

DẦU KHÍ (trang 1÷26)

PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN TRỤ ĐỠ CHO GIÀN KHOAN CỐ ĐỊNH TRÊN BIỂN

NGUYỄN HỮU BẢNG, TRIỆU HÙNG TRƯỜNG

Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Tóm tắt: Bài báo này trình bày phương pháp tính nội lực và biến dạng của trụ đờ giàn khoan cố định trên biển khi xét sự kết hợp chịu lực giữa cột và môi trường đất nền. Điểm đặc biệt của phương pháp là tìm cách xác định điểm “ngàm tương đương” của trụ đờ bị biến dạng trong môi trường đàn dẻo của nền đất xung quang cọc bằng phép lập, trong đó có sử dụng các công cụ tính toán của Lý thuyết Sức bền vật liệu, Cơ học kết cấu truyền thống, phương pháp Phần tử hữu hạn, kết hợp với sự trợ giúp của máy tính và các phương pháp tính hiện đại.

1. Mở đầu

Trụ đờ cho giàn khoan cố định được đóng xuống biển thường làm bằng cột ống thép rỗng cường độ cao, đường kính 1,8 - 2m chiều dày khoảng 2,0 - 3,0 cm, cắm sâu xuống đáy biển. Mặt cắt ngang có thể thay đổi đều hoặc từng bậc. Có những cách tính tĩnh học khác nhau [7, 9]. Bài báo này trình bày cách tính toán của nhóm tác giả dựa trên nguyên tắc cọc và môi trường đất nền bao quanh cọc luôn cùng nhau chịu lực và biến dạng, nên nghiệm bài toán là gần với thực tế.

2. Mô hình tính toán tĩnh học cho cột trụ đờ

Sơ đồ tính như hình 1.a với tải trọng được đưa về nút và với các giả thiết sau:

- Phần dưới đoạn 2-3 nằm trong nước biển, tải trọng sóng tính theo Morison, Airy hoặc Stoke, tải trọng gió tính theo truyền thống. Chúng được quy về các nút.

- Bài toán thứ nhất về khả năng chịu nén dọc trục của trụ đã được giải riêng.

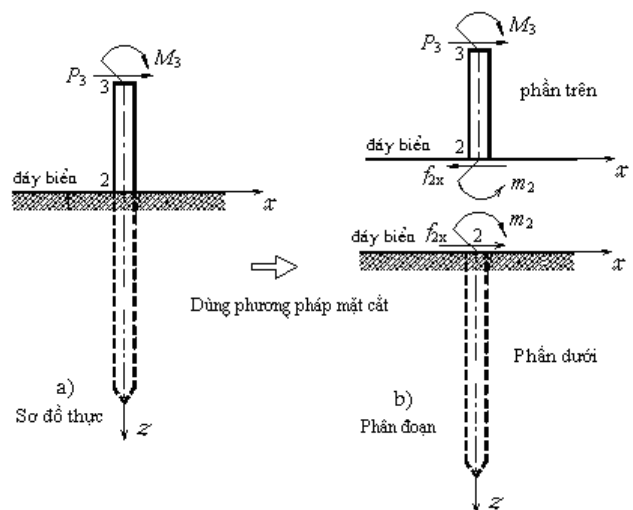
- Bài toán thứ hai giải khả năng chịu tải ngang tuần hoàn của sóng và gió lấy với giá trị cực đại P_3, M_3 khi trụ đã đủ khả năng chịu nén [7]. Nếu đoạn 2-3 có chiều dài lớn thì chia thành nhiều đoạn nhỏ và tải nút lấy là P_i, M_i .

- Tổng hợp hai bài toán trên theo nguyên lý cộng tác dụng sẽ được nghiệm bài toán.

Nội dung bài báo là giải bài toán thứ hai.

3. Sự phối hợp chịu lực của cột và môi trường đất

Dùng phương pháp mặt cắt, chia hệ đã cho hình 1.a thành hai phần trên, dưới-hình 1.b. Do ngoại lực P_3, M_3 , tại mặt cắt 2 phát sinh nội lực chưa biết f_{2x}, m_2 -hình 1.b. Đối với phần trên, f_{2x}, m_2 là nội lực; còn đối với phần dưới, f_{2x}, m_2 lại là ngoại lực. Tại đây có thể giải ngay nội lực trong cột như sau: Giải phần trên (hệ tự do) bằng Sức bền Vật liệu hay Cơ học Kết cấu; giải phần dưới bằng bài toán bổ trợ [1,2] theo phương pháp lập đã biết, rồi ghép lại sẽ được nghiệm nội lực. Cũng có thể tính nội lực bằng cách giải phối hợp hai phần có sử dụng phương pháp PTHH và bài toán bổ trợ [1,2] theo phương pháp lập.

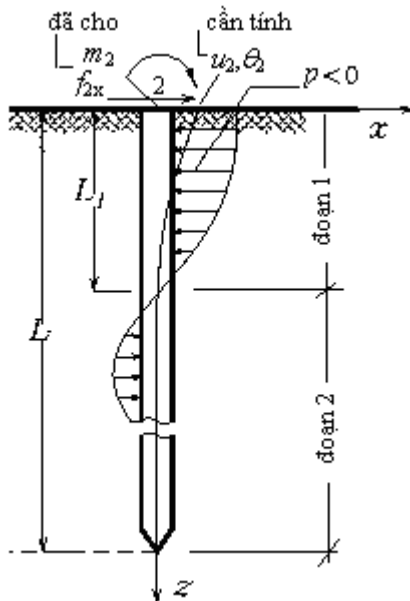


Hình 1. Hệ đã cho và phương pháp mặt cắt
a) Sơ đồ đã cho, b) Sơ đồ giải phối hợp phần dưới và phần trên

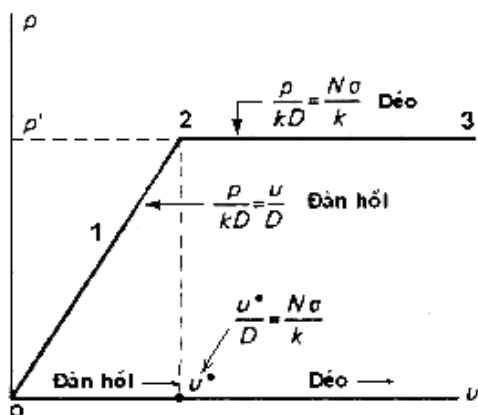
3.1. Xét phần dưới - Bài toán bổ trợ

Ở đây trình bày các điểm chính bài toán bổ trợ, chi tiết xem [1,2].

Phần dưới và đất nền luôn cùng biến dạng (h.2 và h.1,b). Đất nền có hai vùng khác nhau: Vùng gần mặt cắt 2, đất ở trạng thái dẻo; vùng gần mũi cột ở trạng thái đàn hồi. Tính chất cơ học của đất như h.3, điểm u^* phân chia hai trạng thái. Ví thể trục võng của cột cũng được tính theo hai trạng thái này. Đoạn 1-h.2 tương ứng đoạn 2-3 - h.3, trục võng được tính theo dầm có một đầu tự do không có môi trường. Đoạn 2-h.2 tương ứng đoạn 0-1-2 trên h.3, trục võng tính theo mô hình dầm dài trên nền đàn hồi. Ở độ sâu L_1 phân chia hai trạng thái của đất, trục cột có chuyển vị ngang bằng u^* trên h.3.



Hình 2. Xét phần dưới nằm trong đất nền



Hình 3. Mối phụ thuộc giữa p của đất và u của cột
1-Giai đoạn đàn hồi, 2- Giai đoạn dẻo

Khi chịu lực ngang f_{2x} , m_2 hình 2, phản lực phân bố p của đất lên thành cột phụ thuộc đường kính cột D , chuyển vị ngang u , độ bền σ và hệ số đàn hồi k của đất nền. Mối liên hệ giữa các đại lượng này được viết bằng biểu thức không thứ nguyên sau đây:

$$\frac{p}{kD} = f\left(\frac{u}{D}, \frac{\sigma}{k}\right), \quad (1)$$

trong đó: hàm f có dạng bất kỳ; đơn giản nhất có thể viết như sau:

$$\left. \begin{aligned} p &= ND\sigma \text{ khi } \frac{u}{D} > \beta, & \leftarrow \text{với vùng dẻo} \\ p &= ku \text{ khi } \frac{u}{D} \leq \beta, & \leftarrow \text{với vùng đàn hồi} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

với: u là độ võng dương của trục cột;

N là hệ số lấy theo thí nghiệm [2]; β - giá trị tính từ điểm giao của hai đường thẳng 0-1-2 và 2-3 (hình 3):

$$\beta = \frac{N\sigma}{k} = \frac{u^*}{D}. \quad (3)$$

ở đây: u^* là độ võng tại điểm chuyển từ trạng thái dẻo sang đàn hồi của đất. Với trầm tích ở biển, độ bền σ thay đổi theo độ sâu, còn k luôn là hằng số [2].

• Đất sét lấy $\sigma = a+bz$, (a, b tra bảng)

$$\left. \begin{aligned} p &= ND(a+bz) \text{ khi } \frac{u}{D} > \beta, & \leftarrow \text{với vùng dẻo} \\ p &= ku \text{ khi } \frac{u}{D} \leq \beta, & \leftarrow \text{với vùng đàn hồi} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$\text{trong đó: } \beta = \frac{N(a+bz)}{k} = \frac{u^*}{D}. \quad (5)$$

• Đất cát lấy $\sigma = K_P\gamma_d z$, (K_P, γ_d tra bảng)

$$\left. \begin{aligned} p &= NDK_P\gamma_d z \text{ khi } \frac{u}{D} > \beta, & \leftarrow \text{với vùng dẻo} \\ p &= ku \text{ khi } \frac{u}{D} \leq \beta, & \leftarrow \text{với vùng đàn hồi} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

$$\text{trong đó: } \beta = \frac{NKP\gamma_d z}{k} = \frac{u^*}{D}. \quad (7)$$

• Với trầm tích ở biển, theo [7] có hai loại cát và sét nên các hệ số lấy như bảng 1.

Bảng 1. Tính chất cơ lý của trầm tích biển

hệ số loại đất	k_a	k	N
Sét	7,5	22	3,5
Cát	9,0	8,3	1,8

3.2. Xác định độ võng của phần cột trong đất

Vì đất có hai vùng dẻo và đàn hồi, nên độ đường đàn hồi của cọc được viết khác nhau.

a) Phương trình độ võng của đoạn 1 trong vùng đất dẻo

Phương trình vi phân độ võng của đoạn này được viết theo mô hình của dầm tự do chịu uốn ngang

$$EJ \frac{d^4 u_1}{dz^4} = -p, \quad (8)$$

trong đó: EJ – độ cứng chống uốn, u – độ võng cột, dương khi hướng theo trục x (hình 2); p – phân lực của đất, dương khi hướng theo trục x (cùng hướng của u).

Đối với vùng dẻo của đất nền ($z < L_1$), với sét cũng như cát đều có:

$$EJ \frac{d^4 u_1}{dz^4} = -P_1 - P_2 z \quad (9)$$

trong đó: P_1 và P_2 được lấy phân biệt

- Với sét thì: $P_1 = NDa$; $P_2 = NDb$; (10)

- Với cát thì: $P_1 = 0$; $P_2 = NDK_P \gamma_d$. (11)

Từ đó ta có:

$$EJu_1(z) = C_2 + C_1 z + \frac{m_2 z^2}{2!} + \frac{f_{2x} z^3}{3!} - \frac{P_1 z^4}{4!} - \frac{P_2 z^5}{5!}, \quad \left. \begin{array}{l} 0 \leq z \leq L_1. \end{array} \right\} \quad (12)$$

Tại đây L_1 là chiều sâu vùng đất dẻo (hình 2).

b) Phương trình độ võng đoạn 2 trong vùng đất đàn hồi

Độ võng đoạn này được viết theo mô hình dầm dài vô hạn nằm trên nền đàn hồi

$$EJu_2(z') = e^{-\alpha z'} (C_3 \cos \alpha z' + C_4 \sin \alpha z'), \quad \left. \begin{array}{l} L_1 \leq z' \leq L. \end{array} \right\} \quad (13)$$

Ta lấy hệ số nền k bé để thiên về an toàn [6]: $k = EJ\alpha^4$; $z' = z - L_1$, với điểm $z = L_1$ là điểm phân chia vùng dẻo và vùng đàn hồi của đất. Giả thiết cột đóng sâu là dầm dài vô hạn, thiên về an toàn nhận $L - L_1 \geq \frac{3}{\alpha}$, trong đó

L là chiều dài toàn bộ của cột.

c) Xác định chiều sâu vùng dẻo L_1 của đất

Dùng điều kiện biên tại độ sâu $z=L_1$, áp dụng mối liên hệ vi phân của nội lực và chuyển vị, biến dạng đã biết, ta đi tính p^* , u^* , M^* , Q^* tại L_1 theo u_1 và u_2 có:

Momen và lực cắt $z = L_1$ (tại điểm có u^*) theo u_1 là

$$M^* = -\frac{P_1 L_1^2}{2} - \frac{P_2 L_1^3}{6} + f_{2x} L_1 + m_2, \quad (14)$$

$$Q^* = P_1 L_1 + \frac{P_2 L_1^2}{2} - f_{2x}. \quad (15)$$

Lấy đạo hàm cấp hai và cấp ba u_2 tại $z' = 0$, có:

$C_4 = -M^*/2\alpha^2$ và $C_4 + C_3 = -Q^*/2\alpha^3$, Từ đó có:

$$C_3 = \frac{(\alpha M^* - Q^*)}{2\alpha^3}, \quad C_4 = -\frac{M^*}{2\alpha^2}. \quad (16)$$

Tính p^* tại L_1 ở hai trạng thái:

$$p^* = ND(a + bL_1) \text{ ở vùng dẻo;}$$

$$p^* = ku^* = EJ\alpha^4 u^* \text{ ở vùng đàn hồi. Do đó,}$$

tại $z = L_1$ có $ND(a + bL_1) = EJ\alpha^4 u^*$ rút ra

$$u^* = ND(a + bL_1) / EJ\alpha^4.$$

Đã ký hiệu với sét: $P_1 = NDa$; $P_2 = NDb$ (với cát $P_1 = 0$; $P_2 = NDK_P \gamma_d$), vì thế viết được:

$$u^* = (P_1 + P_2 L_1) / EJ\alpha^4 \quad (17)$$

Mặt khác từ phương trình đoạn 2 với $z' = 0$ có: $u^* = C_3 / EJ$, đưa C_3 vào đây có

$$u^* = (\alpha M^* - Q^*) / 2EJ\alpha^3 \quad (18)$$

So sánh (17) và (18) rút ra:

$$2(P_1 + P_2 L_1) = M^* \alpha^2 - Q^* \alpha \quad (19)$$

Giải hệ ba phương trình phi tuyến (14,15,19) sẽ tính được L_1 , M^* và Q^* . Hoặc dồn ba phương trình (14,15,19) về một phương trình phi tuyến đối với L_1 rồi tính L_1 trước, sau đó tính M^* và Q^* . Tiếp theo tính các hằng số còn lại C_1 , C_2 , C_3 , C_4 .

Cuối cùng viết được tường minh hai hàm u_1 , u_2 theo f_{2x} , m_2 . Từ phương trình tường minh (12) đối với đoạn thứ nhất, tính được chuyển vị tại mặt cắt 2 hình 2 (tại $z=0$):

$$u_2 = \frac{C_2}{EJ} \cdot \theta_2 = -\frac{C_1}{EJ}. \quad (20)$$

Tóm lại mục đích cuối cùng của mục này là: Cho f_{2x} , m_2 sẽ tính được nội lực, chuyển vị ngang u_2 và góc xoay θ_2 tại mặt cắt 2 theo công thức (20). Bài toán này là bài toán bổ trợ. Hai thông số u_2 và θ_2 tạo điều kiện để tính tiếp phần trên.

Để tìm biến dạng và chuyển vị của cả cột không hề đơn giản, ta sẽ xét dưới đây.

4. Phân tích trạng thái biến dạng của cột thực và sơ đồ tính chuyển vị

Xét cột trụ (h.1, h.4,a), tổng quát phần trên-đoạn 2-3 có chiều dài lớn thì chia thành nhiều đoạn nhỏ.

4.1. Tính chuyển vị khi giải phối hợp phần trên và dưới

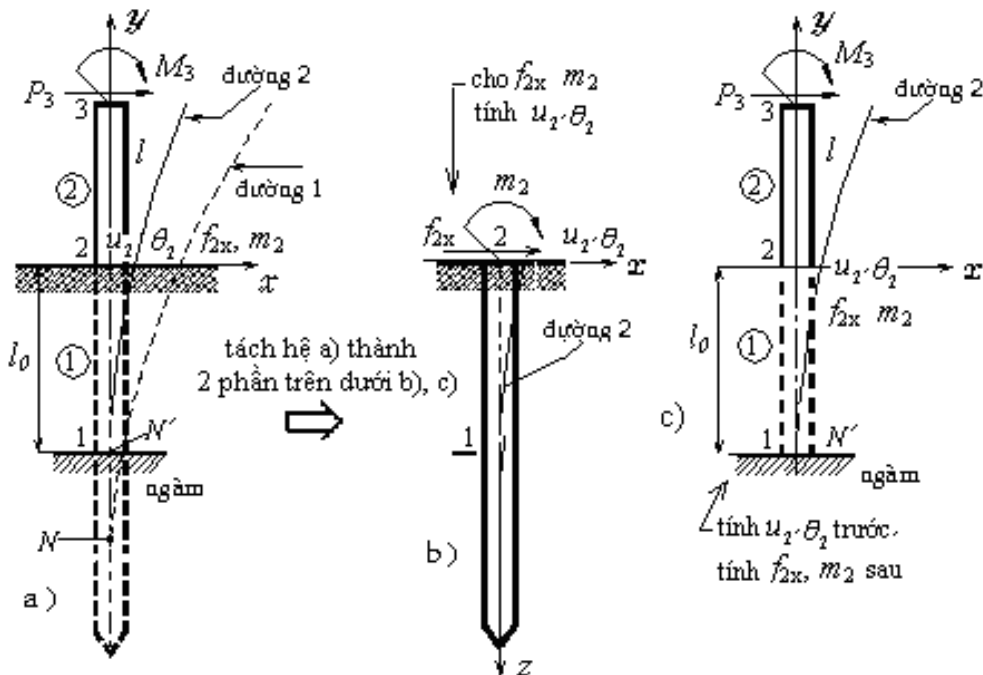
Để phù hợp với phương pháp PTHH, ta ký hiệu hệ trục tổng quát là x, y như hình 4, (riêng phần dưới h.4,b vẫn giữ hướng trục z đi xuống như h.2). Giả sử đất ở vùng dẻo có độ phản ứng bằng không, dưới tác dụng của P_3 và M_3 , cột bị biến dạng theo đường 1 (hình 4.a). Lúc này điểm N của cột có chuyển vị ngang bằng không. Bây giờ xét ảnh hưởng của đất, trả lại (truyền lại) phản ứng của nó lên mặt ngoài cột một áp lực p hướng sang trái thì biến dạng của cột giảm đi, đến vị trí mới là đường 2 (hình 4.a,c). Lúc đó điểm N bị dịch lên đến N' cách mặt đất đúng bằng l_0 . Đường 2 chính là biến dạng thực của cột trong môi trường thực. Rõ ràng khi đó ở cột thực (hình 4.a) nút 2 có chuyển vị thực u_2, θ_2 và nội lực nút là f_{2x}, m_2 chưa biết do vị trí ngàm N' chưa biết.

Thực nghiệm và lý thuyết chứng tỏ đoạn dưới cùng (dưới điểm N') biến dạng gần bằng không; đoạn hai (1-2) nằm trong đất nền, đoạn 2-3 nằm tự do không có môi trường. Như vậy điểm N' cho ta điều kiện biên của ngàm và sẽ cho phép tính chuyển vị, biến dạng và nội lực của toàn bộ cột thực thông qua hai đoạn trên bằng ma trận độ cứng các phần tử là đủ. Từ đó chọn **sơ đồ tính phối hợp** như hình 4.b,c để thay cho việc tính cột thực. Chiều dài l_0 được gọi là chiều dài tương đương, ngàm N' gọi là ngàm tương đương. Trong đó bài toán hỗ trợ là cầu nổi.

Như vậy *Biến dạng của cả cột được lấy bằng biến dạng của cột tương đương, vì chuyển vị từ N' trở xuống là vô cùng bé (bỏ qua) và nhiệm vụ bây giờ là tìm cách tính chuyển vị của cột tương đương. Điều kiện biên tĩnh học và động học tại nút 2 của cột tương đương thể hiện như sau:*

- Nội lực f_{2x}, m_2 tại nút 2 trong ba hình 4.a,b,c luôn bằng nhau.

- Chuyển vị u_2, θ_2 tại nút 2 trong ba hình 4.a,b,c luôn bằng nhau.



Hình 4. Sơ đồ biến dạng của cả cột

a) Sơ đồ thực, b) Sơ đồ tính phần dưới, c) Sơ đồ tính cột tương đương

$$\begin{Bmatrix} f_{2x} \\ f_{2y} \\ m_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{l_o^3} & 0 & -\frac{6EJ}{l_o^2} \\ 0 & \frac{EA}{l_o} & 0 \\ -\frac{6EJ}{l_o^2} & 0 & \frac{4EJ}{l_o} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_2 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix}. \quad (25)$$

So sánh (24) và (25) rút ra:

$$\begin{pmatrix} a & 0 & -d \\ 0 & b & 0 \\ -d & 0 & c \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{l_o^3} & 0 & -\frac{6EJ}{l_o^2} \\ 0 & \frac{EA}{l_o} & 0 \\ -\frac{6EJ}{l_o^2} & 0 & \frac{4EJ}{l_o} \end{bmatrix}, \quad (26)$$

Có thể nói a, b, c, d chính là lượng tăng thêm của độ cứng tại nút 2 để đưa đường 1 về đường 2, l_o là độ sâu của ngàm. Trong (26) a, b, c, d và l_o đều chưa xác định nhưng có liên hệ với EJ, A đã biết. Tìm a, b, c, d, l_o khi tìm 5 phương trình kết nối chúng với $EJ, A, u_2, \theta_2, f_{2x}, m_2$ như sau:

- Hệ số độ cứng b biểu thị mối liên hệ giữa lực nén f_{2y} với chuyển vị dọc trục v_2 , do đó b được nhận bằng K_0 là tốt nhất. K_0 đã được xác định từ khả năng chịu lực của cột thực khi chịu nén hay kéo là: $K_0 = EA\alpha_0 \text{th}(\alpha_0 L)$. Vì thế ta nhận:

$$b = EA\alpha_0 \text{th}(\alpha_0 L), \quad (27)$$

trong đó $\alpha_0 = \sqrt{\frac{\pi k_a}{EA}}$, k_a là hệ số đàn hồi của đất lấy theo thí nghiệm đã cho. Hệ số b luôn nhận là hằng số vì đã thỏa mãn khả năng chịu nén dọc trục.

- Vậy còn lại cần tìm bốn phương trình nữa để tìm a, c, d, l_o . Ta biến đổi như sau:

Từ (26) rút ra ba phương trình móc nối với đặc trưng cơ học và hình học:

$$a = \frac{12EJ}{l_o^3}; \quad c = \frac{4EJ}{l_o}; \quad d = \frac{6EJ}{l_o^2}, \quad (28)$$

Dồn về hai phương trình

$$\left. \begin{aligned} c &= \frac{l_o^2}{3} a, \\ d &= \frac{l_o}{2} a. \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

Từ (24) rút ra liên hệ lực với chuyển vị cũng có hai phương trình:

$$\begin{cases} f_{2x} = au_2 - d\theta_2, \\ m_2 = -du_2 + c\theta_2. \end{cases} \quad (30)$$

Vậy trong (29), (30) có bốn phương trình chứa bốn ẩn a, c, d, l_o . Xử lý tiếp: Đưa c, d của (29) vào (30) ta có hai phương trình chứa hai ẩn a và l_o :

$$\left. \begin{aligned} f_{2x} &= au_2 - a\frac{l_o}{2}\theta_2, \\ m_2 &= -a\frac{l_o}{2}u_2 + a\frac{l_o^2}{3}\theta_2. \end{aligned} \right\}$$

Khử a từ hai phương trình này được ngay phương trình bậc 2 chứa ẩn l_o .

$$l_o^2 - \frac{3}{2}\left(\frac{u_2}{\theta_2} - \frac{m_2}{f_{2x}}\right)l_o - 3\frac{m_2}{f_{2x}}\frac{u_2}{\theta_2} = 0. \quad (31)$$

Giải l_o từ phương trình này ta có điểm ngàm N'

$$l_o = \frac{3}{4}\left(\frac{u_2}{\theta_2} - \frac{m_2}{f_{2x}}\right) + \sqrt{16\left(\frac{u_2}{\theta_2} - \frac{m_2}{f_{2x}}\right)^2 + 3\frac{m_2}{f_{2x}}\frac{u_2}{\theta_2}} \quad (32)$$

Từ l_o giải tiếp a, c, d theo dạng nào cũng được, ví dụ:

$$a = \frac{f_{2x}}{u_2 - 0,5l_o\theta_2} \quad \text{hoặc} \quad a = \frac{12EJ}{l_o^3}. \quad (33)$$

- Kết quả mục này đã viết được a, b, c, d, l_o theo $u_2, \theta_2, f_{2x}, m_2$ tại mặt đất khi chỉ dựa vào hình 4.a và phần trên hình 4.c. Nếu khi đã tính được a, b, c, d, l_o , ta hoàn toàn giải được nội lực và chuyển vị của phần trên vì tải trọng ngoài P_3, M_3 đã cho.

Đến đây thấy rằng: Muốn tính l_o thì bước đầu tiên phải giả thiết f_{2x}, m_2 rồi tính u_2, θ_2 bởi (20) tại nút 2 theo bài toán hỗ trợ h.2 và h.4,b. Cần lưu ý phải luôn làm thỏa mãn điều kiện biên tĩnh học, nghĩa là trong quá trình tính ta nhận nội lực f_{2x}, m_2 tại nút 2 của ba hình 4.a,b,c luôn bằng nhau. Để làm thỏa mãn các điều kiện này, phải dùng giải pháp tính lặp quen biết. Ở bước đầu tiên hãy tự chọn giá trị f_{2x}, m_2 rồi tính u_2, θ_2 , tiếp theo tính a, b, c, d, l_o bằng bài toán hỗ trợ. Với các giá trị này tính chuyển vị của phần trên hình 4.c. Từ đây lấy ra u_2, θ_2 mới để tính lại f_{2x}, m_2 theo:

$$\begin{Bmatrix} f_{2x} \\ m_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a & -d \\ -d & c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix}. \quad (34)$$

Giá trị f_{2x} , m_2 trong (34) là nội lực thực do ngoại lực P_3 , M_3 đã cho gây ra. Vì thế f_{2x} , m_2 này là gần với giá trị thực hơn.

Tiếp theo hãy so sánh f_{2x} , m_2 mới từ (34) với f_{2x} , m_2 đã tự chọn ở bước trước, nếu thấy khác nhau thì hãy nhận f_{2x} , m_2 mới này cho phần dưới hình 4.b, tính lại u_2 , θ_2 để tính a , b , c , d và l_0 mới. Từ đó lại giải phần trên hình 4.c. Quá trình lặp cứ thế tiếp tục đến khi nào giá trị f_{2x} , m_2 của bước sau bằng f_{2x} , m_2 của bước ngay trước đó. Lúc này điều kiện biên tĩnh học đã được thỏa mãn.

4.3. Thuật toán lập chương trình giải lặp cho cột theo các bước sau đây

Bước 1. Chuẩn bị số liệu về cột và các thông tin cần thiết khác.

Bước 2. Tự chọn $f_{2x} = f_{2x}^0$, $m_2 = m_2^0$ cho phần dưới, tính u_2 , θ_2 theo (20) bằng bài toán hỗ trợ với chiều dài cột thực L .

Bước 3. Dùng f_{2x} , m_2 , u_2 , θ_2 của bước 2 tìm chiều dài l_0 theo (32) sau đó tính a , c , d , b của phần tử 1-2; theo (28) và (27) với chiều dài cột thực L .

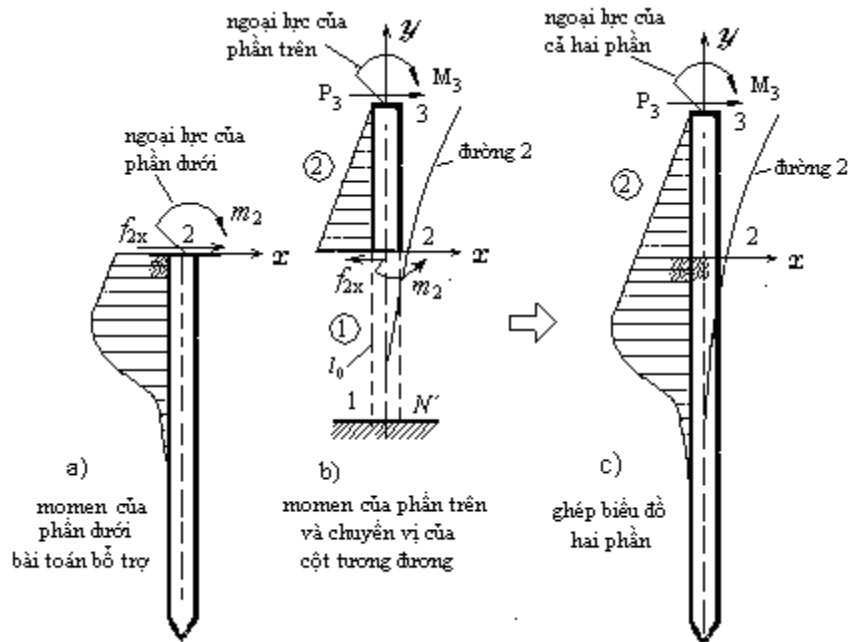
Bước 4. Cộng các hệ số a , b , c , d với ma trận độ cứng của phần tử 2-3 để có ma trận đầy đủ K của phần trên kể từ ngàm N' .

Bước 5. Giải hệ phương trình $\{F\} = [K]\{u\}$ cho phần trên tìm $\{u\}$ (l_0 đã có và $\{F\}$ đã cho), tính momen nội lực cho phần trên, từ đây lấy ra chuyển vị nút 2: u_2 , θ_2 mới.

Bước 6. Với u_2 , θ_2 này, tính nội lực f_{2x} , m_2 bởi (34), rồi so sánh f_{2x} , m_2 nội lực này với f_{2x}^0 , m_2^0 ngoại lực của phần dưới đã chọn ở bước 1 với độ chính xác ấn định trước, nếu chưa thỏa mãn độ chính xác thì nhận nội lực f_{2x} , m_2 mới làm ngoại lực cho phần dưới, tính lại từ bước 2. Tiếp tục tính lặp cho đến khi đạt được độ chính xác đã đề ra, ghi lấy vectơ chuyển vị $\{u\}$ rồi vẽ đường đàn hồi của cột tương đương. Từ vectơ $\{u\}$ tính và vẽ luôn nội lực nút $\{f\}$ của phần trên. Đây là nghiệm cuối cùng của phần trên. Đương nhiên nghiệm nội lực cuối cùng của phần dưới cũng nằm ở bước này.

Bước 7. Ghép biểu đồ nội lực của hai phần, vẽ đường đàn hồi của cả cột y hết đường đàn hồi của cột tương đương, xem hình 5.

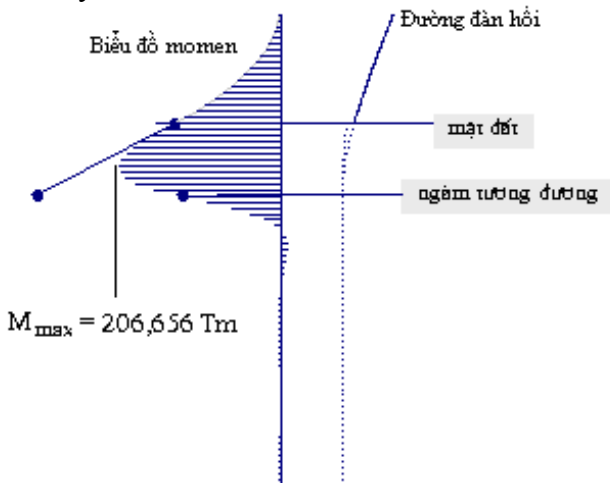
Toàn bộ các bước đều được tính và vẽ bằng chương trình máy tính.



Hình 5. Ghép biểu đồ momen và đường đàn hồi của cả cột
a) Momen phần dưới, b) Momen phần trên và biến dạng của cột tương đương,
c) Momen và biến dạng của cả cột

4.4. Ví dụ minh họa

Tính cột có 2 đoạn (đoạn 2-3 được chia thành $n=9$ đoạn nhỏ chiều dài 2m). Cột có mặt cắt ngang $D=1,8$ m, chiều dày $t=3$ cm, modun đàn hồi $E=2,10^6$ kG/cm². Chiều dài cột nằm trong đất nền=60 m. Nền đất có các đặc trưng $k_a=7,5$, $k=22$, $N=3,5$. Tải trọng tất cả các nút đều cho $F_x=1,5$ Tấn, $F_y=0,01$ Tấn, $M_x=0,01$ T.m. Kết quả cho biểu đồ momen, biểu đồ chuyển vị ngang xem h.6. $M_{max}=206,656$ T.m, độ sâu ngàm tương đương $l_0=11,82$ m. Nội lực và chuyển vị luôn bảo đảm tính liên tục.



Hình 6. Kết quả chương trình tính toán

Kết luận

Cách tính phối hợp hai phần trên dưới ở đây có tính đặc thù, chưa có tiền lệ với một hệ khung làm việc chung với môi trường nền đất. Bài toán đã được giải với đất sét, khi muốn tính cho cát thì chỉ việc thay các số liệu về tính cơ lý tương ứng.

Nếu đoạn trên mặt đất có chiều dài lớn thì chia nhỏ thành nhiều đoạn và đánh số từ nút 2 trở lên theo thứ tự 2,3,4,...,n. Tải trọng cũng cần được dẫn về các nút.

Khi vẽ đường đàn hồi, phần trên dùng đường cong Bezier, còn phần dưới thì vẽ bằng phương trình đường đàn hồi đã tìm được.

Cách tính này đã dựa trên nền tảng của các môn SBVL và cơ học kết cấu nên kết quả nội lực và chuyển vị có độ tin cậy lớn khi so sánh với cách tính trong Công trình cảng. Cụ thể trong các bài giảng về Công trình cảng ở Việt Nam người ta lấy độ sâu ngàm tương đương $l_0 = 4D$ với bất kỳ tải trọng nào, trong ví dụ này

họ lấy $l_0=4 \times 1,8=7,2$ m. Trong khi đó cách tính của chúng tôi $l_0 = 11,82$ m. Vậy thấy cách tính của công trình cảng là thiếu cơ sở khoa học.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Nguyễn Hữu Bằng, Nguyễn Việt Hà, 2004. Phương pháp xác định độ sâu miền dẻo của đất nền đối với cọc trong công trình biển chịu tải trọng ngang tuần hoàn. Tuyển tập các báo cáo hội nghị cơ học toàn quốc. Kỷ niệm 25 Viện Cơ học Việt Nam. Hà Nội. Tập 1 Động lực học kỹ thuật.
- [2]. Nguyễn Hữu Bằng, Trần Đình Kiên, 2004. Chương trình tính chuyển vị và nội lực của phần cọc nằm trong đáy biển khi chịu tải trọng ngang tuần hoàn. Tuyển tập công trình hội nghị khoa học toàn quốc Cơ học vật rắn biến dạng lần thứ 7. Đồ Sơn. Tập 1.
- [3]. Nguyễn Hữu Bằng, 2005. Cơ học học Kết cấu. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật. Hà Nội.
- [4]. Nguyễn Hữu Bằng, Trần Văn Bản, 2009. Cơ sở thiết kế công trình biển phục vụ ngành dầu khí. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật. Hà Nội.
- [5]. Nguyễn Hữu Bằng. Phương pháp tính và vẽ các đường cong mềm trong cơ học. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật. Hà Nội 2010.
- [6]. Shamsher Prakash-Hari D.Sharma, 1999. Móng cọc trong thực tế xây dựng (Bản tiếng Việt). Người dịch: Phạm Ngọc Khánh, Lê Mạnh Lân, Trịnh Đình Châm và những người khác), Nhà Xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
- [7]. Thomas H. Dawson, 1981. Offshore structural engineering. Prentice-hall,inc. Englewood Cliffs, New Jersey 07632 (Bản tiếng Nga Leningat Xudostraenhie 1986 và bản tiếng Anh).
- [8]. B.C.Huang, A. Y. T. Leung, K. M. Lams and Y.K. Cheungs IDepartment of Engineering Mechanics, Tongji University, Shanghai, Peoples Republic of China.
- [9]. Triệu Hùng Trường, Đỗ Thành Sỹ, 2002. Nghiên cứu tính toán cọc neo cho dàn khoan di động trên biển, Tuyển tập các Báo cáo hội nghị khoa học Trường Đại học Mỏ - Địa chất, Hà Nội.

(xem tiếp trang 26)

ABSTRACT

A methode to calculate the pile of offshore platform

Nguyen Huu Bang, Trieu Hung Truong

Hanoi University of Mining and Geology

This paper presents a method of calculating the internal force and the deformation of the pile for offshore platform considering the interaction between the piles and surround base ground. The special feature of this method is to identify the point of equivalent restraint of the pile deformed in an elasto-plastic medium of base ground surrounding the pile by using the computational tools of Strength of Materials, traditional structural mechanics, finite element method, combined with the help of computer and modern calculation methods.