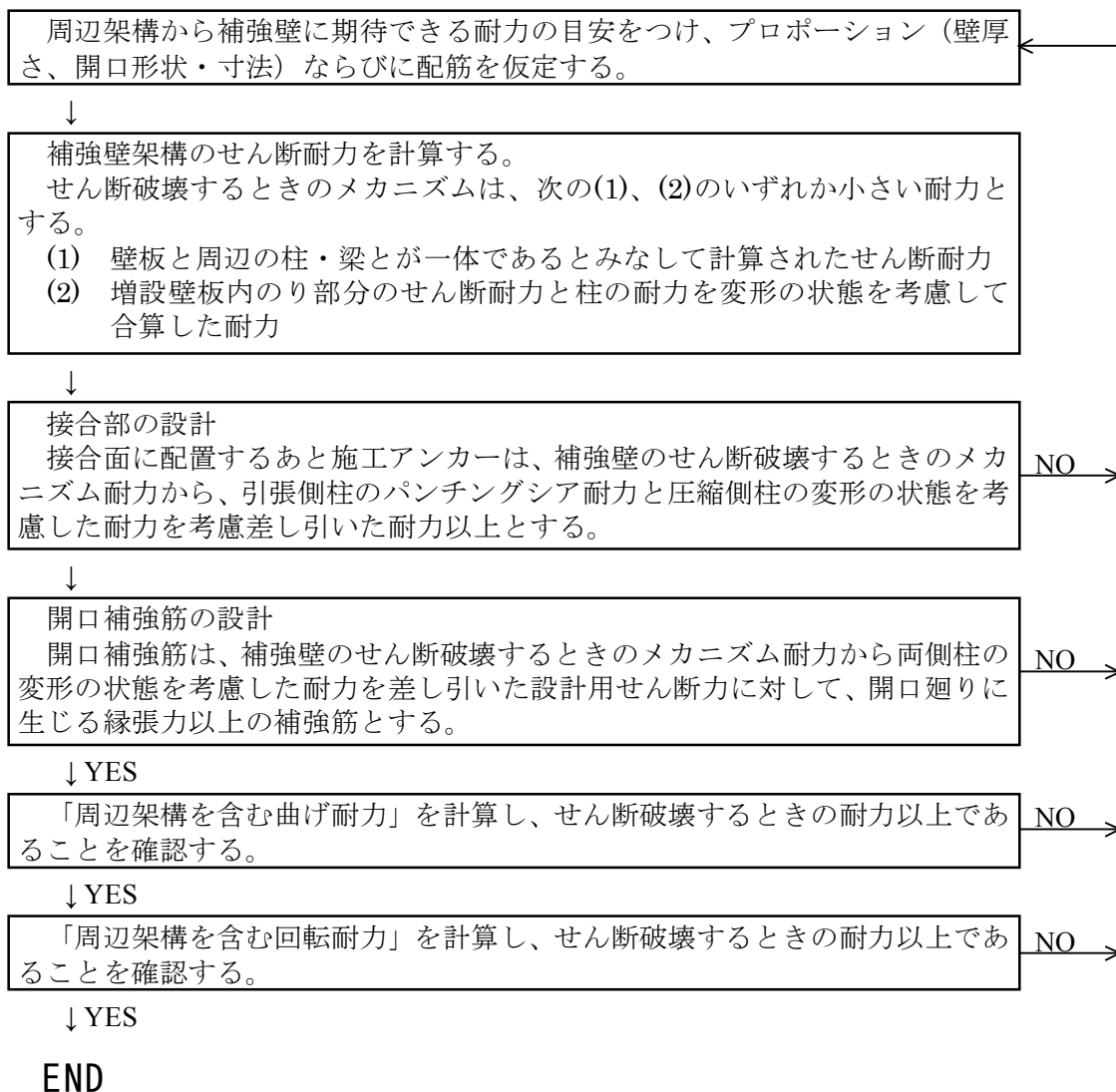


【「AP工法」による増設壁補強計算例】

(1) 設計フロー

RC 耐震改修設計指針に示された、中低層鉄筋コンクリート造建物を対象とした開口付き増設壁に「AP工法」を用いて強度抵抗型補強とする場合の補強壁（せん断壁）の設計フローを示す。



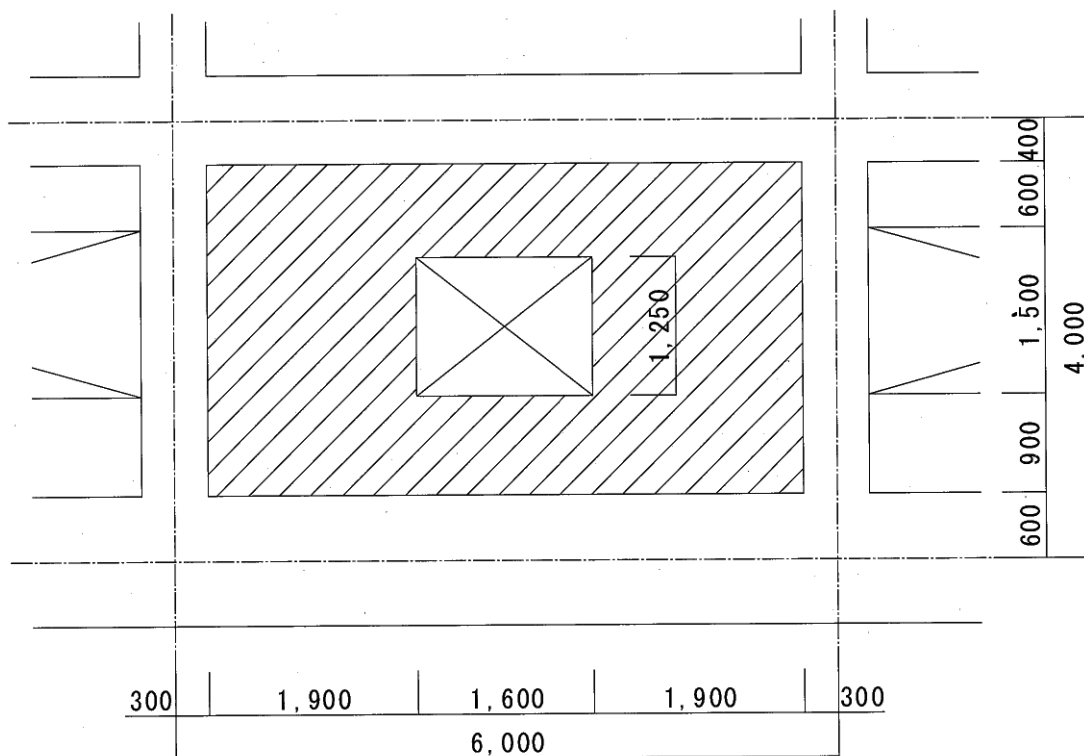
解図 3.1.6-1 AP工法による補強壁（せん断壁）の設計フロー

(2) 仮定条件

RC 造補強架構部の「全体曲げ降伏型」および「基礎回転破壊型」の耐力は、境界梁、直交梁、基礎などにより左右されるので、ここでは、これら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。

補強壁のプロモーションは、壁中央部に $W \times H = 1600 \times 1250$ mm の採光窓を設け、地上 1～3 階まで連層する 3 連層壁とする。

本計算例では、最下層である 1 階部分についてのみ行う。

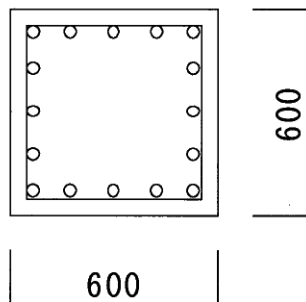


解図 3.1.6-2 既存 RC 架構と「AP 工法」による補強壁架構の主要寸法

(3) 材料強度

- (a) 既存部位
- コンクリート強度 : $F_c=18$ (N/mm²)
 - ヤング係数 : $E_c=1.97 \times 10^4$ (N/mm²) **New RC 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 : $F_c=30$ (N/mm²)
 - ヤング係数 : $E_c=2.23 \times 10^4$ (N/mm²)
 - 鉄筋降伏点強度 : $\sigma_y=343$ (N/mm²) SD295A

(4) 既存柱の終局耐力ならびにパンチングシア耐力



(配筋)
 主筋 16-22 ϕ
 Hoop 9 ϕ - @200
 $F_c=18$ (N/mm²)
 軸力 $N=1006$ kN

解図 3.1.6-3 柱断面

(a) 柱の曲げ降伏時せん断耐力

$$0.4b \cdot D \cdot F_c = 0.4 \times 600 \times 600 \times 18 \times 10^{-3} = 2592 \text{ kN} > N = 1006 \text{ kN (長期軸力)}$$

$$a_t = 1900 \text{ mm}^2 \quad (5-22 \phi)$$

$$\begin{aligned} {}_c M_U &= 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot Fc} \right) \\ &= 0.8 \times 1900 \times 294 \times 600 \times 10^{-6} + 0.5 \times 1006 \times 600 \times 10^{-3} \left(1 - \frac{1006 \times 10^3}{600 \times 600 \times 18} \right) \\ &= 523 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ {}_c Q_{mu} &= 2 \times {}_c M_U / h_0 \\ &= 2 \times 523 / 1.5 = 697 \text{ kN} \end{aligned}$$

(b) せん断耐力

$$P_t = \{a_t / (b \cdot D)\} \times 100 = \{1900 / (600 \times 600)\} \times 100 = 0.528 \%$$

$$P_w = a_w / (x \cdot b) = 127 / (200 \times 600) = 0.00106$$

$$M / (Q \cdot d) = 522 / (696 \times 0.55) = 1.36$$

$$\sigma_0 = N / (b \cdot D) = 1006 \times 10^3 / (600 \times 600) = 2.79 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\begin{aligned} {}_c Q_{SU} &= \left(\frac{0.053 P_t^{0.23} (18 + Fc)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_y} + 0.1 \sigma_0 \right) 0.8 \cdot b \cdot D \\ &= \left(\frac{0.053 \times 0.528^{0.23} \times 36}{1.36 + 0.12} + 0.85 \sqrt{0.00106 \times 294} + 0.1 \times 2.79 \right) \times 0.8 \times 600 \times 600 \\ &= (1.113 + 0.475 + 0.279) \times 288000 \times 10^{-3} = 538 \text{ kN} \end{aligned}$$

したがって、既存柱の終局耐力は ${}_c Q_U = 538 \text{ kN}$ (せん断破壊型) となる。

(c) パンチングシア耐力

$$\begin{aligned} K_{\min} &= 0.34 / (0.52 + a/D) \\ &= 0.34 / (0.52 + 1/3) = 0.40 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_g &= a_g / (b \cdot D) \\ &= 6080 / (600 \times 600) = 0.0169 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= N / (b \cdot D) \\ &= 1006 \times 10^3 / (600 \times 600) = 2.79 \quad (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= P_g \cdot \sigma_y + \sigma_0 \\ &= 0.0169 \times 294 + 2.79 = 7.76 \quad (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

$$0.33 Fc - 2.75 = 3.19 < \sigma < 0.66 Fc = 11.88 \quad (\text{N/mm}^2) \text{ より}$$

$$\begin{aligned} \tau_0 &= 0.22 Fc + 0.49 \sigma \\ &= 0.22 \times 18 + 0.49 \times 7.76 = 7.76 \quad (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} {}_P Q_C &= K_{\min} \cdot \tau_0 \cdot b \cdot D \\ &= 0.40 \times 7.76 \times 600 \times 600 \times 10^{-3} = 1117 \text{ kN} \end{aligned}$$

(d) 既存柱の強度寄与係数 α_s

せん断柱の終局時変形角 R_{SU}

${}_c\alpha$: 柱の強度寄与係数

$${}_c\alpha = 0.3 + 0.7(R_1/R_{my})$$

$$= 0.3 + 0.7(R_{250}/R_{my})$$

$$\text{ここで、 } R_{my} = (h_0/H_0) \cdot {}_cR_{my}$$

$$= (1.5/3.0) \times 1/187$$

$$= 1/374 \rightarrow 1/250$$

$$(\because {}_cR_{my} = 1/187, h_0/D = 1.5/0.6 = 2.5)$$

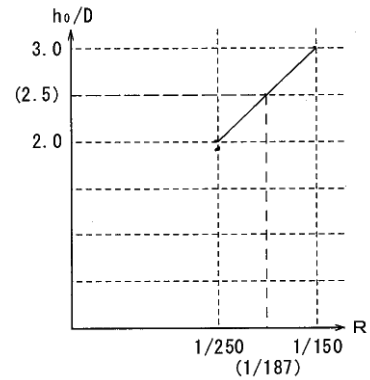
$$\therefore {}_c\alpha = 0.3 + 0.7 \times [(1/250)/(1/250)] = 1.0$$

$${}_c\alpha \times {}_cQ_{mu} = 1.0 \times 697 \text{ (kN)}$$

$$= 697 > {}_cQ_{SU} = 538 \text{ kN より}$$

$$R_{SU} = R_{250} = 1/250$$

よって、増設壁に取付く既存せん断柱の強度寄与係数は、 $\alpha_s = 1.0$ である。



解図

(5) 補強壁架構のメカニズム時耐力の算定

接合部のすべり破壊が生じないものと仮定して、下記2つのメカニズム時耐力の算定を行う。

(a) 増設壁板と周辺の柱・梁とが一体であるとみなして計算されたせん断耐力

(b) 増設壁板内法部分のせん断耐力と柱の変形の状態を考慮した耐力を合算

なお、増設壁板の厚さならびに配筋を次のように仮定する。

増設壁板の厚さ：200mm

増設壁板の配筋：タテ、ヨコ共 D13-@200 (ダブル)

(a) のメカニズム耐力

$${}_wQ_{su} = \left(\frac{0.053P_t^{0.23}(18 + Fc)}{M/(Q \cdot L) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right) b_e \cdot j \cdot \gamma$$

$$P_t = 100 \times a_g / \Sigma A_w = 100 \times 6080 / 1800000 = 0.338 \text{ (\%)}$$

$$M/(Q \cdot L) = 6P \cdot h / (3P \cdot L) = 6 \times 3800 / (3 \times 6600) = 1.15$$

$$b_e = \Sigma A_w / L = 1800000 / 6600 = 273 \text{ mm}$$

$$P_w \cdot \sigma_{wy} = \{a_w / (x \cdot b_e)\} \cdot \sigma_{wy}$$

$$= \{254 / (200 \times 273)\} \times 343 = 1.60$$

$$0.1\sigma_0 = 0.1 \times 1006 \times 2 \times 10^3 / 1800000 = 0.112$$

$${}_wQ_{su} = \left(\frac{0.053 \times 0.338^{0.23} \times 48}{1.15 + 0.12} + 0.85\sqrt{1.60} + 0.112 \right) 273 \times 600 \times \gamma$$

$$= (1.56 + 1.08 + 0.112) \times 1638 \times 10^3 \times \gamma = 4508 \times 10^3 \times \gamma$$

$$\text{ここで、 } \gamma = 1 - \eta, \eta = \sqrt{(1.6 \times 1.25) / (6.0 \times 4.0)} = 0.29$$

$$= 4033 \times 10^3 \times (1 - 0.29) = 3201 \text{ kN}$$

(b) のメカニズム耐力

$${}_w Q_{su} = {}_w Q_{su}' + 2\alpha \cdot Q_c$$

$${}_w Q_{su1}' = P_w \cdot {}_w \sigma_y \cdot t_w \cdot L_w \cdot \gamma$$

$$P_w = 254 / (200 \times 200) = 0.00635$$

$${}_w \sigma_y = 343 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$t_w = 200 \text{ mm, } L_w = 5400 \text{ mm, } \gamma = 0.71$$

$${}_w Q_{su1}' = 0.00635 \times 343 \times 200 \times 5400 \times 0.71 \times 10^{-3} = 1670 \text{ kN}$$

$${}_w Q_{su2}' = (F_{cw}/20 + 0.5P_w \cdot {}_w \sigma_y) \cdot t_w \cdot L_w \cdot \gamma$$

$$= (30/20 + 0.5 \times 0.00635 \times 343)$$

$$= 200 \times 5400 \times 0.71 \times 10^{-3}$$

$$= 1985 \text{ kN} > {}_w Q_{su1}' = 1670 \text{ kN}$$

$$\therefore {}_w Q_{su}' = {}_w Q_{su2}' = 1985 \text{ kN}$$

$${}_w Q_{su} = 1985 + 2 \times 1.0 \times 538 = 3061 < \text{(a) のメカニズム耐力}$$

よって、補強壁のメカニズム時耐力は、(b) の ${}_w Q_{su}' + 2\alpha \cdot Q_c$ で決定され、3061kN である。

(6) 接合部の設計

補強壁架構メカニズム時耐力を設計用せん断力 Q_D として、接合部のすべり破壊が生じないように配慮する。

$$Q_D = 3061 \text{ kN} \leq {}_p Q_c + Q_{ja} + \alpha \cdot Q_c$$

$$\therefore Q_{ja} \geq 3061 - {}_p Q_c - \alpha \cdot Q_c$$

$$\geq 3061 - 1117 - 1.0 \times 538 = 1406 \text{ kN}$$

・あと施工アンカーのせん断耐力（接合筋 D19（SD345）を用いる）

鋼材で決まる耐力： $q_{a1} = 0.7 \cdot {}_a \sigma_y \cdot a_e$

$$= 0.7 \times 343 \times 287 \times 10^{-3} = 68.9 \text{ kN/本}$$

支圧で決まる耐力： $q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_e \cdot \sigma_B} \times a_e$

$$= 0.4 \times \sqrt{1.97 \times 10^4 \times 18} \times 287 \times 10^{-3} = 68.4 \text{ kN/本}$$

$$\therefore q_a = 68.4 \text{ kN}$$

必要本数 n は、

$$n \geq Q_{ja} / q_a$$

$$\geq 1406 / 68.4 = 20.6 \rightarrow 21 \text{ 本}$$

接着系アンカーD19 シングル配置した場合のピッチ X は、

$$X \geq L_0 / n$$

$$\leq (5400 - 2 \times 100) / 21 < \text{両側はしあき寸法を考慮した } L_0 \text{ とする} >$$

$$\leq 247 \text{ mm} \rightarrow 200 \text{ mm ピッチとする。}$$

接合部がすべり破壊するときの架構耐力は、

$$Q_{ja} = INT(L_0/X) \times q_a$$

$$= INT(5200/200) \times 68.4 = 1778 \text{ kN}$$

$${}_w Q_{su} = {}_p Q_c + Q_{ja} + \alpha \cdot Q_c$$

$$= 1117 + 1778 + 1.0 \times 538$$

$$= 3433 > Q_D = 3061 \text{ kN}$$

よって、接合部破壊は生じない。

(7) 開口補強筋の設計

補強壁架構メカニズム時耐力から、
両側既存柱の耐力を差し引いたものを
開口補強筋設計用せん断力とする。

$$Q_D = {}_w Q_{su} - 2\alpha \cdot Q_c$$

$$= 3061 - 2 \times 1.0 \times 538$$

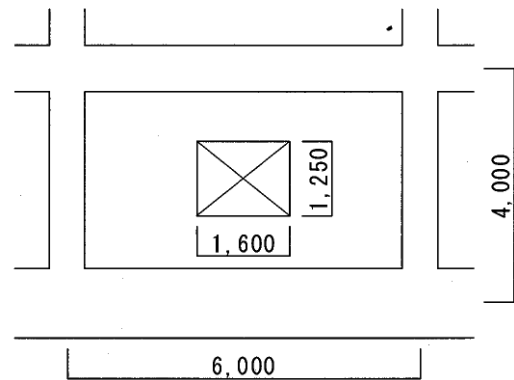
$$= 1985 \text{ kN}$$

開口高さ： $h_0 = 1250 \text{ mm}$

開口長さ： $\ell_0 = 1600 \text{ mm}$

階高： $H = 4000 \text{ mm}$

スパン長： $L = 6000 \text{ mm}$



解図 3.1.6-5

鉛直縁張力

$$T_V = \frac{h_0}{2(L - \ell_0)} \times Q_D = \frac{1250}{2(6000 - 1600)} \times 1985 = 282 \text{ kN}$$

水平縁張力

$$T_H = \frac{\ell_0}{2(H - h_0)} \times \frac{H}{L} \times Q_D = \frac{1600 \times 4000}{2(4000 - 1250) \times 6000} \times 1985 = 385 \text{ kN}$$

付加斜張力

$$T_D = \frac{h_0 + \ell_0}{2\sqrt{2} \times L} \times Q_D = \frac{1250 + 1600}{2\sqrt{2} \times 6000} \times 1985 = 334 \text{ kN}$$

・ タテ筋 $a_{tV} = T_V / \sigma_y$

$$= 282 \times 10^3 / 343 = 823 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{設計 4-D19} \quad (a_t = 1148 \text{ mm}^2)$$

・ ヨコ筋 $a_{tH} = T_H / \sigma_y$

$$= 385 \times 10^3 / 343 = 1123 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{設計 4-D19} \quad (a_t = 1148 \text{ mm}^2)$$

付加斜張力に対する補強筋に算入できる開口周辺の鉛直及び水平方向補強筋の有効断面積

$$a = (a_{tV}' + a_{tH}') / \sqrt{2} = 1264 \text{ mm}^2$$

$$a_{tV}' = a_{tH}' = 1148 - 254(2 - D13) = 894 \text{ mm}^2$$

$$a_{tD} = T_D / \sigma_y - a$$

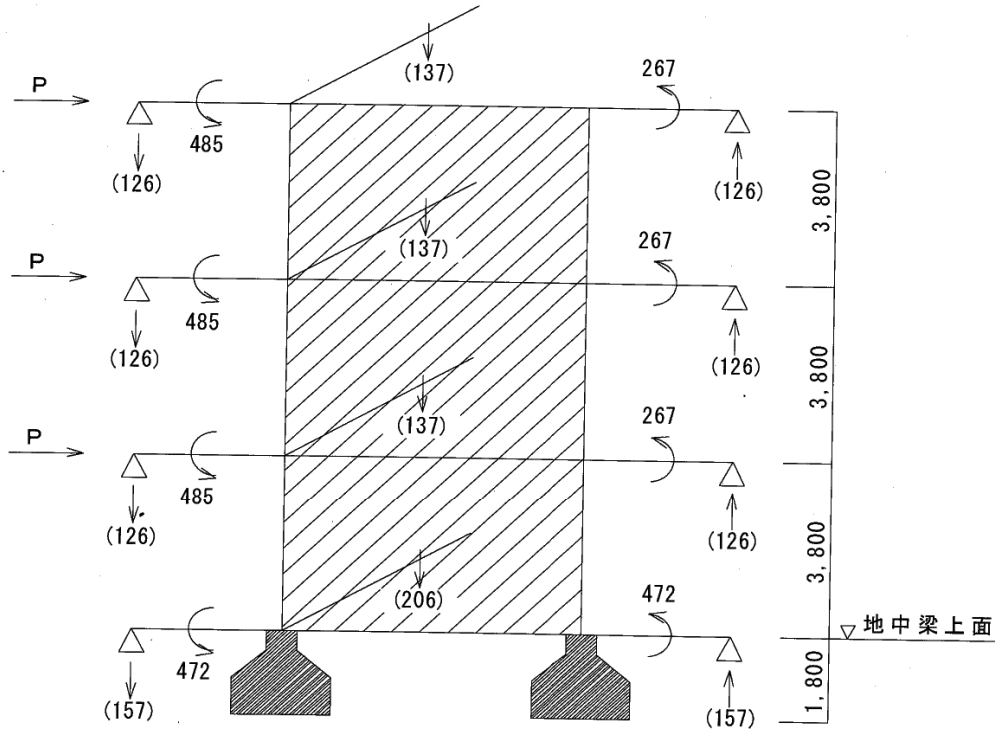
$$= 334 \times 10^3 / 343 - 1264$$

=マイナス値 (必要なし)

※ 参考までに、本例題における補強壁架構の「全体曲げ耐力」と「回転耐力」を算定し、メカニズム時耐力が“せん断破壊型”であることを確認する。

(仮定条件)

境界梁ならびに直交梁の耐力を解図 3.6.1-6 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 3.1.6-6 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。
- ・基礎形式は杭基礎とする。浮き上がり時の杭の引抜き抵抗を 1569kN とする。
<建築基礎構造設計指針 (日本建築学会) により、杭の極限引抜き力を採用する>
- ・1階柱軸方向力 (長期) は、 $N=1006$ kN とする。

(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)

$$M_U = a_t \cdot \sigma_y \cdot L_w + 0.5 \sum (T_a \cdot n) L_w + 0.5 \cdot N \cdot L_w$$

ここで、壁タテ筋の項目 $0.5\Sigma(T_a \cdot n)L_w$ は、あと打ち壁であることを考慮して脚部
樹脂アンカー19φ@200（シングル）の引抜き耐力以下とする。

アンカー1本あたりの引抜き耐力は、

$$T_{a1} = \sigma_y \cdot a_0 \\ = 343 \times 287 \times 10^{-3} = 98.4 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned} @ &= 200 \text{ mm}, L_e = 8d_a, d_a = 19 \text{ mm} \text{ として} \\ &= 0.976 \{ \pi - \pi(\theta/90) + \text{SIN}2\theta \} \cdot (L_e + d_a/2)^2 - (\pi/4 \cdot d_a/2)^2 - (\pi/4 \cdot d_a^2) \\ &= 0.976 \times 51600 \times 10^{-3} = 50.4 \text{ kN/本} \end{aligned}$$

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

$$= 10\sqrt{18/21} \times 3.14 \times 19 \times 7 \times 19 \times 10^{-3} = 73.5 \text{ t/本}$$

∴コーン状破壊で決まり、 $T_a = 50.4 \text{ kN/本}$

アンカー本数 n は、

$$\begin{aligned} n &= \text{INT}(L_0/@) \\ &= \text{INT}(5200/200) = 27 \text{ 本} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_U &= (16 \times 380) \times 294 \times 6000 \times 10^{-3} + 0.5 \times (50.4 \times 27) \times 6000 \times 10^{-3} + 0.5 \times 1006 \times 2 \times 6000 \times 10^{-3} \\ &= 10725 + 4082 + 6036 \\ &= 20843 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

・境界梁の曲げ戻し効果 (ΣM_x)

$$\begin{aligned} \Sigma M_x &= (485 \times 3) + (267 \times 3) + (126 \times 3) \times 6000 \times 10^{-3} \\ &= 1455 + 801 + 2268 = 4524 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

・直交梁の曲げ戻し効果 (ΣQ_y)

$$\Sigma Q_y = 137 \times 3 = 411 \text{ kN}$$

・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。

$$\begin{aligned} M_{OV} &= M_U \cdot \Sigma M_x + \Sigma Q_y \cdot L_x \\ 22.8P &= 20843 + 4524 + 411 \times 6000 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$22.8P = 27833$$

$$P = 1221 \text{ kN}$$

・1階壁脚曲げ降伏時せん断耐力

$${}_w Q_{mu} = 3P = 3 \times 1221 = 3663 \text{ kN} > {}_w Q_{su} = 3061 \text{ kN}$$

(b) 回転耐力

回転耐力は、引張側が浮き上がる時だけを考慮して耐力を算定する。

- ・外力によるモーメント (M_{OV})

フーチング底面を基点として算定する。

$$M_{OV} = (13.2 + 9.4 + 5.6) \times P \quad \langle \text{等分布} \rangle \\ = 28.2P$$

- ・境界梁の曲げ戻しモーメント (ΣM_x)

$$\Sigma M_x = (485 \times 3 + 472) + (267 \times 3 + 472) + (126 \times 3 + 157) \times 6000 \times 10^{-3} \\ = 1927 + 1273 + 3210 = 6410 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- ・直交梁の曲げ戻し効果 (ΣQ_y)

$$\Sigma Q_y = 137 \times 3 + 206 = 617 \text{ kN}$$

- ・浮き上がり抵抗力 (N_F)

$$N_F = (\text{長期軸力}) + (\text{フーチング自重}) + (\text{杭の引抜き力}) \\ = 1006 + 294 + 1569 = 2869 \text{ kN}$$

- ・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、回転耐力を算定する。

$$M_{OV} = \Sigma M_x + (\Sigma Q_y + N_F) \times L_x$$

$$28.2P = 6410 + (617 + 2869) \times 6000 \times 10^{-3}$$

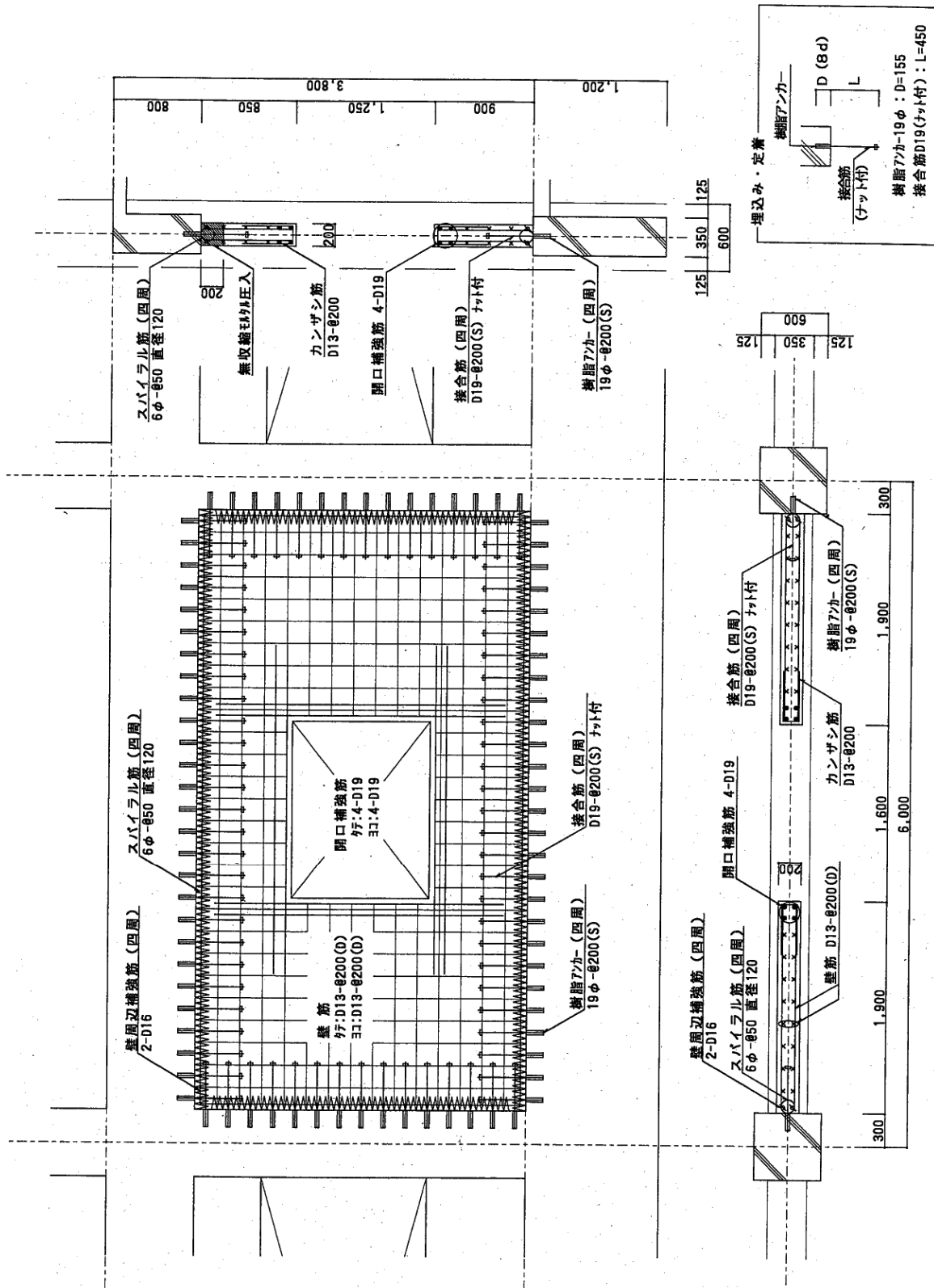
$$28.2P = 27326$$

$$P = 969 \text{ kN}$$

- ・基礎浮き上がり時の回転耐力

$${}_w Q_{RU} = 3P = 3 \times 969 = 2907 \text{ kN} < {}_w Q_{su} = 3061 \text{ kN}$$

よって、補強壁架構のメカニズム時耐力は基礎回転型で決定されるが、せん断耐力に対する比は、1.05 であることから、 $F=1.0$ となる。



解図 3.1.6-7 補強詳細図例