trung - *Kết cấu móng cọc ống thép dạng giếng* - Tạp chí Cầu đường VN, Hội Khoa học kỹ thuật cầu đường VN, số 3, năm 2006.
3. MSC. Takeshi Katayama, MSC. Nguyen Thi Tuyet Trinh – *Áp dụng móng cọc ống thép ở Việt Nam* - Hội thảo khoa học “Ứng dụng kết cấu thép trong công trình xây dựng công trình ở Việt Nam” - Bộ GTVT, tháng 11 năm 2006.
4. ThS. Nguyễn Thị Tuyết Trinh, GS.TS Nguyễn Việt Trung - *Ảnh hưởng của hóa lỏng đối với kết cấu móng công trình cầu* - Tạp chí Cầu đường VN, Hội Khoa học kỹ thuật cầu đường VN, số 10, năm 2008.
5. MSC. Nguyen Thi Tuyet Trinh, Dr.Takehiko Himeno - *Comparison between Japanese Specification and AASHTO 1998 Specification in Seismic Design* - Science Journal of Transportation, No.01 International Cooperation Journals MADI-SWJTU-UTC, January 2009.

MỞ ĐẦU

Việt Nam nằm trong vùng chịu tác động mạnh của động đất và thay đổi khí hậu. Căn cứ bản đồ phân vùng động đất lãnh thổ Việt Nam, một số vùng thuộc khu vực phía Bắc có khả năng xảy ra động đất cấp 8 (MSK-64). TP Hồ Chí Minh và các tỉnh phía Nam, trong vòng gần một thế kỷ không bị bất kỳ cơn địa chấn nào, tuy nhiên từ năm 2005 đến nay hàng loạt trận động đất đã xảy ra. Ảnh hưởng của động đất tới công trình rất lớn và nguy hiểm, hư hỏng càng nghiêm trọng khi công trình nằm trong vùng đất yếu, dễ xảy ra hóa lỏng.

Kết cấu móng cọc ống thép dạng giếng (MCOTDG) đã bắt đầu được ứng dụng cho công trình cầu lớn ở Việt Nam, đây là kết cấu móng có độ cứng lớn, thích hợp cho vùng có đất yếu. Tuy nhiên, các nghiên cứu và ứng dụng của dạng kết cấu móng này ở Việt Nam chưa nhiều. Đặc biệt công tác thiết kế kháng chấn cho kết cấu móng nói chung vẫn chưa được thực hiện một cách đầy đủ và đồng bộ.

Từ những lý do trên, tác giả chọn đề tài luận án là “*Phân tích ứng xử động đất của kết cấu móng cọc ống thép dạng giếng*”.

Mục đích nghiên cứu của luận án:

- Đánh giá khả năng hóa lỏng đất trong điều kiện Việt Nam, làm sáng tỏ sự cần thiết của việc xét đến hóa lỏng đất trong thiết kế kháng chấn.
- Xác lập phương pháp thiết kế kháng chấn MCOTDG.
- Phân tích ứng xử động đất của kết cấu móng.

Đối tượng và phạm vi nghiên cứu của luận án:

- Đối tượng nghiên cứu là MCOTDG.
- Phạm vi nghiên cứu là phần kết cấu móng. Phần liên kết giữa móng và bệ móng không được xem xét trong luận án.

Phương pháp nghiên cứu của luận án:

- Phương pháp phân tích và tổng hợp lý thuyết.
- Phương pháp mô hình hóa và phân tích số.

Ý nghĩa khoa học của luận án:

Luận án làm sáng tỏ ảnh hưởng của hóa lỏng đất khi có động đất đối với kết cấu móng cầu và sự cần thiết xét đến hóa lỏng đất của thiết kế kháng chấn trong điều kiện địa chất và địa chấn của Việt Nam. Kiến nghị một mô hình và phát triển phương pháp thiết kế kháng chấn kết cấu MCOTDG. Phân tích ứng xử động đất của kết cấu MCOTDG và đánh giá khả năng chịu động đất của kết cấu móng.

Ý nghĩa thực tiễn của luận án:

Luận án có thể làm tài liệu tham khảo cho các kỹ sư khi thực hiện thiết kế kháng chấn cho kết cấu móng nói chung và kết cấu MCOTDG nói riêng.

Nội dung của luận án:

Luận án bao gồm phần mở đầu, 4 chương nội dung, phần kết luận, kiến nghị, những nghiên cứu tiếp theo, danh mục tài liệu tham khảo và 7 phụ lục.

CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN VỀ ẢNH HƯỞNG CỦA ĐỘNG ĐẤT ĐỐI VỚI KẾT CẤU MÓNG VÀ TÌNH HÌNH THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN TRÊN THẾ GIỚI VÀ Ở VIỆT NAM

1.1 Khái niệm về hiện tượng động đất

Động đất là sự chuyển động bất ngờ của bề mặt Trái đất ở một nơi nào đó tùy thuộc vào khả năng tích trữ và giải phóng năng lượng của đất [11].

1.2 Ảnh hưởng của động đất đối với kết cấu móng cầu

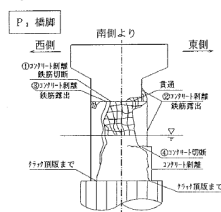
Khi xảy ra động đất, nhiều trường hợp kết cấu phần trên vẫn còn nguyên vẹn trong khi công trình đã bị lật hay lún sụt. Công trình đã bị phá huỷ không phải chỉ do lực động đất mà còn do đất bị hoá lỏng [38].

Trận động đất ở Kobe năm 1995, $M_w = 6,9$ lớn nhất Nhật Bản. $A=0,5-0,8$. Ở cầu Kobe, do hóa lỏng đất tại móng giếng chìm, gối trượt tại phía bắc của cầu dịch chuyển gần 0,6m (hình 1.11)[33].



Hình 1.11 Cầu Kobe và hư hỏng móng do hóa lỏng đất [33]

Tuy nhiên cũng trong trận động đất Kobe, ở cầu Nishinomiya, trụ P3 và P6 bị gãy, dầm cầu bị lệch 80cm so với phương vuông góc với trục cầu. Kiểm tra kết cấu MCOTDG cho thấy cọc ống thép, tai nối cọc và các liên kết đều không có hư hỏng nào (hình 1.13). Điều này thể hiện tính kháng chấn cao của MCOTDG.



a) Hư hỏng trụ P3

b) MCOTDG sau động đất

Hình 1.13 Trụ P3 và móng cầu Nishinomiya sau động đất [10]

1.3 Tình hình thiết kế kháng chấn trên thế giới và ở Việt Nam

1.3.1 Tình hình thiết kế kháng chấn trên thế giới

Về bản đồ nguy hiểm địa chấn, thế giới đã có nhiều sửa đổi và nâng cấp cho bản đồ nguy hiểm địa chấn. Bản đồ đường đồng mức đỉnh gia tốc nền cho 3 xác suất vượt quá khác nhau (PE) là: 10%PE trong 50 năm, 5%PE trong 50 năm và 2%PE trong 50 năm [32].

Về tiêu chuẩn kháng chấn, công tác thiết kế kháng chấn trên thế giới, đặc biệt là của California (Caltrans) và Nhật Bản (JRA, 2002), đã được thực hiện khá đầy đủ và chi tiết cho từng kết cấu của công trình, các khái niệm và nguyên tắc thiết kế mới đã được ra đời [15][16][17][32]:

Về nguyên tắc thiết kế mới, chia làm 2 cấp thiết kế:

- Đối với động đất nhỏ và vừa:
 - Thiết kế sao cho kết cấu kháng lại trong phạm vi đàn hồi;
 - Đánh giá động đất theo chức năng, xác suất 10% trong 50 năm.
- Đối với động đất lớn
 - Thiết kế sao cho đảm bảo an toàn sinh mạng cho con người;
 - Thiết kế sao cho kết cấu không sụp đổ và còn khả năng phục vụ;
 - Đánh giá động đất theo an toàn, xác suất 2% trong 50 năm.

1.3.2 Tình hình thiết kế kháng chấn ở Việt Nam

Về trạm quan trắc địa chấn, còn rất sơ sài, hiện nay miền Bắc có 23 trạm, miền Nam có 3 trạm.

Về bản đồ phân vùng động đất [4], năm 2002 Viện Vật lý Địa cầu ban hành bản đồ phân vùng động đất, tỷ lệ 1/25.000, phân vùng nhỏ động đất với chu kỳ là 1000 năm (chỉ có đối với Hà Nội).

Về Tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn [3][4][5], chưa đầy đủ và chưa cụ thể.

CHƯƠNG 2: ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG HÓA LỎNG ĐẤT KHI CÓ ĐỘNG ĐẤT

2.1 Hiện tượng hóa lỏng đất khi có động đất xảy ra

Hóa lỏng đất là hiện tượng phá hoại đất nền thường do đất rời bão hòa nước bị mất cường độ do áp lực nước lỗ rỗng tăng đột ngột khi có tải trọng động tác dụng [52].

2.2 Đánh giá khả năng hóa lỏng đất ở khu vực Hà Nội khi có động đất

2.2.1 Cấu trúc địa chất khu vực Hà Nội [8]

Từ dưới lên có các địa tầng: tầng Lệ Chi, Hà Nội, Vĩnh Phúc, Hải Hưng và Thái Bình.

2.2.2 Đặc điểm địa chất công trình khu vực Hà Nội [8]

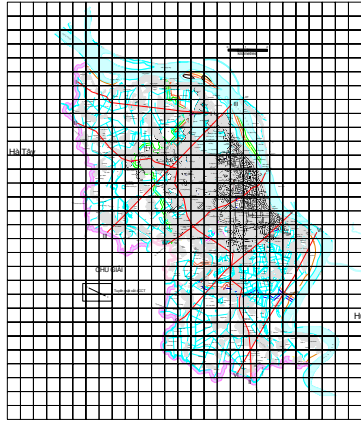
Trong phạm vi Hà Nội, tồn tại 18 lớp:

- Lớp trên cùng: Đất lấp, thành phần hỗn tạp
- Phụ hệ tầng Thái Bình trên từ lớp 1 đến 3 chủ yếu là cát và sét pha
- Phụ hệ tầng Thái Bình dưới từ lớp 4 đến 7* chủ yếu là sét pha và cát
- Hệ tầng Hải Hưng từ lớp 8 đến lớp 9 chủ yếu là sét và bùn sét
- Hệ tầng Vĩnh Phúc từ lớp 10 đến lớp 12 chủ yếu là cát và sét pha
- Hệ tầng Hà Nội từ lớp 14 đến lớp 15 chủ yếu là sét pha và cuội sỏi
- Hệ tầng Lệ Chi từ lớp 16 đến lớp 17 chủ yếu là cát pha và cuội sỏi
- Hệ tầng đá gốc từ lớp 18 đến lớp 19 chủ yếu là sét pha và sét kết.

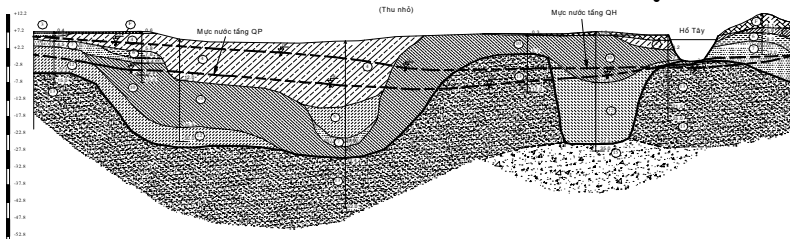
2.2.3 Đặc điểm địa chất thủy văn khu vực Hà Nội [8]

Có 3 tầng chứa nước chủ yếu là tầng chứa nước Holocen, Pleistocen trên và Pleistocen dưới.

* Xây dựng 5 mặt cắt địa chất công trình khu vực Hà Nội (hình từ 2.2) [8].



Hình 2.2 Sơ đồ vị trí các mặt cắt địa chất khu vực Hà Nội



Hình 2.3 Mặt cắt địa chất công trình và địa chất thủy văn tuyến I-I

2.2.4 Đánh giá khả năng hóa lỏng đất ở khu vực Hà Nội khi có động đất

2.2.4.1 Phương pháp đánh giá hóa lỏng áp dụng cho luận án

- Đánh giá dựa trên điều kiện địa chất, địa chấn
- Đánh giá dựa trên kết quả thí nghiệm, điều tra địa chất

2.2.4.2 Đánh giá chung: Dựa trên điều kiện địa chất, địa chấn [9].

a) Đặc trưng đất nền:

Địa chất khu vực Hà Nội thuộc loại trầm tích sông hồ đầm lầy, đây là yếu tố gây ra khả năng hóa lỏng đất. Đất chủ yếu là cát, sét, cát pha và sét pha, các lớp đất có chiều dày khá lớn: 14,4m (lớp 3); 26,2m (lớp 6)... , khả năng thoát nước kém nên khả năng hóa lỏng cao.

b) Mức nước ngầm:

Tầng chứa nước Holocen và Pleistocen trên nằm ở cao độ nhỏ hơn 20m – khoảng cao độ dễ xảy ra hóa lỏng nhất.

c) Đặc tính động đất

Khu vực Hà Nội được chia thành 3 khu vực có khả năng động đất cấp 7, cấp 8 và cấp 8-9, đây là yếu tố tác nhân gây ra hóa lỏng đất.

2.2.4.3 Đánh giá chi tiết: Xét các mặt cắt các tuyến từ I-I đến V-V.

a) *Tuyến I-I:* Xét các lớp đất trong phạm vi chiều sâu có khả năng hóa lỏng (<20m), lớp đất chủ yếu là lớp 4 và lớp 10:

- Lớp 4 có hàm lượng hạt cát 21.08%, hạt bụi 37.37% hạt sét 41.65%. Có chỉ số dẻo $I_p=13,3-20,4\%$. Do đó $FC>35\%$ và $I_p<15\%$, $D_{50}<10\text{mm}$ và $D_{10}<1\text{mm}$. Vậy có khả năng xảy ra hóa lỏng ở lớp này .

- Lớp 10 có hàm lượng hạt cát 27.05%, hạt bụi 40.1% hạt sét 32.85%. Chỉ số dẻo $I_p=16,35\%$. Do đó $FC>35\%$ nhưng $I_p>15\%$. Tuy nhiên $D_{50}<10\text{mm}$ và $D_{10}<1\text{mm}$.

Vậy khả năng xảy ra hóa lỏng ở lớp này ít.

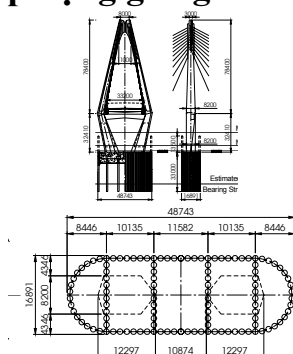
Trên tuyến I-I lớp 4 và lớp 10 có khả năng hóa lỏng khi có động đất lớn hơn cấp 7, đặc biệt là lớp 4.

b) Phân tích tương tự, trên tuyến II-II đến V-V đều có các lớp đất có khả năng hóa lỏng.

Do đó, có thể cảnh báo rằng khu vực Hà nội có khả năng xảy ra hóa lỏng đất khi có động đất lớn hơn cấp 7.

CHƯƠNG 3: PHÂN TÍCH PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN CHO MÓNG CỌC ỚNG THÉP DẠNG GIẾNG TRONG ĐIỀU KIỆN VIỆT NAM

3.1 Giới thiệu móng cọc ống thép dạng giếng

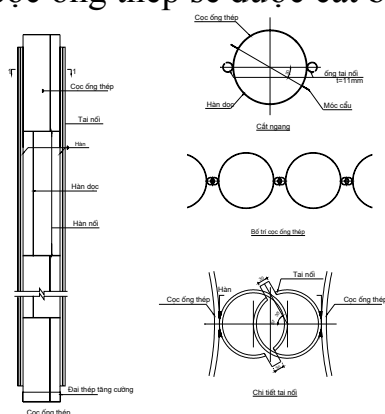


Hình 3.2 Cầu Nhật Tân (Việt Nam) áp dụng MCOTDG [10]

MCOTDG là một loại móng có dạng vòng vây khép kín, các cọc ống thép có đường kính lớn liên kết lại với nhau qua hai ống tai nối có khe hở (hình 3.4). Phần tai nối được nhồi vữa, phần đỉnh cọc được liên kết cứng với bộ cọc qua các thanh thép và bản thép nối [51].

Móng này kiêm làm vòng vây thi công, sau khi làm vòng vây thi công bộ móng và thân trụ, phần trên của cọc ống thép sẽ được cắt bỏ.

Hình 3.4 Cấu tạo cọc ống thép và tai nối



3.2 Các phân tích cho thiết kế kháng chấn móng cọc ống thép dạng giếng trong điều kiện Việt Nam

3.2.1 Phân tích phương pháp thiết kế kháng chấn MCOTDG trong điều kiện Việt Nam

Tham khảo Tiêu chuẩn kháng chấn của các nước tiên tiến [15][16][17], thiết kế kháng chấn cho công trình ở Việt Nam nên chia làm 2 cấp thiết kế cho cấp động đất nhỏ, vừa và cho cấp động đất lớn.

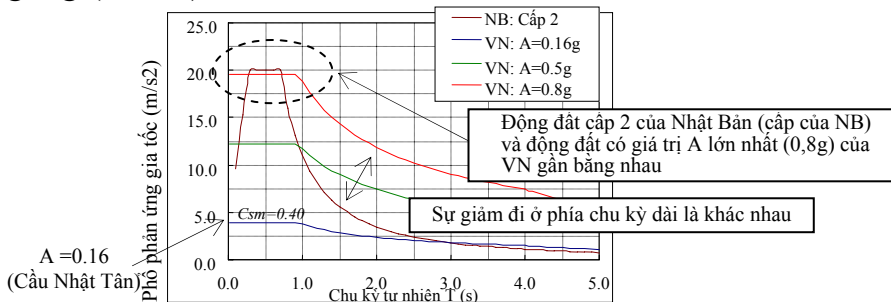
Số liệu động đất đo được tại khu vực xây dựng cầu trong quá khứ không đầy đủ, do đó phương pháp thiết kế kháng chấn ở Việt Nam hiện nay nên theo phương pháp tĩnh hoặc phương pháp động sử dụng phổ phản ứng (không theo phương pháp phân tích theo lịch sử thời gian).

3.2.2 Phân tích phương pháp xem xét lực địa chấn trong Tiêu chuẩn 22TCN 272-05 và so sánh với JRA, 2002

a) Điểm xuất phát và quá trình đi đến kết quả

- 22TCN 272-05: từ hệ số gia tốc A có xét đến xác suất tái hiện suy ra phổ phản ứng gia tốc. Từ đó xét đến các hệ số điều chỉnh và có được hệ số phản ứng động đất đàn hồi (C_{sm}).

- JRA, 2002: từ dạng sóng quan sát trong quá khứ suy ra phổ phản ứng gia tốc. Từ đó xét đến các hệ số điều chỉnh và có được hệ số địa chấn thiết kế theo phương ngang ($k_{hco} \cdot C_z$).



Hình 3.15 Đường cong phổ phản ứng gia tốc theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-05 và JRA, 2002 (Phụ lục 1)

b) Kết quả phổ phản ứng: Đồ thị hình 3.15 cho thấy:

- Giá trị phổ gia tốc lớn nhất của hai Tiêu chuẩn đều tập trung ở giá trị chu kỳ tự nhiên tương đương nhau;
- Giá trị phổ gia tốc lớn nhất của động đất cấp 2 của JRA, 2002 tương đương với giá trị phổ gia tốc lớn nhất của A=0,8 của 22TCN 272-05;
- Độ dốc giảm phổ gia tốc ở phía chu kỳ dài của JRA, 2002 dốc hơn Tiêu chuẩn 22TCN 272-05.

Kết luận: Hệ số C_{sm} trong 22TCN 272-05 và hệ số $k_{hco} \cdot C_z$ trong JRA, 2002 có điểm xuất phát và quá trình đi đến kết quả là khác nhau nhưng có kết quả tương đương nhau. Có thể sử dụng hệ số C_{sm} trong 22TCN 272-05 thay cho hệ số $k_{hco} \cdot C_z$ trong JRA, 2002.

3.2.3 Phân tích các yếu tố cần kiểm tra khi thiết kế kháng chấn MCOTDG

Móng nằm trong lòng đất, việc phát hiện những hư hỏng và sửa chữa móng khó khăn hơn so với các bộ phận phía trên móng. Thiết kế móng sao cho theo phương ngang, sức chịu tải của móng lớn hơn của trụ. Do đó phải **kiểm tra sức chịu tải của móng**. Tuy nhiên, khi sức chịu tải cực hạn của trụ quá lớn so với hệ số phản ứng động đất đàn hồi, thiết kế cho phép xuất hiện chảy dẻo trong móng với tỷ lệ dẻo sao cho hư hỏng nằm trong phạm vi sửa chữa được [37][17]. Do đó phải **kiểm tra tỷ lệ**

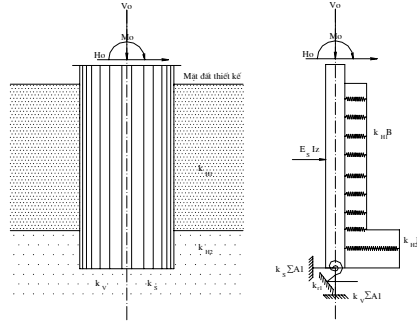
đeo của móng. Để đảm bảo độ an toàn của toàn bộ hệ thống cầu, phải **kiểm tra chuyển vị của móng** [4]. Đối với khu vực được cảnh báo là có khả năng hóa lỏng, phải **xét đến ảnh hưởng của hóa lỏng đất** [4].

3.2.4 Phân tích các mô hình thiết kế và kiến nghị mô hình thiết kế kháng chấn của luận án

3.2.4.1 Các mô hình tính trong JRA, 2002 [17]

a) Mô hình dầm dài hữu hạn trên nền đàn hồi (hình 3.17)

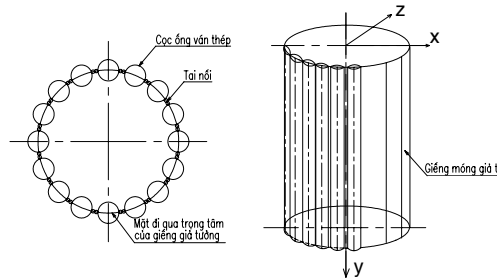
Hình 3.17 Phân tích MCOTDG theo mô hình dầm trên nền đàn hồi



b) Mô hình dầm giếng giả tưởng (hình 3.18)[17]

Dựa trên lý thuyết dầm giếng với mô hình dầm dài hữu hạn trên nền đàn hồi nhưng có xét đến chênh lệch chuyển vị giữa các tai nối.

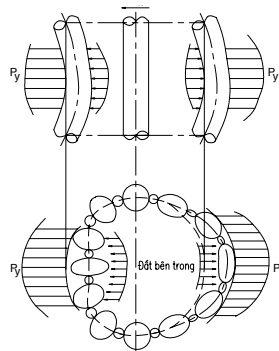
Hình 3.18 Phân tích MCOTDG theo mô hình dầm giếng giả tưởng



3.2.4.2 Nhận xét các mô hình trong JRA, 2002

- Đơn giản trong tính toán, kết quả sát với ứng xử thực tế của móng.
- Tuy nhiên, khi kích thước móng lớn, biến dạng cắt lớn hơn rất nhiều so với biến dạng uốn và chênh lệch lực cắt tại nối xuất hiện, mặt cắt móng sẽ bị biến dạng, ứng suất cọc ống thép phía mặt trước móng có xu hướng tăng lên do chịu sức kháng đất nền lớn (hình 3.21).
- Độ cứng tổng hợp của móng thể hiện qua hệ số chiết giảm ($\mu=0,75$) có từ thực nghiệm, chưa thể hiện rõ thực chất các vấn đề như: ảnh hưởng của kích thước móng, ảnh hưởng của tác động vòm tại phần cong, ảnh hưởng của đất bên trong.

Hình 3.21 Biến dạng mặt cắt móng

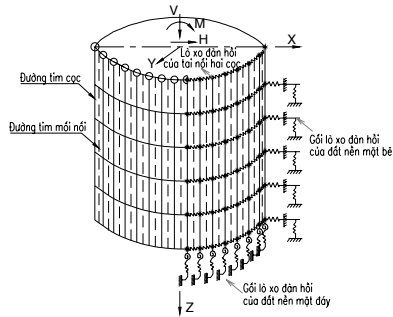


- Giá trị nội lực và chuyển vị có được là giá trị của toàn bộ hệ móng, do đó sẽ không có được giá trị nội lực chính xác và không nghiên cứu được vị trí cũng như trạng thái ứng xử của cọc bất lợi nhất.

3.2.4.3 Kiến nghị mô hình thiết kế kháng chấn của luận án

Kiến nghị mô hình MCOTDG là kết cấu khung không gian, các cọc ống thép được mô hình là hệ thanh, bệ móng được mô hình là hệ khối. Phần liên kết của hai cọc ống thép được mô hình là lò xo đàn hồi tại nối, phần liên kết của cọc ống thép với đất nền được mô hình là lò xo đàn hồi đất nền (hình 3.22). Kết quả phân tích là nội lực, ứng suất và chuyển vị của từng cọc.

Hình 3.22 Mô hình phân tích khung không gian



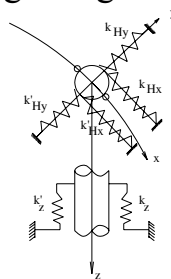
a) Các giả thiết cho phân tích

- Không xét đến biến dạng mặt cắt của riêng cọc ống thép.
- Coi bệ móng là cứng và liên kết với bệ móng là liên kết cứng

b) Điều kiện biên liên kết giữa cọc và đất nền

Là các gối lò xo đàn hồi theo 2 phương nằm ngang (k_{Hx} , k_{Hy}) và 1 phương thẳng đứng (k_z) (hình 3.23), liên kết với đất nền tại đáy cọc là các gối lò xo đàn hồi theo 1 phương nằm ngang (k_s) và 1 phương thẳng đứng (k_v) (hình 3.24).

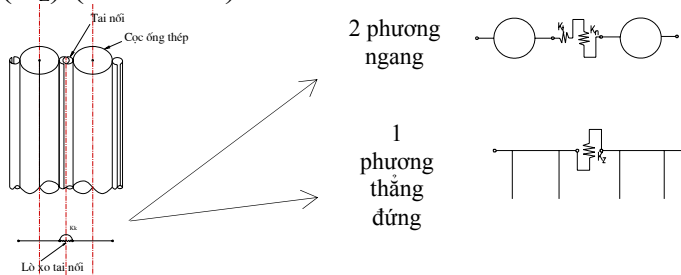
Hình 3.23 Lò xo đàn hồi do đất nền



Hệ số phản lực nền có thể có được qua thí nghiệm gia tải theo phương ngang, thí nghiệm nén một trục hay nén 3 trục, thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn, ngoài ra có thể tính trực tiếp từ công thức hay tra bảng theo loại đất.

c) Mô hình hóa liên kết giữa hai cọc ống thép với nhau (tại nối)

Là lò xo đàn hồi có độ cứng theo 2 phương ngang (K_n , K_t) và 1 phương thẳng đứng (K_z) (hình 3.26).



Hình 3.25 Lò xo đàn hồi do tai nối

Độ cứng K_z (kN/m^2) thể hiện bằng mô đun đàn hồi chống cắt của tai nối (G_j), có thể lấy kết quả thực nghiệm $G_j = 1.200.000 \text{ kN/m}^2$ [17].

Độ cứng K_t (kN/m^2) và K_n (kN/m^2) có thể sử dụng giá trị từ thực nghiệm như bảng 3.5 [51].

Bảng 3.5 Độ cứng K_t và K_n của tai nối [51]

	K_t	K_n
Độ cứng	500.000 kN/m^2	50.000.000 kN/m^2

d) Công thức cơ bản tính chuyển vị của cọc: từ (3.18) đến (3.21):

- Theo phương x: $E_s I_x \frac{d^4 u}{dz^4} + k_{Hx} D_0 u = q_x + J_{fx}$ (3.18)

- Theo phương y: $E_s I_y \frac{d^4 v}{dz^4} + k_{Hy} D_0 v = q_y + J_{fy}$ (3.19)

- Theo phương z: $E_s A_0 \frac{d^4 w}{dz^4} + k_z \pi D_0 w = q_z + J_{fz}$ (3.20)

- Theo phương θ_z : $K_j \frac{d^2 \theta}{dz^2} = q$ (3.21)

Trong đó:

u, v, w, θ : Chuyển vị theo phương x, y, z (m) và góc quay (rad)

k_{Hx}, k_{Hy}, k_z : Sức kháng đất nền (kN/m^3)

q_x, q_y, q_z, q : Ngoại lực theo phương x, y, z, θ_z (kN)

J_{fx}, J_{fy}, J_{fz} : Lực được truyền từ phần tai nối của cọc ống thép (kN)

$E_s I_x, E_s I_y$: Độ cứng chống uốn của cọc theo phương x, y (kN.m^2)

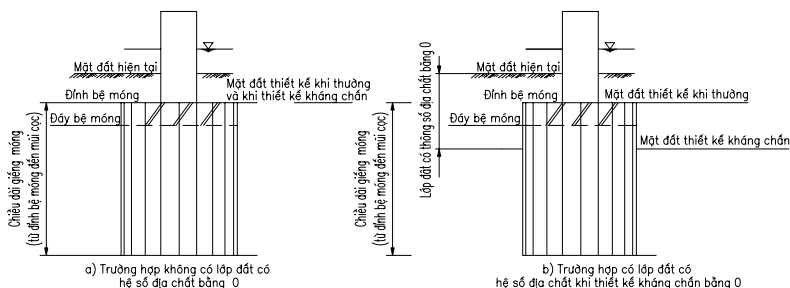
K_j : Độ cứng chống xoắn của cọc ống thép (kN.m^2)

$E_s A_0$: Độ cứng dọc trục của cọc ống thép (kN.m^2)

D_0 : Đường kính ngoài của cọc ống thép (m)

3.2.5 Xác định các yếu tố ảnh hưởng đến thiết kế kháng chấn MCOTDG

3.2.5.1 Xác định mặt đất thiết kế kháng chấn (hình 3.26) [17][37].



Hình 3.26 Mặt đất thiết kế kháng chấn nói chung [17]

3.2.5.2 Xác định giá trị giới hạn của cường độ phản lực nền.

Vì phương pháp thi công cọc ống thép là phương pháp đóng, rung hoặc ép nên giá trị giới hạn của cường độ phản lực nền cắt theo phương ngang là giá trị của sức kháng cắt của đất nền xét tới sự không bằng phẳng của cọc, theo phương thẳng đứng sẽ lấy theo cường độ ma sát của mặt xung quanh cọc ống thép.

3.2.5.3 Xác định giới hạn chảy thiết kế của MCOTDG

Giới hạn chảy thiết kế là giới hạn chảy của móng, giới hạn chảy của đất nền hoặc đẩy nổi của móng từ đất nền. Căn cứ vào kết quả thí nghiệm của Hiệp hội cọc ống thép Nhật Bản, giới hạn chảy thiết kế của móng là một trong các trạng thái đạt tới trước tiên như Bảng 3.7.

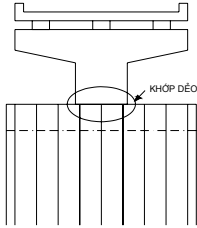
Bảng 3.7 Giới hạn chảy của MCOTDG [51]

Ứng suất của cọc	Sức chịu tải của đáy móng	
Hơn 1/4 số cọc đóng xuống vòng ngoài móng có ứng suất tại mép cọc đạt tới ứng suất chảy.	Hơn 1/4 số cọc có sức chịu tải mũi cọc đạt tới sức chịu tải cực hạn.	Cọc ống thép có sức chịu tải mũi cọc đạt tới cực hạn và tổng lực đẩy nổi đạt tới 60%

3.3 Xác lập phương pháp thiết kế kháng chấn của MCOTDG

3.3.1 Thiết kế kháng chấn với mục tiêu là cho xuất hiện chảy dẻo tại chân trụ (hình 3.30)

Hình 3.29 Vị trí khớp dẻo của trụ để thu hút năng lượng



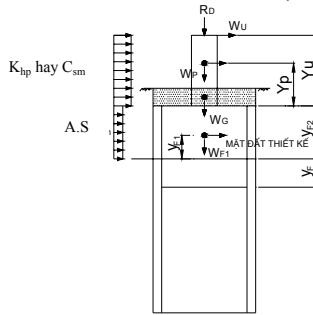
3.3.1.1 Tải trọng xét đến trong thiết kế (hình 3.32)

$$V = R_D + W_p + W_F + W_G \quad (3.25)$$

$$H = \min(k_{hp}, C_{sm})x(W_u + W_p) + A.S.W_{F1} \quad (3.26)$$

$$M = \min(k_{hp}, C_{sm})x[W_u(y_u + y_{F2}) + W_p(y_p + y_{F2})] + A.S.W_{F1}y_{F1} \quad (3.27)$$

Hình 3.32 Các lực tác dụng khi mặt đất thiết kế thấp hơn đỉnh bệ



V, H: Lực thẳng đứng và lực nằm ngang tại đỉnh móng (kN)

M: Mô men tại đỉnh móng (kN.m)

R_D : Tĩnh tải của KCPT (kN); W_U : Tải trọng của KCPT do trụ đỡ (kN)

W_P : Tải trọng của trụ (kN); W_F : Tải trọng bệ cọc (kN);

W_G : Tải trọng của đất chất bên trên (kN)

y_U : K/c từ mép dưới trụ đến vị trí tác dụng lực quán tính KCPT (m)

y_P : K/c từ mép dưới trụ đến vị trí trọng tâm của thân trụ (m)

k_{hp} : Hệ số sức kháng của trụ

C_{sm} : Hệ số phổ phản ứng địa chấn đàn hồi

W_{F1} : Tải trọng của kết cấu móng phía trên từ đất nền thiết kế (kN)

y_{F1} : K/c từ trọng tâm của kết cấu móng tới mặt đất thiết kế (m)

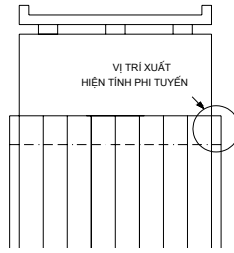
y_{F2} : K/c từ đỉnh bệ cọc đến mặt đất thiết kế (m)

A: Hệ số gia tốc (kN) ; S: Hệ số thực địa lấy theo loại đất

3.3.1.2 Kiểm tra sức chịu tải của móng

3.3.2 Thiết kế kháng chấn với mục tiêu cho xuất hiện chảy dẻo tại móng (hình 3.33).

Hình 3.33 Vị trí chảy dẽo của móng để thu năng lượng



Trường hợp này sức chịu tải của trụ [51]: $P_u \geq 1,5.C_{sm}.W$ (3.37)

Cho chảy dẽo xuất hiện tại thân móng, giảm chấn xuất hiện, hư hỏng móng không tiến triển lên nữa

3.3.2.1 Tải trọng xét đến trong thiết kế (hình 3.33)

$$V = R_D + W_p + W_F + W_G \quad (3.25)$$

$$H = \min(k_{hp}, C_{sm})x\{(W_u + W_p) + (A/C_{sm}).W_{F1}\} \quad (3.41)$$

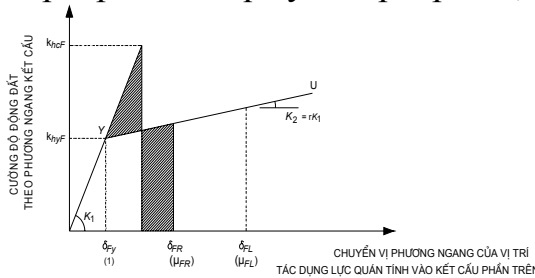
$$M = \min(k_{hp}, C_{sm})x\{(W_u(y_u + y_{F2}) + W_p(y_p + y_{F2}) + (A.S/C_{sm}).W_{F1}y_{F1})\} \quad (3.42)$$

3.3.2.2 Kiểm tra tỷ lệ chảy dẽo và chuyển vị

Tác dụng tải trọng lên móng, lập quan hệ giữa hệ số địa chấn và biến dạng theo phương ngang, tính tỷ lệ dẽo và chuyển vị phản ứng theo định luật năng lượng không đổi như hình 3.34.

Tỷ lệ chảy dẽo cho phép 4. Góc quay cho phép là 0,025rad [51].

Hình 3.34 Tính tỷ lệ dẽo theo định luật năng lượng không đổi



3.3.3. Thiết kế kháng chấn trong trường hợp đất nền bị mất ổn định khi có động đất

a) Trường hợp chỉ có hóa lỏng.

Các chỉ tiêu đặc trưng của lớp đất gây ra hóa lỏng sẽ bị giảm đi theo hệ số chiết giảm D_E suy ra từ hệ số sức kháng hóa lỏng F_L , chiều sâu lớp đất và tỷ lệ cường độ cắt động R [17].

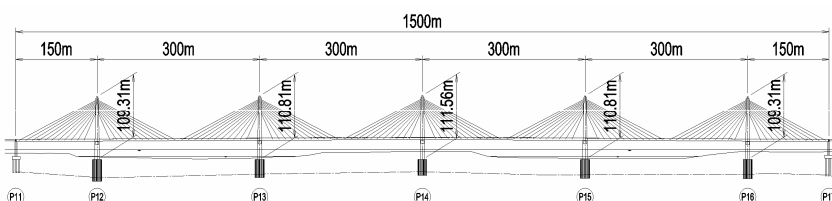
b) Trường hợp có dịch chuyển ngang sau khi xảy ra hóa lỏng

Lực dịch chuyển ngang tác dụng lên móng trụ, kiểm toán sao cho chuyển vị ngang tại đỉnh móng nhỏ hơn giá trị cho phép.

CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN MÓNG CỌC ĐẲNG THÉP DẠNG GIÉNG VÀ PHÂN TÍCH ỨNG XỬ ĐỘNG ĐẤT CỦA KẾT CẤU MÓNG

4.1. Giới thiệu chung

Để phân tích rõ hơn ứng xử của kết cấu MCOTDG, luận án sử dụng phương pháp phân tích số dựa trên thiết kế kháng chấn kết cấu móng cụ thể. Cầu Nhật Tân (Hà Nội) là công trình đầu tiên áp dụng kết cấu MCOTDG ở Việt Nam, luận án chọn kết cấu móng ở trụ P13 của cầu Nhật Tân để làm ví dụ cho phần phân tích số.



Hình 4.1 Bố trí chung cầu Nhật Tân [1].

4.2 Thiết kế kháng chấn móng cọc ống thép dạng giếng

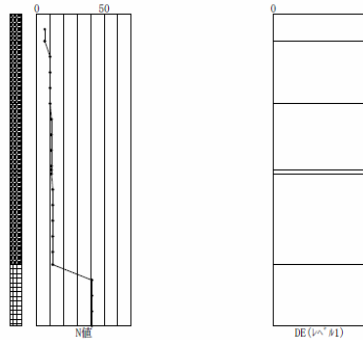
4.2.1 Các số liệu thiết kế (Phụ lục 2)

4.2.2 Đánh giá khả năng hoá lỏng của đất nền tại kết cấu móng

Bảng 4.4 Kết quả hệ số chiết giảm D_E (Phụ lục 1)

TT	Chiều dày lớp (m)	Hệ số D_E
1	1,76	1,0
2	4,00	1,0
3	4,24	1,0
4	0,26	1,0
5	5,80	1,0
6	3,94	1,0

Hình 4.5 Biểu đồ hệ số chiết giảm D_E theo các lớp đất (Phụ lục 2)



Cầu Nhật Tân, khi động đất với $A=0,12$, khả năng hóa lỏng tại trụ P13 là có xảy ra, tuy nhiên khi xét thêm chiều sâu lớp đất và tỷ lệ cường độ cắt động của đất, hệ số chiết giảm $D_E \approx 1$. Do đó, tại trụ P13 có khả năng xảy ra hóa lỏng đất nhưng ở mức độ không lớn nên các chỉ tiêu đặc trưng của đất tại trụ P13 chưa bị chiết giảm.

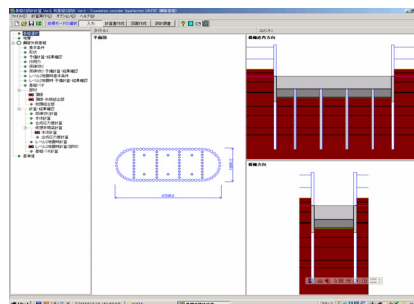
Để làm rõ ảnh hưởng của hóa lỏng đối với kết cấu MCOTDG, giả thiết các trường hợp ảnh hưởng của hóa lỏng là:

- Trường hợp không có ảnh hưởng của hóa lỏng
- Trường hợp hóa lỏng làm giảm chỉ tiêu đặc trưng của 3 lớp đất
- Trường hợp hóa lỏng làm giảm chỉ tiêu đặc trưng của 4 lớp đất

4.2.3 Thiết kế kháng chấn MCOTDG theo mô hình JRA, 2002

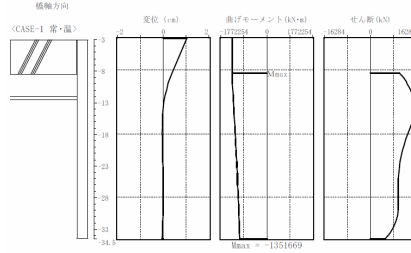
4.2.3.1 Mô hình phân tích

Hình 4.6 Xây dựng mô hình móng trên chương trình Forum 8



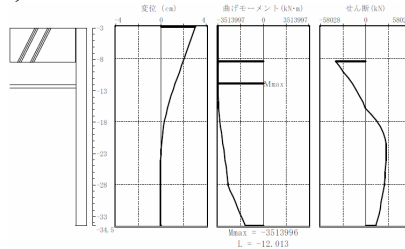
4.2.3.2 Kết quả thiết kế kháng chấn (Phụ lục 3)

Hình 4.7 Chuyển vị và nội lực của móng khi chịu tải trọng thông thường



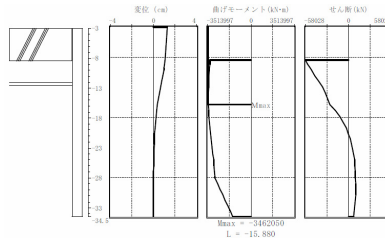
Chuyển vị (cm) -
Mô men (kN.m) - Lực cắt (kN)

Hình 4.8 Chuyển vị và nội lực của móng khi động đất theo phương dọc cầu



Chuyển vị (cm) -
Mô men (kN.m) - Lực cắt (kN)

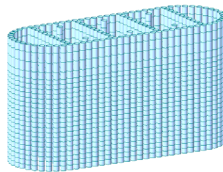
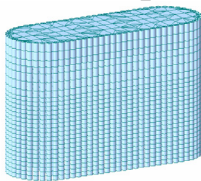
Hình 4.9 Chuyển vị và nội lực của móng khi động đất theo phương ngang cầu



Chuyển vị (cm) - Mô men (kN.m) - Lực cắt (kN)

4.2.4 Thiết kế kháng chấn MCOTDG theo mô hình kiến nghị

4.2.4.1 Mô hình phân tích

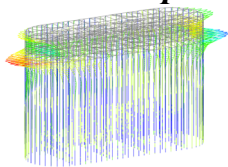


a) Mô hình không gian kể cả bệ

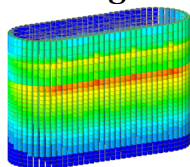
b) Mô hình không gian phía dưới bệ

Hình 4.10 Mô hình trên chương trình Midas/Civil; Version 7.6.1

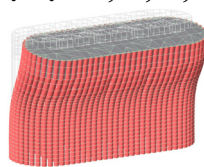
4.2.4.2 Kết quả thiết kế kháng chấn (Phụ lục 4, 5, 6, 7)



$M_{max} = 1054.63$

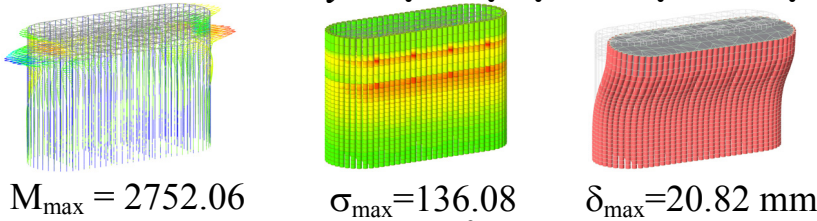


$\sigma_{max} = 109.12$

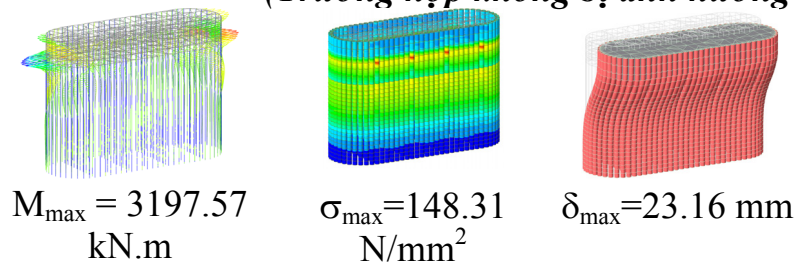


$\delta_{max} = 8.61 \text{ mm}$

kN.m N/mm²
 a) Biểu đồ mô men b) Biểu đồ ứng suất
 c) Biểu đồ chuyển vị
Hình 4.11 Chuyển vị và nội lực của cọc khi chịu tải trọng thông thường



kN.m N/mm²
 a) Biểu đồ mô men b) Biểu đồ ứng suất
 c) Biểu đồ chuyển vị
Hình 4.12 Chuyển vị và nội lực của cọc khi động đất theo phương dọc cầu (Trường hợp không bị ảnh hưởng bởi hóa lỏng)



kN.m N/mm²
 a) Biểu đồ mô men b) Biểu đồ ứng suất
 c) Biểu đồ chuyển vị
Hình 4.16 Chuyển vị và nội lực của cọc khi động đất theo phương dọc cầu (Trường hợp hóa lỏng đất tại 4 lớp)

4.3 Phân tích ứng xử động đất của kết cấu MCOTDG

4.3.1 Đánh giá kết quả của mô hình kiến nghị

4.3.1.1 So sánh kết quả khi thiết kế kháng chấn theo mô hình kiến nghị của luận án và mô hình của JRA, 2002

Bảng 4.5 So sánh ứng suất lớn nhất của cọc ống thép khi tính theo mô hình của JRA, 2002 và mô hình kiến nghị (N/mm²)

Trường hợp tính toán	Tải trọng thông thường	Tải trọng động đất
Mô hình theo JRA, 2002 (1)	210,18	248,48
Mô hình kiến nghị (2)	189,12	215,29
Ứng suất cho phép (3)	212,75	277,50
So sánh (2)/(1)	0,90	0,87

Bảng 4.6 So sánh chuyển vị lớn nhất của móng khi tính theo mô hình của JRA, 2002 và mô hình kiến nghị (mm)

Trường hợp tính toán	Tải trọng thông thường	Tải trọng động đất

Mô hình theo JRA, 2002 (1)	12,35	30,48
Mô hình kiến nghị (max/min-TB) (2)	14,94/8,39- 11,67	32,94/20,60- 26,77
Chuyển vị cho phép (3)	50,00	50,00
So sánh (2)/(1)	0,94	0,88

4.3.1.2 Đánh giá kết quả của mô hình kiến nghị (Bảng 4.5 và 4.6)

- Kết quả so sánh cho thấy, ứng suất của mô hình kiến nghị nhỏ hơn so với mô hình theo JRA, 2002. Nếu so sánh chuyển vị trung bình tại tim móng, kết quả chuyển vị của mô hình kiến nghị nhỏ hơn so với mô hình theo JRA, 2002. Điều này được giải thích là mô hình theo JRA, 2002 đã sử dụng các hệ số tính toán thiên về an toàn nên cho ra giá trị nội lực lớn hơn, ngoài ra mô hình theo JRA, 2002 chưa xét hết sự làm việc của các cọc đơn bên trong móng, nên ứng suất của móng sẽ lớn hơn. Mô hình kiến nghị cho kết quả ứng suất của từng cọc, từ đó có thể xác định được vị trí cọc có ứng suất lớn nhất.

- Nếu so sánh chuyển vị lớn nhất, kết quả chuyển vị của mô hình kiến nghị lớn hơn so với mô hình theo JRA, 2002. Điều này được giải thích là chuyển vị trong mô hình theo JRA, 2002 là chuyển vị trung bình của cả móng (lấy theo tim móng), chuyển vị trong mô hình kiến nghị là chuyển vị lớn nhất của cọc bất lợi nhất, do đó sẽ có giá trị lớn hơn chuyển vị trung bình. Điều này cho thấy, nếu tính theo mô hình kiến nghị, kết quả chuyển vị sẽ lớn hơn và công tác kiểm tra chuyển vị sẽ thiên về an toàn hơn.

- Kết quả theo mô hình kiến nghị tương đương với kết quả tính theo mô hình trong JRA, 2002, điều này thể hiện mô hình kiến nghị có thể sử dụng cho thiết kế kháng chấn kết cấu MCOTDG.

4.3.2 Đánh giá ứng xử động đất của kết cấu MCOTDG

4.3.2.1 So sánh kết quả trong các trường hợp tải trọng và các trường hợp hóa lỏng đất

Bảng 4.7 So sánh ứng suất lớn nhất của cọc ống thép trong các trường hợp tải trọng và trường hợp hóa lỏng (N/mm^2)

Trường hợp tính toán	Không động đất (1)	Động đất dọc cầu (2)	Động đất ngang cầu (3)	So sánh ảnh hưởng động đất (2)/(1)
Không hóa lỏng (4)	189,25	215,29	187,77	1.14
Hóa lỏng 3 lớp (5)	189,25	225,58	195,39	1.19
Hóa lỏng 4 lớp (6)	189,25	236,29	215,63	1.25
Ứng suất cho phép (7)	212,75	277,50	277,50	-
So sánh (6)/(4)	-	1,10	1,15	-

Bảng 4.8 So sánh chuyển vị lớn nhất của cọc ống thép trong các trường hợp tải trọng và trường hợp hóa lỏng (mm)

Trường hợp tính toán	Không động đất (1)	Động đất dọc cầu (2)	Động đất ngang cầu (3)	So sánh ảnh hưởng động đất (2)/(1)
Không hóa lỏng (4)	14,94	32,94	32,55	2,20
Hóa lỏng 3 lớp (5)	14,94	35,18	35,41	2.35
Hóa lỏng 4 lớp (6)	14,94	49,39	46,01	3,51
Chuyển vị cho phép (7)	50,00	50,00	50,00	-
So sánh (6)/(4)	-	1.59	1.41	-

4.3.2.2 Phân tích ứng xử động đất của kết cấu MCOTDG.

- Khi động đất với hệ số gia tốc $A=0,12$, đất tại khu vực kết cấu móng có khả năng xảy ra hóa lỏng nhưng ở mức độ không lớn, các chỉ tiêu đặc trưng của đất tại khu vực kết cấu móng chưa bị chiết giảm.
- Tỷ lệ về ứng suất và biến dạng giữa 2 trường hợp tải trọng do động đất và tải trọng thông thường là: ứng suất tăng 1,14 lần, chuyển vị tăng 2,20 lần. Điều này thể hiện ứng xử của kết cấu móng đối với động đất là đáng kể.
- Tỷ lệ ứng suất và biến dạng giữa 2 trường hợp không có hóa lỏng và hóa lỏng 4 lớp là ứng suất tăng 1,10 lần, chuyển vị tăng 1,59 lần. Điều này thể hiện nếu có hóa lỏng xảy ra, ứng xử của kết cấu móng đối với hóa lỏng là đáng kể.
- Chuyển vị tăng lên gấp 2,20 lần khi động đất và 1,59 lần khi hóa lỏng xảy ra nhưng vẫn nhỏ hơn chuyển vị cho phép. Ứng suất tăng lên lớn nhất là 1,14 lần và nhỏ hơn ứng suất cho phép. Điều này thể hiện nhờ cấu tạo đặc biệt của kết cấu MCOTDG nên khả năng chịu tải trọng động đất của kết cấu móng cao.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

1. Kết luận

Từ những vấn đề được đề cập, nghiên cứu, phân tích nêu trên, có thể rút ra kết luận chủ yếu và đóng góp mới của luận án như sau:

- Làm sáng tỏ ảnh hưởng của động đất gây ra hóa lỏng đất, dẫn đến nguy cơ làm hư hỏng kết cấu móng. Khẳng định sự cần thiết của việc xét đến hóa lỏng trong thiết kế kháng chấn trong điều kiện địa chất và địa chấn ở Việt Nam.

- Kiến nghị mô hình tính không gian và phát triển phương pháp thiết kế kháng chấn MCOTDG có xét đến ảnh hưởng của hóa lỏng đất.

- Thực hiện các ví dụ thiết kế kháng chấn kết cấu MCOTDG trong các trường hợp hóa lỏng đất qua mô hình kiến nghị. Phân tích ứng xử của kết cấu MCOTDG đối với động đất. Kết quả phân tích số cho thấy mô hình kiến nghị là chấp nhận được, đồng thời cũng cho thấy kết cấu MCOTDG là kết cấu có khả năng chịu tải trọng động đất.

2. Kiến nghị

- Việc thiết kế kháng chấn và có xét đến ảnh hưởng của hóa lỏng cho các công trình xây dựng ở Việt Nam là cần thiết.

- Kết cấu MCOTDG là một trong những kết cấu móng có khả năng chịu lực ở các khu vực có động đất hay các khu vực đất yếu có nguy cơ hóa lỏng đất.
- Khi thiết kế kháng chấn MCOTDG, ngoài các mô hình trong JRA, 2002, có thể sử dụng mô hình kiến nghị của luận án để phân tích rõ hơn ứng xử của từng cọc ống thép.