

質問（付2 関連）

1. 今回腰壁たれ壁付き梁の断面検定を提案されていますが、この場合本基準にも記載されている柱梁接合部（パネルゾーン）の検討はどのように行ったら良いのでしょうか？
※袖壁付き柱の場合も疑問です。併せて教えてください。
2. 計算例において保有耐力計算を行っていますが袖壁付き柱の部材種別の評価はどのように行ったら良いのでしょうか、柱と考えると h_0/D の項目で FD となります。壁と評価して WA~WD と評価するのでしょうか？評価方法を教えてください。
(有限会社 ケース 黒澤孝夫 ほか1名)

回答

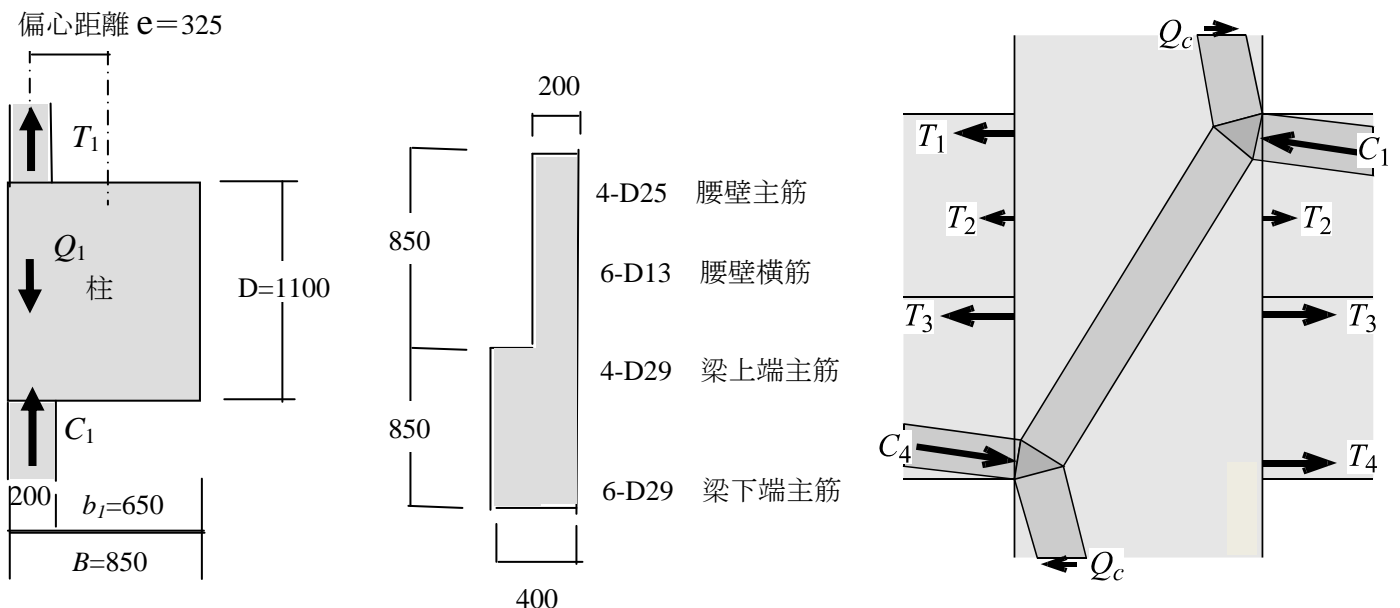
1.1 設計例では「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」^{参考文献 2)}による終局強度に基づいて安全性の検討を行っています。また腰壁は偏心して柱に取りつくためせん断だけでなく偏心によるねじれの影響を考慮して検討してします。以下に検討結果を示します。

梁端部に塑性ヒンジが生じている状態（最大層間変形角 1/100 時）で腰壁つき梁・柱接合部のせん断力および偏心によるねじりに対して検討する。梁が柱に対して偏心して取り付くことによるねじりの影響については、日本建築学会「阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計」の付録3^{参考文献 1)}にもとづき検討する。代表的な中柱 CA3、側柱 CA1 の3階の接合部について検討する。

(1) 十字型接合部の検討 3CA3

十字形接合部のせん断力は $V_j = C_1 + T_1 - Q_c = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 - Q_c$

ねじりモーメントは $T_j = V_j \times e$ とする。



接合部せん断耐力は日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」^{参考文献2)}により

$$V_{ju} = K_A \times \phi \times 0.8 \times F_c^{0.7} \times b_j \times D$$

$$\text{有効幅 } b_j = b_b + b_{a1} \quad b_{a1} = \min(b_1/2, D/4), \quad K_A = 1.0, \quad \phi = 0.85$$

接合部ねじり耐力は参考文献1)の、(付3.15)式から

$$T_{ju} = (0.8 \times \sqrt{F_c} + 0.45 \times P_w \times \sigma_{wy}) \times B^2 \times D \quad (\text{付 3.15)式}$$

ねじりを受ける接合部のせん断耐力は参考文献1)の(付3.7)式、(付3.8)式により確認する。

$$(V_j/V_{ju})^2 + (T_j/T_{ju})^2 < 1.0 \quad (\text{付 3.7)式}$$

$$V_j/V_{ju} + T_j/T_{ju} < 1.4 \quad (\text{付 3.8)式}$$

$$T_1 = 2028 \times 345 \times 1.1 = 769.6 \text{ kN}, \quad T_2 = 762 \times 295 \times 1.1 = 247.3 \text{ kN},$$

$$T_3 = 2568 \times 390 \times 1.1 = 1101.7 \text{ kN}, \quad T_4 = 3852 \times 390 \times 1.1 = 1652.5 \text{ kN}$$

$$Q_c = 2042 \text{ kN} \quad (\text{最大層間変形角 } 1/100 \text{ 時点の } 3 \text{ 階 } C_{A3} \text{ 柱のせん断力})$$

$$V_j = 769.6 + 247.3 + 1101.7 + 1652.5 - 2042 = 1729.1 \text{ kN}$$

$$T_j = 1729.1 \times 0.325 = 562.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

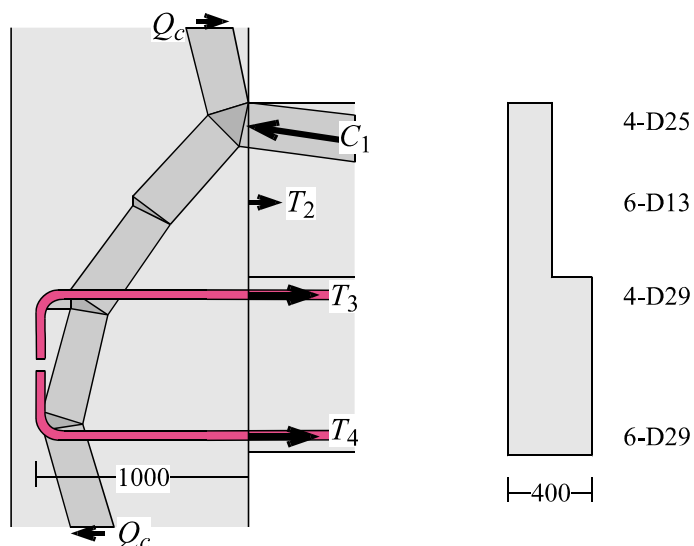
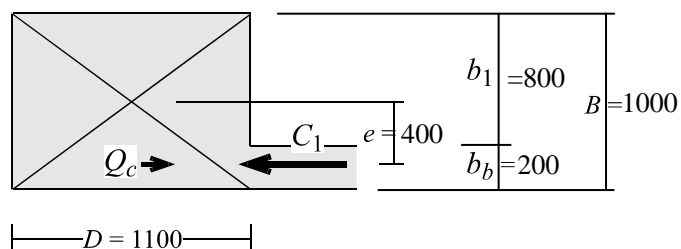
$$V_{ju} = 1.0 \times 0.85 \times 0.8 \times 300.7 \times (200+275) \times 1100 = 3842 \text{ kN}$$

$$T_{ju} = (0.8 \times \sqrt{30} + 0.45 \times 0.003 \times 295 \times 1.1) \times 850^2 \times 1100 = 3831 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$(V_j/V_{ju})^2 + (T_j/T_{ju})^2 = (1729.1/3842)^2 + (562.0/3831)^2 = 0.224 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$V_j/V_{ju} + T_j/T_{ju} = 1729.1/3842 + 562.0/3831 = 0.597 < 1.4 \quad \text{OK}$$

(2) ト型接合部の検討 ${}_3C_{A1}$



ト型接合部のせん断力

$$V_j = C_1 - Q_c = T_2 + T_3 + T_4 - Q_c$$

ねじりモーメントは

$$T_j = V_j \times e \quad \text{となる。}$$

$$Q_c = 902 \text{ kN}$$

(最大層間変形角 1/100 時点の 3 階 C_{A1} 柱のせん断力)

$$V_j = T_2 + T_3 + T_4 - Q_c$$

$$V_j = 247.3 + 1101.7 + 1652.5 - 902 = 2099.5$$

$$V_{ju} = 0.7 \times 0.85 \times 0.8 \times 30^{0.7} \times (200 + 275) \times 1000 = 2445.0 \text{ kN}$$

$$T_j = V_j \times e = 2099.5 \times 0.4 = 803.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$T_{ju} = (0.8 \times \sqrt{30} + 0.45 \times 0.003 \times 295 \times 1.1) \times 1000^2 \times 1100 = 5302.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$(V_j/V_{ju})^2 + (T_j/T_{ju})^2 = (2099.5/2445)^2 + (803.8/5302.1)^2 = 0.760 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$V_j/V_{ju} + T_j/T_{ju} = 2099.5/2445 + 803.8/5302.1 = 1.01 < 1.4 \quad \text{OK}$$

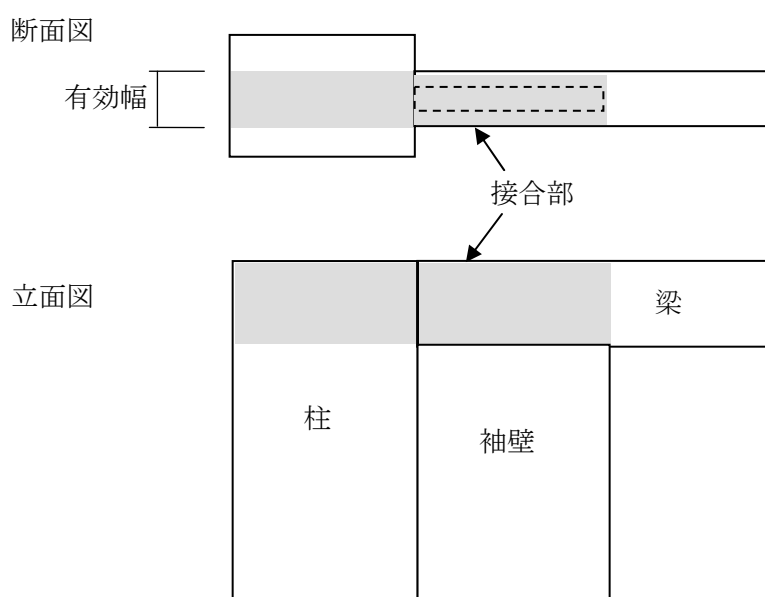
参考文献 1) 日本建築学会：阪神淡路大震災と今後の RC 構造設計 特徴的被害の原因と設計への提案 付録 3 1998 年

参考文献 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説 1999 年

1.2 袖壁付き柱の接合部について

本設計例では袖壁付き柱は、壁長さが比較的に長い片側柱付き壁として考えています。従って接合部の検討はしていません。設計例 p. 388 の 7) の記述もご覧下さい。袖壁付き柱の接合部については、現状では実験的研究も少なく、明確な設計法について提示できる状態ではありません。

敢えて参考意見を述べますと、袖壁付き柱の接合部の有効断面については、袖壁が剛強で、袖壁端部で梁の曲げ降伏が確実に先行すると仮定できる場合には、袖壁長さを含んだ全せいを柱せいとし、接合部の幅は安全側に考えて梁幅として、下図のように接合部の範囲を想定する考え方もあります。



なお、このような接合部の地震挙動については、国土交通省の平成 22 年度建築基準整備促進事業 <http://www.mlit.go.jp/common/000113388.pdf> の No. 7 で実験的研究が行われるなど、今後、この問題に関する知見が増えそうであることを申し添えます。

2. 付 2 の設計例では袖壁のつく柱は本文 p.388 (断面設計) 7) に示すように壁長さが比較的に長いために、「片側柱付き壁」と考えています。また終局状態までを考えた、許容応力度設計を示しています。従って、法令に基づく部材種別の判定については、設計例の範囲を超えています。

このような壁の変形性能については、国土交通省の平成 21, 22 年度建築基準整備促進事業 <http://www.mlit.go.jp/common/000041351.pdf> , <http://www.mlit.go.jp/common/000113388.pdf> の No. 7, No. 9 で実験的研究が行われるなど、知見が増えつつあるという段階です。壁板の圧縮破壊により、小さな塑性変形で顕著な耐力低下が生じる可能性

があることがわかっています。一方、壁板の圧壊後も柱本体の曲げ強度と軸力支持能力は残ることが確認されています。

ただし、この設計例では、下記のような崩壊メカニズム時の応力検討により、片側柱付き壁の耐力低下が生じる可能性は小さいと考えています。

(1)平均せん断応力度が $0.1 F_c$ を下回っているので、せん断破壊を生じる可能性が小さい。(実際には短期許容せん断力をも下回っている)

(2) 線材に置換した B 通りの壁に関しては、基礎梁の曲げ降伏が先行し、壁圧縮側の曲げモーメントが曲げ終局強度に比べて非常に小さいので、壁板が圧縮破壊する可能性が小さい。(実際には p. 411 の短期許容曲げモーメントに比べてもずっと小さい)

(3) 耐震壁モデルに置換した C 通りの壁板に関しても基礎梁の曲げ降伏が先行し、壁端の仮想柱 C_{2d} に生じる軸力が圧縮強度に比べて非常に小さいので、圧縮破壊の可能性が小さい(設計例 p.417 参照)。

上記のうち(2)(3)で「非常に小さい」ことを前提としたのは、設計例の p.417 でも述べたように、基礎梁直下の地反力などにより壁脚部の曲げモーメントが計算値より大きくなる可能性があるからです。

崩壊メカニズムの少し前ですが、最大層間変形角 1/100 時の応力図は当 Q&A の質問 12 の回答をご参照ください。