**PHẦN III: NỀN VÀ MÓNG**

**THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 2**

**I. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH**

**1. Địa tầng**

Theo kết quả khảo sát thì đất nền gồm các lớp khác nhau. Do độ dốc các lớp nhỏ, chiều dày khá đồng đều nên một cách gần đúng có thể xem nền đất tại mỗi điểm của công trình có chiều dày và cấu tạo như mặt cắt địa chất điển hình.

Căn cứ vào kết quả khảo sát hiện trường và kết quả thí nghiệm trong phòng, địa tầng tại công trường có thể chia thành các lớp đất chính sau:

- **Lớp1 đất san lấp**

Bề dày h=1,5m, nằm từ mặt đất tự nhiên sâu từ -0,45m đến-1,95m

- **Lớp 2: Bùn sét xám xanh, xám đen, trạng thái dẻo mềm**

Bề dày h=13,3m,độ sâu từ-1,95m đến-15,25m

- **Lớp 3 : Sét pha nâu vàng, trạng thái dẻo mềm**

Bề dày h=6,8m, độ sâu từ-15,25m đến -22,05m.

- **Lớp 4: Cát pha nâu vàng, trạng thái dẻo**

Bề dày h = 1,2m, độ sâu từ-22,05m đến-23,25m

- **Lớp 5: Sét pha nâu vàng, đốm trắng, trạng thái dẻo mềm**

Bề dày h= 4,2m, độ sâu từ-23,25m đến -27,45m

- **Lớp 6: Sét xám - xanh vàng, trạng thái dẻo**

Bề dày h=-4,6m, độ sâu từ-27,45m đến-32,05m

- **Lớp 7: Cát hạt trung đến thô màu xám trắng, trạng thái chặt vừa**

Bề dày h=13,8m, độ sâu từ -32,05m đến -45.85m



Trục các lớp địa chất

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **STT** | **Tên đất** | **Chiều dày** | **Độ ẩm** | **KL thể tích tự nhiên** | **KL Thể tích dẩy nổi** | **Chỉ số SPT** | **Góc nội ma sát** | **Chỉ số xuyên tiêu chuẩn** | **Lực dính** | **Moodun biến dạng** |
|
| m | **(%)** | kN/m3 | kN/m3 |  | độ | kN/m2 | kN/m2 | kN/m2 |
| 1 | Đất san lấp | 1,5 |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 2 | Bùn sét xám đen dẻo mềm | 13,3 | 73,3 | 14,1 | 9,5 | 1 | 5`37 | 554,2 | 1 | 960 |
| 3 | Sét pha nâu vàng dẻo | 6,8 | 24,1 | 20,1 | 10,2 | 9 | 9`30 | 1150,5 | 0,53 | 7230 |
| 4 | Cát pha dẻo | 1,2 | 17,6 | 20,2 | 10,6 | 20 | 24`30 | 9478 |  | 12670 |
| 5 | Sét pha nâu vàng dẻo | 4,2 | 22,5 | 19,8 | 10,4 | 10 | 9`40 | 1260,8 | 0,52 | 6340 |
| 6 | Sét xám xanh dẻo | 4,6 | 23,8 | 20,2 | 10,5 | 15 | 15`20 | 3134,5 | 0,4 | 8580 |
| 7 | Cát trung xám chặt vừa | 13,8 | 18,7 | 20,3 | 10,8 | 24 | 20`30 | 11378 |  | 14500 |

**2. Đánh giá điều kiện địa chất**

Dựa vào các chỉ tiêu cơ lý của đất nền ở bảng trên có thể đánh giá sơ bộ điều kiện địa chất từ đó đưa ra phương án móng thiết kế khả thi và hợp lý. Trong đồ án, sinh viên đánh giá tính chất của đất nền chủ yếu dựa vào 2 thông số chính là moduyn tổng biến dạng E0 và góc ma sát trong 

- **Lớp đất san lấp**

Trên mặt là đất san lấp gồm cát, sạn sỏi, có chiều dày trung bình 1,5m, lớp đất này

được loại bỏ khi làm tầng hầm.

- **Lớp 1 : Bùn sét xám xanh, xám đen, trạng thái dẻo mềm**

Lớp này có mođun biến dạng E0 < 5000 kN/m2 và góc ma sát trong .

 Do đó lớp đất 1 thuộc lớp chịu tải yếu

- **Lớp 2: Sét pha nâu vàng, trạng thái dẻo mềm**

Lớp này có mođun biến dạng 5000 < E0 = 7230 < 10000 kN/m2 và góc ma sát trong 

 Do đó lớp đất 2 thuộc lớp chịu tải tương đối yếu

- **Lớp 3: Cát pha nâu vàng, trạng thái dẻo**

Lớp này có mođun biến dạng E0 = 12670 > 10000 kN/m2 và góc ma sát trong 

 Do đó lớp đất 3 thuộc lớp chịu tải tốt, tuy nhiên bề dày nhỏ chỉ có 1.1m, và không sâu lắm đo vậy đặt móng cọc lên lớp đất này không khả thi.

- **Lớp 4: Sét pha nâu vàng, đốm trắng, trạng thái dẻo mềm**

Lớp này có mođun biến dạng 5000 < E0 = 6340 < 10000 kN/m2 và góc ma sát trong 

 Do đó lớp đất 4 thuộc lớp chịu tải tương đối yếu

- **Lớp 5: Sét xám - xanh vàng, trạng thái dẻo**

Lớp này có mođun biến dạng 5000 < E0 = 8580 < 10000 kN/m2 và góc ma sát trong 

 Do đó lớp đất 5 thuộc lớp chịu tải trung bình

- **Lớp 6: Cát hạt trung đến thô màu xám trắng, trạng thái chặt vừa**

Lớp này có mođun biến dạng E0 = 14500 > 10000 kN/m2 và góc ma sát trong 

 Do đó lớp đất 6 thuộc lớp chịu tải tốt

**3. Đánh giá điều kiện địa chất thuỷ văn**

Nước ngầm ở khu vực qua khảo sát nhận dao động tuỳ theo mùa. Mực nước tĩnh mà ta quan sát thấy nằm ở độ sâu -4,5m so với mặt đất tự nhiên thì nước ngầm ít ảnh hưởng đến công trình nên khá thuận lợi, không cần phương án tháo khô hố móng.

**II. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG CHO CÔNG TRÌNH**

## *1. Lựa chọn giải pháp nền móng:*

Công trình nhà cao tầng có các đặc điểm chính; tải trọng thẳng đứng có giá trị lớn, lại đặt trên 1 mặt bằng có diện tích hạn chế, công trình cần thiết có độ ổn định với tải trọng ngang, công trình nhạy với độ lún dễ gây ảnh hưởng bất lợi đến các công trình lân cận, do đó việc thiết kế móng cho nhà cao tầng cần đảm bảo:

+ Độ lún cho phép

+ Sức chịu tải của cọc

+ Công nghệ thi công hợp lý, không làm hư hỏng đến các công trình lân cận và ảnh hưởng đến môi trường

+ Có hiệu quả về kinh tế kỹ thuật

Với đặc điểm địa chất công trình đã nhận xét ở trên ta có phân tích sau:

Công trình “Chùng cư cao tầng kết hợp dịch vụ - Nam Cường – Hà Nội” với 10 tầng nổi sẽ có tải trọng xuống móng là tương đối lớn. Mặt khác cấu trúc địa chất nền khu đất xây dựng tương đối phức tạp. Lớp đất san lấp trên mặt sẽ bị bóc bỏ khi đào móng. Các lớp còn lại là sét pha, cát pha và cát có sức chịu tải vừa phải không có lớp đất yêu nhưng sức chịu tải không cao lắm. Do công trình 10 tầng lên chỉ có thể thiết kế móng cọc.. Nếu dùng phương pháp khoa dẫn thì giá thành sẽ cao vì khoan dẫn toàn bộ tất cả các cọc và gần hết độ sâu. Như vậy chỉ có thể thiết kế móng cọc ép

Sau đây là những phân tích và lựa chọn phương án móng:

### a) Cọc khoan nhồi đổ tại chỗ:

Cọc khoan nhồi sử dụng thích hợp cho điều kiện đất nền yếu phía trên và kết

cấu nhà cao tầng có tải trọng tập trung lớn.

Cọc có ưu điểm: Có thể thâm sâu vào tầng chịu lực lớp cuội sỏi chặt và sử dụng đường kính cọc lớn có thể huy động sức chịu tải cao. Hơn nữa cọc khoan nhồi không gây chấn động ảnh hưởng các kết cấu xung quanh nên thích hợp sử dung trong thành phố, bên cạnh các kết cấu đã xây.

Tuy nhiên có 2 vấn đề hạn chế khi sử dụng móng cọc khoan nhồi:

Khó kiểm soát chất lượng cọc trong quá trình thi công, đặc biệt là việc đổ bêtông tiếp xúc với đáy hố khoan và sự đồng đều bêtông dọc thân cọc với hố khoan sâu, kinh nghiệm cho thấy, đã tiến hành khoan lấy lõi bêtông dọc thân cọc khoan nhồi thường phát hiện còn mùn khoan chấp dưới mũi cọc khoảng 0,2-0,5m.

### b) Cọc bê tông đúc trước:

Cọc đóng cũng được tính toán phân tích để khi cần thiết có thể là phương án dự phòng thay thế khi có điều kiện sử dụng cho khu tầng hầm ngoài khối nhà. Cọc đóng BTCT chế tạo trứơc có 2 ưu điểm cơ bản là giá cả hợp lý và dễ kiểm soát chất lượng cọc khi thi công. Tuy nhiên cọc đóng vẫn còn có những hạn chế sau:

* Gây ồn và tạo chấn rung làm ảnh hưởng và có thể nứt các kết cấu liền kề.
* Do hạn chế về kích thước và khả năng xuyên sâu vào tầng cứng nên không huy động sức chịu tải cao cho một cọc.

Khi điều kiện cho phép có thể sử dụng cọc đóng BTCT đúc trước tại khu ngoài vi.

* *Vậy sử dụng phương án móng cọc ép*

**III. CÁC LOẠI TẢI TRỌNG DÙNG ĐỂ TÍNH TOÁN**

Móng công trình được tính toán theo giá trị nội lực nguy hiểm nhất truyền xuống chân cột, bao gồm:

(Nmax, Mtư và Qtư) (Mmax, Ntư và Qtư)

Tuỳ thuộc theo số liệu, sinh viên tính toán với 1 trong 2 tổ hợp trên rồi sau đó kiểm tra với tổ hợp còn lại

**1. Tải trọng tính toán**

Tải trọng tính toán được sử dụng để tính nền móng theo trạng thái giới hạn thứ I. Vì khung đối xứng nên chỉ cần tính móng cho cột biên C2 và cột giữa C8, từ bảng tổ hợp nội lực sinh viên chọn ra các tổ hợp nguy hiểm nhất để tính toán cho móng khung trục 2

Bảng . Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột biên khung trục 2

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **VỊ TRÍ CỘT** | **TỔ HỢP** | **N**  **(kN)** | **MX**  **(kNm)** | **MY**  **(kNm)** | **QX**  **(kN)** | **QY**  **(kN)** |
| CỘT  C2 | Nmax, Mx, My,Qx, Qy | -2714.56 | -13.831 | -36.108 | -29.03 | -10.2 |
| N, Mxmax, My,Qx, Qy | -2618.7 | 33.943 | 72.186 | -25.29 | -15.03 |
| N, Mx, Mymax,Qx, Qy | -2681.9 | 23.625 | 78.548 | -33.08 | -8.93 |

Bảng . Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân cột giữa khung trục 2

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **VỊ TRÍ CỘT** | **TỔ HỢP** | **N**  **(kN)** | **MX**  **(kNm)** | **MY**  **(kNm)** | **QX**  **(kN)** | **QY**  **(kN)** |
| CỘT  C8 | Nmax, Mx, My,Qx, Qy | -4178.79 | -26.451 | 18.312 | 13.76 | -19.66 |
| N, Mxmax, My,Qx, Qy | -4047.61 | 56.506 | -40.271 | 18.42 | -25.74 |
| N, Mx, Mymax,Qx, Qy | -4019.17 | 49.729 | -42.536 | 21.63 | -20.01 |

Vì trong quá trình dựng mô hình Etabs không kể đến giằng móng, sàn tầng hầm, tường trên giằng nên khi tính toán tải trọng tác dụng xuống đỉnh móng ta phải xét thêm tải trọng của chúng

- Chọn kích thước sơ bộ giằng móng là: bxh = 300x600mm.

- Tổng chiều dài giằng móng tác dụng lên móng cột C2 là:

L = 4,85:2 + 8,1:2 + 6,9:2 = 10,075m.

* Trọng lượng bản thân giằng móng lên cột C2 :



* Tường trên giằng cột C2 :



- Tổng chiều dài giằng móng tác dụng lên móng cột C8 là:

L = 4,85:2 + 8,1:2 + 6,3:2 = 9,625m.

* Trọng lượng bản thân giằng móng lên cột C8 :



Nên ta đc bảng nội lực mới :

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **VỊ TRÍ CỘT** | **TỔ HỢP** | **N**  **(kN)** | **MX**  **(kNm)** | **MY**  **(kNm)** | **QX**  **(kN)** | **QY**  **(kN)** |
| CỘT  C2 | Nmax, Mx, My,Qx, Qy | 2889.58 | -13.831 | -36.108 | -29.03 | -10.2 |
| N, Mxmax, My,Qx, Qy | 2766.72 | 33.943 | 72.186 | -25.29 | -15.03 |
| N, Mx, Mymax,Qx, Qy | 2829.92 | 23.625 | 78.548 | -33.08 | -8.93 |

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **VỊ TRÍ CỘT** | **TỔ HỢP** | **N**  **(kN)** | **MX**  **(kNm)** | **MY**  **(kNm)** | **QX**  **(kN)** | **QY**  **(kN)** |
| CỘT  C8 | Nmax, Mx, My,Qx, Qy | 4226.43 | -26.451 | 18.312 | 13.76 | -19.66 |
| N, Mxmax, My,Qx, Qy | 4095.25 | 56.506 | -40.271 | 18.42 | -25.74 |
| N, Mx, Mymax,Qx, Qy | 4066.8 | 49.729 | -42.536 | 21.63 | -20.01 |

* Trong các tổ hợp chọn tổ hợp có lực dọc lớn nhất Nmax để tính toán.

**2. Tải trọng tiêu chuẩn**

Tải trọng tiêu chuẩn được sử dụng để tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn thứ II. Tải trọng lên móng đã xác định là tải trọng tính toán, muốn có tổ hợp các tải trọng tiêu chuẩn lên móng đúng ra phải làm bảng tổ hợp nội lực chân cột khác bằng cách nhập tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên công trình. Tuy nhiên, để đơn giản quá trình tính toán quy phạm cho phép dùng hệ số vượt tải trung bình n = 1,15.

Vậy tải trọng tiêu chuẩn nhận lấy các tổ hợp tải trọng tính toán chia cho hệ số vượt tải trung bình n = 1,15.

Bảng Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột biên khung trục 2

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **VỊ TRÍ CỘT** | **TỔ HỢP** | **N**  **(kN)** | **MX**  **(kNm)** | **MY**  **(kNm)** | **QX**  **(kN)** | **QY**  **(kN)** |
| CỘT  C2 | Nmax, Mx, My,Qx, Qy | 2512.68 | -12.03 | -31.40 | -25.24 | -8.87 |
| N, Mxmax, My,Qx, Qy | 2405.84 | 29.52 | 62.77 | -21.99 | -13.07 |
| N, Mx, Mymax,Qx, Qy | 2460.80 | 20.54 | 68.30 | -28.77 | -7.77 |

Bảng Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân cột giữa khung trục 2

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **VỊ TRÍ CỘT** | **TỔ HỢP** | **N**  **(kN)** | **MX**  **(kNm)** | **MY**  **(kNm)** | **QX**  **(kN)** | **QY**  **(kN)** |
| CỘT C8 | Nmax, Mx, My,Qx, Qy | 3675.16 | -23.00 | 15.92 | 11.97 | -17.10 |
| N, Mxmax, My,Qx, Qy | 3561.09 | 49.14 | -35.02 | 16.02 | -22.38 |
| N, Mx, Mymax,Qx, Qy | 3536.35 | 43.24 | -36.99 | 18.81 | -17.40 |

**3. CÁC GIẢ THUYẾT TÍNH TOÁN**

Móng cọc được quan niệm là móng cọc đài thấp, việc thiết kế chấp nhận một số

giả thiết sau:

+ Đài cọc xem như tuyệt đối cứng khi tính toán lực truyền xuống cọc.

+ Tải trọng của công trình qua đài cọc chỉ truyền xuống lên các cọc chứ không trực tiếp truyền lên phần đất nằm giữa các cọc tại mặt tiếp giáp với cọc.

+ Khi kiểm tra cường độ của đất nền và khi xác định độ lún của móng cọc thì người ta coi móng cọc như một khối móng quy ước bao gồm cọc và các phần đất ở giữa các cọc. Vì việc tính móng khối quy ước giống như tính toán móng nông trên nền thiên nhiên cho nên trị cố momen của tải trọng ngoài tại đáy móng quy ước được giảm đi một cách gần đúng bằng trị số momem của tải trọng ngoài so với cao trình đáy đài.

**IV. THIẾT KẾ MÓNG M1 (TẠI CỘT C2 TRỤC 2)**

**1. Cấu tạo đài cọc và cọc**

***1.1. Đài cọc***

Bê tông cấp độ bền B22.5 (Rb =13MPa) Cốt thép chịu lực AII (Rs = 280 MPa)

Thiết kế mặt đáy đài trùng với mép đáy lớp đất lấp. Do đó chiều sâu chôn đài so với mặt đất tự nhiên 1,8m (trong đó 1,2m là chiều cao sơ bộ của đài).

Đáy đài ở cốt -2,25m

***1.2. Cọc ép bê tông cốt thép***

Bê tông cấp độ bền B22.5 (Rb = 13 MPa) Cốt thép chịu lực AII (Rs = 280 MPa)

Cốt thép đai AI (Rs = 225 MPa)

Chọn cọc bê tông cốt thép tiết diện 35x35 cm phù hợp với điều kiện đất nền và khả năng thi công cọc ép hiện nay chiều dài 32m (4 cọc 8m)

Mũi cọc cắm sâu vào lớp đất cát trung trạng thái chặt vừa (lớp 7) một đoạn 1,5m.

Cốt thép dọc chịu lực giả thiết dùng 8Φ20

Phần đầu bê tông đập đầu cọc lấy: 450 mm >20Φ=20.20=400 mm

Phần đầu cọc nguyên vẹn ngàm vào đài là 150 mm.

Chiều dài cọc làm việc kể từ đáy đài là:

Lclv = Lcọc – (150+450)=32-(0,15+0,45)= 31,4(m)



**2. Xác định sức chịu tải của cọc**

***2.1. Sức chịu tải của cọc theo vật liệu.***

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc được xác định theo công thức:

Pv = m .(.RbAb + RscAs)

Trong đó :

* m=0,9: hệ số điều kiện làm việc, phụ thuộc vào loại đài cọc và số cọc trong đài
* Rb : Cường độ chịu nén tính toán của bê tông cọc. B22,5 có Rb=13 Mpa.
* Rsc: Cường độ chịu nén tính toán của cốt thép. Thép CII có Rsc= 280Mpa.
* As: Diện tích tiết diện của cốt thép dọc As = 2512 (mm2).
* Ab: Diện tích tiết diện của bê tông: Ab = 350.350-2512= 119988(mm2)

Ta có : Pv = 0,9.(13000.0,12+ 280000.0,00251) =2036,5 (kN)

##### ***2.2 Sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn không có tác động của động đất*.**

* Xác định theo công thức:



* Trong đó:
* : Hệ số phụ thuộc phương pháp thi công, đối với cọc ép lấy = 300.
* Na: chỉ số SPT của đất dưới chân cọc (lớp cát trung) Na= 24.
* Ap : Diện tích tiết diện cọc. Ap=0,35.0,35= 0,1225(m2)
* u : Chu vi tiết diện cọc. u =0,35.4 = 1,4 (m)
* Nsi: Chỉ số SPT của đất rời tương ứng có chiều dày lsi
* Cui: Lực dính không thoát nước của lớp đất dính thứ i tương ứng với chiều dày lci
* Trong báo cáo địa chất công trình không có giá trị Cu (chỉ có C) nên ta tính Cu theo SPT như sau: Cu = NSPT/1,4(T/m2) = 7,14.NSPT (kPa)

Bảng . Sức kháng bên và sức kháng mũi cọc khi không kể động đất

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| STT | Tên lớp | Nsi | Lsi | Cui | Lci | 2NsLs | CuLc |
| búa | m | kPa | m |
| 2 | Bùn sét xám đen dẻo mềm | 1 | x | 7.14 | 13.3 | X | 94.96 |
| 3 | Sét pha nâu vàng dẻo | 9 | x | 64.26 | 6.8 | X | 436.97 |
| 4 | Cát pha dẻo | 20 | 1.2 | 142.8 | x | 48 | x |
| 5 | Sét pha nâu vàng dẻo | 10 | x | 71.4 | 4.2 | X | 299.88 |
| 6 | Sét xám xanh dẻo | 15 | x | 107.1 | 4.6 | X | 492.66 |
| 7 | Cát trung xám chặt vừa | 24 | 1.5 | 171.36 | x | 72 | X |
| TỔNG | | | | | | 120 | 1324.5 |



**2.3. Theo kÕt qu¶ xuyªn tÜnh**

Xuyªn tÜnh ®­îc x¸c ®Þnh b»ng m¸y xuyªn. Theo 20TCN 174-89 søc chÞu t¶i cäc x¸c ®Þnh theo ph­¬ng ph¸p xuyªn tÜnh tÝnh theo c«ng thøc:



trong ®ã:

Pmòi = qp.F = k×qc×F

Pmòi - søc c¶n ph¸ ho¹i cña ®Êt ë mòi cäc.

+ qp – søc c¶n ph¸ ho¹i cña ®Êt ë ch©n cäc.

+ qc - søc c¶n mòi xuyªn trung b×nh cña ®Êt ë ph¹m vi 3d phÝa trªn ch©n cäc vµ 3d phÝa d­íi ch©n cäc.

Pxq = 

Pxq - søc c¶n ph¸ ho¹i cña ®Êt ë toµn bé thµnh cäc.

qsi =

+ U - chu vi tiÕt diÖn cäc. U = 4×35 = 140 (cm) = 1,4 (m).

+ F - diÖn tÝch tiÕt diÖn cäc. F = 0.1225 (m2).

+ qsi - lùc ma s¸t thµnh ®¬n vÞ cña cäc ë líp ®Êt thø i cã chiÒu dµy hi.

+ qci – Søc c¶n mòi xuyªn trung b×nh cña líp ®Êt thø i.

+ ki, αi - hÖ sè tra b¶ng 5.9 s¸ch “NÒn vµ mãng”.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| STT | Lo¹i ®Êt | qci (KN/m2) | Ki | αi | qsi  (KN/m2) |
| 1 | Bùn sét xám đen dẻo mềm | 554,2 | 0,5 | 30 | 18,47 |
| 2 | Sét pha nâu vàng dẻo | 1150,5 | 0,5 | 30 | 38,35 |
| 3 | Cát pha dẻo | 9478 | 0,5 | 80 | 118,48 |
| 4 | Sét pha nâu vàng dẻo | 1260,8 | 0,5 | 30 | 42,3 |
|  | Sét xám xanh dẻo | 3134,5 | 0,45 | 40 | 78,36 |
|  | Cát trung xám chặt vừa | 11378 | 0,4 | 150 | 75,85 |

*B¶ng . TÝnh søc c¶n ph¸ ho¹i ®Êt quanh thµnh cäc*

Cã: Pmòi = k×qc×F = 0.4× 11378× 0.1225 = 557,5 (KN).

Pxq==1.4×(18,47×17+38.35×6.8+×118.48×1.2+42.3x4.2+78.36x4.6+75.85x3)=2075.67 KN

Thiªn vÒ an toµn chän: Px =

Px =

Pc= min(Pv, PSPT,PX)=min(2036,5,96;967,1:1223,67)= P’SPT= 967,1(kN)

=> Chọn sức chịu tải tính toán của cọc là: Pc=950 (KN)

**3. Xác đinh số lượng cọc**

* Áp lực tính toán giả định tác dụng lên đáy đài do phản lực đầu cọc gây ra:



* Diện tích sơ bộ đế đài



Trong đó:

* hd: là chiều dày đài hd= 1,2 m
* : Tải trọng tính toán tại đỉnh đài.



* γbt: Trọng lượng riêng bê tông đài.
* n : Hệ số vượt tải, n =1,1.
* Trọng lượng sơ bộ của đài:

Nđtt = n.Asb.hd.γBT= 1,1.3,48.1,2.25 = 107,6(kN)

* Tổng lực dọc sơ bộ tại đáy đài:

Ntt= Nott +Nđtt=2889,97 + 107,6 = 2997,57 kN

* Số lượng cọc sơ bộ:



* Sơ bộ chọn số cọc trong đài nc = 4 cọc.
* Bố trí cọc như hình vẽ:



Hình - Mặt bằng bố trí cọc móng chân cột C2

* Kích thước đài: 1550x 1550 x 1200mm.
* Khoảng cách giữa tim 2 cọc: ≥3d=1050 mm.
* Khoảng cách từ tim cọc đến mép đài: 250mm > 0,7d = 245mm
* Khoảng cách từ mép cọc ngoài cùng tới mép đài:75 mm.
* Diện tích đế đài thực tế:

Ađtt= 1,55.1,55 = 2,4025m2

* Trọng lượng thực tế của đài:



* Lực dọc tính toán đến cốt đáy đài:



* Momen tính toán tại đáy đài:





* Lực truyền xuống các cọc:



Trong đó:

* nc = 4 là số cọc trong móng.
* Mxtt: mômen uốn tính toán uốn đài quanh trục X tại đáy đài
* Mytt: mômen uốn tính toán uốn đài quanh trục Y tại đáy đài
* ymax : khoảng cách lớn nhất từ tim cọc biên đến trục X
* xmax: khoảng cách lớn nhất từ tim cọc biên đến trục Y.
* yi­ ; xi­: khoảng cách từ tim cọc thứ i đến trục đi qua trọng tâm diện tích tiết diện các cọc tại mặt phẳng đáy đài.



*Khoảng cách các cọc so với trục quán tính chính tại đá đài*

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Cọc | xi(m) | yi (m) | xi2 | yi2 |
| 1 | -0.525 | -0.525 | 0.276 | 0.276 |
| 2 | -0.525 | 0.525 | 0.276 | 0.276 |
| 3 | 0.525 | 0.525 | 0.276 | 0.276 |
| 4 | 0.525 | -0.525 | 0.276 | 0.276 |
| Tổng | | | 1.104 | 1.104 |





* Trọng lượng tính toán cọc kể từ đáy đài (có xét đến đẩy nổi):



* Kiểm tra điều kiện lực tryền lên cọc biên:



Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực được lực nén lớn nhất

Đồng thời = 696,1(kN) > 0 nên không phải kiểm tra theo điều kiện chống nhổ.



Kiểm tra tương tự cho các tổ hợp nội lực M2max, Ntu ,M3tu,Qxtu,Qytu : M3max, Ntu ,M3tu,Qxtu,Qytu đều thỏa mãn.

Vậy tận dụng được khả năng chịu tải của cọc, số lượng cọc đã chọn là hợp lý

**4.Kiểm tra nền theo TTGH II**

Theo **phụ lục H, mục H.2.1 TCXD 205 : 1998**, quy dịnh ranh giới của khối móng

quy uớc khi cọc xuyên qua lớp dất yếu và tựa vào lớp dất cứng như được xác dịnh

như sau:

Quan niệm cọc và dất giữa các cọc làm việc dồng thời nhu một khối móng dồng

nhất dặt trên lớp dất bên duới mui cọc. Mặt truyền tải của khối móng quy uớc duợc

mở rộng hơn so với diện tích dáy dài với góc mở.

Góc ma sát trung bình của đất trong phạm vi chiều dài làm việc của cọc:



=> α = ϕtb/4 = 10/4 = 2,53o



*Hình 4.. Khối móng quy ước*

* Chiều rộng đáy khối móng quy ước:

BM  = B\*+2.ltb.tanα= 1,4+ 2.18,3.tg(2,53o) = 3m.

Với ltb= 18,3 m là chiều dài cọc làm việc tính từ đáy lớp sét bùn yếu đến mũi cọc.

* Chiều dài đáy khối móng quy ước:

LM = L\*+2.ltb.tanα= 1,4 +2.18,3.tg(2,53o) = 3 m.

* Diện tích khối móng quy ước:



* Xác định trọng lượng tiêu chuẩn của khối móng quy ước:
* Trọng lượng khối quy ước kể từ đáy đài đến cốt đáy sàn



* Trọng lượng của cọc trong phạm vi khối quy ước :



* Trọng lượng của đất trong phạm vi từ đáy đài đến chân cọc

* Tải trọng tiêu chuẩn tại đáy khối quy ước :



* Mômen tiêu chuẩn tương ứng trọng tâm đáy khối quy ước:

Mxtc = Moxtc + Qoytc. H1 = 12,03 +8,87. 32,5 = 300,3 kNm.

Mytc = Moytc + Qoxtc. H1 =31,4 + 25,24. 32,5 =851,7 kNm.

Với H1 : là chiều cao tính từ đỉnh đài đến đáy móng qui ước.

* Độ lệch tâm:

 ;



* Áp lực tiêu chuẩn ở đáy móng khối quy ước do tải trọng tiêu chuẩn:



P = 963,4 (kPa) ; P = 449,2 (kPa).





* Cường độ tiêu chuẩn của đất ở đáy khối móng quy ước:



Trong đó:

* Ktc là hệ số độ tin cậy.Vì các chỉ tiêu cơ lý của đất lấy thí nghiệm trực tiếp đối với đất nên Ktc = 1
* m1 là hệ số điều kiện làm việc của đât nền ở đáy móng quy ước. Vì đáy móng quy ước đặt lên lớp cát trung ( khác cát bụi, cát mịn ) nên m1 = 1,4
* m2 là hệ số điều kiện làm việc của công trình trong sự tương tác với nền. Vì công trình không phải loại công trình cao cứng nên m2= 1,0

Trị tính toán thứ hai của góc ma sát trong lớp cát đáy khối quy ước là ϕII = 20°30’ ta có: A = 0.59 ; B = 3,4; D = 6,01

* Trọng lượng riêng đất dưới đáy khối quy ước: γII = γđn7 = 10,8 kN/m3.
* γII’ : Trị tính toán thứ hai của trọng lượng riêng đất từ chân cọc trở lên đến mặt đất tự nhiên.



CII =3,1



* Kiểm tra:

P = 706,3 (kPa) < R = 1957(kPa)



P= 963,4 (kPa)< 1,2.R = 2348,4 (kPa)



*Vậy nền đất dưới mũi cọc đảm bảo điều kiện biến dạng tuyến tính*

*Vậy ta có thể tính toán được độ lún của móng theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.*

* Xác định ứng suất bản thân tại đáy khối quy ước



* Ứng suất gây lún ở đáy khối quy ước:

σglz = 0 = Ptctb - σbt = 706,3 – 330,4= 375,9 (kN/m2)

Lại có 0,2. .σtcbt,Z=0= 0,2.330,4=66,08 (kN/m2)

σglz = 0= 375,9> σtcbt,Z=0= 66,08 (kN/m2) nên ta phải tính nún

Chia nền dưới đáy móng thành các lớp phân tố có chiều dày:

hi ≤ BM/4 = 3 / 4 = 0,75m.

Chọn hi = 0,6 m và lập bảng tính như sau:

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Điểm | Độ sâu  Z (m) | LM/BM | 2z/BM | Koi | σglzi = k0.375,9  (kPa) | σbtzi (kPa) |
| 0 | 0 | 1 | 0 | 1,000 | 375,9 | 330,4 |
| 1 | 0,6 | 1 | 0,4 | 0,96 | 360,9 | 336,9 |
| 2 | 1,2 | 1 | 0,8 | 0,8 | 300,7 | 343,4 |
| 3 | 1,8 | 1 | 1,2 | 0,606 | 227,8 | 349,9 |
| 4 | 2,4 | 1 | 1,6 | 0,449 | 168,8 | 356,3 |
| 5 | 3 | 1 | 2,0 | 0,336 | 126,3 | 362,8 |
| 6 | 3,6 | 1 | 2,4 | 0,257 | 96,6 | 369,3 |
| 7 | 4,2 | 1 | 2,8 | 0,201 | 75,6 | 375,8 |
| 8 | 4,8 | 1 | 3,2 | 0,16 | 60,2 | 382,3 |

Ta thấy tại độ sâu z = 4,8 (m) kể từ đáy móng quy ước ta có:



Vậy giới hạn nền lấy đến điểm 8 cách đáy móng quy ước 4,8 m.

Tính độ lún:



Ta có: S = 5,2 cm < Sgh = 8 cm

Vậy điều kiện độ lún tuyệt đối thỏa mãn, và do công trình có trụ địa chất không đổi trong suốt chiều dài công trình nên không cần kiểm tra độ lún lệnh tương đối giữa các móng của công trình.

Ta có biểu đồ ứng suất gây lún như hình vẽ sau:

#### 5.Kiểm tra chiều cao đài theo điều kiện chọc thủng

* Với chiều cao đài hđ =1,2m ,khi vẽ tháp đâm thủng nghiêng một góc 450 so với phương thẳng đứng từ mép cột ở đỉnh đài.
* Ta thấy đáy tháp chọc thủng nằm chùm ra ngoài tim của cọc dãy biên. Như vậy đài cọc thỏa mãn điều kiện và không bị đâm thủng.



*Hình III. 7. Tháp chọc thủng*

*Như vậy đáy tháp trùm ra ngoài phạm vi tim cọc biên nên đài đảm bảo điều kiện chống chọc thủng.*

#### 6.Tính toán và bố trí cốt thép

* Vật liệu :
* Bê tông cấp bền B22.5, Rb = 13 Mpa.
* Cốt thép chịu lực nhóm CII có Rs = Rsc = 280 Mpa.
* Thép bố trí cho đài móng để chịu mômen uốn. Coi cánh đài được ngàm tại tiết diện đi qua chân cột và bị uốn bởi phản lực các đầu cọc nằm ngoài mặt phẳng ngàm qua chân cột.



*Hình . Sơ đồ tính thép trong đài*

* Tải trọng tính toán tại đáy đài :

Ntt =2968,9 kN ; Mxtt = 48,67 kNm ; Mytt = 48,34 kNm.

* Tải trọng tác dụng lên các cọc trong đài:



(mô men gây nén cọc là “+”; gây nhổ cọc là “-” )

* Ta có tải trọng tác dụng lên các cọc:







* Mômen tương ứng với mặt ngàm 1-1:



* Mômen tương ứng với mặt ngàm 2-2:



* Diện tích cốt thép yêu cầu chị momen M1



* Chọn 10Φ18 có As1chọn=25,45 (cm2)
* Tính lại: h01=hđ-0,15-0,5.Φ1=1,2-0,15-0,5.0,018=1,041 (m)
* Momen đài chịu được với cốt thép chọn:

M1=0,9.Rs.h01.As1chọn=0,9.280000.1,041.0,0025=655,8 kNm>497,3kNm

* Khoảng cách giữa trục các cốt thép cạnh nhau:



* Chọn a=160 (mm)
* Chiều dài của 1 thanh là: l-2.a’=2000-2.25=1950 (mm)
* Diện tích cốt thép yêu cầu chị momen M2

 Chọn 10Φ16 có As2chọn=20,11 (cm2)

* Tính lại:

h02=hđ-0,15-Φ1-Φ2/2=1,2-0,15-0,018-0,5.0,016=1,024 (m)

* Momen đài chịu được với cốt thép chọn:

M1=0,9.Rs. h02. As2chọn=0,9.280000.1,024.0,00201=518,7 kNm>344,4 kNm

* Khoảng cách giữa trục các cốt thép cạnh nhau:



* Chọn a=160 (mm)

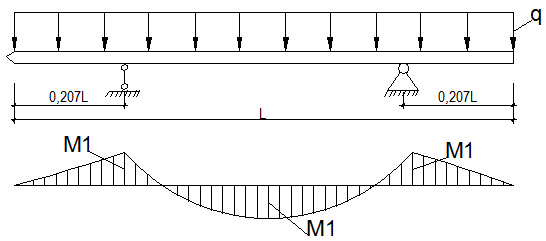


**7. Kiểm tra trường hợp cẩu lắp**

Trọng lượng bản thân cọc kể đến hệ số động khi cẩu lắp và dựng cọc: d2

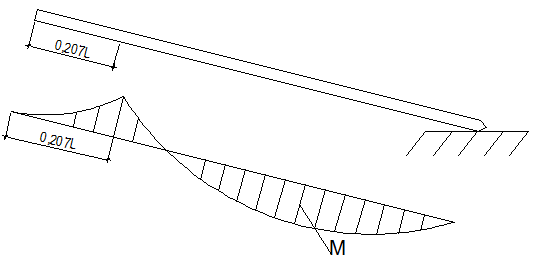
q= kd.d2 . = 1,5.25.0.352 =4,59 kN

* Khi cẩu cọc:



Momem lớn nhất M = 0,0214qL2

* Khi dựng cọc:



Momem lớn nhất M = 0,068qL2

* Vậy momem lớn nhất khi cẩu lắp và dựng cọc là :

M = 0,068qL2 = 0,068 x 4,59 x 122 = 45 kNm







Vậy thép đã chọn trong cọc là hợp lý

**V. THIẾT KẾ MÓNG M2 (TẠI CỘT C8 TRỤC 2)**

##### **1.Xác định tải trọng tác dụng xuống móng**

##### **1.1Tải trọng tính toán**

Tải trọng tính toán đã tính thêm trọng lượng giằng móng và tường tại mục III . Ta có

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **VỊ TRÍ CỘT** | **TỔ HỢP** | **N**  **(kN)** | **MX**  **(kNm)** | **MY**  **(kNm)** | **QX**  **(kN)** | **QY**  **(kN)** |
| CỘT  C8 | Nmax, Mx, My,Qx, Qy | 4226.43 | -26.451 | 18.312 | 13.76 | -19.66 |
| N, Mxmax, My,Qx, Qy | 4095.25 | 56.506 | -40.271 | 18.42 | -25.74 |
| N, Mx, Mymax,Qx, Qy | 4066.8 | 49.729 | -42.536 | 21.63 | -20.01 |

* Trong các tổ hợp chọn tổ hợp có lực dọc lớn nhất Nmax để tính toán.

##### **1.2Tải trọng tiêu chuẩn**

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| **VỊ TRÍ CỘT** | **TỔ HỢP** | **N**  **(kN)** | **MX**  **(kNm)** | **MY**  **(kNm)** | **QX**  **(kN)** | **QY**  **(kN)** |
| CỘT C8 | Nmax, Mx, My,Qx, Qy | 3675.16 | -23.00 | 15.92 | 11.97 | -17.10 |
| N, Mxmax, My,Qx, Qy | 3561.09 | 49.14 | -35.02 | 16.02 | -22.38 |
| N, Mx, Mymax,Qx, Qy | 3536.35 | 43.24 | -36.99 | 18.81 | -17.40 |

* Trong các tổ hợp chọn tổ hợp có lực dọc lớn nhất Nmax để tính toán.

#### 2.Chọn chiều sâu chôn đài

Đỉnh đài trùng đỉnh sàn. Chọn sơ bộ chiều cao đài hd= 1,2 m => Đáy đài ở cốt -2,25m

#### 3.Chọn chiều dài tiết diện cọc

Chọn cọc có tiết diện và chiều dài giống móng cột C2 đã chọn ở chương IV

#### 4.Xác định sức chịu tải cọc

Sức chịu tải đã tính ở chương IV: Pc = 950(kN)

**5. Xác đinh số lượng cọc**

* Áp lực tính toán giả định tác dụng lên đáy đài do phản lực đầu cọc gây ra:



* Diện tích sơ bộ đế đài



Trong đó:

* hd: là chiều dày đài hd= 1,2 m
* : Tải trọng tính toán tại đỉnh đài.
* γbt: Trọng lượng riêng bê tông đài.
* n : Hệ số vượt tải, n =1,1.
* Trọng lượng sơ bộ của đài:

Nđtt = n.Asb.hd.γBT= 1,1.5,1.1,2.25 = 158,4(kN)

* Tổng lực dọc sơ bộ tại đáy đài:

Ntt= Nott +Nđtt=4226,43 + 158,4 = 4384,83 kN

* Số lượng cọc sơ bộ:



* Sơ bộ chọn số cọc trong đài nc = 6 cọc.
* Bố trí cọc như hình vẽ:



Hình - Mặt bằng bố trí cọc móng chân cột C8

* Kích thước đài: 1550x 2600 x 1200mm.
* Khoảng cách giữa tim 2 cọc: ≥3d=1050 mm.
* Khoảng cách từ tim cọc đến mép đài: 300mm > 0,7d = 245mm
* Khoảng cách từ mép cọc ngoài cùng tới mép đài:125 mm.
* Diện tích đế đài thực tế:

Ađtt= 2,6.1,55 = 4,03m2

* Trọng lượng thực tế của đài:



* Lực dọc tính toán đến cốt đáy đài:



* Momen tính toán tại đáy đài:





* Lực truyền xuống các cọc:



Trong đó:

* nc = 6 là số cọc trong móng.
* Mxtt: mômen uốn tính toán uốn đài quanh trục X tại đáy đài
* Mytt: mômen uốn tính toán uốn đài quanh trục Y tại đáy đài
* ymax : khoảng cách lớn nhất từ tim cọc biên đến trục X
* xmax: khoảng cách lớn nhất từ tim cọc biên đến trục Y.
* yi­ ; xi­: khoảng cách từ tim cọc thứ i đến trục đi qua trọng tâm diện tích tiết diện các cọc tại mặt phẳng đáy đài.



*Khoảng cách các cọc so với trục quán tính chính tại đá đài*

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Cọc | xi(m) | yi (m) | xi2 | yi2 |
| 1 | -0.525 | -1.05 | 0.276 | 1,1025 |
| 2 | -0.525 | 0 | 0.276 | 0 |
| 3 | -0.525 | 1.05 | 0.276 | 1,1025 |
| 4 | 0.525 | 1.05 | 0.276 | 1,1025 |
| 5 | 0.525 | 0 | 0.276 | 0 |
| 6 | 0.525 | -1.05 | 0.276 | 1,1025 |
| Tổng | | | 1.656 | 4.41 |





* Trọng lượng tính toán cọc kể từ đáy đài (có xét đến đẩy nổi):



* Kiểm tra điều kiện lực tryền lên cọc biên:



Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực được lực nén lớn nhất

Đồng thời = 703,6(kN) > 0 nên không phải kiểm tra theo điều kiện chống nhổ.

Kiểm tra tương tự cho các tổ hợp nội lực M2max, Ntu ,M3tu,Qxtu,Qytu : M3max, Ntu ,M3tu,Qxtu,Qytu đều thỏa mãn.

Vậy tận dụng được khả năng chịu tải của cọc, số lượng cọc đã chọn là hợp lý

**6.Kiểm tra nền theo TTGH II**

Theo **phụ lục H, mục H.2.1 TCXD 205 : 1998**, quy dịnh ranh giới của khối móng

quy uớc khi cọc xuyên qua lớp dất yếu và tựa vào lớp dất cứng như được xác dịnh

như sau:

Quan niệm cọc và dất giữa các cọc làm việc dồng thời nhu một khối móng dồng

nhất dặt trên lớp dất bên duới mui cọc. Mặt truyền tải của khối móng quy uớc duợc

mở rộng hơn so với diện tích dáy dài với góc mở.

Góc ma sát trung bình của đất trong phạm vi chiều dài làm việc của cọc:



=> α = ϕtb/4 = 10/4 = 2,53o



*Hình . Khối móng quy ước*

* Chiều rộng đáy khối móng quy ước:

BM  = B\*+2.ltb.tanα= 1,4+ 2.18,3.tg(2,53o) = 3m.

Với lclv= 18,3 m là chiều dài cọc làm việc tính từ đáy lớp sét bùn yếu đến mũi cọc.

* Chiều dài đáy khối móng quy ước:

LM = L\*+2.ltb.tanα= 2,45 +2.18,3.tg(2,53o) = 4,06 m.

* Diện tích khối móng quy ước:



* Xác định trọng lượng tiêu chuẩn của khối móng quy ước:
* Trọng lượng khối quy ước kể từ đáy đài đến cốt đáy sàn



* Trọng lượng của cọc trong phạm vi khối quy ước :



* Trọng lượng của đất trong phạm vi từ đáy đài đến chân cọc

* Tải trọng tiêu chuẩn tại đáy khối quy ước :



* Mômen tiêu chuẩn tương ứng trọng tâm đáy khối quy ước:

Mxtc = Moxtc + Qoytc. H1 = 23 + 17,1. 32,5 =578,75 kNm.

Mytc = Moytc + Qoxtc. H1 =15,92 + 11,97. 32,5 = 404,96 kNm.

Với H1 : là chiều cao tính từ đỉnh đài đến đáy móng qui ước.

* Độ lệch tâm:

 ;



* Áp lực tiêu chuẩn ở đáy móng khối quy ước do tải trọng tiêu chuẩn:



P = 872,7 (kPa) ; P = 584,97 (kPa).



* Cường độ tiêu chuẩn của đất ở đáy khối móng quy ước:



Trong đó:

* Ktc là hệ số độ tin cậy.Vì các chỉ tiêu cơ lý của đất lấy thí nghiệm trực tiếp đối với đất nên Ktc = 1
* m1 là hệ số điều kiện làm việc của đât nền ở đáy móng quy ước. Vì đáy móng quy ước đặt lên lớp cát trung ( khác cát bụi, cát mịn ) nên m1 = 1,4
* m2 là hệ số điều kiện làm việc của công trình trong sự tương tác với nền. Vì công trình không phải loại công trình cao cứng nên m2= 1,0

Trị tính toán thứ hai của góc ma sát trong lớp cát đáy khối quy ước là ϕII = 20°30’ ta có: A = 0.59 ; B = 3,4; D = 6,01

* Trọng lượng riêng đất dưới đáy khối quy ước: γII = γđn7 = 10,8 kN/m3.
* γII’ : Trị tính toán thứ hai của trọng lượng riêng đất từ chân cọc trở lên đến mặt đất tự nhiên.



CII =3,1



* Kiểm tra:

P = 728,8 (kPa) < R = 1957(kPa)

P= 827,27 (kPa)< 1,2.R = 2348,4 (kPa)

*Vậy nền đất dưới mũi cọc đảm bảo điều kiện biến dạng tuyến tính*

*Vậy ta có thể tính toán được độ lún của móng theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.*

* Xác định ứng suất bản thân tại đáy khối quy ước



* Ứng suất gây lún ở đáy khối quy ước:

σglz = 0 = Ptctb - σbt = 728,8 – 330,4= 398,4 (kN/m2)

Lại có 0,2. .σtcbt,Z=0= 0,2.330,4=66,08 (kN/m2)

σglz = 0= 398,4> 0,2. σtcbt,Z=0= 66,08 (kN/m2) nên ta phải tính nún

Chia nền dưới đáy móng thành các lớp phân tố có chiều dày:

hi ≤ BM/4 = 3 / 4 = 0,75m.

Chọn hi = 0,6 m và lập bảng tính như sau:

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Điểm | Độ sâu  Z (m) | LM/BM | 2z/BM | Koi | σglzi = k0.398,4  (kPa) | σbtzi (kPa) |
| 0 | 0 | 1 | 0 | 1,000 | 398,4 | 330,4 |
| 1 | 0,6 | 1 | 0,4 | 0,96 | 382,5 | 336,9 |
| 2 | 1,2 | 1 | 0,8 | 0,8 | 318,7 | 343,4 |
| 3 | 1,8 | 1 | 1,2 | 0,606 | 241,4 | 349,9 |
| 4 | 2,4 | 1 | 1,6 | 0,449 | 178,9 | 356,3 |
| 5 | 3 | 1 | 2,0 | 0,336 | 133,9 | 362,8 |
| 6 | 3,6 | 1 | 2,4 | 0,257 | 102,4 | 369,3 |
| 7 | 4,2 | 1 | 2,8 | 0,201 | 80,1 | 375,8 |
| 8 | 4,8 | 1 | 3,2 | 0,16 | 63,7 | 382,3 |

Ta thấy tại độ sâu z =4,8 (m) kể từ đáy móng quy ước ta có:



Vậy giới hạn nền lấy đến điểm 8cách đáy móng quy ước 4,8 m.

Tính độ lún:



Ta có: S = 5,5 cm < Sgh = 8 cm

Vậy điều kiện độ lún tuyệt đối thỏa mãn, và do công trình có trụ địa chất không đổi trong suốt chiều dài công trình nên không cần kiểm tra độ lún lệnh tương đối giữa các móng của công trình.

Ta có biểu đồ ứng suất gây lún như hình vẽ sau:

#### 7.Kiểm tra chiều cao đài theo điều kiện chọc thủng

* Với chiều cao đài hđ =1,2m ,khi vẽ tháp đâm thủng nghiêng một góc 450 so với phương thẳng đứng từ mép cột ở đỉnh đài.
* Ta thấy đáy tháp chọc thủng nằm chùm ra ngoài tim của cọc dãy biên. Như vậy đài cọc thỏa mãn điều kiện và không bị đâm thủng.

*Hình . Tháp chọc thủng*

*Như vậy đáy tháp trùm ra ngoài phạm vi tim cọc biên nên đài đảm bảo điều kiện chống chọc thủng.*

#### 8.Tính toán và bố trí cốt thép

* Vật liệu :
* Bê tông cấp bền B22.5, Rb = 13 Mpa.
* Cốt thép chịu lực nhóm CII có Rs = Rsc = 280 Mpa.
* Thép bố trí cho đài móng để chịu mômen uốn. Coi cánh đài được ngàm tại tiết diện đi qua chân cột và bị uốn bởi phản lực các đầu cọc nằm ngoài mặt phẳng ngàm qua chân cột.



*Hình III. 8. Sơ đồ tính thép trong đài*

* Tải trọng tính toán tại đáy đài :

Ntt =4359,43 kN ; Mxtt = 50 kNm ; Mytt = 34,8 kNm.

* Tải trọng tác dụng lên các cọc trong đài:



(mô men gây nén cọc là “+”; gây nhổ cọc là “-” )

* Ta có tải trọng tác dụng lên các cọc:









* Mômen tương ứng với mặt ngàm 1-1:



* Mômen tương ứng với mặt ngàm 2-2:



* Diện tích cốt thép yêu cầu chị momen M1



* Chọn 10Φ18 có As1chọn=25,45 (cm2)
* Tính lại: h01=hđ-0,15-0,5.Φ1=1,2-0,15-0,5.0,018=1,041 (m)
* Momen đài chịu được với cốt thép chọn:

M1=0,9.Rs.h01.As1chọn=0,9.280000.1,041.0,00407=667,6,7 kNm>497,6kNm

* Khoảng cách giữa trục các cốt thép cạnh nhau:



* Chọn a=160 (mm)
* Chiều dài của 1 thanh là: l-2.a’=1550-2.25=1500 (mm)
* Diện tích cốt thép yêu cầu chị momen M2

 Chọn 15Φ20 có As2chọn=47,1 (cm2)

* Tính lại:

h02=hđ-0,15-Φ1-Φ2/2=1,2-0,15-0,018-0,5.0,020=1,022 (m)

* Momen đài chịu được với cốt thép chọn:

M1=0,9.Rs. h02. As2chọn=0,9.280000.1,022.0,00471=1213,03 kNm>1107,7 kNm

* Khoảng cách giữa trục các cốt thép cạnh nhau:



* Chọn a=180 (mm)
* Chiều dài của 1 thanh là: l-2.a’=2600-2.25=2550 (mm)

