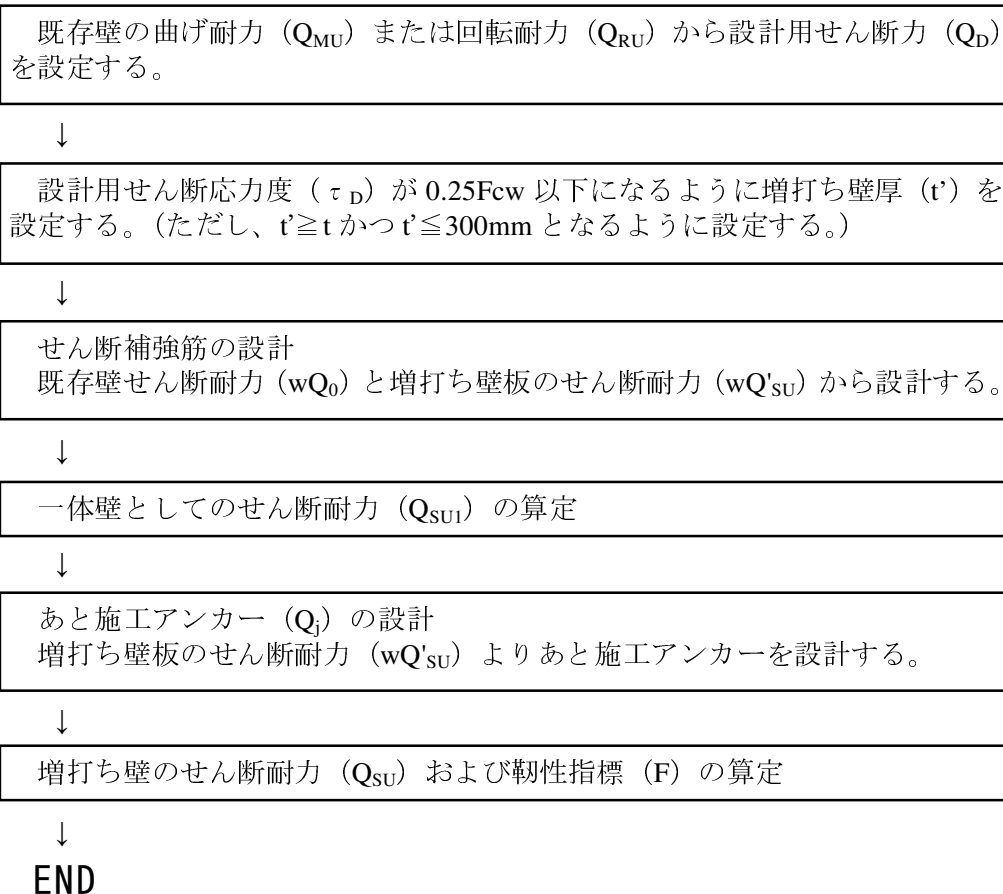


【「AP 工法」による増打ち壁補強計算例】

(1) 設計フロー

中低層鉄筋コンクリート造建物を対象とした既存壁（せん断壁）に「AP 工法」を用いて増打ち補強する場合の設計フローを解図 1 に示す。



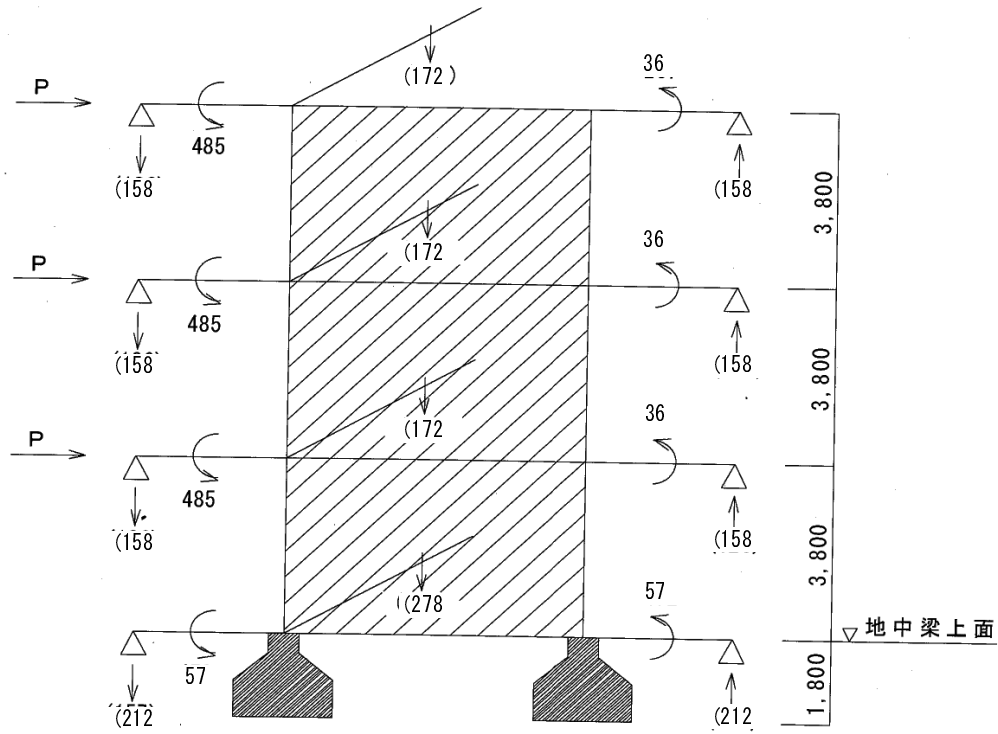
解図 1 AP 工法による増打ち補強壁の設計フロー

(2) 仮定条件

増打ち補強を行う RC 造既存壁架構部の「基礎回転破壊型」の破壊モードは生じないものと仮定して補強計算例をすすめる。

既存壁は、地上 1~3 階まで連層する 3 連層壁とし、本計算例では、最下層である 1 階部分についてのみ増打ち補強を行う。

なお、境界梁ならびに直交梁の耐力を解図2のように仮定する。

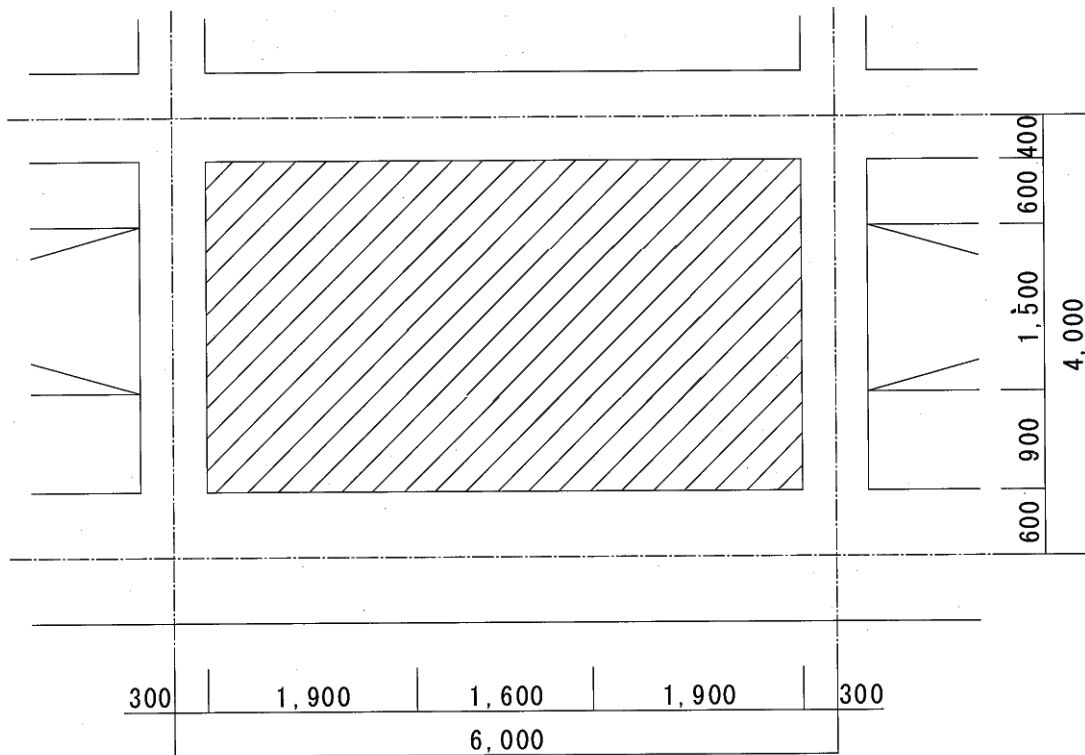


()内数値はせん断力を示す

(単位 せん断力 kN、モーメント kN・m)

解図2 周辺架構耐力の仮定

- ・壁の外力分布を等分布と仮定する。
- ・1階柱中間よりフーチング下端までの重量 N_F は、294kN とする。
- ・1階柱軸方向力（長期）は、 $N=1200$ kN とする。



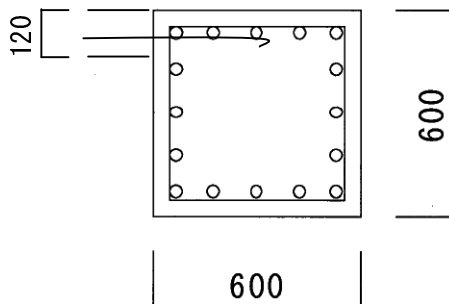
解図3 「AP工法」による増打ち補強壁架構の主要寸法

(3) 材料強度

- (a) 既存部位 コンクリート強度 : $\sigma_b=18$ (N/mm²)
 ヤング係数 : $E_c=1.97 \times 10^4$ (N/mm²) 旧学会式による
 鉄筋降伏点強度 : $\sigma_y=294$ (N/mm²) SR24

- (b) 補強部位 「APモルタル」のせん断強度設計
 に用いる圧縮強度 : $F_{cw}=30$ (N/mm²)
 ヤング係数 : $E_{cw}=2.23 \times 10^4$ (N/mm²)
 鉄筋降伏点強度 : $\sigma_y=343$ (N/mm²) SD295A

(4) 既存柱および壁の諸元



- | | |
|------------------------------------|-------------|
| (柱配筋) | (壁配筋) |
| 主筋 16-22φ | タテ筋 9φ-@250 |
| Hoop 9φ-@200 | ヨコ筋 9φ-@250 |
| $\sigma_b=18$ (N/mm ²) | |
| 軸力 $N=1200$ kN | |

解図4 柱および既存壁断面図

(5) 既存壁架構の全体曲げ耐力およびせん断耐力

(a) 全体曲げ耐力

1階壁脚曲げ降伏時の耐力とする。

- ・外力によるモーメント (M_{ov})

$$M_{ov} = (11.4 + 7.6 + 3.8) \times P \quad \text{<等分布>} \\ = 22.8P$$

- ・1階壁脚曲げ耐力 (M_U)

$$M_U = a_t \cdot \sigma_y \cdot L_w + 0.5 \sum (\alpha_w) \cdot \sigma_{wy} \cdot L_w + 0.5 \cdot N \cdot L_w \\ = (16 \times 380) \times 294 \times 6.0 + 0.5 \times (22 \times 64) \times 294 \times 6.0 + 0.5 \times 1200 \times 10^3 \times 2 \times 6.0 \\ = 19167 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- ・境界梁の曲げ戻し効果 ($\sum M_x$)

$$\sum M_x = (485 \times 3) + (367 \times 3) + (158 \times 3) \times 6000 \times 10^{-3} \\ = 1455 + 1101 + 2844 = 5400 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- ・直交梁の曲げ戻し効果 ($\sum Q_y$)

$$\sum Q_y = 172 \times 3 = 516 \text{ kN}$$

- ・モーメントの釣合い

外力によるモーメント (M_{ov}) と内力のモーメントとの釣合いより、曲げ耐力を算定する。

$$M_{ov} = M_U + \sum M_x + \sum Q_y \cdot L_x \\ 22.8P = 19167 + 5400 + 516 \times 6000 \times 10^{-3} \\ 22.8P = 27663 \\ P = 1213 \text{ kN}$$

- ・1階壁脚曲げ降伏時せん断耐力

$${}_w Q_{mu} = 3P = 3 \times 1213 = 3639 \text{ kN}$$

(b) 1階壁せん断耐力

$${}_w Q_o = \left[\frac{0.053 \times P_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M / (Q \cdot L) + 0.12} + 0.85 \sqrt{{}_w P_o \cdot {}_w \sigma_y} + 0.1 \sigma_o \right] be \cdot j$$

$$\sum A_w = 600^2 \times 2 + 5400 \times 120 = 1368000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$P_t = 100 \times a_g / \sum A_w = 100 \times 6080 / 1368000 = 0.444 \text{ (\%)}$$

$$M / (Q \cdot L) = 22.8P / (3P \times 6.6) = 1.15$$

$$be = \sum A_w / L = 1368000 / 6600 = 207 \text{ (mm)}$$

$${}_w P_o \cdot {}_w \sigma_y = \left\{ {}_0 a_w / (x \cdot be) \right\}_0 \sigma_{wy} \\ = \left\{ 64 / (250 \times 207) \right\} \times 294 = 0.364$$

$$0.1 \sigma_o = 0.1 \times 1200 \times 2 \times 10^3 / 1368000 = 0.175$$

$${}_w Q_o = \left[\frac{0.053 \times 0.444^{0.23} \times 36}{1.27} + 0.85 \sqrt{0.364} + 0.175 \right] \times 207 \times 6000 \\ = (1.25 + 0.513 + 0.175) \times 1242 \times 10^3 = 2407 \text{ kN}$$

(6) 増打ち壁厚の設定

$$\tau_D = Q_D / (t' + t) / L_W \leq 0.25 F_C$$

$$Q_D = {}_w Q_{mu} = 3639 \text{ kN}$$

$$t = 120 \text{ (mm)}$$

$$L_W = 6000 \text{ (mm)}$$

$$F_C = 30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$(t' + t) \geq Q_D / (0.25 \cdot F_C \cdot L_W)$$

$$t' \geq 300 \text{ (mm)}$$

$$(t' + 120) \geq 3639 \times 10^3 / (0.25 \times 30 \times 6000) = 81 \text{ (mm)}$$

このため、 $t' = t = 120 \text{ (mm)}$ とする。

(7) せん断補強筋の設計

$$Q_{SU2} = {}_w Q_0 + {}_w Q'_{SU} \leq Q_D$$

$${}_w \tau'_{SU} \leq (Q_D - {}_w Q_0) / (t \cdot L_0)$$

$${}_w \tau'_{SU} \leq (3639 - 2407) \times 1000 / (120 \times 5400) = 1.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$${}_w \tau'_{SU} = \max(P_W \cdot \sigma_{wy}, F_C / 20 + 0.5 P_W \cdot \sigma_{wy})$$

$${}_w \tau'_{SU} \leq F_C / 20 + 0.5 P_W \cdot \sigma_{wy}$$

$$P_W \geq ({}_w \tau'_{SU} - F_C / 20) / (0.5 \cdot \sigma_{wy})$$

$$P_W \geq (1.90 - 30 / 20) / (0.5 \times 343) = 2.34 \times 10^{-3}$$

D10-@200 シングルとすると

$$P_W = 71 / (200 \times 120) = 2.96 \times 10^{-3} > 2.34 \times 10^{-3}$$

$${}_w P_0 + P_W = 64 / (250 \times 240) + 71 / (200 \times 240) = 0.255 \times 10^{-3} > 0.25 \times 10^{-3}$$

$${}_w \tau'_{SU} = P_W \cdot \sigma_{wy} = 2.96 \times 10^{-3} \times 343 = 1.02 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$${}_w \tau'_{SU} = F_C / 20 + 0.5 P_W \cdot \sigma_{wy}$$

$$= 30 / 20 + 0.5 \times 2.96 \times 10^{-3} \times 343 = 2.01 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

よって、 ${}_w \tau'_{SU} = 2.01 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$$Q_{SU2} = 2407 + 2.01 \times 120 \times 5400 / 1000 = 3709 \text{ kN}$$

(8) 一体壁としてのせん断耐力の算定

- ・コンクリート強度 (σ_{BW})

$$\sigma_{BW} = (A_1 \cdot \sigma_B + A_2 \cdot F_{CW}) / (A_1 + A_2)$$

$$= A_1 = 600^2 \times 2 + 5400 \times 120 = 1368000 \text{ mm}^2$$

$$= A_2 = 5400 \times 120 = 648000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{BW} = (1368000 \times 18 + 648000 \times 30) / (1368000 + 648000)$$

$$= 21.9 \text{ N/mm}^2$$

- ・増打ち壁せん断耐力

$$\Sigma A_w = A_1 + A_2 = 1368000 + 648000 = 2016000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$P_t = 100 \times a_g / \sum A_w = 100 \times 6080 / 2016000 = 0.302 \quad (\%)$$

$$be = \sum A_w / L = 2016000 / 6600 = 305 \quad (\text{mm})$$

$$P_w \cdot \sigma_{wy} = 64 / (250 \times 305) \times 294 + 71 / (200 \times 305) \times 343 \\ = 0.646 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$0.1\sigma_0 = 0.1 \times 1200 \times 2 \times 10^3 / 2016000 = 0.119 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$Q_{su1} = \left[\frac{0.053 \times 0.302^{0.23} \times (18 + 21.9)}{1.27} + 0.85 \times \sqrt{0.646 + 0.119} \right] \times 305 \times 6000 \\ = (1.264 + 0.638 + 0.119) \times 1830 \times 10^3 = 3698 \text{ kN}$$

(9) あと施工アンカーの設計

$$Q_j \geq_w Q'_{su} =_w \tau'_{su} \cdot t \cdot L_0 \\ = 2.01 \times 120 \times 5400 / 1000 = 1303 \text{ kN}$$

あと施工アンカーのせん断耐力（接合筋 D16 (SD345) を用いる）

$$\text{鋼材で決まる耐力} : q_{a1} = 0.7 \cdot \sigma_y \cdot a_e \\ = 0.7 \times 343 \times 199 \times 10^{-3} = 47.8 \text{ kN/本}$$

$$\text{支圧で決まる耐力} : q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_e \cdot \sigma_B} \times a_e \\ = 0.4 \times \sqrt{1.97 \times 10^4 \times 18} \times 199 \times 10^{-3} = 47.4 \text{ kN/本}$$

$$\therefore q_a = 47.4 \text{ kN}$$

必要本数 n は、

$$n \geq Q_j / q_a \\ \geq 1303 / 47.4 = 27.5 \rightarrow 28 \text{ 本}$$

接着系アンカー D16 シングル配置した場合のピッチ X は、

$$X \leq L_0 / n \\ \leq (5400 - 2 \times 100) / 28 \quad \langle \text{両側はしあき寸法を考慮した } L_0 \text{ とする} \rangle \\ \leq 185 \text{ mm} \rightarrow 175 \text{ mm ピッチとする。}$$

$$Q_j = \text{INT}(L_0 / X) \times q_a \\ = \text{INT}(5200 / 175) \times 47.4 = 1375 \text{ kN}$$

(10) 既存壁と接合部アンカーせん断耐力とによるせん断耐力

$$Q_{su3} =_w Q_0 + Q_j \\ = 2407 + 1375 = 3782 \text{ kN}$$

(11) 増打ち壁のせん断耐力

$$Q_{su} = \min(Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{su3}) \\ = \min(3698, 3709, 3782) = 3698 \text{ kN}$$

(12) 増打ち壁の全体曲げ耐力

- ・アンカーによる1階壁脚曲げ耐力

$${}_aM_u = 0.5 \sum (T_a \cdot n) L_w$$

アンカー1本あたりの引抜き耐力は、

$$T_{a1} = \sigma_y \cdot a_0$$

$$= 343 \times 199 \times 10^{-3} = 68.3 \text{ kN}$$

$$T_{a2} = 0.23 \sqrt{\sigma_B} \cdot A_C = 0.976 A_C$$

@=175 mm、 $L_e = 7d_a$ 、 $d_a = 16 \text{ mm}$ として、 $\theta = 38.6^\circ$

$$= 0.976 \{ (\pi - \pi(\theta/90)) + \sin 2\theta \} \cdot (L_e + d_a/2)^2 - (\pi/4 \cdot d_a^2)$$

$$= 0.976 \times 39677 \times 10^{-3} = 38.7 \text{ kN/本}$$

$$T_{a3} = 10 \sqrt{\sigma_B/21} \cdot \pi \cdot d_a \cdot L_e$$

$$= 10 \sqrt{18/21} \times 3.14 \times 16 \times 7 \times 16 \times 10^{-3} = 52.1 \text{ kN/本}$$

∴コーン状破壊で決まり、 $T_a = 38.7 \text{ kN/本}$

アンカー本数 n は、

$$n = \text{INT}(L_0/@)$$

$$= \text{INT}(5200/175) = 29 \text{ 本}$$

$${}_aM_u = 0.5 \times 38.7 \times 29 \times 6000 = 3367 \text{ kN}$$

- ・モーメントの釣合い

$$M_{ov} = M_u + {}_aM_u + \sum M_x + \sum Q_y \cdot L_x$$

$$22.8P = 19167 + 3367 + 5400 + 516 \times 6000 \times 10^{-3}$$

$$22.8P = 31030$$

$$P = 1361 \text{ kN}$$

- ・1階壁脚曲げ降伏時せん断耐力

$${}_wQ_{mu} = 3P = 3 \times 1361 = 4083 \text{ kN}$$

(13) 増打ち壁の靱性

$$Q_{su} = 3698 \text{ kN} < {}_wQ_{mu} = 4083 \text{ kN}$$

よって、増打ち壁は、せん断壁となり、 $F = 1.0$

(14) 増打ち壁の設計値

- ・壁厚 : 120mm
- ・壁筋 : 縦・横 D10-@200 シングル
- ・アンカー : D16-@175 シングル ($l_e = 7d_a$)