

TCVN

TIÊU CHUẨN VIỆT NAM

TCVN 6170-7:1999

**CÔNG TRÌNH BIỂN CỐ ĐỊNH - KẾT CẤU -
PHẦN 7: THIẾT KẾ MÓNG**

Fixed offshore platforms - Structure - Part 7: Foundation design

HÀ NỘI - 1999

Lời nói đầu

TCVN 6170-5 : 1999 tương đương với Qui phạm công trình biển cố định của Nauy – Phần 7 : 1993.

TCVN 6170-6 : 1999 tương đương với Qui phạm công trình biển cố định của Nauy – Phần 8 : 1993.

TCVN 6170-7 : 1999 tương đương với Qui phạm công trình biển cố định của Nauy – Phần 9 : 1993.

TCVN 6170-8 : 1999 tương đương với Qui phạm công trình biển cố định của Nauy – Phần 10 : 1993.

TCVN 6170 : 1999 do Tiểu ban kỹ thuật tiêu chuẩn TCVN/TC 67/SC7 "Công trình ngoài khơi" biên soạn, dựa trên kết quả đề tài nghiên cứu khoa học KT 03-20 thuộc Chương trình điều tra nghiên cứu biển, Trung tâm Khoa học tự nhiên và Công nghệ Quốc gia chủ trì. Tổng cục Tiêu chuẩn Đo lường Chất lượng đề nghị, Bộ Khoa học, Công nghệ và Môi trường ban hành.

Mục lục

	Trang
Lời nói đầu.....	2
TCVN 6170-5:1999 Công trình biển cố định – Kết cấu – Phần 5: Thiết kế kết cấu hợp kim nhôm	5
TCVN 6170-6:1999 Công trình biển cố định – Kết cấu Phần 6: Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép.....	7
TCVN 6170-7:1999 Công trình biển cố định – Kết cấu Phần 7: Thiết kế móng.....	41
TCVN 6170-8:1999 Công trình biển cố định – Kết cấu Phần 8: Hệ thống chống ăn mòn.....	57

Công trình biển cố định – Kết cấu – Phần 7: Thiết kế móng

Fixed offshore platforms – Structures – Part 7: Foundation design

1 Phạm vi áp dụng

Tiêu chuẩn này áp dụng để tính toán thiết kế kết cấu móng cọc, móng trọng lực, móng neo và ổn định đáy biển cho công trình biển cố định.

Tiêu chuẩn này không áp dụng cho các loại móng khác.

2 Tiêu chuẩn trích dẫn

TCVN 6170-1 : 1996 Công trình biển cố định – Phần 1: Quy định chung.

TCVN 6170-3 : 1998 Công trình biển cố định – Phần 3: Tải trọng thiết kế.

TCVN 6170-4 : 1998 Công trình biển cố định – Phần 4: Thiết kế kết cấu thép.

TCVN 6170-5 : 1999 Công trình biển cố định – Kết cấu – Phần 5: Thiết kế kết cấu hợp kim nhôm.

TCVN 6170-6 : 1999 Công trình biển cố định – Kết cấu – Phần 6: Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép.

3 Quy định chung

3.1 Giới thiệu

3.1.1 Việc thiết kế móng phải dựa trên những số liệu xử lý từ việc khảo sát thực tế ở hiện trường, xem điều 3.2.

3.1.2 Phương pháp hệ số riêng phần là phương pháp được chọn dùng trong tiêu chuẩn này để thiết kế móng. Các phương pháp khác để kiểm tra an toàn và những nguyên tắc thiết kế chung theo TCVN 6170-1 : 1996.

TCVN 6170-7 : 1999

Trong trường hợp áp dụng phương pháp ứng suất cho phép để thiết kế thì các hệ số an toàn chung phải được cơ quan có thẩm quyền nhất trí trong từng trường hợp, nhằm mục đích đạt được cùng mức độ an toàn như khi thiết kế theo phương pháp hệ số riêng phần.

3.1.3 Khi thiết kế móng phải xét cả cường độ lẫn biến dạng của kết cấu móng và của nền .

Tiêu chuẩn này qui định những yêu cầu về:

- đất nền;
- phản lực của nền lên kết cấu móng;
- sự tương tác kết cấu/đất.

Có thể áp dụng các yêu cầu về thiết kế của chính kết cấu móng theo TCVN 6170 - 4 : 1996; TCVN 6170 - 5 : 1999 và TCVN 6170 - 6 : 1999.

3.1.4 Dạng phá huỷ móng được định nghĩa là dạng mà trong đó móng đạt đến bất kỳ một trong những trạng thái giới hạn của nó. Ví dụ các dạng phá huỷ:

- khả năng chịu tải;
- trượt;
- lật;
- neo bị nhổ;
- lún hoặc chuyển vị lớn.

3.1.5 Định nghĩa về các loại trạng thái giới hạn như đã nêu trong TCVN 6170-1:1996, TCVN 6170-4:1998, TCVN 6170-6:1999 cũng áp dụng cho thiết kế móng, trừ sự phá huỷ do hiệu ứng của chất tải chu trình được coi như trạng thái giới hạn ULS hoặc như trạng thái giới hạn PLS, khi dùng các hệ số tải trọng và hệ số vật liệu như đã xác định đối với các loại trạng thái giới hạn đó. Trong trường hợp này, các hệ số tải trọng được áp dụng cho mọi tải trọng chu trình trong quá trình thiết kế. Các hệ số tải trọng nhỏ hơn có thể được chấp nhận nếu tổng mức an toàn nằm trong những giới hạn cho phép.

3.1.6 Các hệ số tải trọng được dùng để thiết kế có liên quan đến những nhóm khác nhau của các trạng thái giới hạn được nêu trong TCVN 6170-3 : 1998.

Các hệ số vật liệu phải được áp dụng cho cường độ chống cắt của đất như sau:

- khi phân tích ứng suất hiệu dụng thì tang của góc ma sát đặc trưng phải được chia cho hệ số an toàn của đất nền (γ_m);
- khi phân tích tổng ứng suất cắt thì cường độ chống cắt không thoát nước đặc trưng phải được chia cho hệ số an toàn của đất nền (γ_m).

Đối với độ bền của đất chịu tải trọng dọc trục cọc thì phải áp dụng các hệ số vật liệu cho sức bền đặc trưng như được mô tả ở điều 5.1.6. Các hệ số sử dụng được quy định trong các điều 4 và 7 dưới đây. Cường độ đặc trưng của đất phải được đánh giá theo điều 3.3.

3.1.7 Đối với các công trình có móng trọng lực, phải xét đến độ lún sinh ra bởi ứng suất trong đất tăng lên do trọng lượng của công trình. Ngoài ra, sự hạ thấp của nền đất (ví dụ do giảm áp suất các vỉa dầu khí) cũng phải được xem xét đối với tất cả các loại công trình.

3.2 Khảo sát hiện trường

3.2.1 Quy mô khảo sát hiện trường và việc chọn các phương pháp khảo sát phải xét đến loại, kích cỡ và tầm quan trọng của công trình, tính chất đồng đều của đất và các điều kiện đáy biển và dạng thực tế của các trầm tích của đất. Diện tích hiện trường cần khảo sát phải xét đến những sai số về định vị và lắp dựng.

3.2.2 Khảo sát hiện trường nhằm cung cấp các thông tin liên quan về đất tới độ sâu mà bên dưới độ sâu đó có thể có những kiến tạo yếu, nhưng vẫn không ảnh hưởng đến sự an toàn hoặc sự khai thác của công trình.

3.2.3 Khảo sát hiện trường thường bao gồm các loại khảo sát sau:

- khảo sát địa chất hiện trường;
- khảo sát địa hình đáy biển;
- thăm dò địa vật lý cho sự tương quan giữa các lỗ khoan và thí nghiệm hiện trường;
- lấy mẫu đất để thí nghiệm trong phòng;
- thí nghiệm hiện trường, ví dụ các thí nghiệm xuyên côn.

3.2.4 Khảo sát hiện trường nhằm cung cấp các dạng số liệu địa kỹ thuật sau đây đối với các lớp địa chất sẽ được dùng đến thiết kế:

- số liệu về phân loại và mô tả đất;
- các thông số về cường độ chống cắt kể cả các thông số để mô tả sự phát triển của áp lực nước tại lỗ rỗng vượt quá giới hạn;
- các tính chất biến dạng, kể cả các thông số cố kết;
- tính thấm nước;
- độ cứng và các thông số cần để tính toán động lực học của kết cấu.

Phải có văn bản về những thay đổi của các số liệu trên theo phương đứng cũng như phương ngang.

3.2.5 Những thí nghiệm để xác định các đặc tính địa kỹ thuật cần thiết phải được thực hiện sao cho tính được các trạng thái ứng suất thực trong đất. Hiệu ứng của tải trọng lặp do sóng, gió và động đất gây ra, nếu có, phải được tính đến.

3.2.6 Phải cung cấp tư liệu đầy đủ về thiết bị và qui trình thử nghiệm. Độ không đảm bảo trong kết quả thử phải được mô tả. Nếu có thể, phải cung cấp giá trị độ lệch trung bình và độ lệch chuẩn của kết quả thử.

3.3 Các tính chất đặc trưng của đất

3.3.1 Cường độ đặc trưng và các tính chất biến dạng của đất phải được xác định cho tất cả các lớp đất quan trọng. Việc đánh giá các giá trị đặc trưng này phải được phê duyệt.

3.3.2 Những tính chất đặc trưng của các lớp đất khác nhau phải được lấy như các giá trị trung bình đã được đánh giá thận trọng dựa trên các kết quả thử trong phòng thí nghiệm và thí nghiệm hiện trường. Việc đánh giá kết quả thí nghiệm để thu được các tính chất đặc trưng của đất phải được phê duyệt.

3.3.3 Khi chọn các giá trị đặc trưng phải chú ý đến đặc thù của cách phân tích đối với từng loại giá trị cần chọn.

3.4 ảnh hưởng của tải trọng lặp

3.4.1 ảnh hưởng của tải trọng lặp đến các tính chất của đất phải được xem xét trong thiết kế móng.

3.4.2 ứng suất cắt tái lập trong nền đất có thể dẫn đến sự gia tăng dần áp lực nước lỗ rỗng. Áp lực nước lỗ rỗng này tích tụ, tăng lên theo chu trình và các biến dạng cắt thường xuyên có thể làm giảm cường độ chống cắt của đất. Những ảnh hưởng này phải được xét khi đánh giá cường độ chống cắt đặc trưng để dùng trong thiết kế theo các loại trạng thái giới hạn thích hợp.

3.4.3 Trong điều kiện thiết kế theo SLS thì ảnh hưởng của ứng suất cắt lặp đến môđun trượt của đất phải được xét khi đánh giá chuyển động động lực, lún và các chuyển vị nằm ngang thường xuyên (dài hạn), xem điều 6.3.

3.4.4 ảnh hưởng của các lực sóng đối với các tính chất của đất phải được khảo sát qua từng cơn bão riêng lẻ cũng như một loạt cơn bão liên tiếp, nếu có.

3.4.5 Ở những vùng có hoạt động địa chấn, nơi mà hệ thống kết cấu-nền móng phải chịu các lực động đất thì ảnh hưởng xấu của tải trọng lặp đến các tính chất của đất phải được đánh giá đối với những điều kiện đặc thù của hiện trường và phải được xét trong thiết kế, xem điều 3.5.

3.5 Sự tương tác giữa nền đất và kết cấu

3.5.1 Việc đánh giá ảnh hưởng của tải trọng kết cấu phải dựa trên sự phân tích tổng thể của hệ đất/kết cấu. Phân tích này phải được dựa trên những giả định phù hợp với thực tế về độ cứng và độ cản của đất cũng như về độ cứng và độ cản của các phần tử kết cấu.

3.5.2 Ảnh hưởng của các công trình lân cận, nếu có, phải được xem xét đúng mức.

3.5.3 Để phân tích phản ứng của kết cấu đối với động đất thì phải xác định các đặc trưng chuyển động của đất tại đáy công trình. Việc xác định này phải dựa trên các đặc trưng động lực học của đất nền tại hiện trường và dựa trên các điều kiện cục bộ của đất nền bằng cách dùng các phương pháp đã được công nhận để phân tích sự tương tác kết cấu - nền đất (xem TCVN 6170-3 : 1998).

4 Sự ổn định của đáy biển

4.1 Ổn định mái dốc

4.1.1 Phải đánh giá rủi ro của sự phá hủy mái dốc. Việc đánh giá phải bao gồm:

- các mái dốc tự nhiên;
- các mái dốc phát triển trong và sau khi xây dựng công trình;
- những thay đổi sẽ xảy ra của các mái dốc hiện có;
- ảnh hưởng của các dòng bùn liên tục;
- sự dịch chuyển của đất gây ra do sóng.

Ảnh hưởng của tải trọng sóng lên đáy biển phải được đưa vào trong các đánh giá khi những tải trọng này gây bất lợi.

4.1.2 Khi công trình được bố trí trong vùng có hoạt động địa chấn thì ảnh hưởng của động đất đến sự ổn định mái dốc phải được tính đến trong phân tích.

4.1.3 Độ an toàn chống phá hủy mái dốc khi thiết kế theo ULS phải được phân tích có sử dụng các hệ số vật liệu (γ_m):

TCVN 6170-7 : 1999

$\gamma_m = 1,2$ đối với phân tích ứng suất hiệu dụng;

$\gamma_m = 1,3$ đối với phân tích ứng suất tổng.

4.1.4 Khi thiết kế theo PLS thì các hệ số vật liệu có thể lấy bằng 1,0.

4.2 Ổn định thủy lực

4.2.1 Khả năng phá huỷ do mất ổn định thủy động lực phải được xem xét ở những nơi mà đất nhạy cảm với xói hoặc có sự mềm hoá.

4.2.2 Khảo sát ổn định thủy lực là để đánh giá rủi ro đối với:

- sự mềm hoá của đất và sự suy giảm khả năng chịu tải do gradien thủy lực và lực thấm;
- sự tạo thành các dòng chảy dạng ống kèm theo xói mòn trong đất;
- xói mòn bề mặt trong những vùng cục bộ dưới móng do sự thay đổi áp lực thủy tĩnh gây ra bởi các tải trọng môi trường.

4.2.3 Nếu xói mòn có thể làm giảm diện tích hiệu dụng của móng thì phải có các biện pháp để ngăn ngừa, kiểm tra và giám sát sự xói mòn này, xem điều 4.3.

4.3 Xói và chống xói

4.3.1 Phải tính đến sự rủi ro do xói xung quanh móng của một công trình, trừ phi chứng minh được là đất nền sẽ không bị xói trong phạm vi tốc độ dòng chảy tại khu vực xây dựng.

4.3.2 Ảnh hưởng của xói, nếu có, phải được xét bằng cách sử dụng ít nhất một trong các phương pháp sau:

- biện pháp chống xói thích hợp được bố trí xung quanh công trình càng sớm càng tốt sau khi xây dựng móng;
- móng được thiết kế với điều kiện là không sử dụng các vật liệu có khả năng bị xói;
- đáy biển xung quanh công trình phải được giám sát chặt chẽ và các hoạt động cứu chữa để ngăn cản xói lở tiếp phải được thực hiện ngay sau khi phát hiện có xói đáng kể.

4.3.3 Vật liệu chống xói phải được thiết kế để tạo ra độ ổn định cả bên ngoài lẫn bên trong, nghĩa là chống sự ăn mòn quá mức trên bề mặt của vật liệu chống xói và chống sự di chuyển của các hạt đất từ tầng đất tự nhiên phía dưới.

5 Thiết kế móng cọc

5.1 Qui định chung

5.1.1 Khả năng chịu tải của cọc phải dựa trên các tính chất độ bền và biến dạng của vật liệu làm cọc cũng như dựa trên khả năng của đất chịu được sự chèn ép lên cọc.

5.1.2 Khi đánh giá sức bền của đất chống lại sự chèn ép lên cọc, phải xét các yếu tố sau:

- các đặc trưng về cường độ chịu cắt;
- các tính chất biến dạng và trạng thái ứng suất của đất nền tại hiện trường;
- phương pháp lắp đặt;
- hình dạng và kích thước cọc;
- loại tải trọng

5.1.3 Khi xác định sức bền của đất đối với cọc chịu tải trọng ngang và tải trọng dọc trục thì việc ngoại suy cơ sở dữ liệu của một phương pháp đã chọn phải dựa trên sự đánh giá chính xác tất cả các thông số liên quan. Việc ngoại suy này phải được cơ quan có thẩm quyền phê duyệt.

(Cơ sở dữ liệu của các phương pháp hiện có để tính sức bền của đất khi chèn ép ngang và dọc trục cọc thường không bao hàm hết tất cả những điều kiện liên quan tới móng cọc ngoài khơi. Điều này đặc biệt liên quan tới kích thước cọc, cường độ chống cắt của đất và loại tải trọng).

5.1.4 Cần phải chứng minh rằng giải pháp móng cọc được chọn là khả thi về mặt lắp đặt cọc bằng việc nghiên cứu khả năng đóng cọc.

5.1.5 Các công trình có móng cọc phải được đánh giá về mặt ổn định cả khi vận hành lẫn trong điều kiện thiết kế tạm thời (có nghĩa là trước và trong khi lắp đặt cọc). Tham khảo TCVN 6170-3 : 1998.

5.1.6 Để xác định sức bền thiết kế của đất chịu các tải dọc trục cọc trong thiết kế theo ULS thì phải áp dụng hệ số vật liệu (γ_m) = 1,3 cho tất cả các giá trị đặc trưng về sức bền của đất, có nghĩa là cho cả ma sát bề mặt và sức kháng mũi cọc.

Chú thích – Hệ số vật liệu này có thể áp dụng cho móng cọc các công trình biển cố định bằng thép có nhiều chân cột kiểu jackét. Tải trọng thiết kế của cọc phải được xác định từ sự phân tích kết cấu trong đó móng cọc được mô hình hoá bằng độ cứng đàn hồi, hoặc các mô hình phi tuyến dựa trên cường độ đặc trưng của nền đất.

Đối với các cọc riêng lẻ trong một nhóm thì các hệ số vật liệu nhỏ hơn có thể được chấp nhận với điều kiện là nhóm cọc này được thiết kế như một khối với hệ số vật liệu qui định. (Một nhóm cọc trong trường hợp này là bao gồm số cọc không nhiều hơn số cọc đỡ dưới một chân cụ thể).

TCVN 6170-7 : 1999

5.1.7 Đối với các móng cọc của công trình không có hoặc có ít khả năng phân phối lại tải trọng từ cọc này sang cọc khác hoặc từ nhóm cọc này sang nhóm cọc khác thì có thể dùng các hệ số vật liệu lớn hơn so với các hệ số vật liệu cho trong điều 5.1.6. (Điều này có thể áp dụng cho các móng cọc của những giàn khoan neo đứng hoặc cho các công trình dùng một cọc). Trong những trường hợp như vậy thì hệ số vật liệu không được lấy nhỏ hơn $\gamma_m = 1,7$ khi thiết kế theo ULS.

5.1.8 Để tính sức bền thiết kế chịu tải trọng ngang theo điều 5.3.1 thì các hệ số vật liệu sau đây được dùng cho các thông số độ bền chống cắt đặc trưng của đất khi thiết kế theo ULS:

$\gamma_m = 1,2$ đối với phân tích ứng suất hiệu dụng;

$\gamma_m = 1,3$ đối với phân tích ứng suất tổng.

5.1.9 Khi thiết kế theo PLS và SLS thì các hệ số vật liệu (γ_m) có thể lấy bằng 1,0.

5.1.10 Đối với những điều kiện mà việc xác định độ bền đặc trưng chống cắt hoặc sức bền đặc trưng của đất (thí dụ như ma sát bên hoặc sức kháng mũi cọc) có độ không đảm bảo lớn thì thường phải dùng các hệ số an toàn đất nền lớn hơn. Trong những trường hợp như vậy, việc lựa chọn các hệ số vật liệu phải phù hợp với việc xác định các giá trị đặc trưng của độ bền chống cắt hoặc sức bền của đất. Các hệ số vật liệu này phải được cơ quan có thẩm quyền phê duyệt cho từng trường hợp.

5.2 Sức bền của đất chịu tải trọng dọc trục cọc

5.2.1 Sức bền của đất chịu tải trọng dọc trục cọc phải được xác định bằng một hoặc một tổ hợp các phương pháp sau:

- thử tải cọc;
- những công thức lý thuyết về khả năng chịu tải của cọc;
- các phương pháp bán kinh nghiệm.

5.2.2 Sức bền của đất khi cọc chịu nén được lấy bằng tổng của lực ma sát bề mặt xung quanh cọc và sức kháng mũi cọc. Trong trường hợp các cọc ống hở mũi thì sức bền của nút đất trong lòng cọc phải được xét đến khi tính toán sức kháng của mũi cọc. Sức kháng mũi tương đương được lấy bằng giá trị nhỏ hơn sức kháng mũi cọc kể cả nút đất (tổng) hoặc tổng sức bền bề mặt của nút đất trong lòng cọc và sức kháng của diện tích mũi cọc. Nút đất này có thể được thay thế bằng một nút vữa hoặc vật liệu tương tự để đạt được sức kháng mũi cọc nút kín hoàn toàn.

5.2.3 Đối với các cọc chịu kéo thì không xét đến phần lực của đất dưới mũi cọc.

5.2.4 Hiệu ứng của tải trọng lặp phải được tính đến đầy đủ mức có thể. Đối với những cọc chịu kéo thực, cùng với ảnh hưởng của từ biến, có thể dẫn đến sự nhổ cọc lên dần. Khi xác định sức bền đặc trưng thì phải chú ý đến độ không đảm bảo. Khi đánh giá sự suy giảm này phải xét đến tính dễ uốn của cọc và lịch sử tải trọng trước đó.

5.2.5 Đối với các cọc đóng trong đất dính thì ma sát bên ở lớp nào đó được lấy bằng hoặc nhỏ hơn độ bền cắt không thoát nước của đất sét nguyên dạng nằm trong lớp này. Mức độ giảm phụ thuộc vào trạng thái tự nhiên và độ bền của đất sét, phương pháp lắp đặt cọc, ảnh hưởng của thời gian, hình dạng và kích thước cọc, lịch sử tải trọng và những yếu tố khác.

5.2.6 Sức kháng đơn vị của mũi cọc nằm phần lớn trong đất dính có thể lấy bằng 9 lần độ bền cắt của đất không thoát nước gần mũi cọc.

5.2.7 Đối với các cọc đóng trong đất rời là chính thì lực ma sát bên có thể liên quan đến ứng suất pháp hiệu dụng tại mặt bên của cọc bằng một hệ số ma sát hiệu dụng nào đó giữa đất và phần tử cọc này. Cần chú ý rằng đối với các cọc dài thì ma sát bề mặt có thể đạt tới một giá trị giới hạn.

5.2.8 Sức kháng đơn vị của mũi cọc đóng trong đất rời có thể được tính bằng lý thuyết khả năng chịu tải thông dụng có xét đến giá trị giới hạn có thể đạt tới đối với những cọc dài.

5.3 Sức bền của đất chịu tải trọng ngang cọc

5.3.1 Khi độ sâu đóng cọc phụ thuộc vào sức bền ngang của đất thì phải kiểm tra sức bền thiết kế trong các trạng thái giới hạn ULS và PLS, sử dụng những hệ số vật liệu như đã nêu ở điều 5.1.8.

5.3.2 Để phân tích ứng suất của cọc và chuyển vị ngang của đầu cọc thì phản lực ngang của đất phải được mô hình hoá bằng cách dùng các thông số độ bền đặc trưng của đất với hệ số an toàn của đất nền (γ_m) = 1,0.

Phải xét đến sức bền phi tuyến của đất.

5.4 Hiệu ứng nhóm cọc

5.4.1 Khi các cọc được đóng gần nhau trong một nhóm thì ảnh hưởng của các vùng có trường ứng suất giao nhau đến sức bền tổng của đất phải được xét đến đối với cọc chịu tải trọng ngang cũng như dọc trục.

Cần phải xét đến chuyển vị của khối đất xung quanh cọc gia tăng do sự tương tác giữa cọc - đất - cọc và ảnh hưởng của chuyển vị này đến tương tác giữa kết cấu với móng cọc.

TCVN 6170-7 : 1999

5.4.2 Khi đánh giá ảnh hưởng nhóm cọc, phải chú ý thoả đáng đến các yếu tố như:

- khoảng cách cọc;
- loại cọc;
- độ bền của đất;
- khối lượng riêng của đất;
- phương pháp lắp đặt cọc.

6 Thiết kế móng trọng lực

6.1 Qui định chung

6.1.1 Các dạng phá huỷ thuộc các loại trạng thái giới hạn ULS và PLS phải được xem xét như qui định ở điều 6.2.

6.1.2 Các dạng phá huỷ thuộc trạng thái giới hạn làm việc (SLS) (như là độ lún và chuyển vị) phải được xem xét theo qui định ở điều 6.3 khi dùng hệ số vật liệu (γ_m) = 1,0.

6.2 Độ ổn định của móng

6.2.1 Sự rủi ro do hiện tượng phá huỷ trượt dưới đáy của công trình phải được nghiên cứu cho tất cả các móng kiểu trọng lực. Các nghiên cứu này phải bao gồm sự phá huỷ dọc theo bất kỳ mặt trượt tiềm ẩn nào với sự chú ý đặc biệt tới ảnh hưởng của các lớp đất yếu và ảnh hưởng của tải trọng lặp. Cũng cần xét đến cả dạng hình học của đáy móng.

6.2.2 Phải tiến hành phân tích các điều kiện thoát nước hoàn toàn, thoát nước một phần hoặc không thoát nước, hoặc bất cứ biểu hiện nào phản ánh đúng nhất điều kiện thực tế.

6.2.3 Khi thiết kế theo các loại trạng thái giới hạn (ULS) và PLS) thì độ ổn định của móng phải được đánh giá bằng một trong các phương pháp sau:

- phân tích ổn định theo ứng suất hiệu dụng;
- phân tích ổn định theo ứng suất tổng.

6.2.4 Phân tích ổn định theo ứng suất hiệu dụng được dựa trên các thông số độ bền hiệu dụng của đất và việc đánh giá thực áp lực nước lỗ rỗng trong đất.

6.2.5 Phân tích ổn định theo ứng suất tổng được dựa trên các giá trị tổng độ bền chịu cắt được xác định từ những thí nghiệm trên các mẫu đất đại diện chịu các điều kiện ứng suất tương tự như những phần tử tương ứng nằm trong đất nền.

6.2.6 Cả phương pháp ứng suất hiệu dụng và phương pháp ứng suất tổng đều phải dựa trên độ bền chịu cắt trong phòng thí nghiệm bao gồm cả việc đo áp lực nước lỗ rỗng. Kết quả thí nghiệm được biểu diễn bằng các biểu đồ ứng suất.

6.2.7 Phân tích ổn định bằng các công thức qui ước về khả năng chịu tải chỉ có thể chấp nhận được đối với các điều kiện đất đồng nhất.

6.2.8 Đối với những công trình mà có kết cấu móng kèm theo các gờ chân móng như chân khay, gờ đế móng, chốt móng hoặc các bộ phận móng tương tự truyền tải trọng cho đất nền thì phải được tính đến sự tham gia của các bộ phận này vào khả năng chịu tải và sức kháng ngang. Tính khả thi về độ xuyên sâu của gờ chân móng phải được đảm bảo.

6.2.9 Độ ổn định của móng phải được phân tích theo ULS khi dùng các hệ số vật liệu sau cho các thông số độ bền cắt đặc trưng của đất:

$\gamma_m = 1,2$ đối với phân tích ứng suất hiệu dụng;

$\gamma_m = 1,3$ đối với phân tích ứng suất tổng.

6.2.10 Khi thiết kế theo PLS thì lấy $\gamma_m = 1,0$.

6.2.11 Hiệu ứng của tải trọng lặp được tính bằng cách dùng các hệ số tải trọng theo qui định ở điều 3.1.5.

6.2.12 Khi phân tích ứng suất hiệu dụng thì việc đánh giá áp lực nước lỗ rỗng phải bao gồm:

- áp lực nước lỗ rỗng ban đầu;
- sự tăng áp lực nước lỗ rỗng do quá trình chịu tải chu trình;
- áp lực lỗ rỗng tức thời tại mỗi chu trình tải trọng;
- ảnh hưởng của sự hao tán.

6.2.13 Phải nghiên cứu độ an toàn chống lật theo các trạng thái ULS và PLS.

TCVN 6170-7 : 1999

6.3 Độ lún và chuyển vị

6.3.1 Đối với các điều kiện thiết kế theo SLS, việc phân tích độ lún và chuyển vị phải bao gồm các tính toán:

- độ lún ban đầu, độ lún cố kết và độ lún tiếp theo;
- độ lún không đều;
- chuyển vị ngang thường xuyên (dài hạn);
- chuyển vị động.

6.3.2 Chuyển vị của công trình cũng như đất nền phải được đánh giá để làm cơ sở cho việc thiết kế các ống dẫn và các bộ phận khác đặt sâu hoặc nằm trên đáy móng mà các bộ phận này được nối với công trình.

6.3.3 Phân tích độ lún không đều nhằm giải thích những thay đổi theo phương ngang trong các lớp đất nằm dưới diện tích móng, sự phân bố trọng lượng không đối xứng và các hướng bất lợi của tải trọng môi trường. Độ lún không đều hoặc độ nghiêng do sự hoá lỏng đất phải được xét trong vùng có hoạt động địa chấn.

6.4 Phản lực đất lên kết cấu móng

6.4.1 Phản lực của đất nền phải được xét đến trong thiết kế kết cấu móng đối với mọi điều kiện chịu tải thiết kế.

6.4.2 Sự phân bố phản lực đất dưới các bộ phận kết cấu tựa lên hoặc xuyên sâu vào trong đáy biển phải được xác định từ sự phân bố cường độ và tính chất biến dạng của đất nền đã được đánh giá trước đây. Sự thay đổi theo không gian trong các trạng thái của đất kể cả địa hình đáy biển không bằng phẳng phải được xem xét. Cũng cần tính đến độ cứng của các bộ phận kết cấu.

6.4.3 Sức kháng xuyên của các gờ chân móng phải được tính toán dựa trên phạm vi thực tế của các thông số độ bền của đất. Kết cấu móng phải có đủ khả năng chịu lực kháng xuyên lớn nhất để đạt đến độ sâu cần thiết của móng.

Vì sức kháng xuyên có thể thay đổi trong phạm vi đế móng nên có thể cần thiết tạo các lực xuyên lệch tâm để giữ cho độ nghiêng của dàn khoan nằm trong giới hạn quy định.

6.5 Mô hình đất cho phân tích động lực

6.5.1 Phân tích động lực một công trình trọng lực là xem xét các hiệu ứng của sự tương tác đất/kết cấu. Đối với điều kiện đất đồng nhất thì việc mô hình hoá đất nền có thể dùng phương pháp xấp xỉ liên tiếp. Đối với điều kiện đất không đồng nhất hơn thì mô hình hoá có thể được thực hiện bằng phương pháp phần tử hữu hạn hoặc các phương pháp đã được chấp nhận khác có xét các điều kiện không đồng nhất.

6.5.2 Phải chú ý thích đáng đến sự phụ thuộc về mặt biến dạng của môđun trượt và sức cản nội của đất. Sai số mắc phải khi lựa chọn các đặc trưng của đất phải được phản ánh trong việc xác định các thông số ảnh hưởng đến phản ứng của kết cấu móng. Việc xác định các thông số phải bao gồm các biên trên và dưới của môđun trượt cũng như các hệ số cản của đất. Phải chú ý đến cả cản nội lẫn cản phản xạ của đất.

6.6 Lắp các khoảng trống dưới đế móng

6.6.1 Để đảm bảo đủ độ ổn định của công trình hoặc để tạo ra phản lực thẳng đứng đều thì cần lắp đầy các khoảng trống giữa kết cấu và đáy biển (ví dụ phụt vữa dưới đáy).

6.6.2 Hệ thống gờ chân móng và hệ thống phun lấp đầy khoảng trống phải được thiết kế sao cho áp lực phun lấp không gây ra các rãnh thông từ ngăn này sang ngăn khác dưới đế móng hoặc ra ngoài phạm vi đế móng.

6.6.3 Vật liệu lấp đầy được dùng phải có khả năng duy trì đủ độ bền trong suốt tuổi thọ của công trình có xét tất cả các hình thái phá huỷ như:

- hoá học;
- cơ học;
- chất lượng các vật liệu đưa vào như trộn không đều hoặc loãng quá (công nghệ và nồng độ pha trộn).

7 Thiết kế móng neo

7.1 Qui định chung

7.1.1 Việc thiết kế móng neo áp dụng cho các loại móng:

- neo cọc;

TCVN 6170-7 : 1999

- neo trọng lực;
- neo mỏ.

Các móng neo khác sẽ được xem xét riêng.

7.1.2 Phân tích khả năng bám giữ của neo phải được thực hiện trong nhóm các trạng thái giới hạn ULS và PLS tương ứng với các nguyên tắc chung thiết kế móng quy định ở điều 3 của tiêu chuẩn này. Phải xem xét đầy đủ đến các khía cạnh đặc biệt của các loại neo khác nhau, trình độ phát triển và kỹ thuật hiện tại.

7.1.3 Việc xác định khả năng neo giữ có thể dựa trên các công thức thực nghiệm và số liệu thí nghiệm. Phải chú ý thích đáng đến những công thức và số liệu thí nghiệm này, và sự phù hợp của chúng với các trạng thái đất ở hiện trường, với hình dạng và kích cỡ neo cũng như các điều kiện chịu tải.

7.1.4 Khi thiết kế neo nặng nhằm mục đích có thể rút khỏi đáy biển trong trường hợp công trình chịu tải trọng cực đại thì phải xem xét đầy đủ ảnh hưởng của tải trọng có thể xuất hiện do hiện tượng nút ở bề mặt tiếp giáp giữa đất và khối neo khi rút neo nhanh. Ngoài ra, cũng phải xét đến khả năng neo bị vùi trong quá trình chôn neo cố định dưới nền đất.

7.2 Neo cọc và neo trọng lực

7.2.1 Neo cọc phải được thiết kế phù hợp với những yêu cầu qui định trong điều 5.

7.2.2 Neo trọng lực phải được thiết kế phù hợp với những yêu cầu liên quan qui định trong điều 6. Lực giữ neo trọng lực không được lấy lớn hơn trọng lượng của neo trong nước. Tuy vậy, đối với những neo có gờ chân móng thì phải kể đến sự góp phần của ma sát dọc theo những gờ chân móng này. Khi đó những neo này có khả năng chống các lực nâng chu trình nhờ sự phát triển lực nút tạm thời bên trong các ô gờ chân móng. Việc sử dụng lực nút tạm thời để thiết kế phải được cơ quan có thẩm quyền phê duyệt cho từng trường hợp.

7.3 Neo mỏ

7.3.1 Việc thiết kế các neo mỏ phải dựa trên những nguyên lý đã được chấp nhận trong địa kỹ thuật có bổ sung thêm các số liệu từ thí nghiệm được thực hiện cho các điều kiện tải trọng và hiện trường thích hợp.

7.3.2 Sức kháng xuyên của các xích nặng phải được xem xét ở nơi mà neo có độ xuyên sâu nhằm kể đến các phản lực của nền đất lên xích neo.

7.3.3 Neo mỏ chỉ được dùng để giữ các tải trọng một hướng và tải trọng ngang.

7.3.4 Phải xét đến sự dịch chuyển dần có thể của neo mỏ theo hướng kéo do tải trọng thường xuyên lớn cộng với tải trọng lặp gây ra, và phải đánh giá ảnh hưởng của nó đến sự căng trước cũng như sự truyền tải đến các neo khác.

7.3.5 Các giả định được dùng trong thiết kế như độ cắm sâu của neo, hướng neo.v.v... phải được kiểm tra trong lúc thả neo. Phải đo lực căng neo lúc neo đạt được độ cắm sâu thiết kế. Lực này phải lớn hơn tải trọng thiết kế một lượng nào đó để tăng thêm hiệu quả đối với khả năng bám giữ của neo chống lại tổ hợp lực kéo không đổi kết hợp với tải trọng có tính chu kỳ tác động lên neo.
