

学籍番号：

氏名：

■ 演習問題 ■

(1) 図1のRC造門型フレームを設計する。

部材断面および使用材料は下記による。

柱： $b \times D = 600 \times 600\text{mm}$ ($d = 530$)

梁： $b \times D = 400 \times 600\text{mm}$ ($d = 530$)

コンクリート設計基準強度 $F_c = 24\text{N/mm}^2$

鉄筋：主筋 SD345、あばら筋・帯筋 SD295A

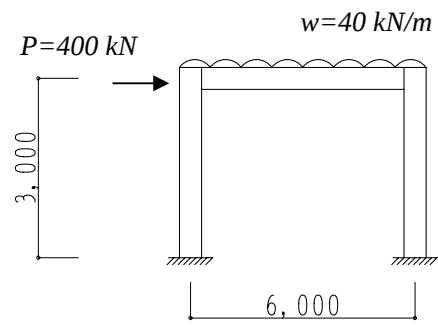


図1 フレームおよび荷重

学籍番号：

氏名：

(2) コンクリートと鉄筋（D25 以下）の許容応力度は表 1～2 より

普通コンクリートの短期許容せん断応力度 $f_s =$ _____ (N/mm²)

鉄筋 SD295A の短期許容応力度（せん断補強） ${}_wf_t =$ _____ (N/mm²)

鉄筋 SD345 の長期許容応力度（引張および圧縮） ${}_Lf_t =$ _____ (N/mm²)

鉄筋 SD345 の短期許容応力度（引張および圧縮） ${}_sf_t =$ _____ (N/mm²)

(3) 長期および地震時の NMQ は図 2～3 に示すとおりである。

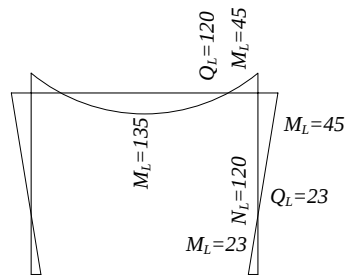


図 2 長期 NMQ(単位：kN, m)

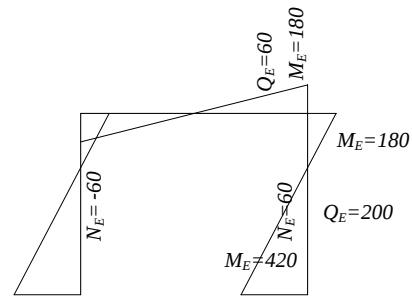


図 3 地震時 NMQ(単位：kN, m)

(4) 梁の断面算定

長期曲げモーメント（端部） $M_L = \underline{\hspace{2cm}}$ (kN・m)

図 2 より長期の端部は上端筋が引張側となっているので上端筋の必要断面積 a_t を求める。

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

γ （複筋比）= 0.4 と仮定し、図 4 に C と γ の交点から p_t を読み取ると $p_t = \underline{\hspace{2cm}}$ (%) となる。 a_t は $b \times d \times p_t = \underline{\hspace{2cm}}$ (mm²) と算出できる。

梁主筋径は D22 を用いるものとし、表 3 から D22 の 1 本の断面積は $\underline{\hspace{2cm}}$ (mm²) であるので、梁端部上端筋の本数は $\underline{\hspace{2cm}}$ 本とする。

長期曲げモーメント（中央） $M_L = \underline{\hspace{2cm}}$ (kN・m)

図 2 より長期の中央は下端筋が引張側となっているので下端筋の必要断面積 a_t を求める。

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

同様に図 4 から $p_t = \underline{\hspace{2cm}}$ (%), $a_t = \underline{\hspace{2cm}}$ (mm²) と算出でき、梁中央下端筋は D22 が $\underline{\hspace{2cm}}$ 本必要である。

短期曲げモーメント（左端） $M_S = M_L + M_E = \underline{\hspace{2cm}}$ (kN・m)

図 2～3 より短期の左端は下端筋が引張側となっているので下端筋の必要断面積 a_t を求める。

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

同様に図 5 から $p_t = \underline{\hspace{2cm}}$ (%), $a_t = \underline{\hspace{2cm}}$ (mm²) と算出でき、梁左端下端筋は D22 が $\underline{\hspace{2cm}}$ 本必要である。

短期曲げモーメント（右端） $M_S = M_L + M_E = \underline{\hspace{2cm}}$ (kN・m)

図 2～3 より短期の右端は上端筋が引張側となっているので上端筋の必要断面積 a_t を求める。

$$C = \frac{M}{b \cdot d^2} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

同様に図 5 から $p_t = \underline{\hspace{2cm}}$ (%), $a_t = \underline{\hspace{2cm}}$ (mm²) と算出でき、梁右端上端筋は D22 が $\underline{\hspace{2cm}}$ 本必要である。

まとめ

図 1 のように地震力は左からだけでなく右からも作用するので左端上端と右端上端、左端下端と右端下端の主筋本数は等しくする。

長期より短期の必要主筋本数が多いので短期の主筋本数を採用するものとし、端部上端筋は D22 を $\underline{\hspace{2cm}}$ 本、下端筋は $\underline{\hspace{2cm}}$ 本とする。

中央の上端筋は中央の下端筋の 50% 以上かつ端部上端筋の 60% 以上とし、D22 を $\underline{\hspace{2cm}}$ 本とする。

学籍番号：

氏名：

(5) 柱の断面算定

長期 MN 柱頭 $N_L =$ _____(kN)、 $M_L =$ _____(kN・m)

$$\frac{N}{b \cdot D} = \text{_____} (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{M}{b \cdot D^2} = \text{_____} (\text{N/mm}^2)$$

図 6 において上記の値の交点から p_t を読み取ると $p_t =$ _____(%)となる。

短期 MN 柱脚(1) $N_S = N_L + N_E =$ _____(kN)、 $M_S = M_L + M_E =$ _____(kN・m)

$$\frac{N}{b \cdot D} = \text{_____} (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{M}{b \cdot D^2} = \text{_____} (\text{N/mm}^2), \text{同様に図 7 から } p_t = \text{_____} (\%)$$

短期 MN 柱脚(2) $N_S = N_L - N_E =$ _____(kN)、 $M_S =$ 同上 $=$ _____(kN・m)

$$\frac{N}{b \cdot D} = \text{_____} (\text{N/mm}^2)$$

$$\frac{M}{b \cdot D^2} = \text{_____} (\text{N/mm}^2), \text{同様に図 7 から } p_t = \text{_____} (\%)$$

まとめ

柱の主筋量は上記の最大の p_t とし、

$$a_t \text{ は } b \times D \times p_t = \text{_____} (\text{mm}^2) \text{ と算出できる。}$$

柱主筋径は D25 を用いるものとし、表 3 から D25 の 1 本の断面積は _____(mm^2)である
ので、柱主筋の本数は片側で _____本とする。

(6) せん断補強

(6-a) 梁の許容せん断力 Q_A は $\alpha=1.0$ とおくと、

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t \cdot (p_w - 0.002)\}$$

$$b : \text{梁幅} = \underline{\hspace{2cm}} (\text{mm}) \quad j : \frac{7}{8} d = \underline{\hspace{2cm}} (\text{mm}) \quad d : \text{梁の有効せい}$$

$$p_w : \text{あばら筋比} \quad p_w = \frac{a_w}{b \cdot x} = \underline{\hspace{2cm}}$$

a_w : 一組のあばら筋の断面積で、2-D13 とする。表 3 より $a_w = \underline{\hspace{2cm}} (\text{mm}^2)$

x : あばら筋間隔は 200mm とする。

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 $\underline{\hspace{2cm}} (\text{N/mm}^2)$

${}_w f_t$: 鉄筋 SD295A の短期許容応力度 (せん断補強) $\underline{\hspace{2cm}} (\text{N/mm}^2)$

代入すると、

$$Q_A = \underline{\hspace{2cm}} = \underline{\hspace{2cm}} (\text{kN}) \text{と算出できる。}$$

梁の短期設計用せん断力 Q_D は図 2 と図 8 の梁のせん断力を加算して $\underline{\hspace{2cm}} (\text{kN})$ となる。

$Q_D / Q_A = \underline{\hspace{2cm}}$ 1.0 であり、 Q_A の方が大きいので安全である。(長期の検定は省略)

(6-b) 柱の許容せん断力 Q_A は下式による。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t \cdot (p_w - 0.002)\}$$

$$b : \text{柱幅} = \underline{\hspace{2cm}} (\text{mm}) \quad j : \frac{7}{8} d = \underline{\hspace{2cm}} (\text{mm}) \quad d : \text{柱の有効せい}$$

$$p_w : \text{帯筋比} \quad p_w = \frac{a_w}{b \cdot x} = \underline{\hspace{2cm}}$$

a_w : 一組の帯筋の断面積で、2-D13 とする。表 3 より $a_w = \underline{\hspace{2cm}} (\text{mm}^2)$

x : 帯筋間隔は 100mm とする。

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 $\underline{\hspace{2cm}} (\text{N/mm}^2)$

${}_w f_t$: 鉄筋 SD295A の短期許容応力度 (せん断補強) $\underline{\hspace{2cm}} (\text{N/mm}^2)$

代入すると、

$$Q_A = \underline{\hspace{2cm}} = \underline{\hspace{2cm}} (\text{kN}) \text{と算出できる。}$$

柱の短期設計用せん断力 Q_D は図 2 と図 8 の柱のせん断力を加算して $\underline{\hspace{2cm}} (\text{kN})$ となる。

$Q_D / Q_A = \underline{\hspace{2cm}}$ 1.0 であり、 Q_A の方が大きいので安全である。(長期の検定は省略)

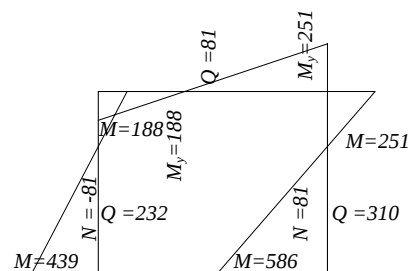
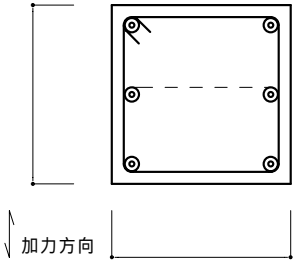


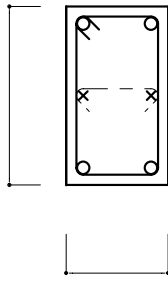
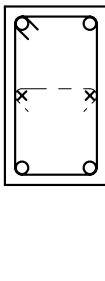
図 8 降伏時 NMQ(単位: kN, m)

(7) 断面リスト

断面算定により下記の断面リストが作成できる。

(断面寸法、主筋本数、主筋マーク、帯筋・スタラップのピッチを記入)

	全 断 面
柱	
主 筋	- D25
帯 筋	□ - D13 @
補助帯筋	— - D10@500

	端 部	中 央
梁		
上 端 筋	- D22	- D22
下 端 筋	- D22	- D22
スタラップ	□ - D13 @	
腹 筋	2 - D13	
巾 止 筋	D10@1,000	

(8) 主筋のあき間隔の確認

梁幅および柱幅の確認を行う。梁幅の確認は表 4 により、主筋径、あばら筋径および主筋本数から梁幅の最小寸法は (mm) であるので OK である。同様に、柱幅の確認は表 5 により、柱幅の最小寸法は (mm) であるので OK である。

(9) 以上から配筋詳細図が作成できる。(主筋本数、フープ・スタラップ径およびピッチを記入)

