

4.2.1 耐力壁のモデル化と曲げ降伏の判定

B

【よくある指摘事例】

耐力壁の曲げ崩壊判定についての説明・検討が不十分な事例がある。(耐力壁の崩壊形が確認できない)

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号, 第二号
2020 年技術基準 pp.317~319, p.669

【指摘の趣旨】

一貫計算ソフトでは耐力壁は壁エレメントモデルに置換するが多い。この耐力壁モデルにおける曲げ崩壊発生の判定条件を正しく理解していない事例が見受けられる。またこのモデルが連続スパンで使われる場合には、その特徴をよく理解して使用する必要がある。ここでは、耐力壁モデルにおける曲げ崩壊発生の判定条件について解説する。

【解説】

1. 耐力壁のモデル化

耐力壁を壁エレメントモデルに置換する場合は図-1 のようにモデル化する場合が多い。

柱は両端ピンで軸剛性のみを持つ付帯柱に置換し、耐力壁の曲げ剛性を表す。またその軸力が偶力により耐力壁の曲げ応力を表す。壁板は壁柱として柱要素に置換し、軸剛性、せん断剛性および曲げ剛性を与える。なお、せん断剛性は付帯柱も含めた剛性とする。壁柱に曲げ変形に対する平面保持を成立させるために両端には剛体の水平部を与え、付帯柱とピン接合としている。付帯梁は耐力壁に取り付く境界梁に端部拘束を与えるために曲げ剛性、せん断剛性はともに実断面の 100 倍程度に増大した剛性を与えている。

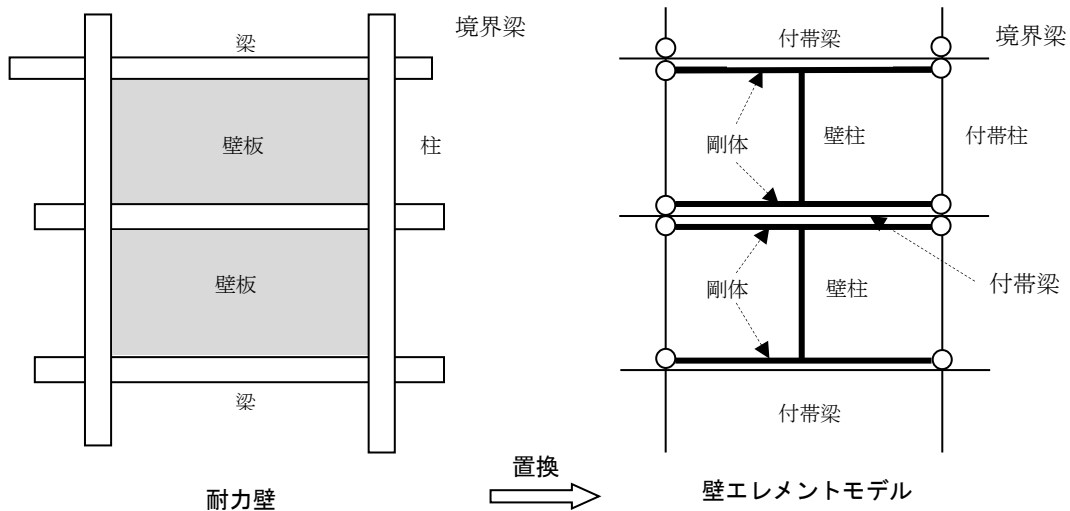


図-1 耐力壁の壁エレメントモデル

なお、壁エレメント置換法は水平荷重に対して解析モデルに組み込みやすく、非線形範囲も含めて、耐力壁の剛性・耐力を比較的忠実に評価できる方法であるが、上記のモデル化では、鉛直荷重による応力・変形状態に対しては等価に置換されていないことに留意する必要がある。その点について、次項に例示する。

2. 耐力壁曲げ崩壊の判定

壁エレメントにモデル化された耐力壁の曲げ崩壊は付帯柱の軸降伏と壁柱の軸降伏あるいは曲げ降伏が生じることで表される。したがって、図-2 (b) のように降伏が生じていることで壁の曲げ崩壊発生と判定できる。ところが図-2 (a) のように壁柱に曲げ降伏と軸降伏が生じるだけで、壁の曲げ崩壊発生と判定している例がある。これは付帯柱が軸降伏していないため壁の曲げ崩壊発生とは判定できない。

したがって、さらに荷重増分解析を続行し付帯柱の軸降伏を生じて耐力壁が曲げ破壊型になることを確認する必要がある。また、その解析続行の過程で、すべての耐力壁がせん断破壊を起こさないことを確認することも必要である。なお、解析上、耐力壁の曲げ破壊先行が確認されても、せん断保証設計で求められる余裕率 ($Q_u/Q_m \geq 1.25$) がない場合、 D_s 値はせん断による脆性破壊を想定したものとなる。

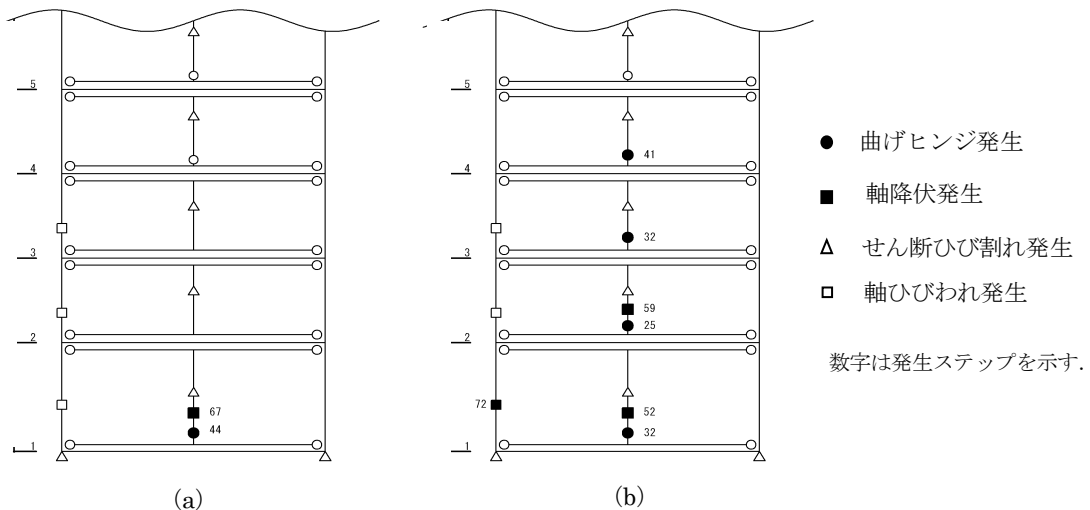


図-2 壁のヒンジ図 計算例

3. 耐力壁が連続する場合のモデル化

耐力壁が連続して設置される場合は、上下に連続する連層タイプと横に連続する連続スパンタイプがある。連層タイプの場合は上記に示したモデルで問題ないが、図-3 に示す連続スパンタイプの場合は注意が必要である。図-3 (a) は上階から鉛直荷重を受けて、壁に上下方向の変形が生じる場合で、低層部で広がりがある場合にはよく見る事例である。この場合は剛床仮定を解除しても、剛体が無限大の軸剛性を持っていること、および付帯梁の曲げ剛性、せん断剛性が 100 倍となっているため、実際の壁の挙動とは異なる解析結果となる。図-3 (b) は耐力壁の長さの異なるスパンが連続する場合で、隣接する部分には上下変位が生じる、(a) 同様に付帯梁が 100 倍の剛性を持っている等のため実際の挙動とは異なる結果となる。このように上下方向に変形を生じる場合には、このモデル化では実態を正しく表現することはできない。現実的な方法としては上下の付帯梁の曲げせん断剛性を

壁と梁を含んだ階全体の 1/2 分の剛性となるように与えることで、近似解とすることができる。

また、耐力壁の剛性をブレース置換法で評価して別途解析する方法や階高分の成を持つ I 型断面の梁として線材置換により評価する方法も考えられる。いずれの方法にあっても実態の挙動を捉えていることが重要である。

壁の設計では曲げとせん断の算定が必要となるが、せん断の検定について補足する。例えば、最下層で地中梁の断面積が壁面積に比べてかなり大きい場合、実務的に以下のような方法が考えられる。長期のせん断力に対する設計では地中梁と壁部分のせん断応力度分布を算定し、それぞれの平均せん断応力度が、コンクリートの長期許容せん断応力度以下を確認することが望ましいが、簡便に上下端の梁を含む全高さをせいとする壁面積でせん断力を除して評価してもよいと考えられる¹⁾。また、地震時のせん断力との組み合わせでは、せん断応力度が壁内で一様と見なせる場合は、鉛直方向のせん断力を壁の辺長比により水平方向のせん断力に換算して組み合わせることが考えられる。同様に保有水平耐力の算定に当たっても、鉛直荷重によるせん断力が加算されることによる影響を考慮しておく必要がある。さらに、壁に開口がある場合は耐力に対する影響を適切に評価する必要がある。

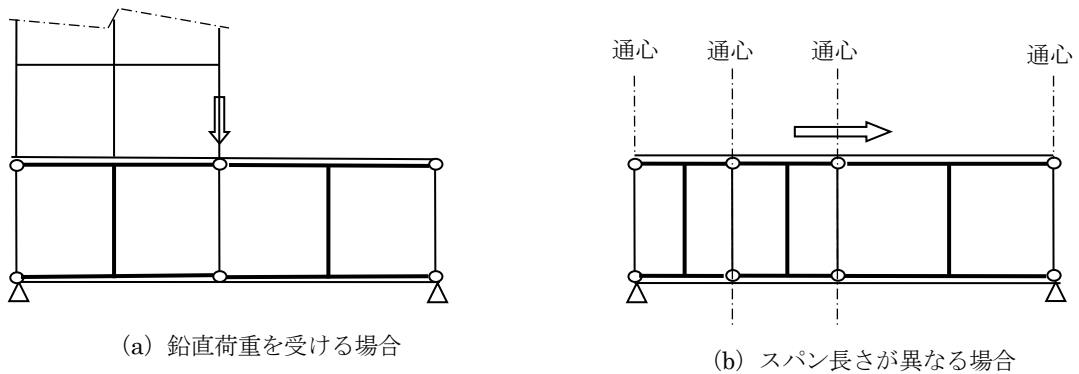


図-3 連続スパンタイプの問題

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，19条壁部材の算定 p.301，2018

【よくある指摘事例】

架構内に構造スリットを設けていない RC 造の袖壁、腰壁等が存在する場合に、袖壁、腰壁が取付く部材の剛性評価や剛域長さについての説明・検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号
2020 年技術基準 p.695

【指摘の趣旨】

RC 造の建物を設計する場合，架構内に RC 造の袖壁，腰壁等が存在し，構造スリットを設けない場合がある。しかし袖壁，腰壁が取り付く部材の剛性評価あるいは袖壁，腰壁の存在による剛域長さに与える影響等，不明確な点が多い。

2020 年技術基準¹⁾ の付録 1-3.2 の付表 1.3-3 によれば，架構内の袖壁，腰壁等については「構造壁として設計する」と記述されている。したがって，非構造壁とする場合には何らかの根拠が必要となる。例えば，ルート 1 やルート 2-1，2-2 に該当する壁量が多く耐力壁などで十分な耐震要素の量が確保できている場合，あるいはルート 3 を適用するような壁量の少ない建物において，中小地震に対して（一次設計時）壁の損傷が許容でき，柱，梁に及ぼす影響が少なく安全側の断面設計を行う場合などは，架構内の袖壁，腰壁等について非構造壁と扱うことも可能と考えられる。ただし，安全性の検討（保有水平耐力検討時等）に際しては，袖壁，腰壁等を正しく評価すべきであり，特に変形能力に関しては慎重な配慮が必要である。また，架構内の袖壁，腰壁等を「構造壁とするか」あるいは「非構造壁とするか」，設計者はその取扱いを設計方針に明記する必要がある。

架構内の袖壁，腰壁等に関して，構造壁あるいは非構造壁とする場合について以下に解説を示す。また，方立壁に関して 2. に，架構外の壁に関して 3. に解説を示す。

【解説】**1. 袖壁，腰壁の取扱い****1.1 構造壁として取り扱う場合**

剛性・耐力ともに考慮することを基本とする。ただし，剛性および耐力の評価方法ともに必ずしも確立された評価方法があるわけではないが，2020 年技術基準あるいは RC 規準 2018 に示されている考え方を示す。

1.1.1 弾性解析における部材剛性の評価法

部材の剛性は，剛域と壁を考慮した部材剛性とする。

剛域の算出方法は，2020 年技術基準²⁾ では，剛域端は壁端部から $l_w/4 \sim l_w/4 + D/8$ (l_w は壁を含む当該部材の全せい， D は壁を含まない長方形断面のせい) 入った部分とすると良いとされている文献が紹介されている（柱，梁ともに共通）。実際の RC 造構造物では壁と柱，梁の隅角部には乾燥収縮割れが生じやすく剛域までの距離が上記の値よりも大きくなる（ $l_w/3 \sim 2l_w/3$ ）ことについても指摘されている。RC 規準 2018³⁾ では，材端が剛接合される縁端より部材せいの 1/4 入った位置までを剛域とすることとしている。

部材剛性については，厚さが柱梁の幅に比べて十分に薄く強度や靱性に対する影響が少ない場合には剛性を無視できる場合もあるが，それ以外の場合には柱梁の剛性を適切に増大させる必要がある。

部材剛性の評価方法としては、一般的に精算法と略算法があり、いずれを選択するかは設計者に委ねられている。図-1に剛性評価方法の例を示す。

弾性解析に用いる部材剛性は、図-1〈1〉に示すように形状通りに全断面有効とした弾性剛性とするのが原則である。図-1〈1〉もしくは図-1〈3〉が2020年技術基準²⁾に示されている。ただし妥当な剛性低下率を採用することは可能である。例えば、ひび割れ耐力およびひび割れ後の剛性を適切に考慮した非線形解析により算定した剛性低下率を使用するなど一つの方法と考えられる。

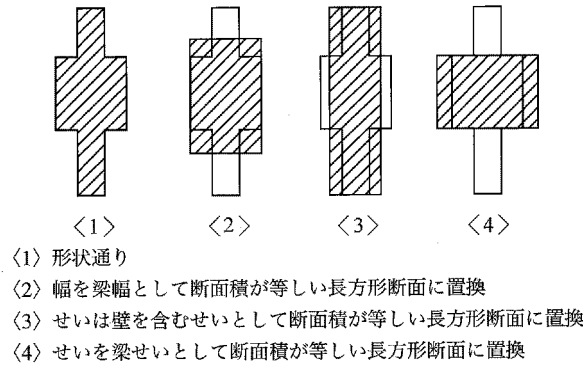


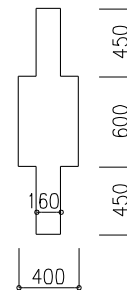
図-1 剛性評価方法の例⁴⁾

[評価方法による部材剛性の差異]

右図の場合の断面2次モーメントの比率

$$\langle 1 \rangle : \langle 2 \rangle : \langle 3 \rangle : \langle 4 \rangle = 6.85 : 4.10 : 10.00 : 1.60$$

(梁のみの断面2次モーメントを1.0とした場合の)

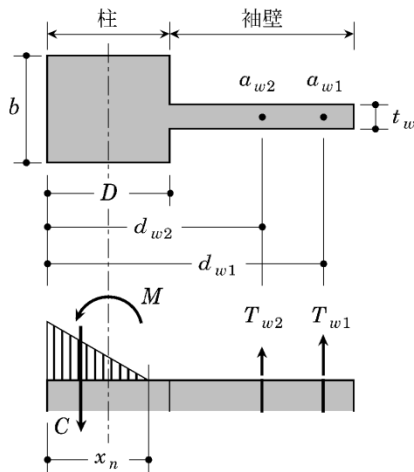


1.1.2 断面算定の方法

一次設計時の断面算定では、各部材に生じる力が、構造壁を含む全断面を考慮して算出した許容耐力以下であることを確認する。断面算定を行う危険断面位置は、構造壁が取り付く位置を考慮して適切に定める必要がある。

軸力と曲げモーメントを受ける変断面柱の許容曲げモーメントの算出方法の一例がRC規準2018⁵⁾の付10に示されている。その他、平面保持を仮定し、断面形状と各鉄筋の位置を考慮した解析により算出することもできる。せん断力に対する設計は2020年技術基準²⁾の付録1-3.1に示されている。

以下にRC規準2018⁶⁾解説図19.2(a1)に示される袖壁付き柱の許容曲げモーメントの算定例を示す。



$$C = \frac{1}{2} b \cdot \frac{f_{w1}}{n} \cdot \frac{x_n^2}{d_{w1} - x_n}$$

$$T_{w1} = a_{w1} \cdot f_{w1}$$

$$T_{w2} = a_{w2} \cdot \frac{d_{w2} - x_n}{d_{w1} - x_n} \cdot f_{w1}$$

$$N = C - T_{w1} - T_{w2}$$

$$M = C \left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) + T_{w1} \left(d_{w1} - \frac{D}{2} \right) + T_{w2} \left(d_{w2} - \frac{D}{2} \right)$$

f_{w1} : 袖壁端部補強筋の許容引張応力度

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比

図-2 柱枠内のコンクリートのみが圧縮になる場合の許容曲げモーメント

1.1.3 保有水平耐力計算の方法

(1) 剛性

初期剛性は剛性低下を考慮しない弾性剛性を使用する。算出の考え方は 1.1 に示したものと同じである。

降伏時の剛性低下率は 2020 年技術基準²⁾によると、降伏時剛性低下率を現状では精度よく算定するのは難しく、当面は平面保持を仮定した断面解析により降伏時の剛性を求めることとしている。袖壁長さが短い場合には柱単体の剛性低下率も参考にしながら構造耐力上安全になるように設定することも考えられるとしている。RC 規準 2018⁵⁾では、菅野式をベースとして剛性低下率の算出方法を提示している。

(2) ひび割れ強度

2020 年技術基準²⁾によると、曲げひび割れ強度を精度よく算定するのは現状では難しく、今後の研究が望まれるとし、当面は、構造壁の取り付けかない部材の曲げひび割れ強度算出式を構造壁に取り付く部材に準用できるとしている。RC 規準 2018⁵⁾には曲げひび割れ強度の算出式が提示されている。

せん断ひび割れ強度は 2020 年技術基準²⁾によると、現状では精度よく算定するのは曲げひび割れ強度と同様に難しく、今後の研究が望まれるとしている。当面は構造壁を考慮した断面積を用いて、構造壁の取り付けかない柱、梁のせん断ひび割れ強度算出式を準用できるとしている。

(3) 終局強度

2020 年技術基準²⁾によると、柱の曲げ終局強度については等価な長方形断面と引張側柱主筋のみを考慮した終局強度式が提示されている。梁については引張側梁主筋と壁の横筋を考慮した終局強度算出式が提示されている。RC 規準 2018⁵⁾ 付 10.4.1 には中立軸より引張り側にある鉄筋を考慮した終局強度算出式が提案されている。その他、平面保持を仮定し、断面形状と鉄筋位置、材料の非線形性を考慮した解析により算出することもできる。以下に 2020 年技術基準²⁾ に示されている袖壁つき柱の曲げ終局強度の算定例を示す。

$$M_u = (0.9 + \beta)a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{b_e \cdot D \cdot F_c} \left(1 + \frac{a_t \cdot \sigma_y}{N} \right)^2 \right\}$$

ここで、 a_t ：柱の引張主筋断面積、 σ_y ：引張主筋の降伏強度、 D ：柱せい、
 β ：圧縮側袖壁の張出し長さ比、 b_e ：置換長方形断面柱の幅、
 F_c ：コンクリートの圧縮強度、 N ：軸方向力

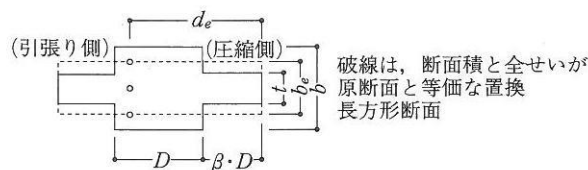


図-3 袖壁つき柱の曲げ強度算定用の記号

せん断終局強度は 2020 年技術基準²⁾によると、長方形断面材のせん断終局強度と類似の形で表した終局強度算出式が提示されている。この終局強度式を適用する場合、壁厚は 150mm 以上を原則とする、などの仕様規定を満足させることが提案されている。

1.2 非構造壁として取り扱う場合

剛性のみを考慮し、耐力は考慮しないこととする。剛性の評価方法については 1.1 に示したものと同じである。以下、非構造壁として剛性のみを考慮した場合に設計上注意すべき点について記載する。

1.2.1 袖壁、腰壁等が取り付く部材

一次設計時ならびに保有水平耐力計算において袖壁、腰壁等が取り付く部材については、部材の剛性には袖壁、腰壁等を評価し、部材耐力には袖壁、腰壁等は算定せずにその部材の断面のみで評価する。

一次設計時においては、袖壁、腰壁等が取り付く部材は相対的に剛性が高くなるため、応力が増大する。断面設計はその部材の断面のみで評価するため安全側の評価となる。

保有水平耐力計算においては、その部材の断面のみで終局耐力を評価するために建物の保有水平耐力としては過小評価となる。ただし、曲げヒンジを想定している部材については袖壁、腰壁の影響により実際の終局曲げ耐力が計算値より大きい可能性があり、せん断破壊が先行することのないよう、余裕を持ったせん断設計を行うなどの配慮が必要である。

1.2.2 袖壁、腰壁等が取り付く部材に接続する部材（可とう長さが変わる部材）とその周辺部材

袖壁、腰壁等が取り付く部材に接続する部材（可とう長さが変わる部材）については、一次設計時ならびに保有水平耐力計算において、構造壁として取り扱う場合と同様に剛域を考慮して部材応力を算定する必要がある。また、図-4 に示すように袖壁、腰壁等の損傷に伴い危険断面位置が移動する可能性があるため、端部と中央で断面を切り替えている場合には注意が必要である。

保有水平耐力計算においては袖壁、腰壁等を考慮した可とう長さでせん断保証設計を行う必要がある。

一次設計時ならびに保有水平耐力計算において、袖壁、腰壁等が損傷していない状態では周辺部材の剛性を相対的に低く評価していることになる。図-4 に示すように袖壁、腰壁等の損傷に伴い周辺部材は負担応力が増大するため、袖壁、腰壁等が多い建物では、周辺部材の応力を過小評価しないよう特に注意が必要である。

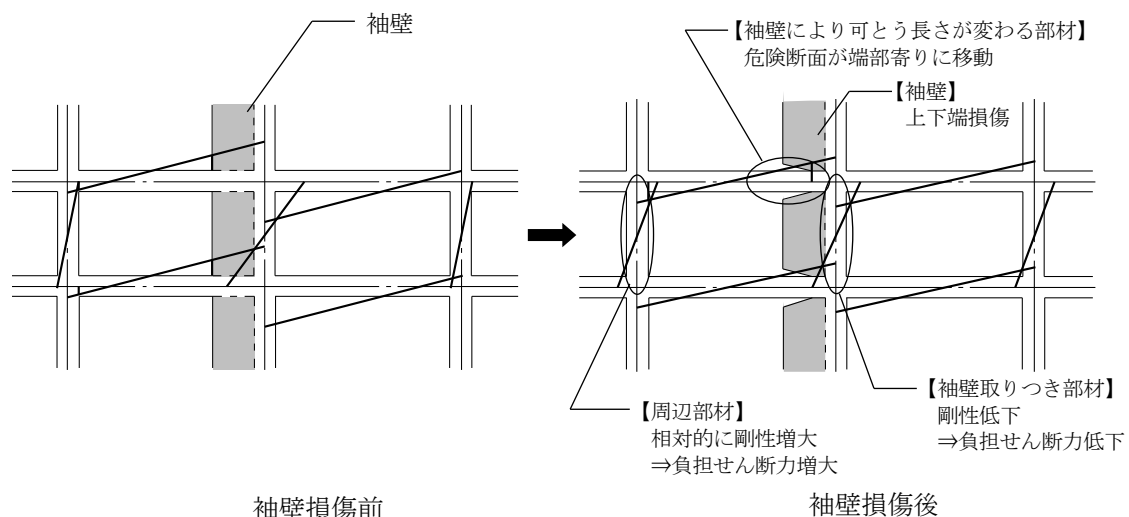


図-4 袖壁を有する架構の応力状態

2. 方立壁の取り扱い

2020年技術基準¹⁾によれば、架構内の方立壁は「構造壁として設計する」と記述されている。

2.1 方立壁を構造壁として取り扱う場合

一次設計時ならびに保有水平耐力計算の応力解析において、方立壁を1本の間柱とするモデル化や両側に柱を設けた壁とするモデル化などが考えられる。この時、実際の方立壁はモデル化と整合する配筋が必要となる。また、方立壁の剛性を過大評価すれば周辺架構の断面設計において危険側の評価となり、過小評価すれば方立壁の断面設計において危険側の評価となるため、剛性評価のばらつきに対する配慮が必要である。

なお、架構内に幅広の方立壁を有する場合は、方立壁を柱として入力し、部材剛性のほかに梁の剛域長さを適切に考慮することで剛性を評価できる。

保有水平耐力計算においては、構造壁である方立壁は鉛直荷重を支持する部材ではない場合でも構造体の一部であり、崩壊形の判定にも影響がある。具体的には、全体崩壊形となる架構の設計においては、方立壁のせん断破壊を防ぐせん断設計が必要となる。鉛直荷重を支持しない方立壁がせん断破壊をした場合は、その他の架構で必要保有水平耐力を満足させる設計も考えられる。

2.2 方立壁を非構造壁として取り扱う場合

方立壁の水平耐力を考慮しないのに加えて、応力解析でも剛性を考慮しないことが多い。この場合においても方立壁が取り付く部材の設計では方立壁の剛性と耐力を考慮した設計とすることが望ましい。特に方立壁の剛性と耐力のために図-5に示すように取り付く梁のせん断力が大きくなり、早期にせん断破壊しないことを確認する必要がある。

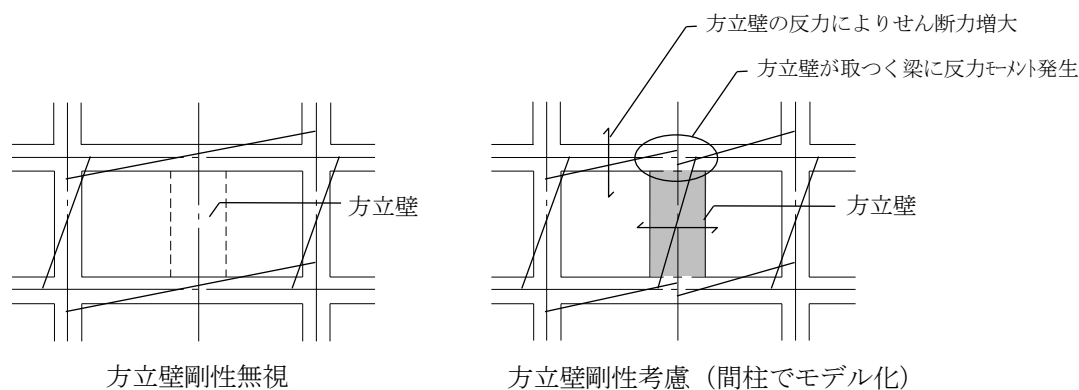


図-5 方立壁を有する架構の応力状態

3. 架構外の壁の剛性評価

2020年技術基準²⁾によると、架構外の壁には「地震力を負担させないことが通例である」とことと、架構外の壁の剛性が「建物全体の剛性分布に対して大きな影響を及ぼす傾向があることに注意しなければならない」ことが示されている。また、剛性の評価法については「耐力壁の剛性の評価よりもなお一層複雑な問題となる」としつつ、以下に示す n 倍法による評価が提案されている。

$$D_w = n \cdot A_w \cdot D_c / A_c$$

ここで、 D_w ：架構外の壁の D 値 n ：1 以上の値 A_w ：架構外の壁の断面積
 D_c ：代表的な内柱の D 値 A_c ：代表的な内柱の断面積

この n についての具体的な値は 2020 年技術基準²⁾ には示されておらず、柱や耐力壁との剛性バランス等を考慮して、設計者が危険側の判断とならないように適切に設定する必要がある。

2020 年技術基準²⁾ には、偏心率と剛性率の計算では架構外の壁の剛性を考慮する必要があると記されており、層間変形角の計算では架構外の壁の剛性を考慮してよいと記されている。偏心率と剛性率の計算においては、架構外の壁の考慮が危険側の評価とならないよう、架構外の壁を考慮した場合と無視した場合の偏心率と剛性率をそれぞれ算定し、偏心率がより大きいほうの値、剛性率がより小さいほうの値を採用するといった設計も考えられる。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，付録 1-3.2 剛節架構内の鉄筋コンクリート造腰壁・そで壁等の構造計算上の取扱い
- 2) 文献 1)，付録 1-3.1 鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，「9 条」解説の 5.骨組のモデル化，2018
- 4) 日本建築構造技術者協会：鉄筋コンクリート造建築物における構造スリット設計指針，2.1 解析プログラムにおける壁を含む柱・梁の剛性評価方法，2009
- 5) 文献 3)，付 10 壁付き部材の復元力モデルと許容曲げモーメント
- 6) 文献 3)，p.300

4.2.3 構造スリットを設けた壁に関する留意事項

【よくある指摘事例】

構造スリットを設けた雑壁の高さが大きい場合の剛性増大率の妥当性や面外方向の安全性が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号
2020 年技術基準 p.678

【指摘の趣旨】

RC 造（SRC 造も含む）建物の設計において，一般壁，特に無開口壁にスリットを設けることは，構造体の剛性に大きな影響を及ぼす。

垂れ壁，腰壁，袖壁等，いわゆる架構内雑壁付き部材の剛性評価に対する告示や条文などは特に無く，2020 年技術基準¹⁾で精算法による場合と略算法による場合を一例として挙げているのみである。特に 3 辺スリットの長い垂れ壁を形状通りに計算すると剛性増大率が大きくなり壁が取り付く梁の剛性増大率の評価が問題になる場合がある。ここでは，剛性評価方法のひとつであるスリット指針²⁾による方法を参考にして以下に解説する。また，3 辺スリットを設けた雑壁の面外方向の検討方法を解説する。

【解説】

1. スリット付壁が部材剛性に与える影響

1.1 無開口壁に 3 辺スリットが有る場合

スリット指針²⁾ではスリット付壁を含む梁の剛性評価法として，FEM 解析結果に基づき，壁が取り付けられないとした梁（長方形断面梁）のみの曲げせん断剛性 G_0 に対するスリット付き垂壁または腰壁を含む梁の曲げせん断剛性 G の剛性増大率 G/G_0 を提案している。この曲げせん断剛性増大率 G/G_0 は「壁高さ」「内法スパン」「梁せい」「壁厚と梁幅」の 4 つのパラメータを設定し，それぞれが曲げせん断剛性増大率に及ぼす影響を FEM 解析結果より算出し，それぞれのパラメータによる影響： G_B/G_0 をもとに算出している。曲げせん断剛性増大率： G/G_0 は曲げ剛性およびせん断剛性に乘じる共通の剛性増大率である。

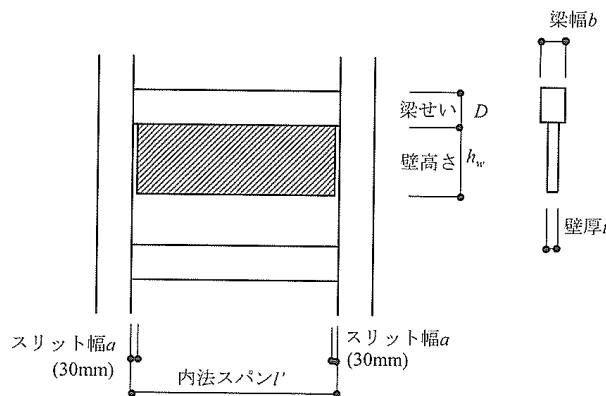


図-1 パラメータ説明図

(1) 壁高さ (h_w) が曲げせん断剛性増大率 (G_B/G_0) に及ぼす影響

: 内法スパン ($l': 7\text{m}$), 梁断面 ($b \times D: 500 \times 800$), 壁厚 ($t: 18\text{cm}$) を一定とし, 壁高さを $0.1 \sim 3.0\text{m}$ とした FEM 解析結果より

$$h_w \geq 1.0\text{m} \text{ の時 } G_B/G_0 = 2.13$$

$$h_w < 1.0\text{m} \text{ の時 } G_B/G_0 = 2.13h_w + (1 - h_w) = 2.13h_w/h_0 + (1 - h_w/h_0) \quad h_0 = 1.0\text{m}$$

(2) 内法スパン (l') が曲げせん断剛性増大率に及ぼす影響: α_1

: 壁高さ ($h_w: 2\text{m}$), 梁断面 ($b \times D: 500 \times 800$), 壁厚 ($t: 18\text{cm}$) を一定とし, 内法スパンを $2.0\text{m} \sim 10.0\text{m}$ とした FEM 解析結果より

$$\alpha_1 = l'/10 + 0.3 = l'/l_0 + 0.3 \quad l_0 = 10\text{m}$$

(3) 梁せい (D) が曲げせん断剛性増大率に及ぼす影響: α_2

: 内法スパン ($l': 7\text{m}$), 壁高さ ($h_w: 2\text{m}$), 梁幅 ($b: 500$), 壁厚 ($t: 18\text{cm}$) を一定とし, 梁せいを $500 \sim 1000\text{mm}$ とした FEM 解析結果より

$$\alpha_2 = 0.8/D = D_0/D \quad D_0 = 0.8\text{m}$$

(4) 壁厚 (t) と梁幅 (b) が曲げせん断剛性増大率に及ぼす影響: α_3

: 内法スパン ($l': 7\text{m}$), 壁高さ ($h_w: 2\text{m}$), 梁断面 ($b \times D: 500 \times 800$) を一定とし, 壁厚を $100 \sim 500\text{mm}$ とした FEM 解析結果より

$$\alpha_3 = (2.78t/b)^{0.24}$$

以上 (1) ~ (4) より, 曲げせん断剛性増大率: G/G_0 は下式で表すことができる.

・壁高さ 1m 以上の壁の場合

$$\begin{aligned} G/G_0 &= G_B/G_0 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \\ &= 2.13 \times (l'/10 + 0.3) \times 0.8/D \times (2.78t/b)^{0.24} = 2.13 \times (l'/l_0 + 0.3) \times D_0/D \times (2.78t/b)^{0.24} \\ &= (0.17 l' + 0.51)/D \times (2.78 t / b)^{0.24} \end{aligned}$$

実用的な範囲で壁厚 $150 \sim 200\text{mm}$, 梁幅 $400 \sim 500$ の時, $(2.78t/b)^{0.24} = 0.96 \sim 1.08$ であるため, $(2.78 t / b)^{0.24} = 1.0$ とすると,

$$G/G_0 = (0.17 l' + 0.51)/D \quad (1)$$

・壁高さ 1m 以下の場合

壁高さ 1m 以下の場合, 壁高さに比例するため, (1) 式の値を k とすると,

$G/G_0 = k \cdot h_w + (1 - h_w)$ と表現できる.

$$= 2.13 (l'/l_0 + 0.3) D_0 (h_w/h_0)/D + (1 - (h_w/h_0)) \quad D_0 = 0.8\text{m} \quad h_0 = 1.0\text{m} \quad l_0 = 10.0\text{m}$$

したがって,

$$G/G_0 = (0.17 l' + 0.51) h_w / D + (1 - h_w) \quad \text{ただし } h_w > 1.0 \text{ の場合は } h_w = 1.0 \quad (2)$$

となる.

このように壁高さが 1m を超えると, 曲げせん断剛性増大率は増加しないとしている.

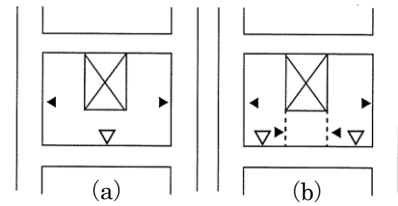
また, 開口を有する 3 辺スリット壁を含む梁の剛性評価は, 開口の大きさ, 位置により異なるが, 等価な壁高さを想定する等の方法が考えられる.

なお, 同指針ではスラブ付き梁の剛性評価として, スラブによる剛性増大率 ϕ_s を G/G_0 に乗じて算定することとなっているが, ここでは「スリット付壁」による影響の検討であるため割愛する.

2. スリット付壁の面外方向に対する検討

2.1 3辺スリットを設けた雑壁の面外方向の検討

完全スリットは雑壁と柱、梁を切り離すことを目的としているため、スリット部分は無筋であることが望ましい。しかし、無筋とした場合、地震時に雑壁が面外に動き出す可能性があるため、一般的には振れ止め筋（かんざし筋）を設けている。振れ止め筋は雑壁を面外方向に拘束するだけでなく、面内方向にも拘束するため、過度の鉄筋を入れるとスリット効果を阻害するおそれがある。振れ止め筋の配筋は一般的には D10@400 程度である。



▼ --- 完全スリット（振れ止め筋無し）
▽ --- 振れ止め筋D10@400

図-2 完全スリットの例

開口形状によるスリット設置例および検討方針

①図-2 (a)：袖壁部分は上端固定下端ピンの1辺固定他端ピン支持として検討する。

ただし、窓下は1端ピン他端自由となるため、地震力を両側の袖壁に負担させる必要がある。

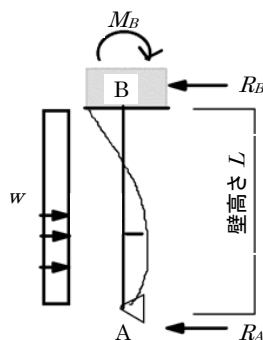
②図-2 (b)：袖壁部分は(a)と同様、1辺固定他端ピン支持として検討し、窓下部分はスリットを設けず下端固定の片持ちとして検討する。また、窓下部分の腰壁は突出部となるため、壁高さが2.0m以上の場合は水平震度に対して損傷しないよう設計する。

2.2 振れ止め筋の設計例

スリット指針²⁾に示される方法に従い、図-2 (b)の袖壁部分について振れ止め筋の設計例を示す。

壁厚	$t=150\text{mm}$	水平震度	$K_H=0.5$ (建物の低層部分)
壁高さ	$L=2.0\text{m}$	鉄筋	SD295
スリット幅	25mm	普通コンクリート	F_c24
壁重量	3600N/m^2		
仕上げ	1200N/m^2		

合計 4800N/m^2 $\rightarrow w = 4.8 \times 0.5 = 2.4\text{kN/m/m}$



一端固定他端ピンとして

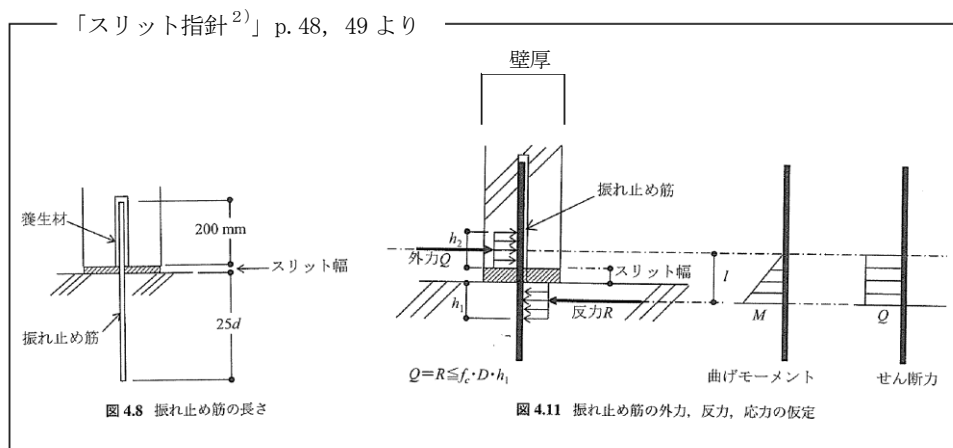
$$R_A = 3/8wL = 1.8 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = 9/128wL^2 = 0.68 \text{ kNm/m}$$

$$R_B = 5/8wL = 3.0 \text{ kN/m}$$

$$M_B = 1/8 wL^2 = 1.2 \text{ kNm/m}$$

$$s_f t = 295\text{N/mm}^2 \quad s_f c = 16\text{N/mm}^2 \quad d = 100\text{mm} \quad j = 87\text{mm}$$



固定端筋の検討

$$a_t = M / f_t \cdot j = 120 / 29.5 \times 8.7 = 0.47 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{D10@200} \quad (3.55 \text{ cm}^2)$$

振れ止め筋の検討

D10@400 とすると, 1 本当たりのせん断力 Q は, $Q = 1.8 \times 0.4 = 0.72 \text{ kN/本}$

$$Q = R \leq f_c \cdot D \cdot h_1 \text{ より} \quad D: \text{鉄筋径 mm}$$

$$h_1 = h_2 > Q / f_c / D = 720 / 16 / 10 = 4.5 \text{ mm}$$

$$L = \text{スリット幅} + (h_1 + h_2) / 2 = 25 + 4.5 = 29.5 \text{ mm}$$

$$M = QL = 720 \times 29.5 = 21240 \text{ Nmm}$$

$$Z = \pi D^3 / 32 = 98 \text{ mm}^3 \quad A = 71 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_b = 21240 / 98 = 216.7 \text{ N/mm}^2 \quad \tau = 720 / 71 = 10.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau^2} = \sqrt{216.7^2 + 3 \times 10.1^2} = 217.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma / f_t = 217.4 / 295 = 0.74 < 1.0 \quad \text{OK}$$

図-2 (a) の袖壁部分については上記の方法と同様にして検討を行うが, 窓下の腰壁に作用する地震力を袖壁に負担させて検討を行う必要がある。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修: 2020年版建築物の構造関係技術基準解説書, p.678
- 2) 日本建築構造技術者協会: 鉄筋コンクリート造建築物における構造スリット設計指針, p.20, p.48, 2009

4.2.4 3 辺スリット壁に取り付く階段や直交壁の影響

【よくある指摘事例】

3 辺スリット壁に取り付く階段や直交壁による変形拘束，追随性に対する検討が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

線材モデルによる構造解析手法では，複雑な形状を有する非構造壁を忠実に評価することが難しいこともあり，スリットを設けて非構造壁の存在を無視する設計が行われることが多い。しかし，スリットを設けた壁に階段や直交壁が取り付く場合，階段や直交壁による変形拘束，追随性に対する検討が不明確な事例がある。ここでは，そのディテールによっては変形を拘束してスリットが有効に機能せず，構造計算上の解析モデルに適合しなくなること，またスリット付壁の変形に追随できないために生じる損傷について解説する。

【解説】

1. 階段室壁について

図-1 に示す階段室では，周囲の壁に 3 辺スリットを設ける場合がある。しかし，スリット壁と階段段床および踊場と柱が一体となっており，階段床は上の階の床と繋がっているため，スリット壁の変形を拘束する可能性がある。

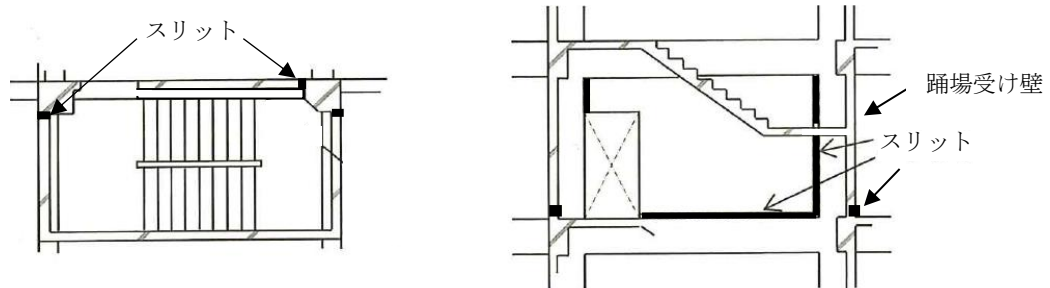


図-1 階段室の壁

1.1 段床スリットを設ける場合

3 辺スリット壁の挙動を明解にするため，壁と階段，踊場および柱との間にも，段床スリットを設けて，一方向スラブ階段にすることが行われる場合がある（図-2）。この際，架構内壁だけでなく，架構外壁にも設けることもある。スリット指針¹⁾ではこの方法が推奨されている。

しかしこの場合でも，昇降方向の地震時では段床が踊場床を介してトラスの効果を発揮して上下床間の層間変形に抵抗することが考えられる。また，昇降直交方向の地震時では，段床と踊場床の面内曲げせん断抵抗が働き，層間変形に抵抗し，踊場受け壁の変形を拘束して 3 辺スリットの効果が少なくなる可能性が考えられる。

一方で一方向スラブ階段となると，踊場受け壁が鉛直荷重を支持することになり，この壁が 3 辺スリット壁となれば鉛直荷重を壁の引張抵抗に頼ることになる。地震力について明解にすることが，鉛直力に対して不静定次数を低下させる結果になると言わざるを得ない。設計者は力の伝達経路が変わったことを十分認識しておくことが必要である。

1.2 段床最下段スリットおよび柱際スリットを設ける場合

段床スリットを設けずに各階床に段床最下段スリットと踊場床に柱際スリットを設けた場合には（図-3）、スリット壁も階段段床も下階床の変形と切り離されて、階段床は上下床間の層間変形に抵抗できなくなり、スリットを設けた壁は所期の性能を発揮できる。

この場合は、3辺スリット壁は、はね出し階段段床から常時面外曲げを受けることになり、設計で十分な配慮が必要となる。またスリットの意匠上の納まりにも注意が必要である。

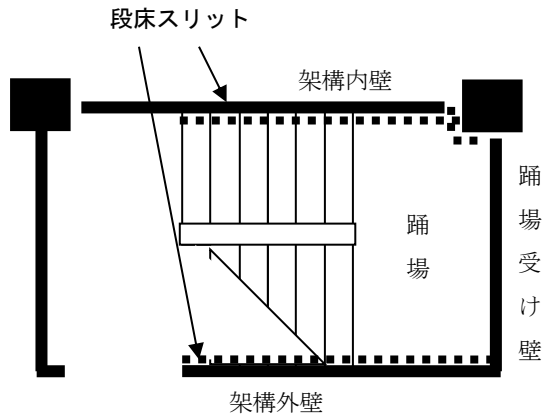


図-2 段床スリット

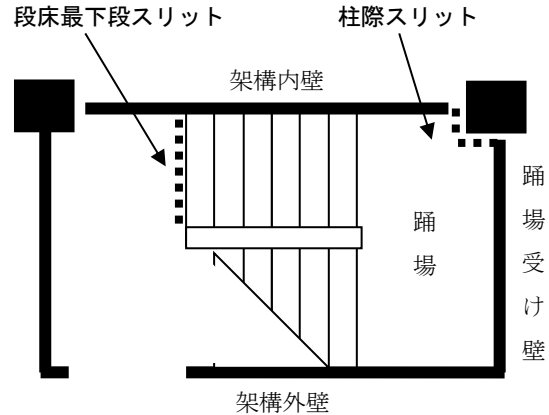


図-3 段床最下段スリット

1.3 階段床の剛性について

階段床は昇降方向地震時では中間に踊場床のある上下床間をつなぐ折曲げトラスとなり水平変形に抵抗する（図-4）。しかし、このトラスは折曲り点（踊場床部分）が上下に変形すれば抵抗力は小さくなる。また引張側となる段床はひび割れが入り軸剛性は低下する。したがって階段床の抵抗はそれ程大きくないと判断できる。このことは地震被害においても、一方向に昇りきる階段がトラス効果で被害を受けている事例は多く観察されているが、踊場付きの階段の被害は報告されていないことから推測できる。

昇降直交方向の地震時には階段床は層間変形に対して面内曲げせん断剛性により抵抗する（図-5）。しかし階段幅のデプスのある段床全長の長さの変形で抵抗するため耐力壁のような高い剛性とは考えられない。

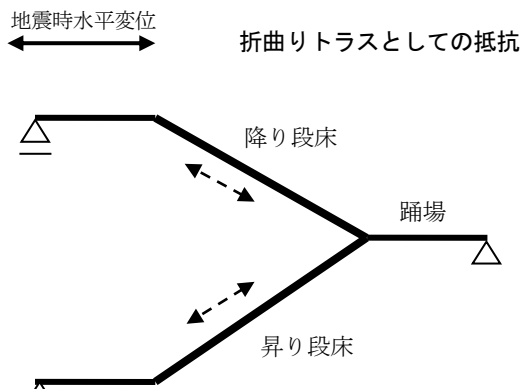


図-4 階段床の昇降方向抵抗機構

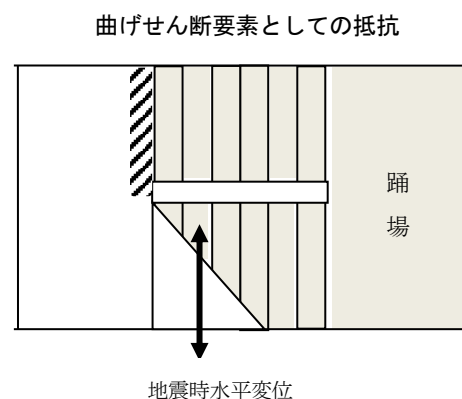


図-5 階段床の昇降直交方向抵抗機構

2. 直交壁が取り付く場合

図-6に示すように、3辺スリット壁に直交する壁が取り付く場合を考える。直交する壁は3辺スリット壁の変形を拘束するほどの面外剛性は一般にはない。したがって、スリット部分に生じる層間変形が直交する壁の壁脚面外方向に集中して起こり、局部的な損傷を生じることが想定できる(図-7)。実際に、震度5程度で3辺スリット壁に取り付く袖壁の壁脚が壊された事例が見聞されている。

このような現象を避けるために直交する鉛直面に構造スリットを設ける、あるいは床に取りあう水平面に構造スリットを設ける対策が考えられる。

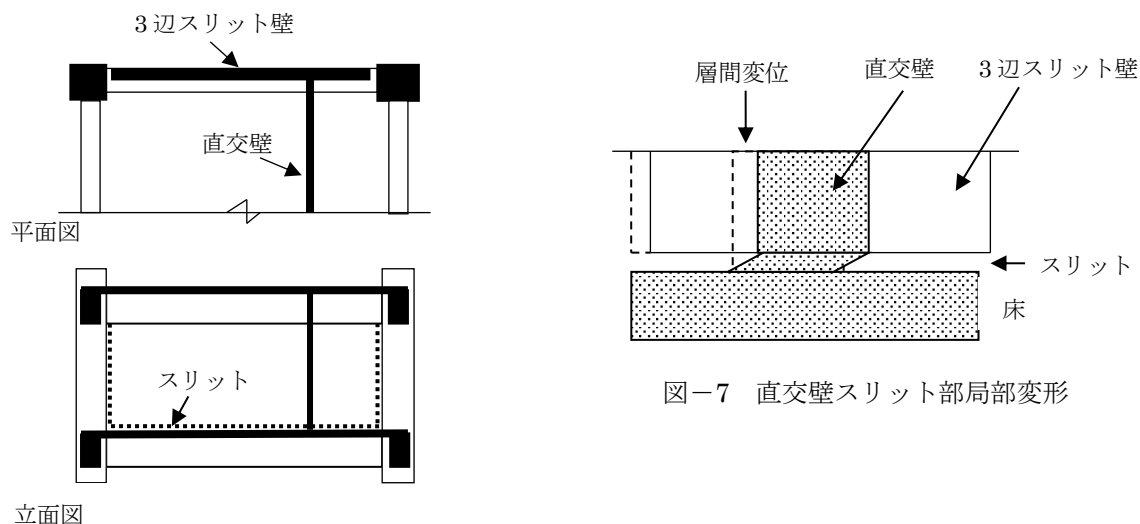


図-7 直交壁スリット部局部変形

図-6 3辺スリット壁に取り付く直交壁

3. まとめ

階段版に設けるスリットについて2種類の方法および段床の剛性について考察した。この考察はより詳細な解析によって建物ごとに確認することが望ましい。段板スリットを設けることが必ずしも最善の方法とは言えず、段床最下段スリットと踊場柱際スリットも一つの方法である。特別なスリットを設けない場合は階段段床の剛性により3辺スリット壁の変形が拘束されるが、その影響は1.3で示したように、それほど明解ではない。

一方、階段室壁に3辺スリットを設けることが妥当かどうかに戻って考える必要がある。階段室は避難時の重要な通路であることを考えれば、スリットの無い剛強な壁に囲まれていることは建物機能上、非常に重要なポイントである。建物の規模、特徴を考慮して総合的に考えて最善の策が採用されることが望まれる。

3辺スリット壁に直交して取り付く壁については直交壁の壁脚に局部的な損傷が発生しやすい。中地震時での損傷を避けるためには注意の必要な部分であり、垂直あるいは水平スリットで直交壁を守る対策が考えられる。しかし、「スリットがスリットを呼ぶ」ことで非構造壁とはいえ、大地震時の余力として働くかもしれない壁をむやみに切断することは避けるべきと考える。

【参考文献】

- 1) 日本建築構造技術者協会：鉄筋コンクリート造建築物における構造スリット設計指針，4.1.1，スリットの設置位置，2009

4.2.5 RC 大梁の曲げ強度に及ぼすスラブ効果の評価

【よくある指摘事例】

床下がりのあるスラブが取り付く梁の曲げ強度に対するスラブの考慮が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

RC 梁の曲げ終局強度にスラブ効果を評価する際に，床下がりがある場合やスラブ筋の評価法について不明確な事例がある．スラブの効果を見込んだ梁の曲げ終局強度については 2020 年技術基準付録 1-3¹⁾ で示しているが，スラブ下がりの影響については触れていない．

ここでは，典型的な梁・スラブを想定して，ケーススタディによりスラブ筋が曲げ終局強度に及ぼす影響について解説する．

【解説】

1. 想定する梁・スラブ

大スパン想定：梁幅 $B \times$ 梁せい $D = 500 \times 1000 \text{mm}$

スパン長さ $L = 10 \text{m}$ スラブ厚さ $t = 150 \text{mm}$

梁主筋 上下共 5+2-D32 (SD390) $P_t = 1.3\%$

片側スラブの主筋 ダブル D10@200 の場合と D13@200 (SD295)

スラブ片側有効長さ 1000mm とする

小スパン想定：梁幅 $B \times$ 梁せい $D = 400 \times 600 \text{mm}$

スパン長さ $L = 7 \text{m}$ スラブ厚さ $t = 150 \text{mm}$

梁主筋 上下共 4+2-D25 (SD345) $P_t = 1.5\%$

片側スラブの主筋 ダブル D10@200 の場合と D13@200 (SD295)

スラブ片側有効長さ 700mm とする

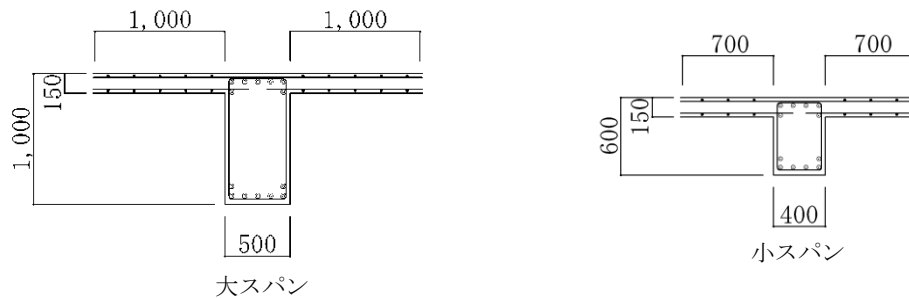


図-1 想定梁の形状と配筋

2. 梁の曲げ強度に与えるスラブの効果

2020 年技術基準¹⁾ に従い，スラブの有効幅はいずれの梁も $0.1 \times L$ (1000, 700mm) とし，スラブ配筋はモチアミダブル@200mm の配筋と考え，片側のスラブで，大スパンは 5-D10 および 5-D13 のシングル，小スパンで 3-D10 および 3-D13 のシングルを考慮する．スラブ筋はダブル配筋とし，文献 2) にあるようにスラブ下端筋の定着長さは「 $10d$ かつ 150mm 以上」(図-2) とする．この場合は下端筋を考慮できないため上端筋のみのシングル配筋としている．しかし，下端筋も通して配筋する場合にはダブル配筋と考えるべきである．

図-3, 4にスラブ付き梁の曲げ強度増加率を示す. 縦軸はスラブ付き梁の曲げ強度 M_s とスラブなしの梁曲げ強度 M_o の比を, 横軸にはスラブの下がり寸法を示す. 図-3の片側にスラブがある場合はスラブがない場合に比べて曲げ強度の増大率は 1.05~1.13 程度となり, 図-4の両側スラブでの曲げ強度の増大率は 1.11~1.25 程度となる. 両側スラブでは梁せいの違いにより 5%程度の差がある. またスラブ筋が D10 から D13 に変化すると 10%程度曲げ強度が増加する. 片側スラブでは梁せいの影響もスラブ筋径の影響も, 両側スラブの半分程度である.

設計ではこの程度の差異があることを理解したうえで, スラブの設計変更の可能性も考えむやみに複雑にならない程度に扱うことが望ましい.

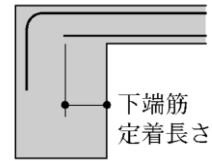
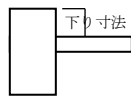
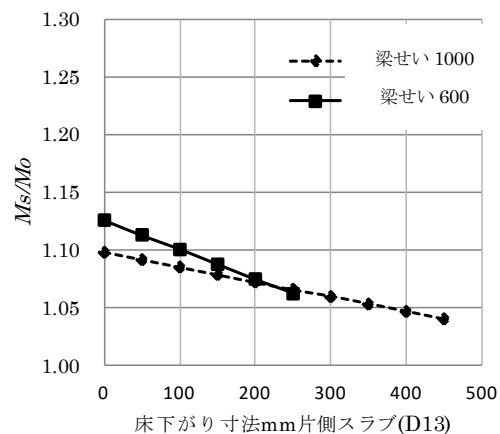
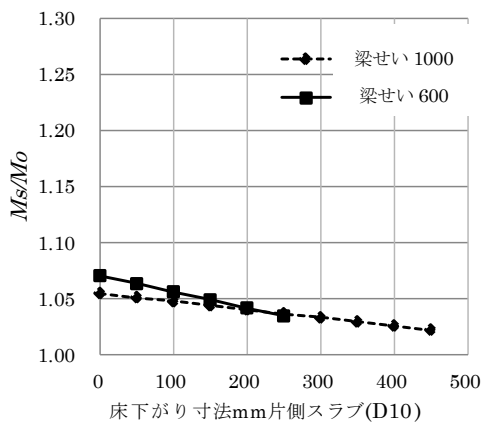
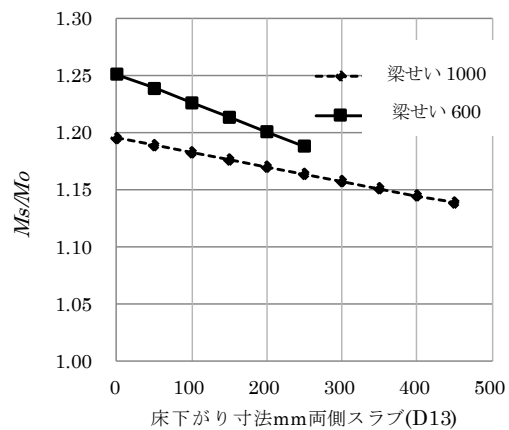
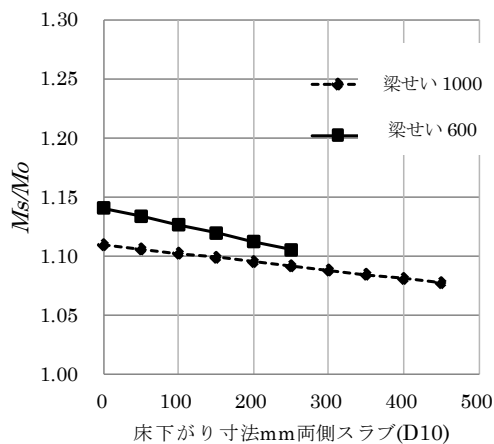


図-2 スラブ下端筋の定着



M_s : スラブ付き梁の曲げ強度 M_o : 梁のみの曲げ強度

図-3 片側スラブ付き梁の曲げ強度増加率と床下がりの関係



M_s : スラブ付き梁の曲げ強度 M_o : 梁のみの曲げ強度

図-4 両側スラブ付き梁の曲げ強度増加率と床下がりの影響

3. スラブ下がりの影響

図-3, 4からわかるように梁の曲げ強度に与える影響は床下がりによって影響を受ける。図-5, 6ではスラブ下がりがない場合の曲げ強度 M_{so} に対するスラブ下がりがある場合の曲げ強度 M_{ss} の比（曲げ強度低下率）と床下がり寸法との関係を示す。スラブ下がりの影響はいずれの場合も5%程度未満であり、大きな値ではない。また梁の曲げ強度は端部の曲げヒンジ領域の配筋で決まるため、スラブ下がりの梁スパン方向での範囲は端部から $1.5 \times$ 梁せい程度の長さまでが影響範囲であり、それを超えた範囲では影響はない。

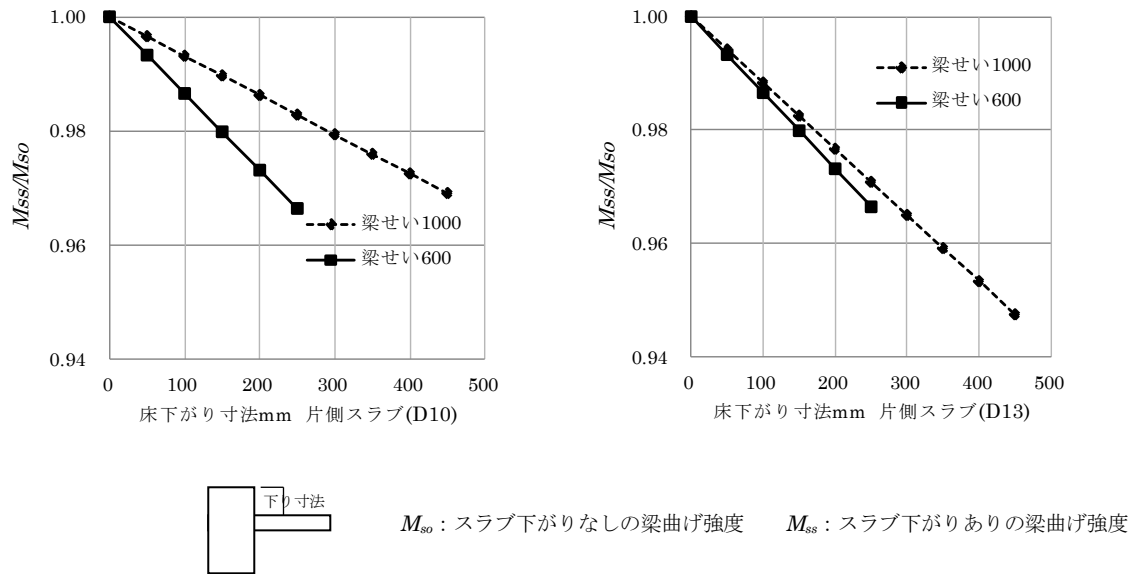


図-5 片側スラブ付き梁の曲げ強度低下率と床下がりの影響

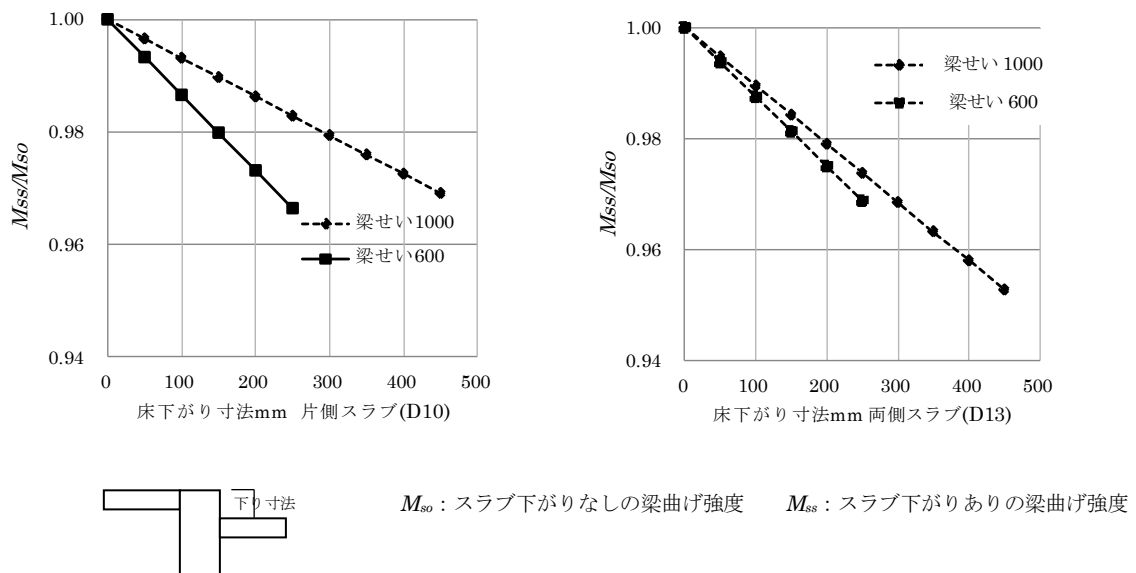


図-6 両側スラブ付き梁の曲げ強度低下率に対する床下がりの影響

4. まとめ

スラブが取り付くことで梁の曲げ強度は5~25%増加する。梁せいの違いで5%程度、スラブ鉄筋量の違いで10%程度の影響を受ける。実際の建物では配筋量も梁断面も様々であり、この検討で確定的な判断はできないが、特殊な場合を除けばこの程度の影響であることを理解しておけばよく、不必要に複雑な扱いをする必要はない。

スラブ下がりの曲げ強度に与える影響は5%程度であり、影響がある範囲も限定されることを考えれば、保有水平耐力の余裕度によっては部分的なスラブ下がりの影響は無視できると言える。

一方で、長大スパンスラブのボイドスラブや合成スラブ等の特殊なスラブは、設計者が実況に即してその効果を考える必要がある。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，付録1
ー3.1 鉄筋コンクリート造部材の力学モデルに関する技術資料
- 2) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事，p.341，2018

4.2.6 長期荷重に対する RC 造梁貫通孔補強の検討

【よくある指摘事例】

固定荷重や積載荷重の大きい梁において、長期荷重に対する貫通孔の安全性が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

RC 造梁貫通孔補強設計は一般には貫通孔位置でのせん断終局強度が梁の地震時終局状態のせん断力を上回るように設計している。地震力が支配的な場合は大地震時を想定した，このような検討方法で問題ない。しかし地震力を受けない小梁や長期荷重が卓越する倉庫や工場など重量物がかかる梁で，貫通孔位置の設計が不適切であれば，ひび割れの発生により耐久性や使用性が損なわれるおそれがある。長期荷重に対する RC 造梁の貫通孔補強設計法について以下に解説する。

【解説】

1. 長期の RC 造梁貫通孔補強設計について

RC 規準 2018¹⁾ によれば貫通孔部分の長期許容せん断力は (1) 式となる。

$$Q_{AO} = bj \left\{ \alpha f_s \left(1 - \frac{H}{D} \right) + 0.5_w f_t (p_s - 0.002) \right\} \quad (1)$$

b : 梁幅 j : 応力中心間距離 α : せん断スパン比による割増係数

f_s : コンクリートの長期許容せん断応力度 H : 孔の直径 D : 梁せい

$_w f_t$: 孔周囲の補強筋長期許容応力度 p_s : 孔周囲補強筋比 $p_s = \sum \{ a_s (\sin \theta + \cos \theta) \} / (bc)$

a_s : 孔の片側 c の範囲内にある 1 組の補強筋断面積 θ : 補強筋の梁材軸となす角度

斜め筋 $a_{s1} (\sin 45^\circ + \cos 45^\circ) = \sqrt{2} a_{s1}$

あばら筋 $a_{s2} (\sin 90^\circ + \cos 90^\circ) = a_{s2}$

$$p_s = \left(\sqrt{2} a_{s1} + a_{s2} \right) / (bc)$$

c : 孔周囲補強筋の有効範囲。孔中心から 45° の直線が主筋重心位置と交わる範囲

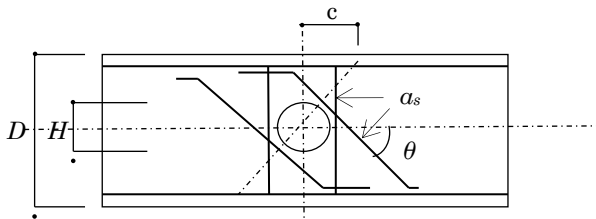


図-1 孔周囲補強図

(1) 式を開孔のない一般梁の長期設計式と比較すると，第 1 項のコンクリート負担部分が孔断面積を除いた値となり，第 2 項の鉄筋寄与分は p_w が p_s に代わっている。したがって，長期設計されている一般部の梁の場合には孔部分の追加補強筋は (2) 式で求めることができる。

開孔部許容せん断力

一般部許容せん断力

$$bj \left\{ \alpha f_s \left(1 - \frac{H}{D} \right) + 0.5_w f_t (p_s - 0.002) \right\} \geq bj \left\{ \alpha f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002) \right\}$$

$$p_s \geq \frac{\alpha f_s}{0.5_w f_t} \left(\frac{H}{D} \right) + p_w \quad (2)$$

(2) 式より，孔部分の長期許容耐力は，一般部で必要な p_w のあばら筋量が C 範囲に入っていれば，斜め筋で (2) 式の第 1 項の補強を確認すればよい。簡便には以下のように推定できる。

①一般部で長期せん断力に対して鉄筋による補強が必要ない場合は，開孔により許容耐力が H/D だ

け低下する。したがって梁の一般部の長期せん断力検定比が $(1-H/D)$ よりも小さければ、開孔があっても許容応力度の範囲内であり問題はない。ただし、Cの範囲に0.2%のあばら筋は必要である。

上記が成立しない場合は以下となる。

②孔径があばら筋ピッチよりも小さい場合、あばら筋は孔により切れていないから(2)式第1項の H/D だけ耐力が低下している分を斜め補強筋 p_s で補えばよい。

③孔径があばら筋ピッチよりも大きい場合は(3)式で補強範囲に入れるあばら筋の組数 n を計算して(p_w 相当分)補強し、かつ(2)式第1項の H/D だけ耐力が低下している分を斜め補強筋 p_s で補えばよい。

$$\frac{p_w bc}{a_s} \leq n \quad (3)$$

2. 算定例

梁断面は $b \times D = 400 \times 600 \text{mm}$ $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $\alpha = 1.0$ $f_t = 195 \text{ N/mm}^2$ で以下のケースを検討する。

①あばら筋がD10-@175 ($p_w = 0.002$) でコンクリート負担分のみで長期設計が可能で、せん断余裕が大きい梁に150φの孔があく場合

$1-H/D = 0.75$ となる。一般部のせん断検定比が0.75より小さい場合は、せん断設計に問題はない。念のために最小の斜め補強筋程度を補強する。

②あばら筋がD13@200 ($p_w = 0.003$) の場合で150φの孔があく場合

孔径があばら筋ピッチより小さいため、あばら筋は一般部同様にC部でも p_w で配筋できる。したがってコンクリート低減分のみについて斜め筋補強($\theta = 45^\circ$)を行う。(2)式の第1項より、

$$p_s = \frac{1.0 \times 0.73}{0.5 \times 195} \times 0.25 = 0.00187 \quad a_s = 400 \times 300 \times 0.00187 / \sqrt{2} = 158.6 \text{mm}^2$$

したがって、斜め補強筋2-D13 $a_s = 254 \text{mm}^2$ とする。

③あばら筋がD10-@175 ($p_w = 0.002$) で、200φの孔があく場合

(3)式より、あばら筋組数 $n = 0.002 \times 400 \times 300 / 142 = 1.69$

2組のあばら筋をCの範囲に入れる。(2)式第1項より斜め筋は

$$p_s = \frac{1.0 \times 0.73}{0.5 \times 195} \times 0.33 = 0.00247 \quad a_s = 400 \times 300 \times 0.00247 / \sqrt{2} = 209.6 \text{mm}^2$$

したがって、斜め筋2-D13 $a_s = 254 \text{mm}^2$ とする。

3. まとめ

長期荷重に対するRC造梁の開孔補強について検討事例を示した。地震時で配筋が決まる梁については、ほとんどが終局時のせん断力に対して終局強度で開孔補強すれば安全と考えられるが、倉庫や工場のように長期の固定荷重や積載荷重が卓越する場合で、大きな開孔がある梁では長期荷重に注意する必要がある。

コンクリート負担分を超えるせん断力を受ける場合はせん断ひび割れの発生を前提としている。したがって可能ならばコンクリートの長期許容せん断耐力の範囲内で設計することが望まれる。

技術証明を受けた既成の開孔補強筋では、地震時の終局せん断状態で検定しているのがほとんどである。これらについて長期設計が必要な場合は本文と同様に、相当する p_s を設定して適切に検討することが望まれる。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 「22条」解説の1. (3) 梁の貫通孔周囲の補強, 2018

4.2.7 長大スパンスラブ（ボイドスラブ等）が取り付く大梁のねじり検討

【よくある指摘事例】

長大スパンスラブに取り付く大梁の捩れに対する安全性が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

RC 造の建物において，小梁を設けず長大スパンのボイドスラブなどの床形式をもつ構造が多くなっている。このような構造においては，一般的なねじりを受ける大梁（例えば外周梁）と比べて，床スラブを支持する大梁に比較的大きなねじり応力が生じる場合がある。断面算定上その影響を無視できない場合には，ねじり応力に起因する斜めひび割れの発生を防止する等，ねじり応力を適切に考慮した設計を行う必要がある。

一方，ボイドスラブの設計においては，端部の境界条件（固定～ピン）の違いにより応力やたわみの変動が大きいため，実状に応じた適切なモデル化の必要がある。

以下に，上記応力（特にねじり）に関する設計の考え方を解説する。

【設計例】

1. 長大スパンスラブと大梁の境界条件との整合性

1.1 ねじりを受ける部材の設計の原則

RC 規準 2018¹⁾において，大梁のねじりは図-1のように，変形適合ねじりとして作用するように計画することを原則としている。控えスラブのない跳ね出しスラブのような場合を除いて，両端が支持されているスラブの場合，変形適合ねじりとして計画されることが多い。

スラブの応力やたわみを算定する際の設計手法として，スラブ両端の大梁のねじり剛性を考慮する場合としない場

合が考えられるが，特に，長大スパンスラブでは両者に大きな差が生じることになる。大梁のねじり剛性を考慮する場合は，弾性剛性を用いたモデル化が一般的であるが，大梁に生じるねじり応力が大きい場合には，ねじり剛性低下を考慮することや，大梁に発生するねじり応力に対する検討を行うなどして，設計で仮定した境界条件との整合性を確認することが必要である。

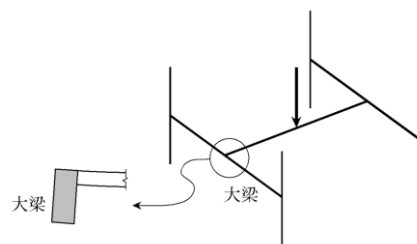


図-1 変形適合ねじり

1.2 ボイドスラブと大梁の境界条件

ねじり応力に基づく斜張力によって大梁には斜めひび割れが生じる可能性があり，斜めひび割れの発生後は，斜張力を負担するねじり補強筋が必要となる。また大梁のねじり剛性が大幅に低下するため，解析モデルの境界条件によっては応力やたわみが解析結果と実情とで大きく変動することが考えられる。

解析モデルの作成にあたっては，大梁のねじり応力による影響を適切に評価し，解析条件と結果に連続性が保たれていることを確認する必要がある。斜めひび割れ発生後の剛性は，斜めひび割れに交差する鉄筋であるあばら筋や軸方向筋の量に依存するが，既往の資料²⁾によるとねじりとせん断を受ける場合，ねじり剛性は最大耐力の 60%程度で弾性時の 30%～20%程度に低下し，最大耐力時には弾

性時の20%~5%程度に低下する。大梁のねじり剛性の低下により応力の再配分が行われ、ボイドスラブ中央の応力やたわみが増大することが考えられる。

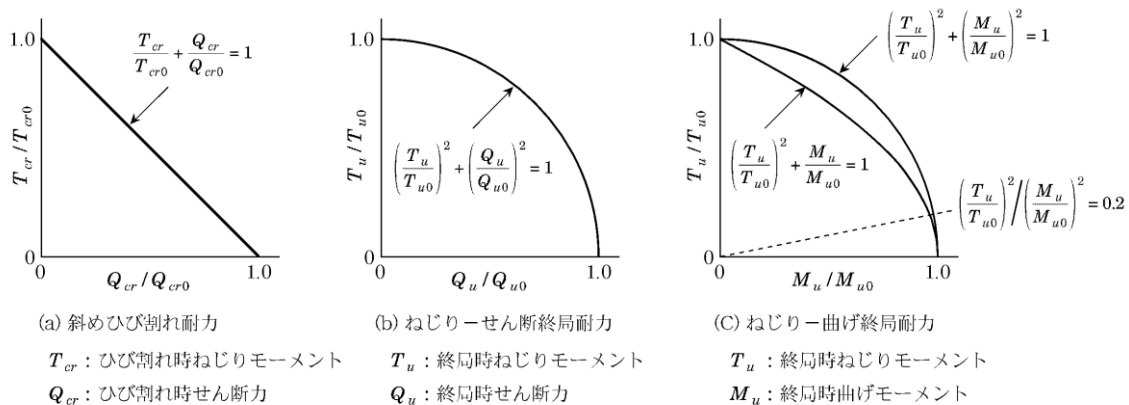
設計用応力が斜めひび割れ耐力を超えないようにすることが望ましいが、斜めひび割れが生じるおそれのある場合は、例えば、ねじり剛性が大幅に低下することを考慮しても、ボイドスラブには耐力上、変形上支障のないことを確認する必要がある。具体的には長大スパンスラブ端部の境界条件をピン支持と仮定し、耐力に問題がなくたわみ障害が生じないことを確認することなどが挙げられる。なお、長期荷重で斜めひび割れの発生しない大梁であっても、地震時に付加せん断力が加わることで斜めひび割れが生じることも考えられるため注意が必要である。

2. ねじりモーメントを受ける大梁の断面算定

2.1 曲げとせん断と同時にねじりを受ける部材の耐力

ねじりを受ける鉄筋コンクリート梁の挙動については、文献2)に詳しく記載されている。曲げとねじりの組合せ応力を受ける場合、曲げせん断によるせん断応力とねじりによるせん断応力が同じ向きになる面で斜めひび割れが進展する。斜めひび割れが生じたあと、さらに大きな応力を伝えるためには、ひび割れに交差する補強筋が必要となり、あばら筋と軸方向筋を組み合わせて配置する必要がある。

また、ねじりモーメントとせん断力および曲げモーメントの間には図-2に示すように相関関係があり、斜めひび割れ強度および終局強度をともに低下させることになり、ねじりを含む組合せ応力に対して補強をする場合は、これらの相関関係を適切に考慮する必要がある。



(注) $T_{cr0}, Q_{cr0}, T_{u0}, Q_{u0}, M_{u0}$: 相互作用がない場合の各耐力

図-2 長方形断面梁における相関曲線

ねじりモーメントが小さく $(T_u/T_{u0}) / (M_u/M_{u0})$ の値が 0.2 以下となる場合は、(c) 図のねじり-曲げ終局耐力の相関図に示すように、ねじりモーメントによる曲げ耐力の低下を無視することができる。ねじりモーメントの影響を無視できない場合に、ねじり材に曲げ・せん断に対する十分な靱性を期待する場合の簡便的な方法として、RC 規準 2018¹⁾ では、短期設計用せん断力の数値をねじりが作用しない場合より 10~20%程度割り増しておく方法が推奨されている。なお、せん断補強筋がなくコンクリートのみで抵抗する場合の方法としては Hsu の式が提案されている³⁾。ここでは一般の梁を対象としているため、せん断補強筋が無い場合の解説は省略する。詳しくは本解説第 2 部「5.12 杭頭曲げによるフーチングのねじり」を参照されたい。

2.2 最小補強筋を配置した梁で許容し得る応力の組合せ¹⁾

最小あばら筋比 (0.2%) を有する大梁がねじりとせん断を同時に受けるときに、(1) 式を満足する必要がある。なお、(2) 式を満足できない場合は、(3) 式で算出する断面積 a_s を軸方向筋の断面積に付加して配置するものとする。

$$(T/T_0)^2 + (Q/Q_0)^2 \leq 1 \quad (1)$$

ここに、 $T_0 = b_T^2 \cdot D_T \cdot 1.15 \cdot f_s / 3$

$$Q_0 = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$

$$T/M \leq 0.4 / (1 + \omega) \quad (2)$$

$$a_s = 0.0016 \cdot b \cdot D (1 + 1/\omega) (wft / sft) \quad (3)$$

記号 (図-3 参照)

b_T : 梁と幅とせいのうち、小さい方の長さ

D_T : 梁と幅とせいのうち、大きい方の長さ

b : 梁の幅

j : 応力中心距離で、 $(7/8)d$ としてよい。

d : 梁の有効せい

α : $\alpha = 4 / (M/Qd + 1)$ かつ $1 \leq \alpha \leq 2$

ω : あばら筋の中心線で囲まれたコンクリートの長辺長さ d_0 のあばら筋の中心線で囲まれたコンクリートの短辺長さ b_0 に対する比 ($= d_0 / b_0$)

D : 梁せい

f_s : コンクリートの許容せん断応力度

wft : あばら筋のせん断補強用許容応力度

sft : 軸方向筋の許容応力度

T : 設計用ねじりモーメント

M : 設計用曲げモーメント

Q : 設計用せん断力

T_0 : 許容ねじりモーメント

Q_0 : 許容せん断力

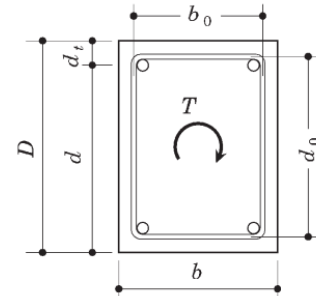


図-3 長方形梁の記号

(1) 式によって得られる長期許容耐力の上限値は、斜めひび割れ発生耐力を安全側に表現している¹⁾。地震時の付加せん断力を考慮したときに、 T_0 、 Q_0 を長期許容ねじりモーメント、長期許容せん断力とした (1) 式を満たさない大梁は、地震時の斜めひび割れ発生によりねじり剛性が低下し、ポイドスラブ中央の応力やたわみが増大することが考えられる。

2.3 ねじり補強筋の算定¹⁾

上記 (1) 式を満足できない場合は、Rausch の簡易公式より補強筋を算定し、曲げモーメント、せん断力に対してそれぞれ算定される補強筋に加算して配筋する。なお、設計用ねじりモーメントが (4) 式を満たさない場合は断面の変更が必要となる。

$$T \leq b_T^2 \cdot D_T \cdot f_s \cdot (4/3) \quad (4)$$

記号 T , b_T , D_T , f_s : 2.2 項の説明を参照

・必要な閉鎖形あばら筋 1 本の断面積

$$a_1 = T \cdot x / (2 \cdot wft \cdot A_0) \quad (5)$$

記号 a_1 : ねじりモーメントに対して必要な閉鎖形あばら筋 1 本の断面積

x : 閉鎖形あばら筋の間隔

A_0 : 閉鎖形あばら筋の中心で囲まれているコンクリート核の断面積 ($= b_0 \times d_0$)

T, w_{ft} : 2.2 項の説明を参照

ここで、せん断に対して必要なあばら筋比の値 p_{ws} は 0.1% 以上とし、必要なあばら筋の総量は 1.2% を超えてはならない。

・必要な軸方向筋断面積

断面の外周に沿って 300mm 以下の間隔で均等に配筋する必要があるため、腹筋の間隔に注意を要する。

$$\alpha_s = T \cdot \phi_0 / (2 \cdot s_{fi} \cdot A_0) \quad (6)$$

記号 α_s : ねじりモーメントに対して必要な軸方向筋全断面積
 ϕ_0 : 閉鎖形あばら筋の中心で囲まれるコンクリート核の周長
 $= 2 \times (b_0 + d_0)$
 T, s_{fi}, A_0 : 上記の説明を参照

2.4 計算例

本計算例は図-4 に示す共同住宅の妻面の梁で、詳細は下記による。

ボイドスラブ厚 250mm
 梁スパン $L = 7500$ mm

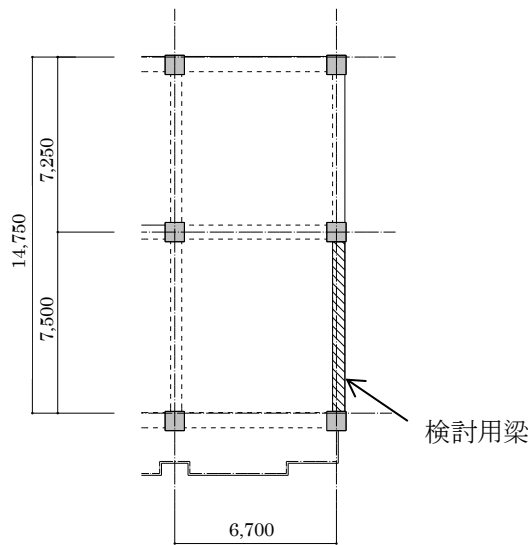


図-4 検討用伏図

ねじりを考慮しない断面に対して、ねじりモーメントによるせん断応力度と軸方向応力度の増加を計算し、補強を行うものとする。せん断応力度はあばら筋によって、軸方向応力度は腹筋によって補強する。

・設計仮定 (図-5)

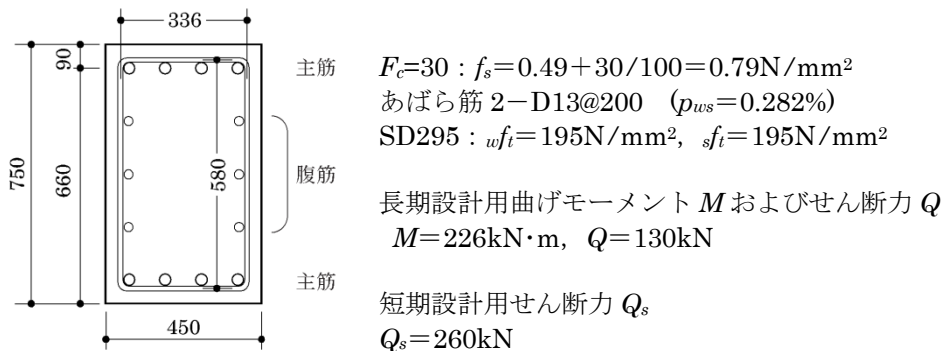


図-5 計算例の長方形梁断面

スラブから受けるねじりモーメントはボイドスラブの FEM 解析結果より求める。FEM 解析結果のスラブ端部曲げモーメントは梁中央で最大となり、最大曲げモーメント $M_{tmax} = 15.3\text{kN}\cdot\text{m/m}$ 。大梁のねじりモーメントは梁中央から端部までのスラブ端部曲げモーメントを合計して $\Sigma M = 33.6\text{kN}\cdot\text{m}$ となる。

・断面算定

スラブ端部曲げモーメント $M_{max}=15.3\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$

$$T=33.6\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$b=b_T=450\text{mm}, D=D_T=750\text{mm}$$

$$d=660\text{mm}, j=660\times 7/8=577\text{mm}$$

$$b_0=450-(57+57)=336\text{mm}$$

$$d_0=750-(65+105)=580\text{mm}$$

$$T_0=450^2\times 750\times (1.15)\times 0.79/3\times 10^{-6}=46.0\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Q_0=450\times 577\times 1.0\times 0.79\times 10^{-3}=205.1\text{kN} \quad (\alpha=1.0 \text{ と仮定する.})$$

$$(1) \text{ 式より} \quad (T/T_0)^2+(Q/Q_0)^2=(33.6/46.0)^2+(130/205.1)^2=0.94<1 \quad (7)$$

$$(2) \text{ 式より} \quad T/M=33.6/226=0.149$$

$$\omega=d_0/b_0=580/336=1.73$$

$$0.4/(1+\omega)=0.4/(1+1.73)=0.147<T/M=0.149$$

ゆえに、ねじりに対して下式によって補強する必要がある。

・軸方向筋断面積（腹筋 6-D16）

$$(3) \text{ 式より} \quad \alpha_s=0.0016\cdot b\cdot D\cdot(1+1/\omega)\cdot(w_{ft}/s_{ft})$$
$$=0.0016\times 450\times 750\times(1+1/1.73)\times(195/195)$$
$$=852\text{mm}^2 < 6\text{-D16}=6\times 199=1194\text{mm}^2$$

よって、腹筋 6-D16 は、柱へ定着させるものとする。

本計算例では 2.2 に従って検討した結果、あばら筋までの補強は不要であったが、必要となる場合でも、あらかじめ短期設計用せん断力を 10～20%程度割増しておけば配筋の変更が不要になる可能性が高い。

上記(7)式における $Q=130$ （長期）を $Q_s=260$ （短期）に置き換えると、以下のとおり左辺が 1 を超える。

$$(T/T_0)^2+(Q/Q_0)^2=(33.6/46.0)^2+(260/205.1)^2=2.14>1$$

このことは地震時せん断力が加わるとこの大梁には斜めひび割れ発生の可能性を示している。このような場合、ボイドスラブの設計においてはスラブ端部の境界条件をピン支持と仮定するなどして応力、たわみの検討を行えばよい。なお、短期の検討として、(7)式において Q に 260 を、 T_0 、 Q_0 にそれぞれ短期許容耐力を代入すると、左辺=0.95<1 で (1) 式を満足している。

3. 設計上の留意点

(1) 長大スパンスラブと大梁の境界条件との整合性

長大スパンスラブによって大梁に生じるねじりは、基本的には「変形適合ねじり」として釣合条件を満足させることになるが、スラブの応力やたわみを算定する際の設計手法として、境界部分の大梁のねじり剛性を考慮する場合としない場合が考えられる。

(2) 長大スパンスラブの設計の留意点

特に、長大スパンスラブでは、解析モデルにおいて大梁のねじり剛性を考慮する場合としない場合で、結果に大きな差が生じる。長大スパンスラブを支持する大梁は、ねじり応力による斜めひび割れのためにねじり剛性が大幅に低下する可能性がある。また、ねじりモーメントとせん断力との間にある相関関係により、せん断力が地震時に増加することで大梁に斜めひび割れが発生する可能性もあるため、解析モデルにおける端部境界条件の設定には注意が必要である。

解析モデルの作成にあたっては、大梁のねじり剛性による影響を適切に評価し、解析条件と結果に連続性が保たれていることを確認することが望ましいが、大梁のねじり剛性低下を評価し、解析モデルに反映することは実用的には難しい。大梁のねじり剛性の低下がないと長大スパンスラブの応力計算において、大梁のねじりモーメントとせん断力による設計用応力が斜めひび割れ耐力を超える場合には、斜めひび割れによりねじり剛性が大幅に低下したとしても長大スパンスラブには変形上、耐力上支障のないことを確認するなどの設計上の配慮が必要であろう。

(3) ねじり応力を受ける大梁の設計の留意点

大梁が曲げとねじりの組合せ応力を受ける場合、ねじりモーメントとせん断力および曲げモーメントの間には相互作用があるため、斜めひび割れ強度および終局強度がともに低下する場合がある。斜めひび割れが生じたあと、更に大きな応力を伝えるためには、ひび割れに交差する補強筋が必要となる。この場合、コンクリート断面を大きくするか、あばら筋と軸方向筋を組み合わせることで補強することが有効である。具体的な断面算定の方法としては、RC 規準 2018¹⁾等を参考にすればよい。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、「22 条」解説の 1. (4) ねじり応力について，2018
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，35 鉄筋コンクリートばりの捩り耐力 (1)，1987
- 3) 日本建築学会ホームページ：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 Q&ANo.53 回答，2011.6.29 掲載

【よくある指摘事例】

耐力壁の枠梁（梁または梁型拘束域）についての説明・検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

2020年技術基準 p.677

【指摘の趣旨】

耐力壁付大梁の主筋の必要断面積については、法的に明確に規定されていない。また耐力壁付大梁に発生する応力を把握することは難しく、断面算定の対象になっていない。一方、RC 規準 2018¹⁾ の 19 条の構造規定において、梁型拘束域の主筋は、13 条 5 項 (2) ～ (5)、14 条 4 項 (2) ～ (4) の構造規定に従うこととある。適合性判定では、梁型拘束域の主筋断面積に対する検討が不十分な事例が見受けられるため、当該梁主筋の計算方法について解説する。また、連層耐力壁の中間階の梁主筋についても解説する。

【解説】

1. 耐力壁の付帯ラーメン

耐力壁に取り付く柱および大梁（以下、付帯ラーメン）は、壁板を拘束する役割を果たす。一般に連層耐力壁を除き、耐力壁は大地震時にせん断破壊することが多い。耐力壁のせん断破壊形式としては、急激な耐力低下を伴う「壁板のスリップ破壊することなく、付帯ラーメンがせん断破壊する場合」、あるいは比較的靱性能が期待できる「壁板のスリップ破壊が先行する場合」に大別される。

耐力壁のせん断破壊を許容する設計においても、ある程度の靱性能を期待しているため、一般的に急激な耐力低下となる破壊形式を避けることが望ましい。急激な耐力低下を抑制するには、付帯ラーメンのせん断破壊を抑制し、壁板のスリップ破壊を先行させ壁板の広がり付帯ラーメンで拘束することが必要である^{2) 3)}。

RC 規準では断面と配筋の検討が必要になる枠柱および枠梁を図-1のように定義した上で、付帯ラーメンの断面形状、主筋比、せん断補強筋比を規定している。

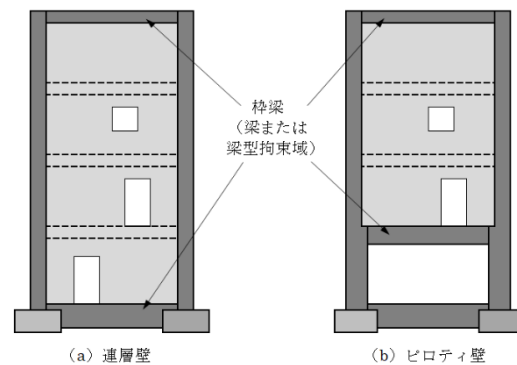


図-1 断面と配筋の検討が必要になる枠柱および枠梁

2. 梁型拘束域

RC 規準では、枠柱および枠梁の主筋は壁板のせん断ひび割れ後の広がりを抑制する補強筋としての役割があるとし、梁型拘束域の主筋の必要量に関して特に検討しない場合、梁型拘束域の必要断面積の 0.008 倍以上と規定している。ただし、詳細な検討を行った場合はその限りではなく、詳細検討には RC 規準 1999「付 11. 壁板周辺の柱および梁のせん断破壊を防止または抑制した耐震壁の構造計算法」⁴⁾等の適用が考えられる。RC 規準 1999⁴⁾は付帯ラーメンのせん断破壊防止、抑制により耐力壁の水平せん断耐力を確保しようとするものであり、せん断破壊型の耐力壁の設計に適している。

壁の梁型拘束域（壁直下の基礎梁を含む）で梁せいが大きい場合に、「主筋の配置は、特別の場合を

除き、2段以下とする」との RC 規準の規定を適用すると、壁板の横筋と梁型拘束域の軸方向鉄筋の配筋量が局所的に不均一になる恐れがあることに對し、RC 規準では、必要に応じて壁筋量と同等以上（壁横筋の断面積、強度および間隔を含む）の軸方向鉄筋を配筋するなどの配慮が望ましいとしている。

2.1 下階が柱となる耐力壁の下枠梁

下階が柱のみとなる耐力壁の下枠梁について、終局強度による検討を行わない場合の主筋量算定の目安として、RC 規準には、下枠梁には上部耐力壁のせん断力の一定割合（例えば 1/2 程度）の引張軸力が生じ、下枠梁の端部曲げモーメントは下階引張側柱の柱頭曲げモーメントと等しいと考えるとの記述がある。これは、例えば図

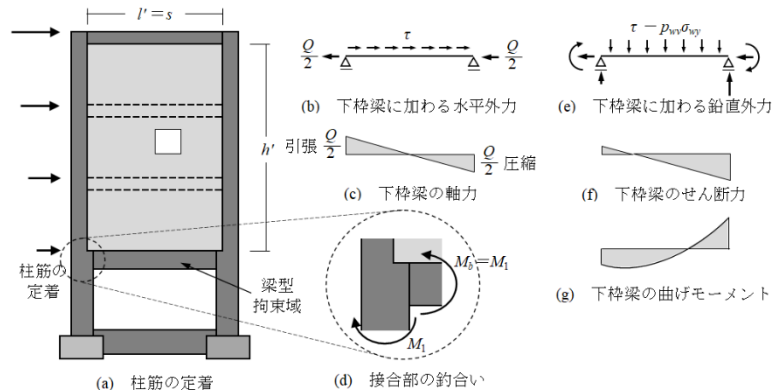


図-2 下階が柱となる耐力壁の下枠梁の応力伝達機構

を拘束する梁には、圧縮側および引張側に 1/2 程度の軸力が生じ、引張側の柱主筋と耐力壁の壁筋は、引張力を負担する必要があるため、耐力壁下部の梁が、下階柱頭に生じる曲げモーメントに抵抗する必要があるためと考えられる。また、下枠梁直上の壁では横筋比と縦筋比を同量とすることが望ましいとの記述がある。これは横筋より縦筋（ p_{wv} ：壁縦筋比）を減らすと図-2 (e) における下枠梁に加わる鉛直外力が大きくなり、梁のせん断力や曲げモーメントが増大する危険があるためである。

RC 規準では、耐力壁下の基礎梁は枠梁として設計する必要があるため、上記と同様に梁主筋が耐力壁のせん断力の 1/2 程度を負担し得ることを確認することが望ましいとされている。

3. 連層耐力壁の中間階の梁

RC 規準 2018 においては、「連層耐震壁の中間階の梁：上下階の耐震壁により拘束効果が期待できるので、上階のせん断力の下階への伝達、境界梁主筋、小梁主筋やスラブ筋の定着などに問題がなければ、各層ごとの枠の効果は上下に連続する壁板によって十分期待できる。したがって、連層耐震壁の中間層では、一般に単独の壁板の周辺部材として拘束効果を期待するような梁は必要ない。」との記述がある。また一方で、「上下階に耐震壁が連続する連層耐震壁の中間階では必ずしも梁は設けなくてもよい。あるいは、梁を設ける場合でも必ずしも枠梁として必要な断面寸法（断面幅および断面せい）を満足しなくてもよい」と、記述されている。ただし、壁に開口がある場合の中間階の梁については梁型を省略できることが実験により確かめられていないため、梁型を省略してはならない⁵⁾。

この梁型に関しては、梁に含まれる軸方向筋量の総和 Σa は、壁横筋量 $p_{sh} \cdot t \cdot D$ 以上とし、上下の壁の連続性を確保する必要がある^{6) 7)}。

また、連層耐力壁においては、層間のせん断力の伝達の検討において連層アーチ機構によるせん断耐力と連層トラス機構によるせん断耐力の和が、地震時に発生するせん断力を上回る必要がある。トラス機構によるせん断耐力 V_t は、壁筋と梁主筋およびスラブ筋による引張力の和として、下記の (2) 式で求められる。すなわち、梁の主筋は連層耐力壁のせん断力を負担するため、その寄与に必要な主筋

量を確保する必要がある。

図-3 に連層耐力壁おける連層トラス機構を，図-4 に壁の横筋と共に，トラス機構に考慮できる梁主筋およびスラブ筋を示す。

$$V_i = L_{wb} / h_w \cdot \Sigma A_t \cdot \sigma_y \quad (2)$$

L_{wb} : トラス機構に有効な壁長さ
 h_w : 階高
 A_t : 1層分壁横筋・梁筋・スラブ筋断面積
 σ_y : 壁横筋・梁筋・スラブ筋材料強度

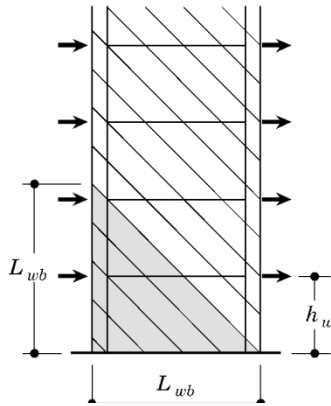


図-3 連層トラス機構

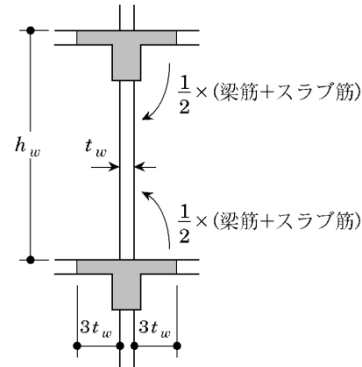


図-4 連層トラス機構に考慮できる鉄筋

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， p.293， 2018
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料， 30 せん断破壊を起こす耐震壁の力学特性 (1)， 1987
- 3) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能， p.353， 1990
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， 付 11 壁板周辺の柱および梁のせん断破壊を防止または抑制した耐震壁の構造計算法， 1999
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書， p.677
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， p.322， 2010
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， 2018， Q&A No.38

4.2.9 偏心や梁段差のある柱梁接合部の検討

【よくある指摘事例】

偏心や梁段差が接合部耐力に及ぼす影響の検討が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号, 第二号
昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 4 第一号, 第二号
2020 年技術基準 pp.688~690

【指摘の趣旨】

架構の変形性能および梁の曲げ耐力を確保するため、原則として柱梁接合部は破壊させてはならない。したがって梁の靱性能力を期待する設計法では接合部の検討を行う必要がある。2020 年技術基準¹⁾には柱と梁が偏心して取り付く場合について、「はりが柱に極端に偏心して取り付くような偏心量の大きい柱はり接合部の場合は、ねじりモーメントがせん断強度に与える影響が大きく、(靱性指針) 式による有効幅によるせん断強度は危険側の評価となるので、ねじりモーメントの影響を考慮した特別な検討が必要である。また、柱はり接合部に接続する左右のはりに極端な段差がある場合や、直交ばりが逆ばりの場合等、柱はり接合部が特殊な形状となる場合も、特別な検討が必要となる。」と注意喚起が示されている。

以下に、ケーススタディにより梁の偏心、梁の段差が接合部に及ぼす影響について解説する。

【解説】

1. 設計ルートによる接合部の検討

昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 4 第一号および第二号の表²⁾では、構造耐力上主要な部分である柱、梁もしくは壁、またはこれらの接合部について、せん断破壊等による急激な耐力低下が生ずるおそれのないことを確認する必要がある、と規定されている。

一次設計時の柱梁接合部の検討については、2020 年技術基準¹⁾に「終局強度の確認を行うことにより、許容応力度計算に替えることができる。」と記されており、ルート 3 において接合部の終局検討を行えば一次設計時の許容応力度検討は省略することができる。

2. 梁の偏心の影響

靱性指針による梁の柱に対する偏心の影響は、接合部の有効幅という形で考慮されているが、これは梁から離れた位置の柱断面の一部が接合部せん断強度に協力しないことを考慮したにすぎず、梁が柱に対して偏心して取り付くことにより生じるねじりモーメント (図-1 参照) の影響は考慮していない。

この影響については、文献 3) に「ねじりモーメントの作用による偏心接合部せん断耐力の耐力低下率」という形で次のように提案されている。

ねじりモーメントの作用による偏心接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{jt} は次式による。

$$\beta_{jt} = \left\{ 1 + \left(\frac{e \cdot V_{ju}}{T_{ju}} \right)^2 \right\}^{-0.5} \quad (1)$$

ここに、

T_{ju} : 接合部純ねじり耐力 $T_{jy} = (0.25\sqrt{\sigma_b} + 0.45p_j \cdot \sigma_{jy})B^2 \cdot D$
 V_{ju} : 接合部せん断耐力 $V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$
 B, D : それぞれ柱幅とせいのうち、小径と大径
 b_j, D_j : 柱梁接合部の有効幅と有効せい
 F_c, F_j : コンクリートの設計基準強度と接合部の単位強度 ($F_j = 0.8 \cdot F_c^{0.7}$)
 e : 偏心距離
 p_j : 柱梁接合部の外周部のせん断補強筋の補強筋比
 σ_{jy} : 柱梁接合部の外周部のせん断補強筋の降伏点強度
 (上記の式は重量単位系の式を示している.)
 κ : 柱梁接合部の形状による係数 (十字形 : 1.0, ト形 : 0.7, L形 : 0.4)
 ϕ : 直交梁有無による補正係数 (両側直交梁付 : 1.0, 左記以外 : 0.85)

(1) 式は $e_1 = e/B$ とおけば下式となる.

$$\beta_{jt} = \left\{ 1 + \left(\frac{e_1 \cdot K_{ju}}{K_T} \right)^2 \right\}^{-0.5} \quad (2)$$

$$K_{ju} : K_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j / B \cdot D_j / D$$

$$K_T : K_T = 0.25\sqrt{\sigma_b} + 0.45p_j \cdot \sigma_{jy}$$

$$p : \text{梁幅} / \text{柱幅}$$

注 : (1) 式, (2) 式の単位系は N, mm とする.

接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{jt} は $e_1 (=e/B)$ の関数となり、偏心の比率を表す e_1 は柱幅と柱せいのうちの小さいほうの寸法 B により求まる。柱幅が柱せいより小さい場合は β_{jt} は p (梁幅/柱幅) の関数となるが、柱せいの方が柱幅よりも小さい場合は柱幅と柱せいの比によって値が異なるため、①柱幅が柱せいより小さい場合と②柱せいの方が柱幅よりも小さい場合でその比が (柱幅) : (柱せい) = 3 : 2 となる場合の接合部の耐力低下率について、パラメトリックスタディを行う。

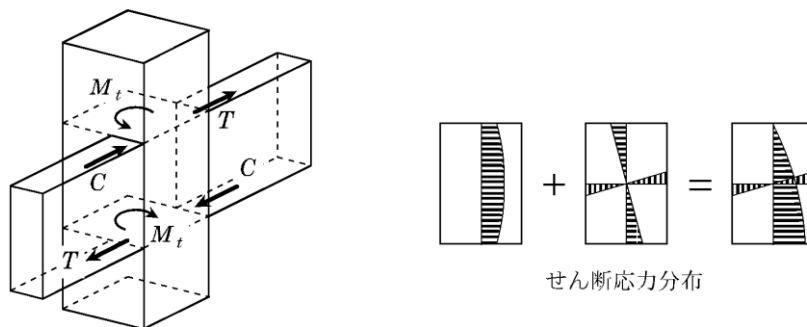


図-1 偏心をもつ接合部に働く各応力

2.1 柱幅が柱せいより小さい場合の接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{jt}

柱幅が柱せいより小さい場合の接合部形式がト形、十字形、L形となる場合について、それぞれ偏心の比率を表す e_1 とせん断耐力の耐力低下率 β_{jt} の関係を図-2~4 に示す。接合部形式、直交梁の有無、コンクリート強度および接合部せん断補強筋量を変数とし比較を行う。これらの検討のベースと

なる組合せは「直交梁あり，コンクリート強度 24 N/mm^2 ， $p_j \cdot \sigma_{jy} = 0.6 \text{ N/mm}^2$ （SD295A， $p_j = 0.2\%$ 等）」とする。

(1) 接合部形式：ト形の場合

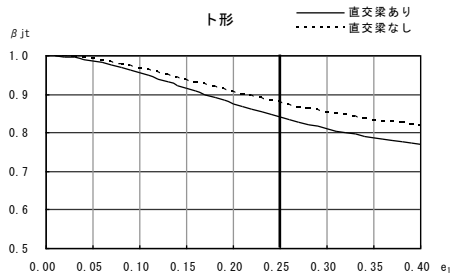


図-2 (a) ト形-パラメータ：直交

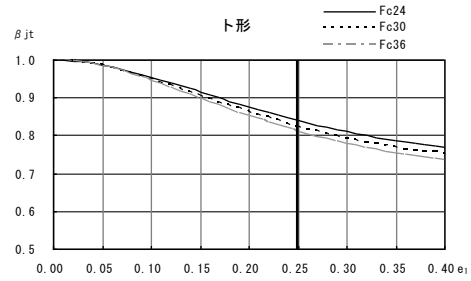


図-2 (b) ト形-パラメータ： F_c

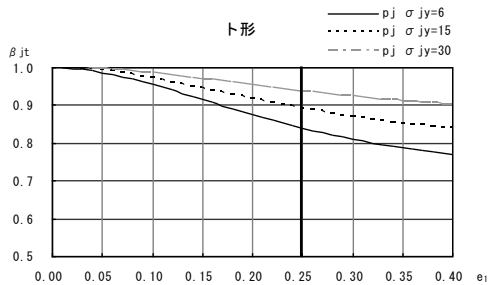


図-2 (c) ト形-パラメータ： $p_j \cdot \sigma_{jy}$

(2) 接合部形式：十字形の場合

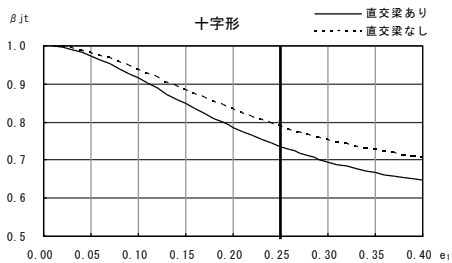


図-3 (a) 十字形-パラメータ：直交梁

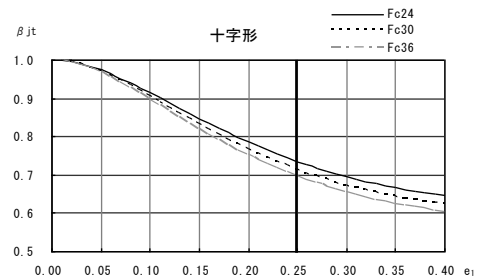


図-3 (b) 十字形-パラメータ： F_c

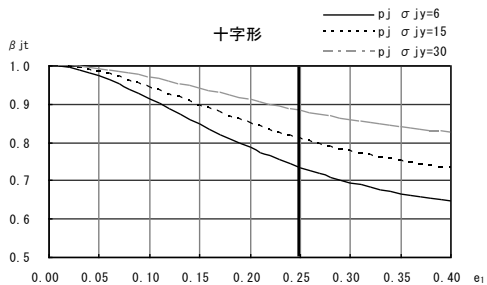


図-3 (c) 十字形-パラメータ： $p_j \cdot \sigma_{jy}$

(3) 接合部形式：L形の場合

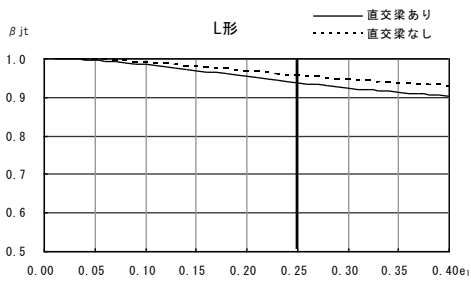


図-4 (a) L形-パラメータ：直交

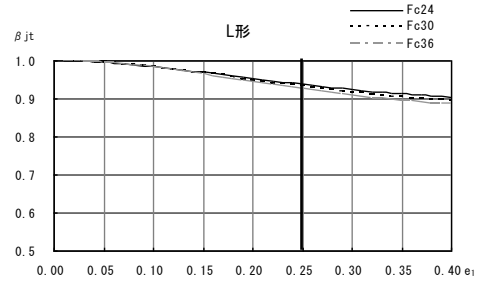


図-4 (b) L形-パラメータ： F_c

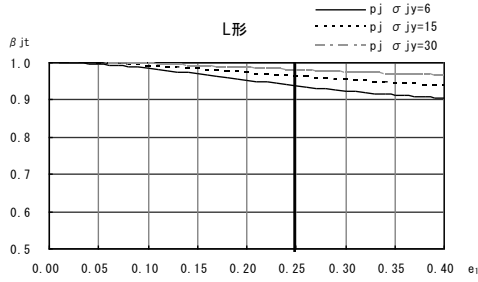


図-4 (c) L形-パラメータ： $p_j \cdot \sigma_{jy}$

2.2 柱せいが柱幅より小さい場合で（柱幅）：（柱せい）＝3：2となる場合の接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{jt}

柱せいが柱幅より小さい場合で（柱幅）：（柱せい）＝3：2となる場合の接合部形式がト形，十字形，L形となる場合について，それぞれ偏心の比率を表す e_1 とせん断耐力の耐力低下率 β_{jt} の関係を図-5～7に示す．これらの検討のベースとなる組合せは「接合部形式：ト形，直交梁あり，コンクリート強度 24 N/m²， $p_j \cdot \sigma_{jy} = 0.6$ N/mm²（SD295A， $p_j = 0.2\%$ 等）」とする．

(1) 接合部形式：ト形の場合

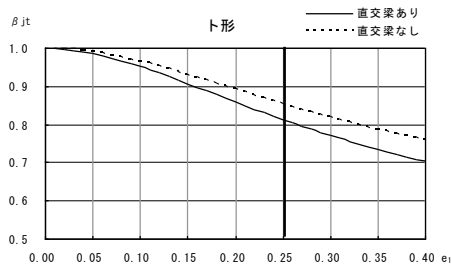


図-5 (a) ト形-パラメータ：直交梁

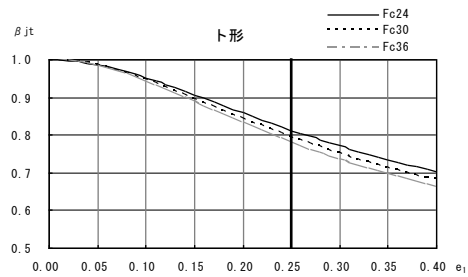


図-5 (b) ト形-パラメータ： F_c

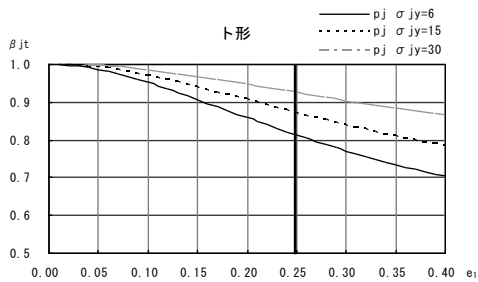


図-5 (c) ト形-パラメータ： $p_j \cdot \sigma_{jy}$

(2) 接合部形式：十字形の場合

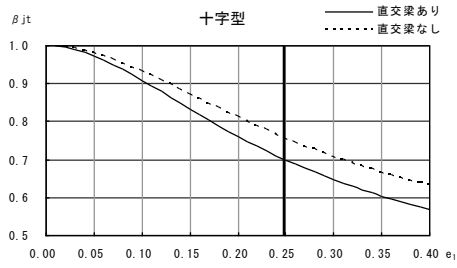


図-6 (a) 十字形-パラメータ：直交梁

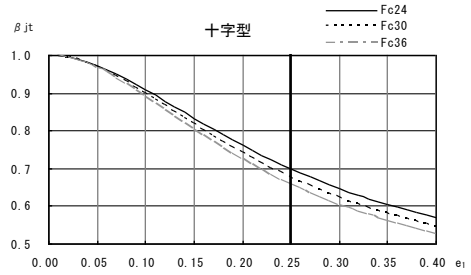


図-6 (b) 十字形-パラメータ： F_c

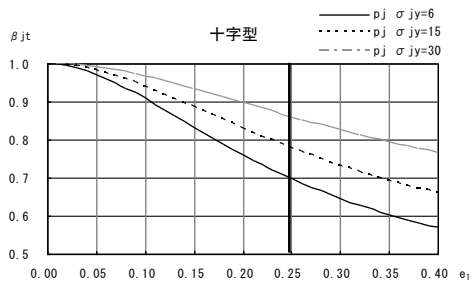


図-6 (c) 十字形-パラメータ： $p_j \cdot \sigma_{jy}$

(3) 接合部形式：L形の場合

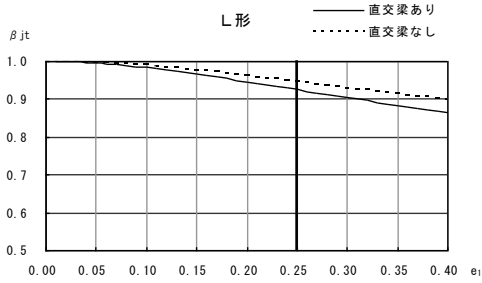


図-7 (a) L形-パラメータ：直交梁

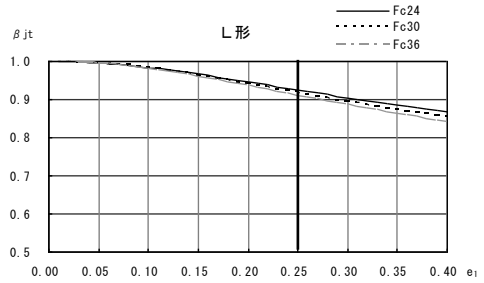


図-7 (b) L形-パラメータ： F_c

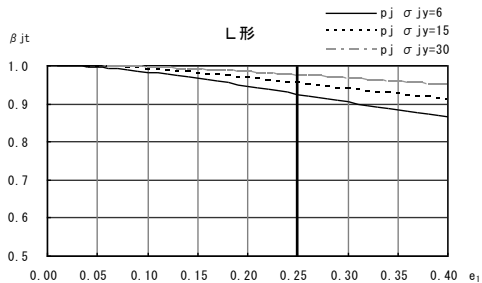


図-7 (c) L形-パラメータ： $p_j \cdot \sigma_{jy}$

パラメトリックスタディの結果，2.1と同様に以下のような傾向がある。

- ・接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{ti} は直交梁がない方がある場合よりも大きな値となる。ただし，その値の比（直交梁がある場合／直交梁がない場合）は接合部せん断耐力の補正係数 ϕ の値（せん断耐力低減値）である 0.85 より大きい。
- ・コンクリート強度が大きい方が接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{ti} は小さな値となる。
- ・接合部せん断補強筋量が多い方が接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{ti} は大きな値となる。
- ・接合部せん断耐力の耐力低下率 β_{ti} は L 形よりも T 形，T 形よりも十字形の方が小さな値となる。

2.3 考察

検討方向の柱幅が柱せいより小さい場合および柱幅が柱せいより大きく，その比が 1.5 程度の場合では，偏心の比率を表す e_1 が 0.25 程度であれば，せん断耐力低下率は T 形接合部で約 0.8～0.9 程度，十字形接合部で約 0.7～0.9 程度となっている。したがって検定比が T 形接合部で約 0.8～0.9 程度以下，十字形接合部で約 0.7～0.9 程度以下となる接合部耐力の余裕がある場合， $e_1 (=e/B)$ の値が 0.25 以下であれば耐力上問題ないと考えられる。接合部の耐力余裕度にもよるが，偏心量の割合 e_1 が 0.25 を超えるような場合は，梁が柱に対して偏心して取り付くことにより生じるねじりモーメントの影響について検討が必要な場合がある。この場合，接合部の偏心の程度に応じて設計用せん断力を適宜割り増すなどして余裕のある設計を行うことが望ましい。

検討結果のうち，ベースとなる組合せの場合の接合部せん断耐力低下率から求まる望ましい接合部耐力の余裕度について参考値として表-1 に示す。

表-1 望ましい接合部耐力の余裕度（検定比）の目安

e_1	T 形	十字形	L 形
0.25	1.2 以上 (0.85 以下)	1.4 以上 (0.7 以下)	1.08 以上 (0.93 以下)
0.35	1.25 以上 (0.8 以下)	1.7 以上 (0.6 以下)	1.1 以上 (0.9 以下)

3. 接合部に取り付く梁のレベル差の影響

3.1 段違い梁

柱に取り付く左右の梁レベル差が接合部耐力に及ぼす影響について記された文献や実験結果は今のところ見当たらない。

方法としては

- ①梁主筋が引き通せる程度のレベル差であれば無視する。
- ②梁主筋が接合部内に相互定着される場合は十字形接合部であっても D_j に梁主筋の水平投影長さをを用いて接合部耐力を低減する。
- ③十字形接合部であっても T 形接合部であると見なし，接合部耐力を低減する。

等が考えられるが，どの程度のレベル差から接合部耐力の算定方法を T 形接合部として算定するかは設計者の判断に委ねられる。

また，RC 規準 2018⁴⁾ には「接合部の左右の梁のせいが大きく異なる場合は，例えば十字形接合部と T 形接合部のいずれによってモデル化するかなどを含めた設計上の注意が必要である。」と記載されている。

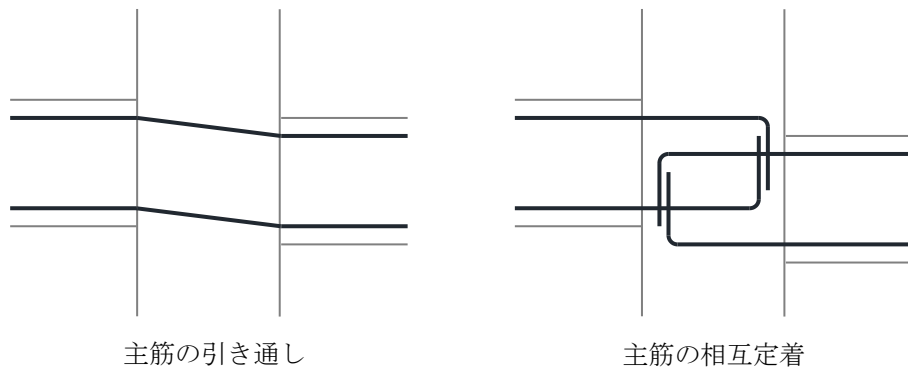


図-8 段違い梁

3.2 逆梁（直交する梁とのレベル差がある場合）

靱性指針⁵⁾の両側直交梁付き接合部($\phi=1.0$)とは「加力方向に平行な接合部側面の見付面積の50%以上が両側ともにそれぞれ直交梁により被覆された状態にあるものを対象とし、直交梁による被覆率がこれ以下の場合や直交梁が片側のみの場合の接合部については、直交梁によるせん断強度の増大を考慮しないこととする。」とあることから、逆梁等で直交梁による被覆率が大きくない場合は、 $\phi=0.85$ として接合部耐力を算出する必要がある。

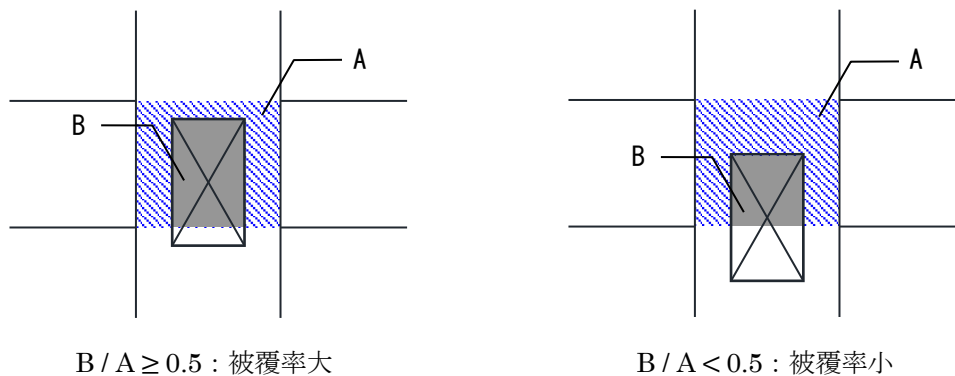


図-9 逆梁

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，pp.688～690
- 2) 文献1)，pp.399～401
- 3) 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—，第Ⅱ編 付録3 ねじりモーメントの影響による柱梁接合部せん断耐力の耐力低下についての考察，1998
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，p.189，2018
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，p.247，1999

4.2.10 1階柱より基礎梁のコンクリート強度が低い場合の検討

【よくある指摘事例】

1階柱より基礎梁のコンクリート強度が低い場合の安全性の検討が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成19年国交省告示第594号第1第一号，第二号

【指摘の趣旨】

コンクリートの設計基準強度 F_c は RC 部材の軸力・曲げ性能，せん断性能を決定する重要な設計因子である。特に柱の設計では重要であり，高層建物では軸力の増加に応じて柱断面を大きくせずに，高強度のコンクリートを使うことが多い。一方，基礎や基礎梁では①断面の制約が少なく大きい断面が可能，②高強度にするとコンクリートの発熱が大きくひびわれやすい，等により，コンクリート強度は1階柱の強度より低く設定する場合がある。以下に，柱から基礎への応力伝達について，検討すべき内容について解説する。

【解説】

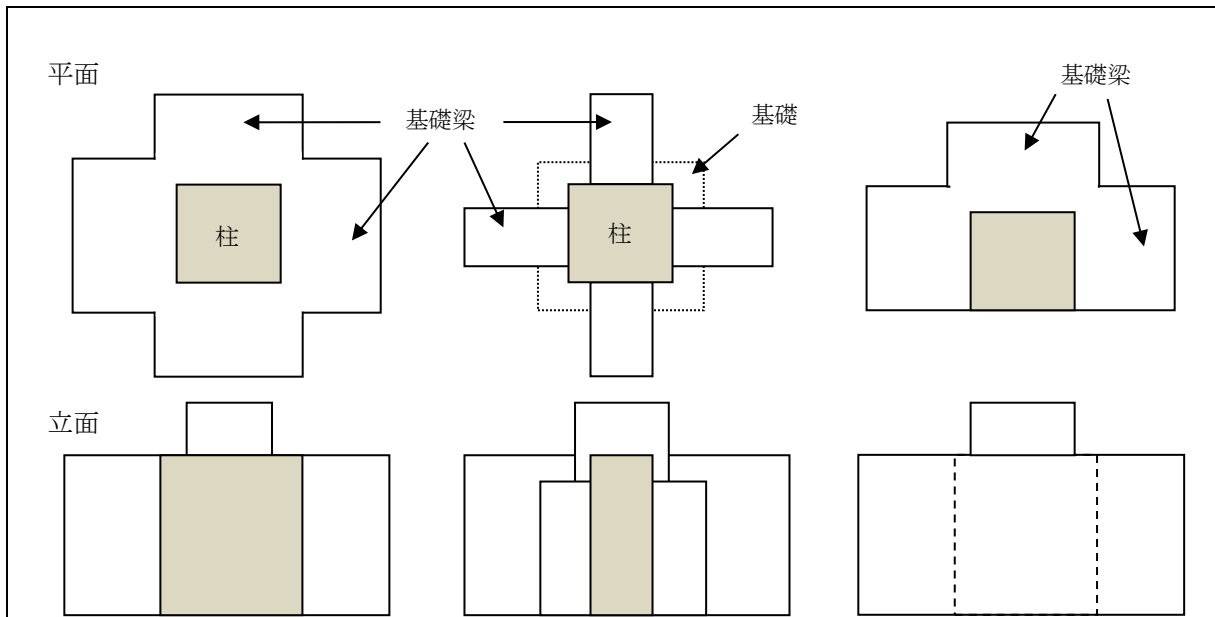
1. 応力伝達について

1.1 軸力・曲げモーメントの伝達

柱の軸力・曲げモーメントの伝達のために基礎部分のコンクリート圧縮応力度について検討する必要がある。この際，図-1に示すように①柱幅が基礎梁幅よりも小さく，柱断面が基礎梁の中に貫入する場合，②柱幅が基礎梁幅より大きい場合，③側柱で柱面と基礎梁の面が同一の場合，で検討方法は異なる。①では柱の圧縮力は周囲から拘束された基礎梁コンクリート内に伝達されるため，支圧強度や割裂強度の確認を行えば，低いコンクリート強度でも圧縮力の伝達は可能である。②，③では柱の圧縮力は周囲からの拘束のない基礎梁接合部の断面で負担するためこの部分のコンクリート強度で応力負担が可能かどうか確認する必要がある。したがって軸力・曲げの設計で柱のコンクリート強度が決定する場合は，②，③は基礎部分でコンクリート強度の低減はできない。少なくとも接合部は同一強度にする必要がある。①の場合については2. において検討方法を示す。

1.2 せん断力の伝達

柱のせん断強度はコンクリート圧縮束の圧縮強度かせん断補強筋の降伏強度により決定される。圧縮束の耐力は部材形状と部材のコンクリート強度により決まる。荒川式においてもコンクリート負担せん断力は部材の形状（せん断スパン比）と部材のコンクリート強度により決まる。したがって RC 部材のせん断強度はせん断変形を生じる部材側で決定され，柱が取り付く部分（柱梁接合部等）のコンクリート強度の寄与は少ないと考えられる。以上から1.1で示した軸力・曲げモーメント伝達が可能であれば，コンクリート強度の低下はせん断強度には特に問題はないと考える。



①基礎梁より柱幅が小さい

②基礎梁より柱幅が大きい

③側柱で基礎梁と柱面が同一

図-1 柱と基礎梁の取り合い

2. 軸力・曲げモーメントの検討

日本建築センター「高層建築物の構造設計実務」¹⁾において、以下に示す提案がされている。ここでは当文献に従い、検討方法を解説する。

2.1 支圧強度の確認

図-2に示すように、地震力を受けた柱では圧縮ストレスブロック範囲とこれを受ける基礎梁の支承範囲の面積比により支圧強度を(1)式により確認する。この支圧強度が柱のコンクリート強度を超えていれば、曲げ圧縮力の伝達が可能である。これらは文献2)の定着部の支圧設計の考え方によったものである。

ストレスブロックの範囲は中立軸の位置から決まる。ルート3の設計ではメカニズム時の応力状態で検討すればよい。

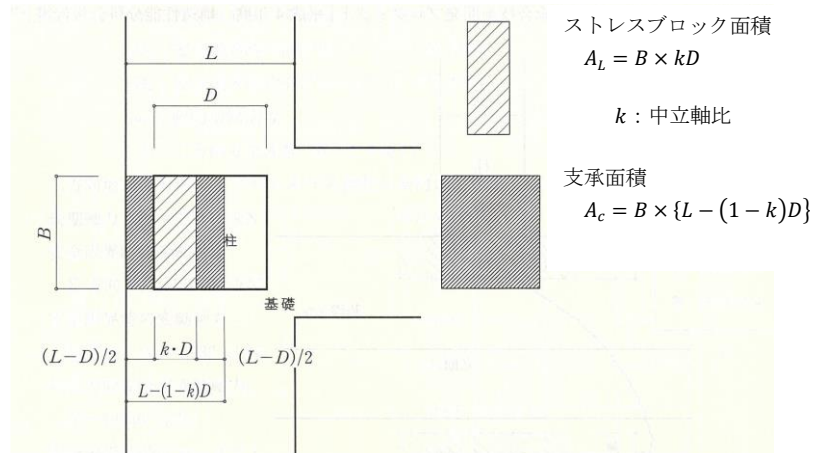


図-2 柱の支圧強度¹⁾

$$c\sigma_B \leq {}_F F_n \tag{1}$$

$${}_F F_n = {}_F \sigma_B \sqrt{(A_c/A_L)}$$

$$\text{かつ } {}_F F_n \leq 2 {}_F \sigma_B$$

$c\sigma_B$: 柱のコンクリート強度 (N/mm²) ${}_F \sigma_B$: 基礎のコンクリート強度 (N/mm²)
 ${}_F F_n$: 基礎の支圧強度 (N/mm²) A_c : 支承面積 (mm²) A_L : ストレスブロック面積 (mm²)

2.2 割裂応力の確認

局部的な圧縮力を受けると図-3に示すような割裂応力（引張応力）が働き割れ裂き破壊が生じる。文献2）ではこれらの引張応力に対する補強設計が示されている。ここでは文献1）に従い、引張応力がコンクリートの引張強度以内で、補強の必要がないように基礎のコンクリート強度を決めるための(2)式を示す。

$$\gamma \geq \{3.8(1-\beta)k\} / \{L/D - (1-k)\} \tag{2}$$

$$\gamma = {}_F \sigma_B / c\sigma_B$$

$$\beta = kD / \{L - (1-k)D\}$$

L, k, D (mm) は図-2による。

ここで γ は基礎のコンクリート強度/柱のコンクリート強度であり、この値以上の基礎コンクリート強度とすれば割裂応力は安全な範囲となる。

図-2の L/D と k を変化させて(2)式の γ を算定した結果を図-4に示す。これよりストレスブロックの面積が小さいほど基礎のコンクリート強度を高くする必要はあるが、一方、支圧強度はストレスブロックが小さいほど高くなり、ある値以下になるとコンクリート強度を落としても良いことがわかる。

3. まとめ

高層建物の設計では基礎のコンクリートを柱のコンクリートよりも低強度にする場合が散見される。この場合、柱の断面設計がコンクリート圧縮応力により決定しないことを確かめる。あるいは柱と基礎梁の関係が図-1の①の様になっておりかつ(1)式と(2)式の関係が成り立つことを確認する必要がある。なお、最近の設計例では、強度低減が3N/mm²程度では上記の検討でほとんどの場合、問題とはなっていない。

【参考文献】

- 1) 日本建築センター：性能評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務，6.3.7 コンクリートの強度差の検討，2019
- 2) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，68条 局部応力の計算と補強，1998

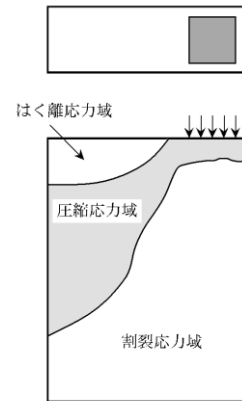


図-3 引張応力

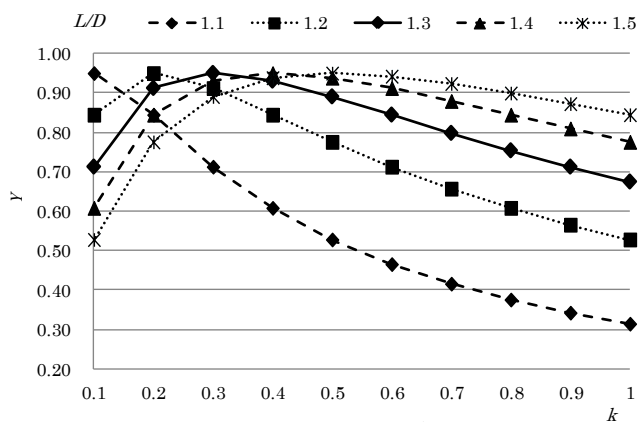


図-4 γの算定