

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.1	剛性 (参考) 6.1.5) に類似の項目があります
6.1.2)	3方スリットのある無開口壁の剛性評価 3方スリットのある無開口壁(垂壁等)の剛性をどのように評価しているかの説明事例
6.1.3)	腰壁・垂壁付き梁の剛性評価 成の大きいパラペットや垂壁・腰壁が取付いている梁の剛性評価についての説明事例

【解説】

(1) 背景

RC造建築物においては、部材の剛性を的確に評価することは困難であり、腰壁・垂れ壁などの壁付き梁に関してもさまざまな方法が提案されていますが、どの解説書も十分な説明はなく、決まった評価方法といったものはありません。

原則としては、耐力上無視するものであっても剛性については告示平19国交告第594号第2第1号に規定されている通り、弾性理論に基づいて評価することとされています。

下記(ii)のように略算法により等価断面積で計算することがありますが、等価断面の考え方によっては大梁の剛性が大きく変わり、部材応力や偏心率等の算定に対し、必ずしも安全側ではない検討がなされているケースがあります。

(2) 設計に対する考え方の事例

下記のいずれかで評価し、その方法・考え方を設計方針に明示する。

(i) 精算法

断面2次モーメントは全断面について算定する。

3方スリット無開口壁の場合、慣例的には垂れ壁成の1/2程度を考慮し断面2次モーメントを算定する場合があります。なお、この場合はこの周辺に応力が集中し、他の部分が危険側になっていないかの検討が望ましい。

(ii) 略算法(一例)

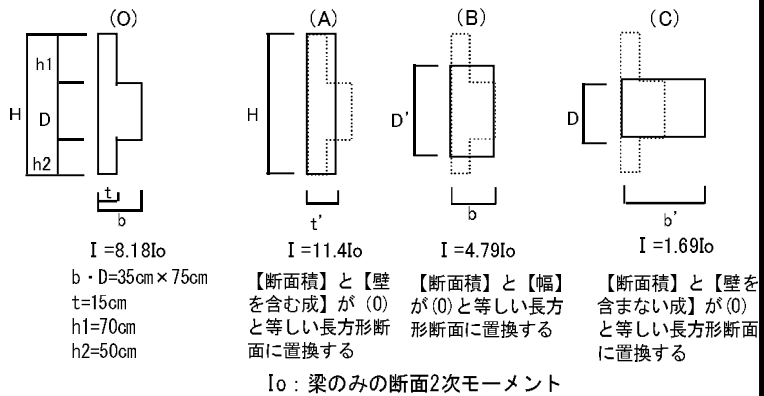
例として、右記の3つの方法で計算すると、大梁の剛度増大率は $\phi=1.7\sim 11.4$ となる。

一方、有限要素法による弾性解析によれば、 $\phi=4.29$ となることから、(B)の評価方法とほぼ同じ結果となる(建築構造問題快答集5 P170参照)。

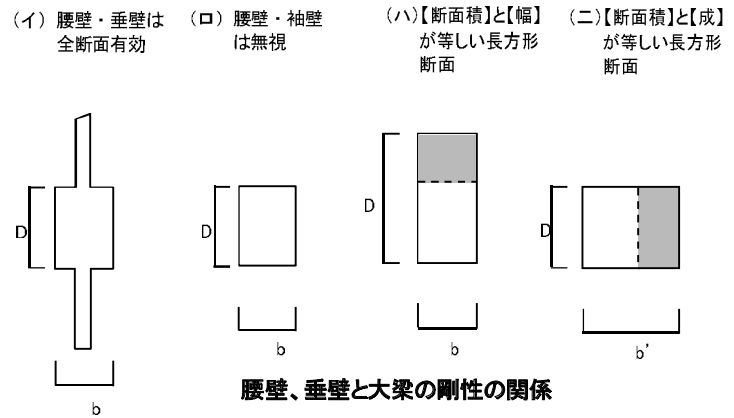
従って今回は(B)の方法で剛性を評価した。

なお、現状では(C)による検討が多く採用されています。但し当該壁が平面的に建物の片側のみに偏在し、偏心等に影響が懸念される場合には、腰壁・垂れ壁の剛性を過小評価しない方法で評価し、偏心及び応力集中を把握することが必要です。

(備考) 精算法では壁の取り付く部材に応力集中し、ストリップ部材が危険側となることもある。



以下は大臣認定プログラム（SEIN La CREA認定版）の設計者指定による評価方法です。但し、(ハ)と(ニ)は大臣認定の適用範囲外となっています。



【参考文献・資料】

- ・ 構造設計Q&A集 (社)日本建築士事務所協会連合会 P162
- ・ 建築構造問題快答集5 P170
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p669~

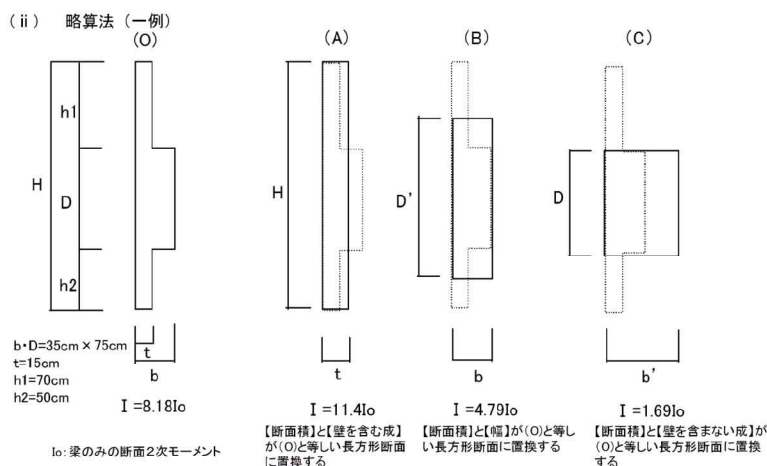
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.1	剛性 (参考) 6.1.3) に類似の項目があります。
	6.1.5) 柱・梁の剛性評価における置換 柱・大梁の剛性評価を「壁を含まない成が等しい長方形断面」に置換していることの説明事例

【解説】

(1) 背景

略算法により等価断面積で計算することがありますが、等価断面の考え方によっては大梁の剛性が大きく変わり、部材応力や偏心率等の算定に対し、必ずしも安全側ではない検討がなされているケースがあります。



スリットを設けた腰壁、垂れ壁の評価には、4つの方法がみられます。腰壁、垂れ壁付きの梁部材が全体に占める割合がどの程度かをみての判断も必要です。剛性評価を大きく考慮した場合は、腰壁、垂れ壁付き部材まわりの架構、剛性評価を小さく考慮した場合は、他の部材の検定比を考慮して安全性を判断するのがよいと思われます。

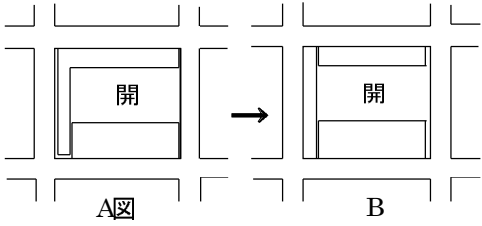
(2) 設計に対する考え方の事例

「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説2010」、「構造スリット設計指針」などが出版されて、評価方法が掲載されているため、参考にして下さい。

【参考文献・資料】

- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010), 日本建築学会
- ・構造スリット設計指針, (社)日本建築構造技術者協会, p16~
- ・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p669~

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.1	剛性
	6.1.8) 見付幅の小さな袖壁のスリット 開口が柱際に極めて近接している部分に鉛直スリットを設けていることの施工性・精度確保の検討事例
【解説】	
(1) 背景	
<p>剛性を無視するために鉛直スリットを設けているものの、見付幅の非常に小さい袖壁の扱いについて。</p> <p>共同住宅（それに構造形式が類似する建物）の桁行方向において、小さな袖壁の柱際での鉛直スリットが多用されています。こうした部分は、配筋精度も悪く、コンクリートの充填が困難になりがちで仕上がりが不良となりやすく、スリットは出来るだけ設けないことが品質の確保につながるとの考えもあります。</p> <p>柱際に鉛直スリットを設けない場合の対処としては、柱に袖壁の剛性を加味することとし、具体的には本解説の「6.1.5) 柱・梁の剛性評価における置換」を参照して下さい。ただし、袖壁の影響は施工精度・ひび割れなどを含め、現在のところ定量的に評価することは困難と思われるので、平19年国交告594号第1 第二号の観点から、袖壁の評価が過大である場合を考え、袖壁の無い一般の柱の一次設計における負担せん断力が減少しすぎないように注意することも必要かと思われます。</p>	
(2) 他の参考図書	
<p>「壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針」 平成16年版 編集： 国土交通省国土技術政策総合研究所 独立行政法人建築研究所 都市基盤整備公団 日本建築行政会議 社団法人プレハブ建築協会 財団法人日本建築センター</p> <p>上記書籍は壁式ラーメン鉄筋コンクリート造を対象としており、建築物全体の剛性が高く、一般的な鉄筋コンクリート造にそのまま適用できるものではありませんが、P.92「8.2 スリット」の解説において、「*長さ200mm未満の袖壁にはスリットは不要である。」と述べられています。</p>	
(3) 設計に対する考え方の事例	
<p>当初、柱際に鉛直スリット、直下に水平スリットを設けていたが(A図)、袖壁部分の施工性を改善するため、見付幅30cm・壁厚15cm以下の場合には鉛直スリット及び直下の水平スリットを取り止める、柱に対しては断面積比で剛性を考慮し、梁に対しては袖壁による剛域を考慮した(B図)。</p> <p>柱の剛域長が大きく増大するような袖壁・垂壁に接する場合は、開口端部で袖壁・垂れ壁に鉛直スリットを設けることで柱の可撓長さを確保し応力集中を避けることとした。計算モデルは、1次・2次設計共に剛性評価を行い、断面計算・終局耐力計算は袖壁が無いものとして計算した。</p>	
	
【参考文献・資料】	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.1	剛性
	6.1.10) 階段部のスリット 階段及び踊り場周囲の20cm厚の壁が3方スリットとなっているが、柱と踊り場が一体なので壁が柱を拘束することにならないかの検討事例

【解説】

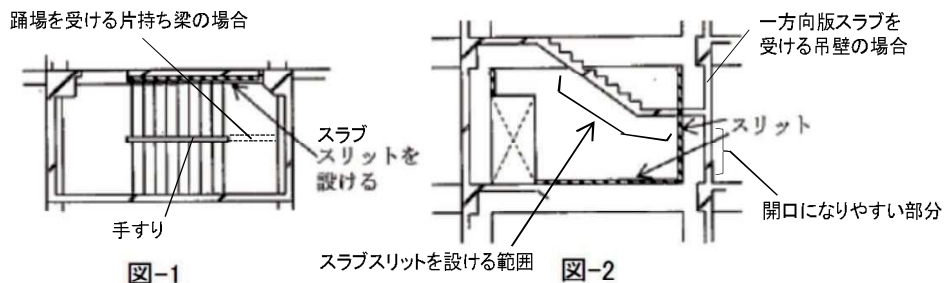
(1) 背景

階段室部分の壁に鉛直・水平スリットを設けても、階段・踊り場スラブにより変位が拘束されることが考えられるために、スリットの有効性についての配慮です。

図-1、図-2は同じ階段室を表しています。このような形状では、階段室の壁にスリットを設けても柱と踊り場が一体なので壁が柱を拘束します。また こうした部分は重量も重く壁厚も厚くできることが多いので、出来れば図-2に示される開口部寸法を調整して耐力壁とすることが望ましいと思われます。それが困難な場合は、壁と階段・踊り場の間にスラブスリット(スラブに設けるスリット)を設けるか、階段を鉄骨造とするなどして柱を拘束しないようする必要があります。

また、踊り場の取付く壁も耐力壁となるように調整することが良いと思われます。が、両脇を鉛直スリットとして梁からの吊壁でスラブを受けると言うのも一つの考え方として無いわけではありません。(踊り場下が開口部であることが多い。また、その場合は踊り場床版と柱との間にスラブスリットが必要になります。)

中央の階段手すりを階段受壁として踊り場へ片持ち梁を出して踊り場を受けると言うのも考え方の一つです。いずれにしろ、こうした部分は計画段階で意匠サイドとも十分打合せをして検討をしておくことが必要と思われます。



(2) 設計に対する考え方の事例

- ①壁と階段の間にスラブスリットを設けて柱を拘束しないようにする。(階段は一方版スラブとして設計する。)
- ②階段を鉄骨造として柱を拘束しないようにする。
- ③スリットを取り止めて耐震壁として設計する。

【参考文献・資料】

- ・構造スリット設計指針 (社)日本建築構造技術者協会 P. 45
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010) 第8版 2010年2月 P. 484 付10. 壁付部材の復元力モデルと許容曲げモーメント

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.1	剛性
	6.1.11) 外側袖壁の扱い <ul style="list-style-type: none"> ・耐力壁方向の外端柱に袖壁が取り付いており、鉛直及び水平スリットが設けられている事の構造的有効性を問う事例 ・ラーメン方向の外端柱に袖壁が取り付いており、鉛直及び水平スリットが設けられている事の構造的有効性を問う事例

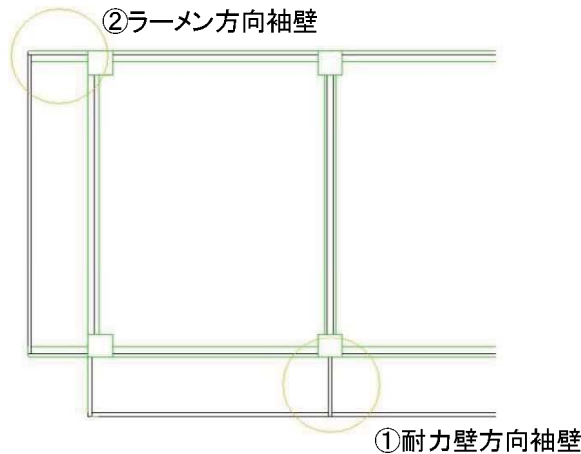
【解説】

(1) 背景

主に共同住宅に見られるケースですが、外端柱からフレーム外側に飛び出している袖壁についての指摘です。柱剛性への影響を回避するため袖壁での柱際スリットが多用されますが、漏水の原因となることや小さい袖壁の場合、施工（特にコンクリート充填）が困難かつコンクリート仕上がりの精度不良となりやすいことなどから、スリットは取り止めることも考え方の一つです。

ケースとしては、耐力壁方向の外部袖壁、ラーメン方向の外部袖壁の場合が挙げられます。

外部袖壁について、スリットを設けて剛性上全く評価されていないケースが珍しくありませんが、雑壁は主架構部材の剛性に影響を与えるため設計上の配慮が必要と考えます。



(2) 他の参考図書

袖壁の上下端がフレームに接していないことから「技術基準解説書 2015年版」P.684 タイプAの袖壁と同様な状態となると思われます。(図-1) 以下に同書の説明を抜粋します。腰壁を袖壁、はり柱を入れ替えれば本ケースに対応します。

「残りの1辺が剛接型の場合は、その壁を必要に応じて取り付く部材の剛性評価に考慮する必要がある。例えば、せいの高い腰壁に完全スリットを設けて腰壁を非構造部材とする場合には、はりの断面二次モーメントの計算に腰壁を考慮するほか、完全スリット部にはりの塑性変形が集中することにより柱はり接合部内でのはり主筋の付着劣化が促進されることに対して、付着強度を適切に低減させて考える等の配慮が必要である。」

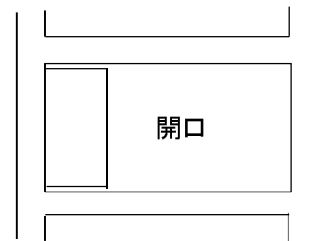


図-1

(3) 設計に対する考え方の事例

① 耐力壁方向について

- ・ 壁量も多く袖壁剛性が架構全体に及ぼす影響が少ないので、統一した剛性評価により袖壁剛性を考慮して設計し、鉛直スリットを取り止めて解析を行った。

② ラーメン方向について

- ・ 袖壁が比較的小さく剛性評価を行っても架構全体に及ぼす影響が小さいので、スリットを取り止めて柱への剛性評価を行う設計とした。
- ・ 持ち出し部につき、柱際に鉛直スリットを設ければ水平スリットが無くともフレームに与える影響は少ないと考えられるので(図-2)、袖壁の水平スリットを取り止め 柱際の鉛直スリットのみ設け、柱への剛度割り増しを行わない設計とした(図-3)。

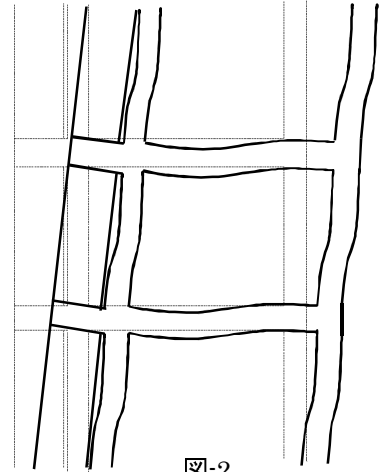


図-2

ラーメン方向の袖壁について(片持ち梁あり)

- ・ 水平スリットを取り止め。
- ・ 鉛直スリットのみとした。

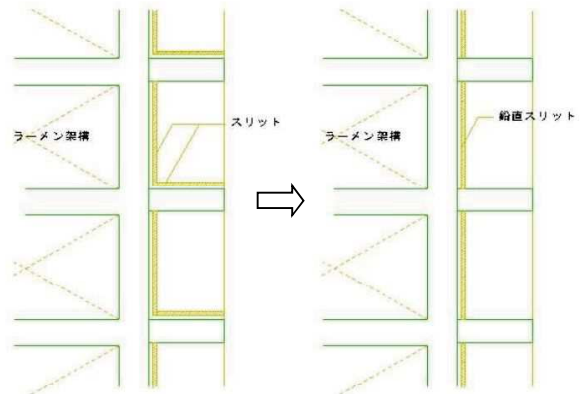


図-3

【参考文献・資料】

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.2	応力
	<p>6.2.1) 下階壁抜け通りの隣接通りへのせん断力の伝達</p> <p>例えば、2通りの連層耐力壁1階は下階壁抜けであることについて、2階以上の地震力が隣接する1、3通りの1階の壁に伝達可能かどうか2階スラブの検討事例</p>
【解説】	
(1) 背景	
<p>1階のみ中央の連層耐力壁が抜けている建築物について、2階以上の階の中央にある連層耐力壁が負担しているせん断力が1階において、2階床スラブを介して両側の耐力壁に移行するため、そのせん断力が2階床スラブで伝達可能かどうかの検討が必要となります。</p>	
(2) 設計に対する考え方の事例	
【例】	
<p>ここで、2階床部分での地震力増加(発生する地震力)が3構面均等に300kNずつ増加するとした場合に</p>	
<p>例では、2通りの2階EWの負担せん断力は、2000KNですが、1階柱の負担せん断力は、$200\text{KN} \times 2 = 400\text{KN}$となっています。この400KNには2通りの2階床部分に作用する地震力(300KN)が含まれていることから $(2000 - 400 + 300) / 2 = 950\text{KN}$のせん断力が2階床スラブを介して両側の耐震壁に移行したことになります。この面内せん断力がコンクリートの短期許容せん断力(鉄筋非考慮)以下であることを確認します。また、保有水平耐力時については、面内せん断耐力を$0.1F_c$程度として検討する方法もあります。</p>	
<p>同様なケースとして、杭の水平力の検討について全杭に均等にせん断力を負担させる場合や地下階のある建築物で1階と地下階で耐震要素の配置にずれがある場合等についても同様な検討が必要です。</p>	
【参考文献・資料】	
<ul style="list-style-type: none"> ・高層建築物の構造設計実務 P68～71 235～237 ・RC建築構造の設計(社団法人 日本建築構造技術者協会) P289) 	

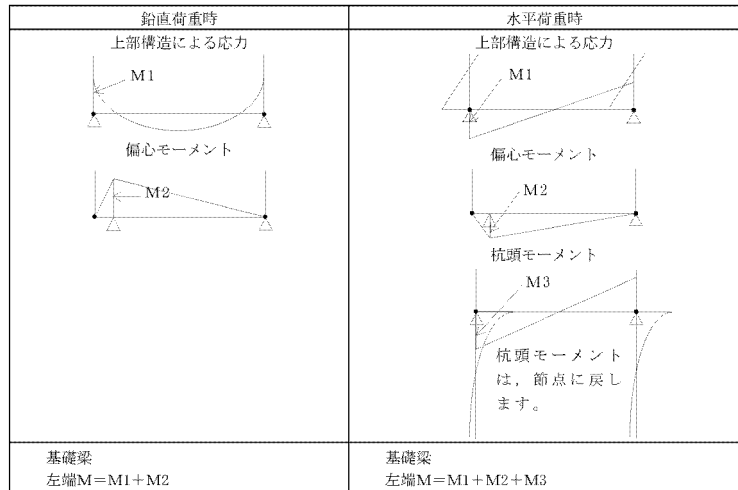
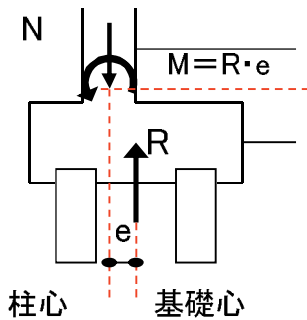
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.2	応力
	<p>6.2.2) 基礎の偏心による付加曲げモーメント</p> <p>基礎の偏心に起因する地中梁に生じる付加曲げモーメントを地中梁の断面設計にどのように考慮しているのかの説明事例</p>

【解説】

(1) 背景

偏心による曲げモーメントの処理について許容応力度設計時、および 保有水平耐力への考慮について確認する必要があります。



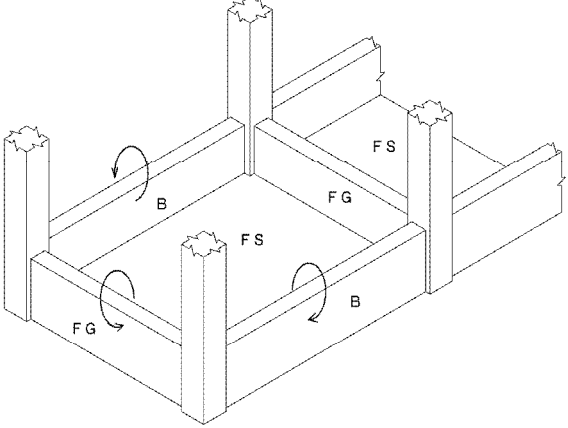
応力状態

(2) 設計に対する考え方の事例

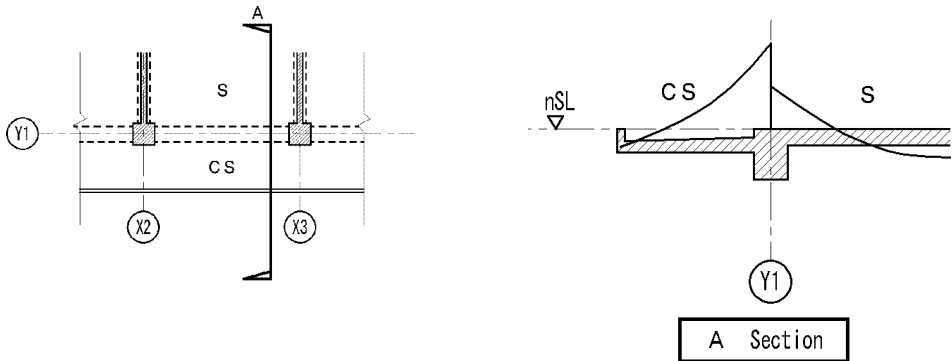
- 1) 地中梁で処理を行っている。
- 2) 支点反力の計算に偏心、杭頭モーメントを考慮した検討を行っている。
- 3) 保有水平耐力時は、メカニズム時の曲げモーメントに加えて偏心曲げモーメントも考慮した設計を行っている。

【参考文献・資料】

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.2	応力 (参考) 6.3.9)、10.5.13) に類似の項目があります。
	<p>6.2.3) ベタ基礎による地中梁のねじりモーメント</p> <p>べた基礎を4辺固定スラブとして設計されていることについて、固定端の曲げモーメントは地中梁にねじりモーメントとして作用するので、地中梁の安全性を検討、または、版外端の固定度を低下させた場合の検討事例</p>
<p>【解説】</p> <p><u>(1) 背景</u></p> <p>FSベタ基礎版の設計が四辺固定としてなされている。 (電算システムでの計算によく見られる。) この時、FSの固定端モーメントをG、B地中梁の振り抵抗で支伝達することの確認が必要である。</p>  <p><u>(2) 設計に対する考え方の事例</u></p> <p>1) 地中梁のねじれ剛性が小さいとして、FS版は周辺支持として計算を行っている。 2) 外端となる地中梁は、FS版の版厚以上としてねじれモーメントに対して断面、配筋を確認している。</p>	
<p>【参考文献・資料】</p>	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.2	応力
	6.2.4) 片持ち部分からの大梁へのねじれ 片持ち部分における大梁のねじれの検討事例
<p>【解説】</p> <p><u>(1) 背景</u></p>  <p>Y通りを境界に、CSとSの応力、配筋が釣合っていない場合に、CSの固定端モーメント、配筋がSに比べて大きい時はCSの端部とS側へ適切な長さで定着させる等の配慮が求められます。</p> <p><u>(2) 設計に対する考え方の事例</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 1) CS側の配筋をS側へ、応力が充分小さいとみなせる位置（例えば$l_x/4$）まで定着している。 2) Y通りの梁の振れ抵抗で処理している。 <p>【参考文献・資料】</p>	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.2	応力
	<p>6.2.8) 梁増打ちの考慮</p> <p>梁が増打ちされているため、これを考慮した内法高さは考慮しない場合よりも小さいものとなっている、また、増打ちを考慮した位置での応力を断面算定用の応力として採用しているため、考慮しない場合（梁フェイス位置）の応力よりも小さくなっていることについての説明事例</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>梁の増打ちにより、内法、剛域、断面算定位置、剛性の増減による反曲点の位置などさまざまな安全性の要素を考えなくてはなりません。2次設計においても、ヒンジ位置、せん断設計に対する考慮について原設計の考えを尋ねるものです。</p> <p>一次設計時は、ひび割れ前の初期剛性に立脚した応力計算が前提です。</p> <p>梁の剛度増大率、1階柱脚部の剛域、せん断設計の内法スパンには増し打ちを考慮して設定する。断面算定では、増し打ち補強の定着長さ、安全性は充分考慮されていないので、1階柱脚の断面算定位置は、正規の地中梁面で算定する。保有水平耐力時の1階柱脚ヒンジ位置も、正規の地中梁面と設定する。などの配慮が必要です。</p> <div data-bbox="1034 817 1391 1249" data-label="Diagram"> </div> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <p>増し打ち部分の剛性を考慮し、増打ち配筋も考慮が有効なものとしている。また、柱の断面算定位置、ヒンジ位置を増打ちを考慮して曲げ、せん断(特にせん断)の安全性について検討している。</p>	
<p>【参考文献・資料】</p>	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.3	断面検討
	6.3.1) 複数開口を有する耐力壁の設計 複数開口のある耐力壁の開口の扱いの説明事例

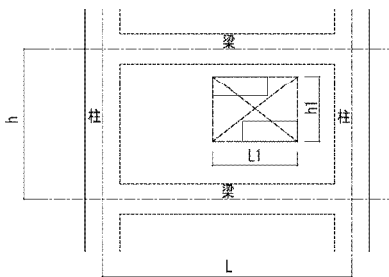
【解説】

(1) 背景

開口を有する耐力壁を、開口の大きさ、位置のそれぞれの評価の妥当性を確認したものです。

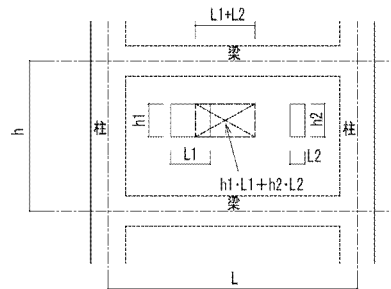
- ① 開口部の包絡方法など解釈・設定にばらつきがある。
- ② 包絡開口として評価すべき複数開口を面積等価で評価する。
- ③ 解析上モデル化した開口の設定位置により剛域の設定。
- ④ 部材剛性の評価。

が実状に合わない等の問題が多くみられます。



高さ h_1 、長さ L_1 の開口とみなす。

(a) 包絡する開口部とみなす方法。

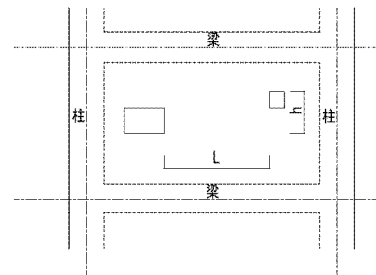


$\sqrt{h_0 \cdot L_0 / h \cdot L}$ において、 $h_0 \cdot L_0$ を $h_1 \cdot L_1 + h_2 \cdot L_2$ とみなす。
 L_0 / L において、 $L_0 = L_1 + L_2$ とする。

(b) 面積等価の開口部とみなす方法。

(2) 設計に対する考え方の事例

- 1) $L \geq 1.5h$ かつ $L \geq 1.0m$ の時、面積等価開口部とみなしている。
- 2) 開口周比、開口幅比が 0.05 以下の開口は無視している。
- 3) 複数開口の場合は包括か面積等価開口かなどの理由を明確にしている。

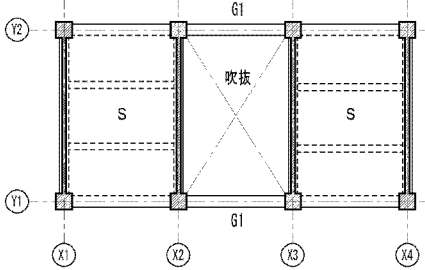
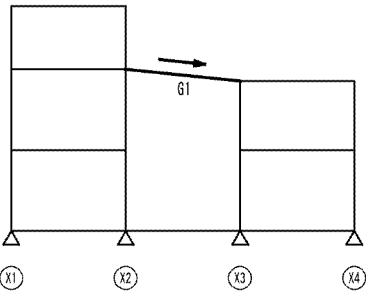


$L \geq 1.5h$ かつ $L \geq 1m$ のとき、面積等価の開口部とみなす。

【参考文献・資料】

- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書、第1版、平成27年6月、p284～
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010)、第8版、2010年2月、(社)日本建築学会、p663, 664

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.3	断面検討
	<p>6.3.4) 大梁への軸方向力の考慮</p> <p>大梁の断面設計において軸力の考慮が無となっている場合で、部分的に非剛床解析を採用されているので、その周辺梁については軸力を考慮した検討事例</p>
<p>【解説】</p> <p><u>(1) 背景</u></p> <p>床版等が抜けていて、梁が単独に存在する状況で、梁の軸力で荷重伝達をしている場合について柱的な設計の必要性がある場合の事例です。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>吹抜け部分伏図</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>軸相モデル化</p> </div> </div> <p>X1～X2間と、X3～X4間は多剛床と考えられます。多剛床では、水平変位が異なるので、変位量の差が大きい場合には、X方向については、G1材に軸変形が生じ、軸力の考慮が必要となります。 また、Y方向については、G1にY方向強制変位が作用し、曲げ、せん断により検討が必要です。</p> <p><u>(2) 設計に対する考え方の事例</u></p> <p>大梁の断面算定において、軸力を考慮して柱として検討している。</p> <p>【参考文献・資料】</p>	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

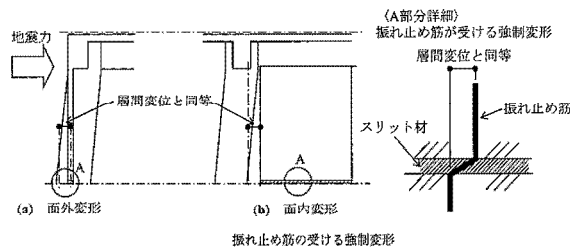
6	鉄筋コンクリート造
6.3	断面検討
	6.3.5) スリットを設けた雑壁の面外方向の検討 <ul style="list-style-type: none"> ・三方スリットを設けた雑壁の面外方向の検討事例 ・シングル配筋のスリット壁の面外方向の検討事例

【解説】

(1) 背景

完全スリットは雑壁と柱及び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ですが、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)を設けます。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恐れがあります。振れ止め筋の径及び間隔は一般的にはD10@400程度です。

窓開口の場合、図2のようにスリットを設けるのが一般的ですが、図1のスリットが設けられる場合があります。この場合の窓下の壁は一端ピン、他端自由で面外方向力に抵抗できません。

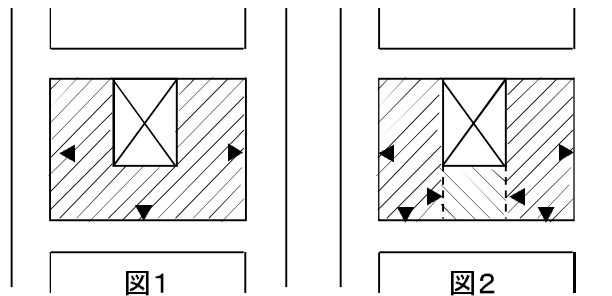


(2) 設計に対する考え方の事例

- ① 雑壁を片持ちとして検討している。
(図2の窓下)
 - ② 一辺固定他端ピン支持として検討している。
(図1、2の斜線部。ただし、図1については窓下部の地震力も負担)
- なお、どちらの場合も C_0 を適切に設定し、

$$f_t \leq \sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau^2}$$

となるように振れ止め筋の径及び間隔を設計する必要があります。

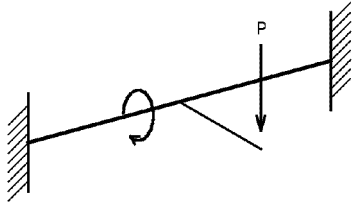
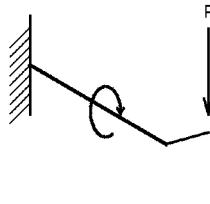
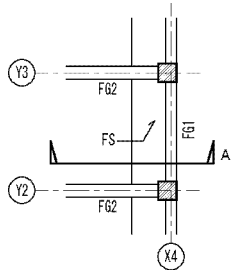
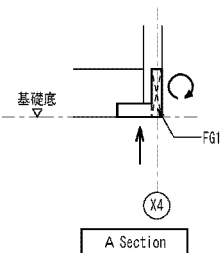


さらに、下記のように記述した文献もあります。
 振れ止め筋とコンクリートとを切り離すために養生材として筒状の発砲ポリエチレン(厚さ8mm程度)をかぶせる場合は養生材が容易に変形するので振れ止め筋に力が伝わらず面外方向に対する支持点とみなせなくなるため、養生材の圧縮による縮み量を考慮して、壁の固定端と振れ止め筋の分担せん断力を評価する必要があります。

【参考文献・資料】

・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, 2009年7月, (社)日本建築構造技術者協会, p46

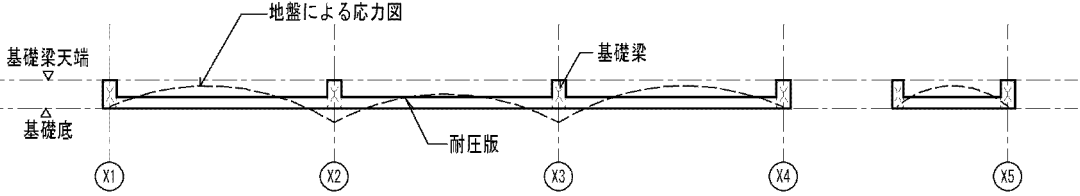
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.3	断面検討
	6.3.7) ねじれに対する地中梁の検討 地中梁のねじれに対して長期曲げ負担とねじれによる負担の組合せにより軸方向筋及び腹筋の検討事例
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>(イ) に示すような屋外階段の脚部を支持する地中小梁が地中梁に取り付く場合や (ロ) に示すような偏心基礎等による地中梁のねじれに対する検討及び当該ねじれと長期荷重による応力を組み合わせた検討が必要となる場合があります。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>(a)</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(b)</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(イ)</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(ロ)</p> </div> </div> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <ol style="list-style-type: none"> ① ねじれを処理するために必要な補強筋（軸方向筋及びあばら筋）を鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説により求め、当初設計の鉄筋量に加える。 ② 一貫計算において、偏心基礎によるねじれ応力を考慮した地中梁の断面算定を行う。 <p>※1. ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋として腹筋を用いる場合は、その腹筋を部材全長にわたり連続させ、端部では柱梁接合部等の支持部材内に（例えばL2以上）有効に定着させることが必要です。</p> <p>※2. 偏心基礎がある場合、保有水平耐力の算定においても、地中梁にねじれ応力を考慮する（最終的にFG2への偏心モーメントとして処理する）必要があります。</p> <p>【参考文献・資料】</p> <p>・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2010） 第8版 2010年2月 p367～</p>	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.3	断面検討
	6.3.8) 大型床版を支持する梁の振れ 大型床版外端部を支持する梁には床版端部の応力が振れ応力として加わる事への対応事例
【解説】	
(1) 背景	
RC造マンションなどで、ボイドスラブなどの大型の床版を使用することが多くなっています。その場合に、スラブ外端部の固定度を適切に評価し、受梁はその外端部応力に耐える必要があります。	
RC造の梁では振れ応力に対して軸方向筋(主筋・腹筋)と外周部のあばら筋(中子筋は基本的に考慮できません)で対処することになります。	
(2) 設計に対する考え方の事例	
1) FEM解析を用いて床版の固定度を評価し、その外端部応力を受梁の振れ応力とした。その際、受梁の振じり力は安全側として、最大単位幅床版応力に梁内法スパンの1/2の長さを乗じた値とした。	
2) 受梁断面の検討方法は学会RC規準(2010)によった。	
i) 原則、軸方向筋はL2定着の腹筋で処理し、構造図にその旨を記載した。ただし、腹筋で不足した場合は不足分が、主応力での長期・短期断面検討時の上下梁主筋の余力の範囲内であることを確認した。	
ii) あばら筋については外郭部のみで対処した。ただし、主応力での長期・短期断面検討の結果での必要量から中子筋量を減じて、振れ応力での必要分を加えた値が外周部あばら筋量以下であることを確認した。	
【参考文献・資料】	
・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010) 第8版 2010年2月 p364～P373	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.3	断面検討 (参考) 1.5.1)、6.2.3)、10.5.13)
	<p>6.3.9) 耐力版の設計</p> <p>耐力版が4辺固定で設計されていることに関して、外周部基礎梁で耐力版端部モーメントの処理の検討事例</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>周辺固定度が小さい場合、周辺支持及び四隅支持等の境界条件で検討する必要があります。 スラブが剛な梁に剛接される場合、その辺では固定された平板として扱われることが多いですが、梁の曲げ剛性やねじり剛性が小さい場合には、その梁のたわみや回転によってスラブの曲げモーメント分布が変化します。床スラブの厚さに比べて周辺の梁断面が小さい場合、吹き抜け又は開口部まわりの床スラブでは梁の剛性に見合う適切な支持条件を選択する必要があります。【10.5.13)、1.5.1)も参照】</p>  <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 耐力版端部を支持とした四辺支持の版として設計している。 ② フラットスラブとして検討している。 ③ 四隅ピン支点として検討している。 ④ 外周地中梁のねじれ抵抗で耐力版端部モーメントを処理している。 <p>連続する耐力版を四辺固定支持として設計する場合は、連続する耐力版ではFS1とFS2の応力に連続性を持たせ、版厚、配筋には注意が必要です。応力に差がある時は、接続する梁FG1のねじれ抵抗の検討も必要です。</p> <p>【参考文献・資料】</p>	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.3	断面検討
6.3.10)	端部と中央で配筋量が大きく異なる大梁 大梁端部主筋本数に対して中央主筋本数が $1/3 \sim 1/2$ 程度のもが多く見られる状況での、スパンの $1/4$ 付近において断面算定を行い、中央主筋本数に問題がないかを確認する事例
【解説】	
(1) 背景 短スパンを含む連続梁等で長期荷重時応力と水平荷重時応力(地震時)の和が大梁のスパンの $1/4$ 付近で比較的大きな場合に、大梁の中央主筋本数が端部の主筋本数に対して $1/2$ 以下されており、スパンの $1/4$ 付近での応力に対して主筋本数が不足している場合があります。 この様に偏った応力が大梁に生じる場合には、スパンの $1/4$ 部分で大梁の断面検討が必要になってきます。同様に小梁についても連続端と終端のように端部応力が変化する場合など、応力状態が異なるときにスパンの $1/4$ 付近への注意が必要となります。	
(2) 設計に対する考え方の事例 大梁スパンの $1/4$ 付近で水平荷重時に長期荷重時を加味することで大きな応力が生じている為、大梁の端部・中央部の断面検討以外にスパンの $1/4$ 付近での検討を追加し、大梁断面の必要主筋本数の確認をしました。また、所定の定着を確保する為の検討を追加します。 同様に基礎梁付の偏心杭基礎や基礎梁付独立偏心基礎では偏心モーメントを基礎梁に負担させる為、スパンの部分応力を確認し端部と中央部においても断面検討を行いました。 (注意) 長期応力の重ね合せについて、梁端にヒンジが生じた時は、単純梁としての長期応力が作用します。一貫計算による検討ではこの点が考慮されていないことがみられますので注意が必要となります。	
【参考文献・資料】	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート
6.3	断面算定
	6.3.11) 梁の付着割裂 <ul style="list-style-type: none"> ・ 梁の配筋の多い箇所では付着割裂の検討 ・ ルート3の建物で「RC規準(1999年版)」による大梁のカットオフ長さの検討で、引張鉄筋の引張応力度が(一次設計時の)存在引張応力度で行われていることがある。この場合、引張鉄筋の引張応力度σ_tは引張鉄筋の降伏強度σ_yとしての検討の必要性 ・ 終局時における付着割裂の検討において、「KSS785 使用箇所は塑性理論式を採用している為問題ありません」と記されていることについて、カットオフ筋のある場合にも採用出来るか否かの確認

【解説】

(1) 背景

「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(以後「RC規準」と略記)(2010年版)」において付着の規定が大きく改定されました。改定のポイントは使用性の確保及び損傷制御レベルである一次設計時の検討には「RC規準(1991年版)」のいわゆる曲げ付着と定着付着を復活させ、安全性の確保の終局時の検討には「RC規準(1999年版)」の付着割裂強度に基づく設計法を採用したことです。

(財)建築行政情報センター(ICBA)「構造関係基準に関するQ&A」NO.65の回答が「RC規準(2010年版)」を踏襲し、2010/03/05に下記のように改定されました。要約すると以下のようになります。

●一次設計時における付着の検討

ルート1～3のすべての場合に必要です。一次設計としての許容付着応力度の検討は、「RC規準(1991年版)」の方法によることができます。

●終局における付着割裂の検討

ルート1、ルート2-1、2-2では検討を省略することができます。(付着応力度が大きい部材では検討することが望ましいといえます。)

付着割裂の検討は、引張鉄筋が多い場合、強度の高いコンクリートと鉄筋を用いている場合、鉄筋をカットオフしている部材では特に重要となります。検討方法の例としては「RC規準(1999年版)」の16条(付着および継手)、17条(定着)に示される方法。ただし、引張鉄筋の引張応力度 σ_t は引張鉄筋の降伏強度 σ_y (基準強度の1.1倍)と置き換えます。すなわち「RC規準(2010年版)」の規定といえます。

ICBA Q&A NO.29に対する判定支援ネットワーク「受付番号000099」の回答において、梁の付着割裂破壊の防止のため、荒川式を適用する条件として、圧縮強度が60N/mm²以下の普通コンクリートとSD390以下の強度の鉄筋を用いた場合としています。荒川式はせん断破壊と付着割裂破壊の2つを含めて終局せん断耐力を評価する実験式ですが、必ずしも付着割裂破壊を保証したものではありません。場合によっては付着割裂の検討が必要になることがあります。カットオフ鉄筋がある場合は別途検討を行う必要があるとしています。

表-1 配筋による検討の要否

梁符号	通し筋	カットオフ筋
G1	必要	不要
G2	必要	必要

符 号 位 置	G ₁		G ₂	
	全断面	端 部	中 央	
階				
B × D	700 × 800	700 × 800		
上端筋	10 - D29	10 - D29	7 - D29	
下端筋	9 - D29	9 - D29	7 - D29	
STP	Ⅲ - S13@100	Ⅲ - S13@100		
補筋	2 - D10	2 - D10		

図-1 大梁配筋例

梁の断面配筋には図-1に示すように、全断面同一配筋(梁符号G1:通し筋タイプ)の場合と端部中央別配筋(梁符号G2;カットオフ筋タイプ)場合があります。図中のせん断補強筋(STP)のS13は高強度せん断補強筋(KSS785)を示します。梁の付着割裂の検討は通し筋とカットオフ筋を分けて考える必要があります。表-1に2つの梁について検討の要否を示します。

ただし、せん断補強筋に高強度せん断補強筋を使用する場合(終局時のせん断検討を塑性理論式で行う場合)には通し筋の付着割裂の検討は不要となります。この場合でもカットオフ鉄筋がある場合は別途検討を行う必要があります。

(2) 具体的な対応方法の例

付着割裂破壊に対する安全性確保の検討式には、以下の方法があります。尚、①と②では下表の強度の他、設計用付着応力度の取り方に違いがあります(引張鉄筋強度の設定が異なります)。

① 「技術基準解説書2015年版」 P. 659～(付1.3-20) (付1.3-21) (付1.3-22) 式

式中 ・ 引張鉄筋強度：上限強度($\sigma_{yu}=1.25\sigma_y$) ※SD490では上限強度($\sigma_{yu}=1.1\sigma_y$)
 ・ 付着割裂強度：(付1.3-20) (付1.3-21)式

・ 引張鉄筋の付着長さL 通し筋：梁の内法長さ カットオフ筋：カットオフ長さ

② 「RC規準(2010)」 P. 199～ P. 199～ 16条1.(4)3)：(16.5) (16.6) (16.7)式、式中 引張鉄筋の付着長さは以下となります。ただし、カットオフ長さは(16.5)式と (5)付着に関する構造規定 1)の長いほうで決定することになります。

式中 ・ 引張鉄筋強度：信頼強度($1.1\sigma_y$) ※SD490では上限強度($1.1\sigma_y$)
 ・ 付着割裂強度：(16.5)式の $K \cdot f \cdot b$
 ・ 付着長さ

梁端の状態	付着長さ	
	通し筋	カットオフ筋
両端弾性	L	—
一端弾性、他端塑性	L	—
両端塑性(せん断ひび割れ発生)	(L+d)/2	Lc
両端塑性(せん断ひび割れ発生せず)	L/2	Lc+d

L：梁の内法長さ
 Lc：カットオフ長さ
 d：梁の有効せい

(3) 設計に対する考え方の事例

① 「技術基準解説書2015年版」により、梁筋の付着の検定を用いて梁通し筋の検討、カットオフ筋の必要カットオフ筋長さを算定する。

※解説書 文献8) 日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保障型耐震設計指針・同解説, 1999. 8」(P. 175～)によると

設計用付着応力度 $\tau_f = \frac{d_b \Delta \sigma}{4(L-d)}$ (N/m²) (付1.3-22)

σ_y ：主筋の信頼強度
 σ_{yu} ：主筋の上限強度($1.25\sigma_y$) ※SD345, SD390の場合

L：梁の内法長さ
 d：梁の有効せい
 d_b ：主筋径

部材両端部の条件	一段目主筋	二段目主筋
両端に正負繰返し降伏ヒンジを計画する部材	$\Delta\sigma = 2\sigma_{yu}$	$\Delta\sigma = 1.5\sigma_{yu}$
一端にのみ降伏ヒンジを計画する部材 及び正加力時・負加力時の一方にのみ両端に降伏ヒンジが生ずる部材	$\Delta\sigma = \sigma_{yu} + \sigma_y$	$\Delta\sigma = \sigma_{yu} + 0.5\sigma_y$
降伏ヒンジを計画しない部材	$\Delta\sigma = 2\sigma_y$	$\Delta\sigma = 1.5\sigma_y$

【一段目主筋の場合】

- 付着信頼強度 $\tau_{bu} = \alpha_t \{ (0.085b_i + 0.10)\sqrt{\sigma_B} + \kappa_{st} \}$ (N/m²) (付1.3-20)
 付着信頼強度低減係数 $\alpha_t = 0.75 + \sigma_B/400$ (梁の上端主筋)
 $\alpha_t = 1$ (その他)
 割裂線長さ比 $b_i = \min(b_{si}, b_{ci})$
 $b_{si} = (b - N_1 \cdot d_b) / (N_1 \cdot d_b)$
 $b_{ci} = \{ \sqrt{2}(d_{cs} + d_{ct}) - d_b \} / d_b$
 横補強筋の効果 $\kappa_{st} = (54 + 45N_w/N_1)(b_{si} + 1) p_w$ ($b_{ci} \geq b_{si}$ のとき)
 $\kappa_{st} = 140A_w / (d_b \cdot S)$ ($b_{ci} < b_{si}$ のとき)
- σ_B : コンクリートの圧縮強度
 b : 梁巾
 N_1 : 一段目主筋の本数
 d_b : 主筋径
 d_{cs} : 主筋の中心から側面までのかぶり厚さ
 d_{ct} : 主筋の中心からの上下方向のかぶり厚さ
 N_w : 1組の横補強筋の足の本数 (=Ns-1)
 p_w : 補強筋比
 A_w : 横補強筋1本の断面積
 S : 横補強筋間隔
 N_s : 中子筋の本数

【二段目主筋の場合】

- 付着信頼強度 $\tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_t \{ (0.085b_{si2} + 0.10)\sqrt{\sigma_B} + \kappa_{st2} \}$ (N/m²) (付1.3-21)
 付着信頼強度低減係数 $\alpha_2 = 0.6$
 割裂線長さ比 $b_{si2} = (b - N_2 \cdot d_b) / (N_2 \cdot d_b)$
 同 $\kappa_{st2} = 99(d_{si2} + 1) p_w$
- N_2 : 二段目主筋の本数

以下に、二段目カットオフ筋の場合の1例をG1にて示します。

1) 使用材料

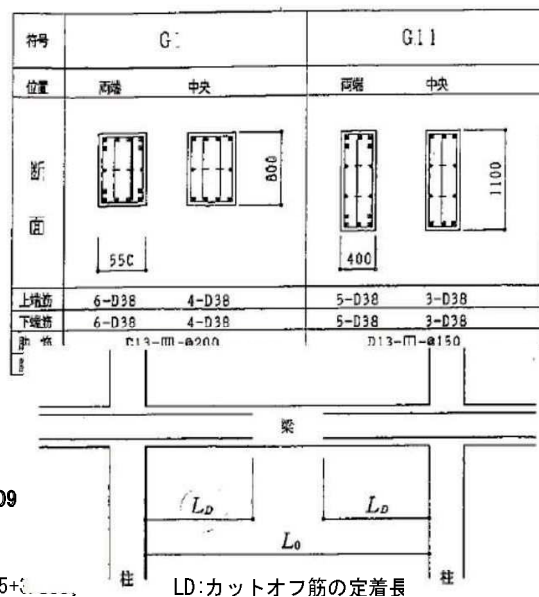
コンクリート Fc42
 鉄筋 主筋SD390 (上限強度 $\sigma_{yu}=485\text{N/mm}^2$)
 横補強筋 SD295A

2) その他

Lo=5200mm
 3) 計算 Lo/4+15d_b=5200/4+38×15=1870mm
 b=550mm $N_2=2$ $d_b=38$ $P_w=0.004618$
 d=440mm $\sigma_B=42\text{N/mm}^2$ $\sigma_{yu}=485\text{N/mm}^2$

3) 計算

$\alpha_t = 0.75 + \sigma_B/400 = 0.75 + 42/400 = 0.855$
 $b_{si2} = (b - N_2 \cdot d_b) / (N_2 \cdot d_b) = (550 - 2 \times 38) / (2 \times 38) = 6.237$
 $\kappa_{st2} = 99 \cdot (b_{si2} + 1) \cdot p_w = 99 \cdot (6.237 + 1) \times 0.004618 = 3.309$
 $\alpha_2 = 0.6$
 $\tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_t \{ (0.085 \times b_{si2} + 0.10) \times \sigma_B^{0.5} + \kappa_{st2} \}$
 $= 0.6 \times 0.855 \times \{ (0.085 \times 6.237 + 0.10) \times (42)^{0.5} + 3.309 \}$
 $= 3.793$



$$\Delta\sigma = \sigma_{yu} = 485$$

ここで、 $\tau_f = \tau_{bu2}$ とおけば

$$L_D = d_b \cdot \Delta\sigma_{yu} / (4 \cdot \tau_{bu2}) + d = 38 \times 485 / (4 \times 3.793) + 440 = 1655$$

$$1870 > 1655 \rightarrow 1870 \text{mm}$$

② 「RC規準(2010)」に基づく株式会社ストラクチャー「RCチャート8」3.20梁筋の付着の検定を用いて梁通し筋の検討、カットオフ筋の必要カットオフ筋長さを算定する。下記に1例を示す。

RG2 梁断面: 500 x 800, 内のり長さ: 7.16m 端部配筋 上端 6-D25, 下端 4-D25, ST. 2-D13@200 中央配筋 上端 4-D25, 下端 6-D25, ST. 2-D13@200 コンクリート Fc24, 鉄筋 SD345(主筋), SD295(ST.) 端部のカットオフ筋の長さ 2600 (直接入力による) 梁の有効せい 732(一段筋), 732(全断面) 損傷制御の検討: 行わない 安全性の確保の検討 My = 761(上引張時), 507(下引張時) 割増係数 1.10 カットオフ筋が不要になる位置 1762 fb = 1.20(一段筋)	損傷制御		
	端部一段筋	端部二段筋	
カット オフ筋	σ_t τ_{a2} 必要ld		
通し筋	σ_t ld		
安全性の確保			
	C, W	47.8, 16.9	
	K	1.18	
カット オフ筋	τ_y 必要ld	1.15 < 1.41 2494 < 2600	
通し筋	ld	3941	
	τ_y	0.67 < 1.41	

以下に「RC規準(2010)」に基づき、数値の検証をしてみます。

(16.5)式によるLd1は σ_y の代わりに $\sigma_u (=1.1\sigma_y)$ を用いて

$$Ld1 = \sigma_u \cdot dt / (4 \cdot K \cdot fb) + d = 2407 \text{mm}$$

次に、「RC規準(2010)」16条(5)付着に関する構造規定(1)“カットオフ鉄筋の計算上不要となる断面を超えて部材有効せいd以上延長する”を満足するLd2を求めます。

危険断面における上引張時曲げ終局強度Muは

$$Mu = 0.9at \cdot \sigma_u \cdot de = 0.9 \times 6 \times 5.07 \times 34.5 \times 1.1 \times 0.732 = 761 \text{kNm}$$

同様に下引張時のMu=507kNm

カットオフ筋が計算上不要となる断面での梁中央上筋の引張応力度を $\sigma_y = 345 \text{N/mm}^2$ (短期)として

$$\text{safeMr} = 4 \times 5.07 \times 34.5 \times 0.732 \times 7/8 = 448 \text{kNm}$$

安全性確保の検討時における曲げモーメント分布を図-2に示す直線と仮定します。

カットオフ筋が計算上不要となる位置は

$$7150 \times 6/10 \times (1 - 448/761) = 1762 \text{mm}$$

$$Ld2 = 1762 + 732 = 2494 \text{mm}$$

$$Ld = \max(Ld1, Ld2) = 2494 \text{mm}$$

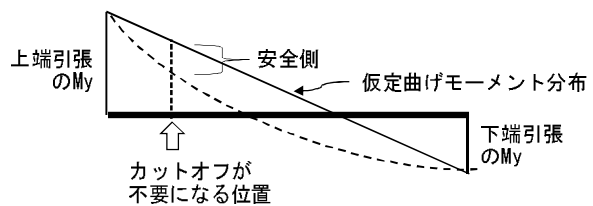
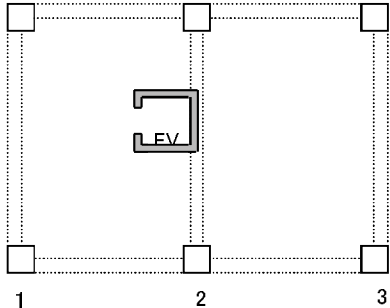
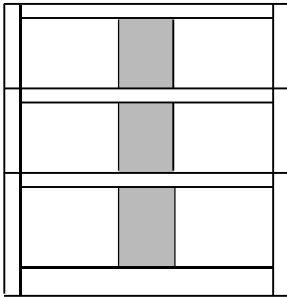


図-2 安全確保の検討時に仮定する曲げモーメント分布

【参考文献・資料】

- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p659~660
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010) 第8版 2010年2月 P.198~228 (社)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 第2版 2006年4月 P.175~192 (社)日本建築学会

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.3	断面検討
	6.3.14) 構造壁となる方立壁がある場合のせん断設計 フレーム内の方立て壁が構造壁になる事での方立て壁の剛性を適切に考慮したせん断設計を求める事例
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>RC造純ラーメン構造等において、エレベーターシャフトや階段受け等のためにフレーム内の方立て壁を配置した時のせん断設計についての指摘です。構造計算に当たって、方立て壁を構造壁と非構造壁とに明確に区別するわけですが、遮音性、防火性等の関係から方立壁に水平スリットを設けることができない場合が考えられます。この場合、安易に耐震要素でないと判断して方立て壁の剛性、耐力を無視して解析をすることは適切とは言えません。方立壁の剛性に見合ったせん断耐力を保有しているかの確認をし、さらに方立壁の構面についても、影響する柱梁について応力を割増して検討することが必要です。ただし、ルート1を満足する様な壁量の多い建築物では影響が少ない場合もあります。</p> <p>【例】</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-end;"> <div style="text-align: center;">  <p>伏図</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>2通り 軸組図</p> </div> </div> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <p>【対応例1】 方立て壁を架構内構造壁としてモデル化し検討する。 (技術基準解説書p683 付録1-3.2 C) 剛接型に準拠)</p> <p>【対応例2】 1次設計、2次設計について方立て壁を非構造部材としたモデルした一貫計算検討に加えて、一次設計について方立て壁の構面を取り出し、方立て壁を構造壁としてモデル化し、剛性を適切に考慮した時のフレーム負担地震力を求め、周辺架構を含めて断面設計します。ただし、2次設計時の剛性率、偏心率の検討は、方立て壁(雑壁)を考慮した場合としない場合の安全側の値を採用します。なお、この方法は構造スリットを設けられない方立て壁が少ない場合を想定しており、箇所数が多い場合は認められないと考えられます。</p> <p>【参考文献・資料】 ・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第1版，平成27年6月，p682～</p>	

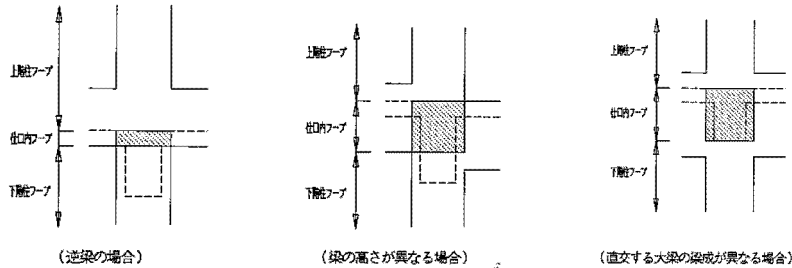
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.4	接合部
	6.4.2) 逆梁が取付く柱の仕口フープ 逆梁が取り付く柱の、仕口フープの範囲の明記を求める事例

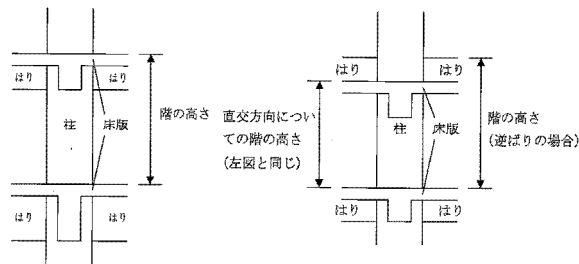
【解説】

(1) 背景

共同住宅等において、逆梁を採用した仕口部で他の梁と高さが異なる場合、又は 直交する梁の梁成が異なる場合等の仕口内フープの範囲は下図のとおりです。



なお、層間変形角の計算に用いる階の高さは逆梁により梁上面と床版上面が一致しない場合は下図のとおりです。また、逆梁の取り付く柱のその内法高さ及び剛性の評価等を考慮する必要があります。



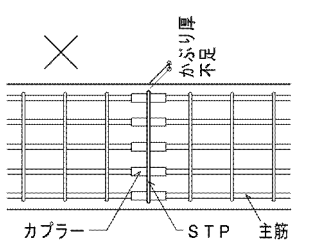
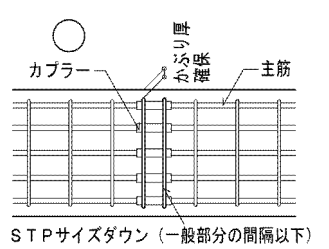
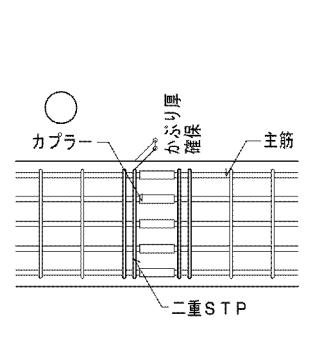
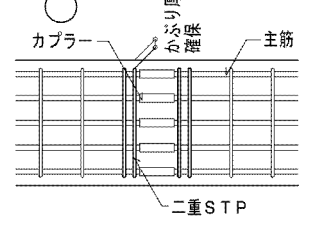
(2) 設計に対する考え方の事例

- ・ 仕口フープの範囲を記入した。

【参考文献・資料】

- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第1版，平成27年6月，p331

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.4	接合部
	<p>6.4.4) 機械式継手使用時の大梁のスターラップの配置</p> <p>大梁主筋の機械式継手で、カプラー部分にはスターラップを配置しないディテールになっていることについて、カプラー長さスターラップピッチによってはカプラー部に不足が考えられることの検討事例</p>
【解説】	
(1) 背景	
<p>機械式継手では鉄筋径より外径の大きいカプラーを使用するため、継手部でのかぶりやあきの確保に注意が必要です。継ぎ手部分にフープ及びスターラップがかかる場合は、この部分からコンクリート表面までがかぶり厚さとなります。</p>	
<p>このようなことから、構造図においてカプラー部分にスターラップを配置しないディテールにされていますが、カプラー長さがスターラップピッチを超える部分があるため、その対応を確認しています。また、柱梁接合部のような付着を要求される箇所に用いる場合は別途付着に関する検討が必要となります。</p>	
<p>なお、一般に一例として機械式継手における留意事項は以下のとおりです。</p>	
<p>①カプラー等の接合部分は、構造耐力上支障のある滑りを生じないように固定し、引張力の最も小さな位置に設ける場合は主筋の降伏点耐力以上を有すること。それ以外の位置に設ける場合は、降伏点耐力の1.35倍以上又は引張耐力以上の耐力を有すること。</p>	
<p>②モルタル、グラウト等で接合部分を固定する場合は材料強度を50N/mm²以上とすること。</p>	 <p>STPサイズダウン（一般部分の間隔以下）</p>
<p>③ナットを用いたトルクの導入で接合部分を固定する場合は、次式で計算したトルク以上とすること。</p>	 <p>二重STP</p>
<p>$T=0.2a\phi\sigma_s/1000$ T: 固定部分の最低トルク値 (単位 N・m) a: 主筋等の断面積 (単位 mm²) φ: 主筋等の径 (単位 mm) σ_s: 単位面積当たりの導入軸力 (単位 N/mm²)</p>	
<p>④圧着によって接合部分を固定する場合はカプラー等の接合部分を鉄筋に密着させること。</p>	
(2) 設計に対する考え方の事例	
<p>①カプラー部にスターラップを配置してもかぶり厚が確保できることを確認し、カプラー部にもスターラップを配置している。 ②継手部では一般部より径の小さいせん断補強筋を2丁がけとしている。 ③カプラー前後のスターラップを多くし、全体として鉄筋量を満足している。</p>	 <p>二重STP</p>
【参考文献・資料】	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.4	柱梁接合部
	6.4.5) 柱梁接合部のメカニズム時の検討 一貫計算で接合部の設計がNGとなった部分を、必要保有水平耐力時の応力(又はDs算定時の応力)で再検討されていることについて、対象とする節点では降伏形に達してないので 柱または梁降伏となるメカニズム時応力での検討を求める事例

【解説】

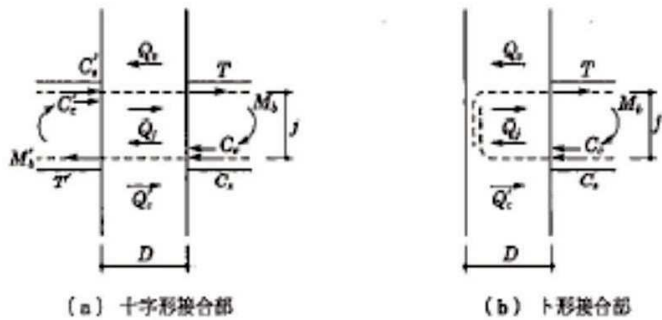
(1) 背景

2015年版「技術基準解説書」では、i) 又はii) としています。

i) 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)」の8章及び10章の規定を満足する。

ii) 日本建築学会 2010年版RC規準 15条 3項 (2), (3)に従い算定するほか、同項(4)の規定を満足する。

尚、水平荷重を受けるラーメン内の柱はり接合部は同規準、解説図 15.15(P.180)に示す応力状態となります。



解説図15.15 柱梁接合部の水平荷重時のせん断力

(日本建築学会 2010年版RC規準 15条 3項 抜粋)

3. 柱梁接合部

(1) 純ラーメン部分の柱梁接合部の大地震動に対する安全性の確保のための検討は、下記による。なお、柱梁接合部のせん断終局強度に基づいてせん断破壊に対する安全性の検討を行う場合は、下記の算定を省略してもよい。

(2) 柱梁接合部の安全性確保のための許容せん断力は、(15.10)式による。

$$Q_{Aj} = \kappa_A (f_s - 0.5) b_j \cdot D \quad (15.10)$$

記号

- | | |
|---|--|
| κ_A : 柱梁接合部の形状による係数
$\kappa_A = 10$ (十字形接合部)
$\kappa_A = 7$ (T字形接合部)
$\kappa_A = 5$ (ト字形接合部)
$\kappa_A = 3$ (L字形接合部) | f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度

b_j : 柱梁接合部の有効幅で、次式による。
$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$

D : 柱せい |
|---|--|

ここに、 b_b は梁幅、 b_{a1} は $b_j/2$ または $D/4$ の小さいほうとし、 b_{a2} は梁両側面からこれに平行する柱側面までの長さとする。

(3) 柱梁接合部の安全性確保のための設計用せん断力は (15.11) 式による。なお、(15.9) 式において n を 1.5 以上として柱の設計用せん断力 Q_D を算定する場合は、(15.12) 式を用いてよい。

$$Q_{Df} = \sum \frac{My}{j} (1 - \varepsilon) \quad (15.11)$$

$$Q_{Df} = Q_D \frac{1 - \varepsilon}{\varepsilon} \quad (15.12)$$

ただし、 ε は架構の形状に関する係数で、(15.13) 式による。

$$\varepsilon = \frac{j}{H_c \left(1 - \frac{D}{Lb}\right)} \quad (15.13)$$

$\sum \frac{My}{j}$: 柱梁接合部の左右の梁の降伏曲げモーメントの絶対値をそれぞれの応力中心間距離 j で除した和、ただし、梁は一方が上端引張、他方が下端引張とする。

Q_D : 本条2項 (3) による柱の安全確保のための設計用せん断力で、 n を 1.5 以上として (15.9) 式より算定した各階の数値を用いて、一般階の柱梁接合部では接合部の上下の柱の設計用せん断力の平均値、最上階の柱梁接合部では接合部直下の柱の設計用せん断力の値とする。

D : 柱せい

j : 梁の応力中心距離で、(15.13) 式では柱梁接合部の左右の梁の平均値とする。

H_c : 柱梁接合部の上下の柱の平均高さで、最上階の接合部では最上階の柱の高さの 1/2 とする。柱の高さは上下階の梁の中心間距離とする。

Lb : 接合部の左右の梁の平均長さで、外端の接合部では外端の梁の長さとする。梁の長さは梁両端の柱の中心間距離とする。

(4) 柱梁接合部内の帯筋は、以下の各項に従うこと。ただし、特別な調査・研究によって支障ないことが確かめられた場合は、この限りでない。

- i) 帯筋は、直径 9mm 以上の丸鋼または D10 以上の異形鉄筋を用いる。
- ii) 帯筋比は 0.2% 以上とする。
- iii) 帯筋間隔は 150mm 以下とし、かつ、隣接する柱の帯筋間隔の 1.5 倍以下とする。

ここでは、柱せん断力と梁端部曲げモーメントの関係は、階高 H_c 、スパン L_b の均等ラーメンとして近似的に関係づけられています。これらの式は以下の仮定のもとに定められています。

- ① 柱の反曲点は、階高の中央にある。
- ② 柱せいは同一とする。
- ③ 柱のせん断力は上下階の平均値とする。

ラーメン構造では、最上階柱頭曲げ降伏、最下階柱脚曲げ降伏、中間階梁両端曲げ降伏の全体崩壊形を目標とした場合、最上階、最下階では柱の反曲点は階高の中央となりません。柱と梁の終局耐力をもとにした、柱はり接合部の検討をおこなうと、電算プログラム [SS3] では以下のようなワーニングメッセージがでます。

Super Build/SS3-RC 14/10/22_14:19:12 Ver. 1.1.1.34 UserID:310670 P. 28
[RC接合部断面算定 終局強度設計]

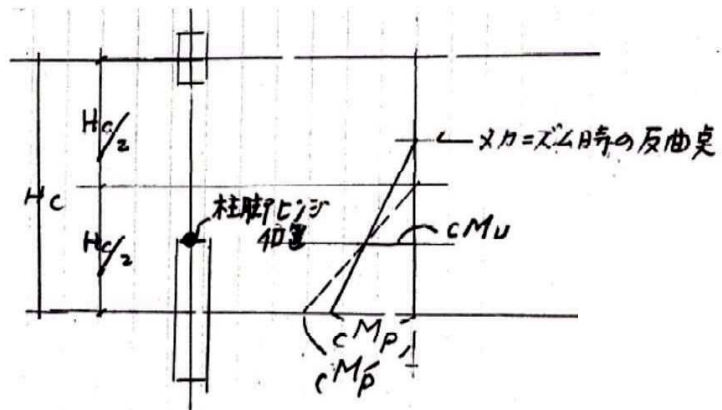
コンクリート	長期	短期	鉄筋	異形	-D16 [SD295A]	丸鋼	-R13 [SR235]
F_c 36.0	f_c 12.00	24.00			D19-D25 [SD345]	R16-	[SR235]
(普通)	f_s 0.85	1.28			D29-		[SD390]

[Z01 Y2 X1]	Fj: 9.83	a: 1.10														
形状 κ, ϕ	b1, 2	ba1, 2	bj, bb	Dj	Vju	崩壊	hc	hc'	Tu	Tu'	Mb1	Mb1'	Qcu	QDu	Vju/QDu	
L	0.4	25.0	12.5	77.5	88.0	X1 柱	0.0	637.5	0	4740	14460	0	4536	76	9.99	
	0.85	0.0	0.0	65.0		X2 梁	457.5	0.0	6246	0	0	20628	9018	3049	0.74*	

WARNING: No. 650 設計用せん断力が強度を超えている。
WARNING: No. 657 接合部において軸振れが生じている。
WARNING: No. 660 接合部の形状を直接指定している。

(2) 設計に対する考え方の事例

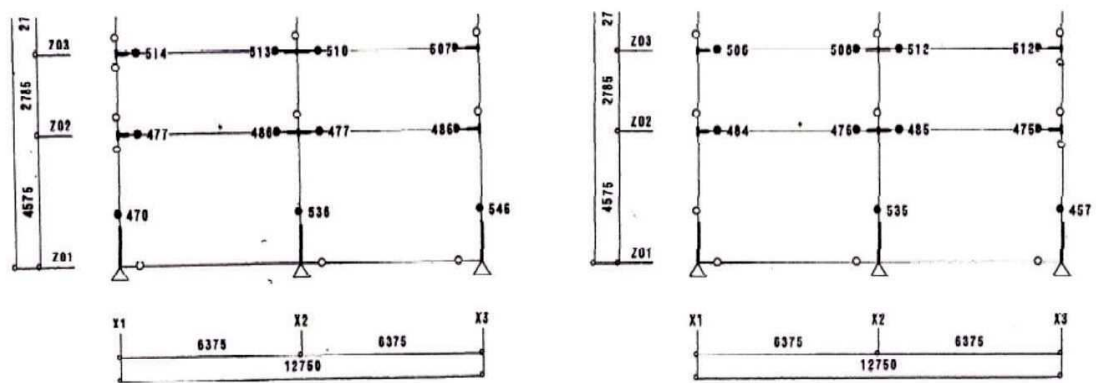
そこで、設計用応力を必要保有水平耐力時またはDs算定時の応力を用いて再検討します。しかし、上記の応力状態では、対象とする節点が崩壊形に達していない、すなわちメカニズム時応力ではない場合があります。柱と梁の終局強度をもとにした柱脚モーメントとメカニズム時における柱脚モーメントは反曲点のちがいにより図-1に示すように前者の方が大きくなり、柱崩壊するケースが梁崩壊となります。



- cMp : メカニズム時の柱脚モーメント
- cMp' : 終局耐力をもとにした柱脚の節点モーメント
- cMu : 柱脚ヒンジにおける柱脚の終局モーメント

図-1 柱脚曲げモーメントの差

本建物の設計におけるY2フレームのDs算定時のヒンジ図を図-2に示します。正加力時において、Y2-X1軸は柱脚曲げ降伏のメカニズム時応力といえますが、負加力時では柱、地中梁は曲げ降伏ヒンジが生じていない(未崩壊状態)のでメカニズム時応力とは言えません。柱の終局耐力をもとに節点の降伏曲げモーメントを算定し再検討する必要があります。図-2に示すX1-Y2柱のMNインターラクションカーブ(図-3)を出力して、応力(図-3中の×印)が、ほぼ崩壊(終局耐力)に達していることを確認してもかまいません。



【Y27r-A X方向正加力】スケール：1/240

【Y27r-A X方向負加力】スケール：1/240

図-2 Ds算定時のヒンジ図

柱 [X軸:X1 Y軸:Y2 層:Z01-Z02]

Ds算定時 X←

解析開始時:(N,Mx,My)=(4790kN,34kNm,0kNm)

解析終了時:(N,Mx,My)=(8411kN,7497kNm,0kNm)

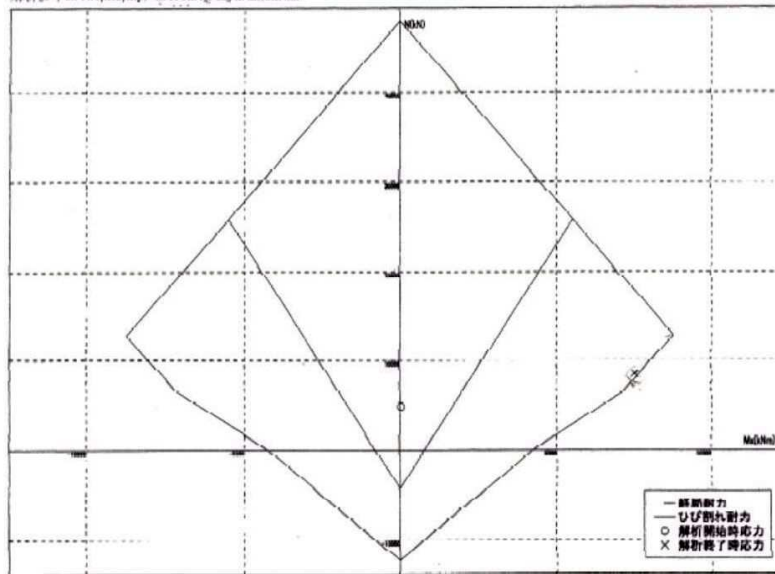


図-3 MNインターラクションカーブ (X1-Y2軸柱)

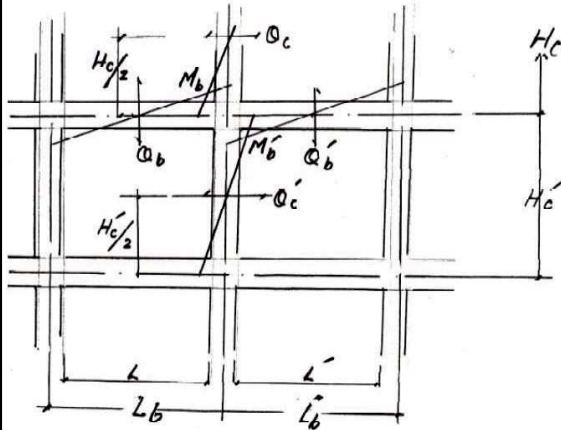
参考として、Ds算定時（メカニズム時）における柱はり接合部算定結果を下記に示します。

[Z01 Y2 X1]	Fj: 9.83	a:1.10	形状	κ	φ	b1, 2	ba1, 2	bj, bb	Dj	Vju	崩壊	hc	hc'	Tu	Tu'	Mb1	Mb1'	Qcu	QDu	Vju/QDu
L	0.4	25.0	12.5	77.5	88.0	2279	X1	-	457.5	0.0	0	1818	0	5102	1579	263	8.66			
	0.85	0.0	0.0	65.0	X2	-	457.5	0.0	0	3604	0	9971	2679	1017	2.24					

WARNING: No. 657 接合部において軸振れが生じている。

WARNING: No. 660 接合部の形状を直接指定している。

【 スパン、階高が異なる場合の考え方の例 】



- ①柱の反曲点は階高の中央にある。
- ②柱のせいはいととする。
- ③上下の柱のせん断力は同一とする。
という仮定が、可能なものとして。

$$\sum M_c = Q_c \cdot \frac{H_c}{2} + Q'c \cdot \frac{H'c}{2} \quad (1)$$

$$\sum M_b = M_b + Q_b \cdot \frac{D_c}{2} + M'b + Q'b \cdot \frac{D_c}{2} \quad (2)$$

ここで、左右の上端及び下端の曲げ強度が等しいと仮定すると

$$Q_b = M_b / \left(\frac{L}{2}\right), \quad Q'b = M'b / \left(\frac{L'}{2}\right) \quad (3)$$

ここで、Mb、M'bは梁のフェイスモーメント

(2) (3) より

$$\begin{aligned} \sum M_b &= M_b + \frac{M_b}{(L/2)} \cdot \frac{D_c}{2} + M'b + \frac{M'b}{(L'/2)} \cdot \frac{D_c}{2} \\ &= M_b \cdot \left(1 + \frac{1}{(L/2)} \cdot \frac{D_c}{2}\right) + M'b \cdot \left(1 + \frac{1}{(L'/2)} \cdot \frac{D_c}{2}\right) = M_b \cdot \left(1 + \frac{2}{L} \cdot \frac{D_c}{2}\right) + M'b \cdot \left(1 + \frac{2}{L'} \cdot \frac{D_c}{2}\right) \\ &= M_b \cdot \left(1 + \frac{D_c}{L}\right) + M'b \cdot \left(1 + \frac{D_c}{L'}\right) = M_b \cdot \left(1 + \frac{L_b - L}{L}\right) + M'b \cdot \left(1 + \frac{L'b - L'}{L'}\right) \\ &= M_b \cdot \left(1 + \frac{L_b}{L} - 1\right) + M'b \cdot \left(1 + \frac{L'b}{L'} - 1\right) \\ &= M_b \cdot \frac{L_b}{L} + M'b \cdot \frac{L'b}{L'} \quad \dots\dots\dots (4) \end{aligned}$$

$Q_c = Q'c = \bar{Q}_c$ とおくと

$$\sum M_c = (H_c + H'c) \cdot \frac{\bar{Q}_c}{2} \quad \dots\dots\dots (5)$$

(4) = (5) とすると

$$M_b \cdot \frac{L_b}{L} + M'b \cdot \frac{L'b}{L'} = (H_c + H'c) \cdot \frac{\bar{Q}_c}{2}$$

$$Q_c = 2 \cdot (M_b \cdot \frac{L_b}{L} + M'b \cdot \frac{L'b}{L'}) / (H_c + H'c)$$

【参考文献・資料】

- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書、平成27年6月 P. 679~681
- ・ 鉄筋コンクリート計算規準・同解説(2010) 第8版、2010年2月、(社)日本建築学会 P. 153, 154

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.5	定着
	6.5.2) 最上階の柱主筋の定着の確保 最上階の柱主筋の定着 (L2寸法) の確保について検討事例

【解説】

(1) 背景

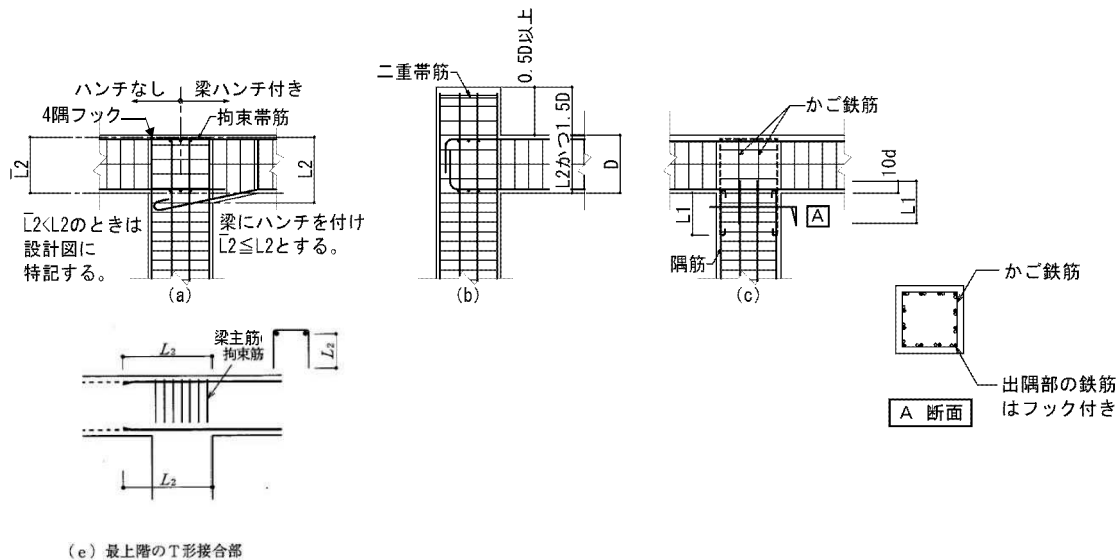
最上階の柱主筋の定着を配筋標準図等によりL2とされているが、最上階の大梁のせいを考えるとL2を確保できない事例です。

(2) 設計に対する考え方の事例

- ① 「鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説(2010)」9章 9.3 柱 a) 柱主筋(1) 柱頭(最上階)の配筋により、四隅の主筋(180°標準フック)を除く直線定着部分の主筋について、定着長さが必要定着長さを確保していることを確認する。図(a)(b)
- ② 同書 9章 9.3 柱 a) 柱主筋(1) 柱頭(最上階)の配筋により、同書鉄筋補強かご筋で補強する。図(c)
- ③ 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010)」17条 定着において全数主筋(180°標準フック)とし、定着長さが必要定着長さを確保していることを確認する。(図(a)で、柱主筋が4隅フック→全数フック)

※①③は、「鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説(2010)」9章 9.4 梁 a) 梁筋(2) 定着(i) 一般、図(e)により梁主筋に拘束筋を設ける必要が生ずることに注意してください。


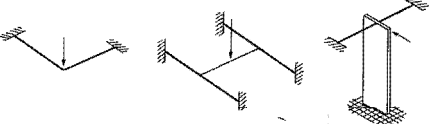
※必要定着長さは、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010)」17条 1. 定着(3)を参照してください。



【参考文献・資料】

- ・鉄筋コンクリート構造配筋指針・同解説(2010) 第5版, P. 30, 33 2010年11月(社)日本建築学会
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010) 第8版, P. 229, 230 2010年2月(社)日本建築学会

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.7	納まり
	<p>6.7.4) 片持ちスラブが取付くスラブの配筋量</p> <ul style="list-style-type: none"> ・片持ちスラブ（バルコニー）の配筋量に比べ、付け根側スラブの配筋量が少ないので問題がないか検討事例 ・廊下側片持ち床C S 1と居室側床S 1での、版厚及び上端筋にかなり差がある場合の処理の説明事例
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>床スラブは一貫構造計算プログラムによる構造計算に含まれていないことが多いため、個々のスラブの設計は手計算または簡易プログラムで行なわれます。片持ちスラブの配筋量及び版厚と接続する建物内部側スラブのそれらとの差が大きい場合は、接続部における端部モーメントが釣り合わず、直交梁にねじりモーメントが発生するため、それに対する検討を求める事例です。このようなねじりモーメントを考慮しないと釣合条件が満足されない場合を釣合ねじりと呼びます。</p> <p>なお、片持ちスラブ以外の一般スラブにおいても梁にねじりモーメントが生じますが、ねじりモーメントを考慮しなくても釣り合い条件が満足できる場合（変形適合ねじり）は、梁のせん断に対する設計が適切に行なわれていれば、ねじりモーメントを断面計算において無視することができます。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>釣合ねじりの例</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>変形適合ねじりの例</p> </div> </div> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <ol style="list-style-type: none"> ①大梁等のねじりモーメントに対する検討 必要に応じ、ねじりモーメントに対する閉鎖形あばら筋及び軸方向筋の必要断面積を算定している。 ②居室側スラブS1の配筋量を見直す 片持ちスラブとの応力及び配筋の連続性を考慮して、付け根側スラブの配筋量を見直している。 <p>注) なお、ねじりモーメントに対する軸方向筋として腹筋を用いる場合は、その腹筋を部材全長にわたり連続させ（または有効な継手を用い）、端部では柱梁接合部等の支持部材内に有効に定着させる必要があります。</p>	
<p>【参考文献・資料】</p> <p>・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010) 第8版 2010年2月 p364</p>	

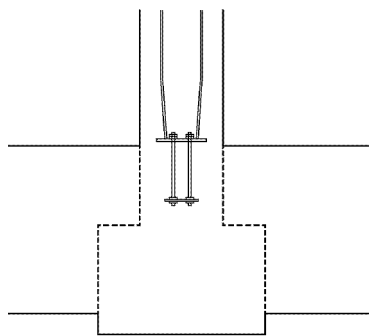
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

7	鉄骨鉄筋コンクリート造
7.2	応力
7.2.1)	柱脚の設計
	1階SRC柱脚は非埋め込み型であり、柱頭鉄骨が負担するモーメント分のせん断力に対してアンカーボルトの検討、また、脚部に曲げ降伏が発生する場合、RC造のDs値を用いる必要の可否の説明事例

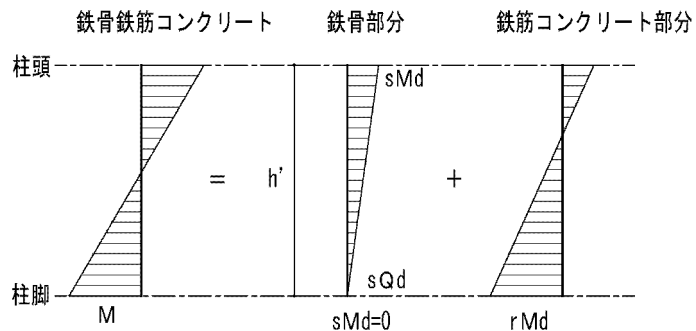
【解説】

(1) 背景

SRC構造の柱脚部はSRC部材からRC部材へ移行する不連続部分では、大きな軸方向力、曲げモーメント及びせん断力が作用します。また、梁崩壊メカニズムにおいても最終的には柱脚部に塑性ヒンジを生じ、変形能力が要求されることがあります。SRC柱脚は鉄骨部分の応力をRC部材（基礎）へ伝達させる方法により非埋め込み柱脚と埋め込み柱脚に大別されます。非埋め込み柱脚において、鉄骨柱脚には曲げモーメントが作用しないとして設計されているが、柱頭部分が曲げモーメントによって設計されていることから、鉄骨柱脚（ベースプレート）部にせん断力 $sQd = sMd/h'$ が生じることへの検討を求めた事例です。なお、建築物の構造関係技術基準解説書において、「非埋め込み柱脚に曲げ降伏が発生する場合は良好な曲げ靱性が得られるとは言い難いため、その柱を鉄筋コンクリート造とみなしてDsを算定する」と記載されています。



(a) 非埋め込み柱脚



(2) 設計に対する考え方の事例

sQdを考慮したアンカーボルトの設計を行なった。また、DsはRC造とみなして算定している。

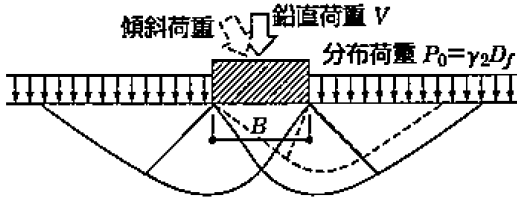
【参考文献・資料】

- ・鉄骨鉄筋コンクリート造 配筋指針・同解説, 2005年7月 日本建築学会, p59
- ・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p413

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

7	鉄骨鉄筋コンクリート造																											
7.3	断面検討																											
	<p>7.3.1) 主筋孔の採り方・主筋の並び</p> <ul style="list-style-type: none"> ・SRC梁の主筋が横並びとなっていることの問題の有無を問う事例 ・直交方向のRC梁の主筋の並びを考えると柱ウェブの欠損が多くなることへの対処を考慮した部分詳細図の提示事例 																											
【解説】																												
(1) 背景																												
<p>鉄骨鉄筋コンクリート造において、鉄骨に設ける鉄筋貫通孔は必要最小限にとどめることが重要です。梁フランジは、曲げ耐力に対し重要な部位であり、欠損させないことを原則としています。そのため、梁主筋の位置は下図に示すように柱梁接合部で柱・梁の鉄骨フランジにあたらないように計画し、また、直交方向の梁主筋を方向ごとに上下関係を定め、梁端部での柱部材との取り合いを検討して決める必要があります。</p> <p>SRC梁の主筋が縦並びではなく横並びになっている場合、柱フランジにあたる恐れがあります。また、ウェブの欠損が多い場合、その対処法が必要となります。</p>																												
<p style="text-align: center;">貫通孔位置は主筋、フープの下端が貫通孔下端にそろうように決める。</p>																												
<p>主筋孔の高さはX方向、Y方向で交差できること。</p> <p>△ フープ孔の高さはX方向Y方向とも同じであること。</p>																												
<p>異形鉄筋の径(mm)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>呼 び 名</th> <th>公称直径 (d)</th> <th>最大外径 (D)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>D 10</td><td>9.53</td><td>11</td></tr> <tr><td>D 13</td><td>12.7</td><td>14</td></tr> <tr><td>D 16</td><td>15.9</td><td>18</td></tr> <tr><td>D 19</td><td>19.1</td><td>21</td></tr> <tr><td>D 22</td><td>22.2</td><td>25</td></tr> <tr><td>D 25</td><td>25.4</td><td>28</td></tr> <tr><td>D 29</td><td>28.6</td><td>33</td></tr> <tr><td>D 32</td><td>31.8</td><td>36</td></tr> </tbody> </table>		呼 び 名	公称直径 (d)	最大外径 (D)	D 10	9.53	11	D 13	12.7	14	D 16	15.9	18	D 19	19.1	21	D 22	22.2	25	D 25	25.4	28	D 29	28.6	33	D 32	31.8	36
呼 び 名	公称直径 (d)	最大外径 (D)																										
D 10	9.53	11																										
D 13	12.7	14																										
D 16	15.9	18																										
D 19	19.1	21																										
D 22	22.2	25																										
D 25	25.4	28																										
D 29	28.6	33																										
D 32	31.8	36																										
(2) 設計に対する考え方の事例																												
<ol style="list-style-type: none"> ① 柱梁接合部の詳細図により、柱の鉄骨フランジを欠損しない鉄筋配置及び納まりとしている。 ② 鉄骨フランジをはさんで、上下に配置する場合は、鉄筋、鉄骨のコンクリートとの付着耐力が保てるように設定している。 ③ ウェブの断面欠損に対しては、せん断耐力が不足する場合、カバープレート等による補強を行なっている。 																												
【参考文献・資料】																												
<p>・鉄骨鉄筋コンクリート造 配筋指針・同解説, 2005年7月 日本建築学会, p67～</p>																												

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.1	地盤の基本事項
	10.1.7) 荷重の傾斜に対する補正係数を考慮した設計地耐力 荷重の傾斜に対する補正係数を考慮した設計地耐力の算出事例
【解説】	
(1) 背景	
<p>基礎底面に作用する荷重が傾斜している場合には、それらの影響を考慮して支持力を補正する必要があります。傾斜荷重が作用する場合の鉛直支持力は、鉛直荷重のみで作用する場合に比較して低下することが明らかになっています(下図点線で示すように破壊に対するすべり線は非対称となり、抵抗値が小さくなります)。なお、長期荷重時に土圧が作用する場合も考慮する必要があります。</p>	
 <p style="text-align: center;">傾斜荷重の場合のすべり線</p>	
(2) 設計に対する考え方の事例	
<p>①告示 平13国交告第1113号 第2 (1)式を用いて、地盤の許容応力度を算定した。 (長期) $qa=1/3 (i_c \alpha C N_c + i_r \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q)$ (短期) $qa=2/3 (i_c \alpha C N_c + i_r \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q)$</p> $i_c = i_q = (1 - \theta / 90) ^ 2$ $i_r = (1 - \theta / \phi) ^ 2$ <p>(傾斜角 θ は長期と短期で θ が異なるため、長期と短期の許容応力度の関係は単純に2倍とならない点に注意が必要である。)</p>	
<p>②学会指針式を用いて、極限鉛直支持力度を算定した。 $Ru = qu \cdot A$ $= (i_c \alpha C N_c + i_r \beta \gamma_1 B \eta N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q) \cdot A$</p>	
【参考文献・資料】	
<ul style="list-style-type: none"> ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p558 ・ 平13国交告第1113号第2 ・ 基礎指針 P. 110~ ・ 建築技術2008. 5(P171未考慮), 2009. 9(P. 168図等参考) 	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.1	地盤の基本事項
	10.1.13) 附属棟等基礎の取扱い(エレベーター部分など) 附属棟基礎廻りに地中小梁がなく、底版にて直接基礎で支持する設計となっていることについて、杭で支持された建築物との不同沈下などの対応についての説明事例

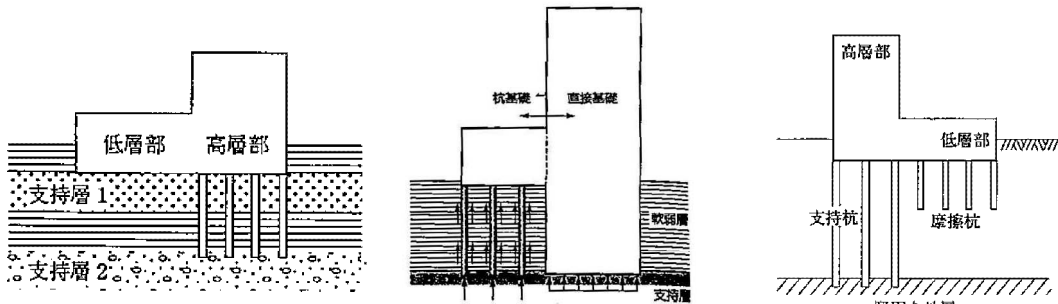
【解説】

(1) 背景

この例は“エレベーターピット基礎の取扱い”としてですが、これに類して附属棟等の基礎や突出部の基礎等の取扱い方でよくある事象です。下記の問題よりその適否を評価できる確かな検討がなされている必要があります。

高層棟と附属棟（低層）のような基礎の接地圧が大きく異なり、同一構造体で形成される建築物等で、支持力や変形状が大きく異なる基礎形式を併用する場合、静的にも動的にもそれぞれ異なった挙動を示すことから、特に、その境界部分に障害が生じやすくなります。具体的には、基礎の沈下量が異なることにより、上部構造が強制的な変形を受け、ひび割れ発生などの障害が生じるおそれがあります。

基礎構造として杭基礎と直接基礎を併用した場合、杭基礎同士で異種の杭を用いた場合、あるいは極端な部分地下を設けた場合など不同沈下の原因となりやすい。このような異種基礎形式は、なるべく避けて基礎計画を行うことが望ましいですが、支持層が傾斜している場合や建築物の重量分布が極端に異なるなど、避けられない場合には、それぞれの基礎の支持力・変形状を適切に評価し、上部構造および基礎構造の要求性能に応じた支持力と沈下の検討を行う等が必要です。



(a) 直接基礎と杭基礎

(b) 異種杭の混用

(2) 設計に対する考え方の事例

- ① 建物全体あるいは特に基礎梁等の剛性を高めた設計をおこなった。
- ② エキスパンションジョイントを設けて、沈下条件の同一な範囲ごとに建物を分離した。
- ③ 異なる基礎形式の基礎工法と不同沈下を検討し、また、個々の基礎の設計に関しては、常時および短期時の地盤や杭の支持力、沈下量、滑動抵抗などの検討をおこなった。

【参考文献・資料】

・ 建築基礎構造設計指針，日本建築学会，p190, 327～

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.1	地盤の基本事項 (参考) 2.6.6) に類似の項目があります。
	10.1.14) 隣地に近接する基礎スラブ根入れ効果による低減 基礎スラブ根入れ効果により水平力の低減を行っていることについて、根入れ深さを考慮すると低減できないと思われることに対する検討事例
【解説】	
(1) 背景	
<p>杭基礎の設計において、杭基礎における基礎スラブ根入れ効果による水平力の低減として、地上部分の高さおよび基礎スラブの根入れ深さに応じて0.7を超えない範囲で下式による割合だけ低減できるという指針により、水平力の低減をおこなって検討している場合の対応を確認した事例です。根入れ深さD_fは、建築物の供用期間に対して十分な支持能力を期待できる深さとしなければなりません。敷地境界付近での掘削により周辺地盤の支えを失って地盤の状況が変わるおそれがあることや、逆に基礎の設置等で隣地の周辺建物に悪影響をもたらすおそれがあることに注意が必要です。尚、技術基準解説書p429によると、下式は$D_f \geq 2\text{m}$の場合に適用できるものとしています。</p>	
<p>基礎スラブ根入れ部分の水平力分担率</p> $\alpha = 1 - 0.2 \frac{\sqrt{H}}{\sqrt[4]{D_f}}$ <p>H: 地上部分の高さ(m) D_f: 基礎の根入れ深さ(m)</p>	<p style="text-align: center;">基礎スラブ根入れ部分の水平力分担</p>
(2) 設計に対する考え方の事例	
<p>①$D_f < 2\text{m}$であったが、「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」(P.14)により、埋め戻し土を原地盤の強度・変形特性より良好になるように施工した。</p> <p>②根入れ低減をしたときには低減分の力が、根入れ部分の基礎梁や地下外壁の前面土圧等で負担することになるため、基礎梁や地下外壁の応力、断面検定を確認した。</p>	
【参考文献・資料】	
<ul style="list-style-type: none"> ・地震力に対する建築物の基礎の設計指針，日本建築センター，p13～ ・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第1版，平成27年6月，p429, 431 	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.2	地盤の液状化
	10.2.2) 液状化の判定 液状化の判定として、 F_L 値又は P_L 値による検討
【解説】	
(1) 背景	
<p>液状化した地盤は、支持力を完全に失ったり、見かけの剛性が低下すること等で直接基礎や杭基礎など地下構造物に様々な影響を及ぼすことから、液状化発生の可能性を適切な方法により評価する必要があります。</p> <p>液状化のおそれのある地盤の条件は、下記文献(イ) p553や(ロ) p62に示されていますが、当該建設地の地盤性状を考慮し、必要に応じて判定を行ってください。判定方法は、同様に下記文献(イ)、(ロ)に示されていますが、F_L 値もしくは P_L 値に基づく方法が一般的に行われています。</p> <p>なお、液状化のおそれがあると判定された場合、さらに地盤剛性や地盤反力の低下、地盤変形の増加、土圧・浮力・摩擦力の変化への影響を適切に考慮し、必要に応じて適切な対策を施すことが必要となります。例えば、直接基礎では地盤改良などの対策、杭基礎では K_h の低減による水平抵抗力の低減や摩擦力の無視などの対策が必要となります。</p>	
(2) 設計に対する考え方の事例	
<p>① 地表面加速度の設定として、一次設計で150galとし、F_L 値 > 1.0 となり、液状化しないと判断した。</p> <p>② 地表面加速度の設定として、一次設計で150galとし、F_L 値 < 1.0 であったが、200galにて P_L 値 ≤ 5 となること(併せて、D_{cy} についても検討する事が望ましい)を確認できたので、液状化しないと判断した。 (補足) 地表面加速度の設定については、設計者判断によりますが、当該建設地の地盤性状を考慮し、設定することになります。</p> <p>また、細粒分含有率 F_c の値は、原則として細粒度試験の結果を用いて下さい。 『道路橋示方書[下記文献(ハ)]より、細砂の $F_c = 30\%$ を引用して、F_L 値 > 1.0 となり、液状化しないとした。』というような回答も見られますが、その地盤性状や経験から判断した F_c の値としては妥当ではない場合もあります。文献などから引用する場合でも、当該建設地の地盤性状やその他文献・資料などから総合的に妥当性を判断する必要がありますと思われる。</p>	
【参考文献・資料】	
<p>(イ) 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p552~ (ロ) 日本建築学会編 建築基礎構造設計指針 p61~ (ハ) (社) 日本道路協会編 道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編 p357</p>	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

10 地盤及び基礎構造																														
10.4 杭																														
10.4.2) 杭頭処理																														
<ul style="list-style-type: none"> 杭頭とパイルキャップの接合部の検討 杭頭リングの端部鋼板16mmに対してスタッドボルトD25筋を使用することの説明 杭の工法を明記し、軸方向の引抜き力に対する杭頭の定着筋の呑み込み長さの確認 																														
【解説】																														
(1) 設計に対する考え方の事例																														
<p>フーチング内への定着筋は接合形式によりその位置が異なり、仮想円柱と定着筋かぶりを考慮した解析が必要となります。</p> <p>杭頭接合部に生じる応力は、各検討段階における作用荷重下での固定状態を適切に評価して求め、固定条件が明確にできない場合には、完全固定として応力を求め設計することが一般的な考え方となります。ここで、各種接合方法における問題点等を下記に示します。</p>																														
	<table border="1"> <tr> <td></td> <td>杭頭端板にアンカー筋をスタッド溶接 杭頭端板ねじ穴にねじ込み定着</td> <td>杭頭鋼管部(側面)に補強筋を溶接</td> <td>杭頭部分に中詰め補強筋を挿入</td> </tr> <tr> <td>取付図</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>適用杭種</td> <td>PHC・PRC・PC杭</td> <td>鋼管・SC杭</td> <td>PHC・PRC・PC・鋼管・SC杭</td> </tr> <tr> <td>定着筋間隔</td> <td>各杭メーカーによる</td> <td>3.7d以上が望ましい (d:補強筋呼び名)</td> <td>仕様書の間隔による</td> </tr> <tr> <td>その他特徴および想定される問題点</td> <td> <ul style="list-style-type: none"> スタッド溶接においては、各杭メーカーにて、最大スタッド本数や杭端板厚に対するスタッド径が決められている ねじ込み定着アンカー筋においては、各工法にて、最大本数や定着長が決められている </td> <td> <ul style="list-style-type: none"> 溶接長、溶接サイズおよび鉄筋間隔の確保に注意が必要 杭体に対して外側に配置されるため、かぶり(捨てCONとのかぶりを含む)に対する注意が必要 </td> <td> <ul style="list-style-type: none"> 杭体内への補強長さに注意が必要である。 短い場合、曲げ変形しにくく、ダボ効果によって、杭体内に支圧的な荷重が作用し、既製コンクリート杭頭部で特徴的な破壊例が見受けられる </td> </tr> <tr> <td rowspan="2">設計者の対応例</td> <td>仮想円柱サイズ</td> <td>杭径+100mm~200mm程度</td> <td>鋼管外径+2×100mm程度</td> <td>杭径+100mm~200mm程度</td> </tr> <tr> <td>その他</td> <td> <ul style="list-style-type: none"> 認定工法を採用したため、各メーカーの認定条件、設計法に基づいて検証した スタッド鉄筋の材質は認定条件によりKSW490とした </td> <td> <ul style="list-style-type: none"> その他配筋との納まりを考慮し、鉄筋間隔を確保した かぶりを確保した仮想円でのdtにて補強筋算定を確認した </td> <td> <ul style="list-style-type: none"> 仮想円柱に対する主筋のかぶりが大きくなるので注意した(特にRC規準の円形柱の図表を用いる場合は、dt=0.1Dとなっているので注意が必要) 杭体内壁と中詰めコンクリートとの付着強度に関しては検証がほとんどなされていないことを踏まえ、引抜き抵抗力は無いものと考えた </td> </tr> </table>		杭頭端板にアンカー筋をスタッド溶接 杭頭端板ねじ穴にねじ込み定着	杭頭鋼管部(側面)に補強筋を溶接	杭頭部分に中詰め補強筋を挿入	取付図				適用杭種	PHC・PRC・PC杭	鋼管・SC杭	PHC・PRC・PC・鋼管・SC杭	定着筋間隔	各杭メーカーによる	3.7d以上が望ましい (d:補強筋呼び名)	仕様書の間隔による	その他特徴および想定される問題点	<ul style="list-style-type: none"> スタッド溶接においては、各杭メーカーにて、最大スタッド本数や杭端板厚に対するスタッド径が決められている ねじ込み定着アンカー筋においては、各工法にて、最大本数や定着長が決められている 	<ul style="list-style-type: none"> 溶接長、溶接サイズおよび鉄筋間隔の確保に注意が必要 杭体に対して外側に配置されるため、かぶり(捨てCONとのかぶりを含む)に対する注意が必要 	<ul style="list-style-type: none"> 杭体内への補強長さに注意が必要である。 短い場合、曲げ変形しにくく、ダボ効果によって、杭体内に支圧的な荷重が作用し、既製コンクリート杭頭部で特徴的な破壊例が見受けられる 	設計者の対応例	仮想円柱サイズ	杭径+100mm~200mm程度	鋼管外径+2×100mm程度	杭径+100mm~200mm程度	その他	<ul style="list-style-type: none"> 認定工法を採用したため、各メーカーの認定条件、設計法に基づいて検証した スタッド鉄筋の材質は認定条件によりKSW490とした 	<ul style="list-style-type: none"> その他配筋との納まりを考慮し、鉄筋間隔を確保した かぶりを確保した仮想円でのdtにて補強筋算定を確認した 	<ul style="list-style-type: none"> 仮想円柱に対する主筋のかぶりが大きくなるので注意した(特にRC規準の円形柱の図表を用いる場合は、dt=0.1Dとなっているので注意が必要) 杭体内壁と中詰めコンクリートとの付着強度に関しては検証がほとんどなされていないことを踏まえ、引抜き抵抗力は無いものと考えた
	杭頭端板にアンカー筋をスタッド溶接 杭頭端板ねじ穴にねじ込み定着	杭頭鋼管部(側面)に補強筋を溶接	杭頭部分に中詰め補強筋を挿入																											
取付図																														
適用杭種	PHC・PRC・PC杭	鋼管・SC杭	PHC・PRC・PC・鋼管・SC杭																											
定着筋間隔	各杭メーカーによる	3.7d以上が望ましい (d:補強筋呼び名)	仕様書の間隔による																											
その他特徴および想定される問題点	<ul style="list-style-type: none"> スタッド溶接においては、各杭メーカーにて、最大スタッド本数や杭端板厚に対するスタッド径が決められている ねじ込み定着アンカー筋においては、各工法にて、最大本数や定着長が決められている 	<ul style="list-style-type: none"> 溶接長、溶接サイズおよび鉄筋間隔の確保に注意が必要 杭体に対して外側に配置されるため、かぶり(捨てCONとのかぶりを含む)に対する注意が必要 	<ul style="list-style-type: none"> 杭体内への補強長さに注意が必要である。 短い場合、曲げ変形しにくく、ダボ効果によって、杭体内に支圧的な荷重が作用し、既製コンクリート杭頭部で特徴的な破壊例が見受けられる 																											
設計者の対応例	仮想円柱サイズ	杭径+100mm~200mm程度	鋼管外径+2×100mm程度	杭径+100mm~200mm程度																										
	その他	<ul style="list-style-type: none"> 認定工法を採用したため、各メーカーの認定条件、設計法に基づいて検証した スタッド鉄筋の材質は認定条件によりKSW490とした 	<ul style="list-style-type: none"> その他配筋との納まりを考慮し、鉄筋間隔を確保した かぶりを確保した仮想円でのdtにて補強筋算定を確認した 	<ul style="list-style-type: none"> 仮想円柱に対する主筋のかぶりが大きくなるので注意した(特にRC規準の円形柱の図表を用いる場合は、dt=0.1Dとなっているので注意が必要) 杭体内壁と中詰めコンクリートとの付着強度に関しては検証がほとんどなされていないことを踏まえ、引抜き抵抗力は無いものと考えた 																										
【参考文献・資料】																														
<ul style="list-style-type: none"> 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, p318~ 																														

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

10 地盤及び基礎構造

10.4 杭

10.4.7) 群杭による影響

摩擦杭の許容支持力の検討において、単杭にて検討していることについて、複数杭の基礎の場合、重なり部分が生じる事の検討事例

【解説】

(1) 背景

一般に杭頭に荷重がかかると、杭の周面から摩擦力として地盤に伝達されます。複数杭（群杭）になると、この摩擦力が重なり合い、地盤を介して相互に干渉するため、群杭効果によって単杭と異なる性状を示すことがあるので、群杭としての支持力を検討が必要な場合があります。

群杭の杭1本あたりの平均抵抗力は、単杭としての抵抗力より低下します。低下の割合は、杭間隔が小さいほど、また、杭本数が多いほど杭間の相互干渉の度合いが増大するため大きくなる傾向があります。

(2) 設計に対する考え方の事例

①技術基準解説書P. 569により、群杭効果を考慮して、下記算定式により支持力を算出した。

$$R_{ac} = \frac{1}{n} \{ A(ga - \bar{p}) + \frac{1}{3} \Psi LS \} \quad (\text{長期}) \quad (9.6-6) \text{ 式}$$

$$R_{ac} = \frac{1}{n} \{ A(ga' - \bar{p}) + \frac{2}{3} \Psi LS \} \quad (\text{短期}) \quad (9.6-7) \text{ 式}$$

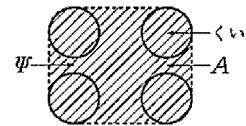
R_{ac} : 群杭の効果を考慮した杭の許容支持力 (kN)

②建築基礎構造設計指針（日本建築学会）のP. 219～による検討を行なった。

（貫入破壊およびブロック破壊の2つの破壊形態に従って支持力を算出し、その結果の小さいほうを採用した。）

・貫入破壊 : $R_{gp} = n \cdot R_u$ (6.3.23) 式

・ブロック破壊 : $R_{gB} = \phi \cdot L \cdot s + Ag \cdot qu_B$ (6.3.24) 式



群杭で考慮する面積
($n=4$ の場合)

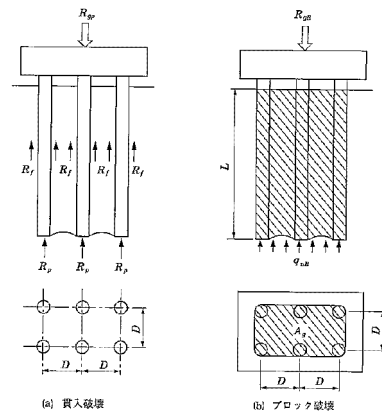


図 6.3.12 群杭の支持力機構説明図

【参考文献・資料】

- ・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第1版，平成27年6月，p569～
- ・建築基礎構造設計指針，日本建築学会，p220～

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

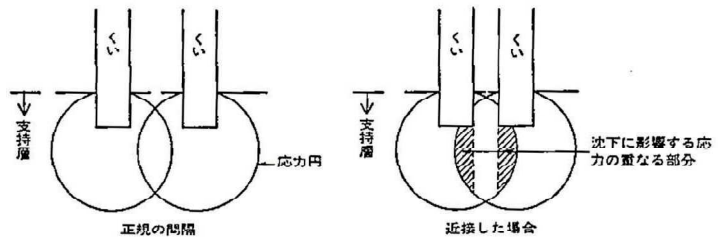
10	地盤及び基礎構造
10.4	杭
10.4.8)	杭間隔がない場合の支持力低減
	二つの杭間隔が2Dを確保できていないことについて、間隔の確保又は支持力低減の検討事例

【解説】

(1) 背景

杭間隔においては、施工時打設精度と支持力への影響を考慮して決定する必要があります。打込み杭の場合、密に打ち込むと、打設済みの杭が後打ちの杭により、水平変位を生じて変形したり、地盤の締め固めによって後打ちの杭が貫入不能になったり、杭打ちの鉛直精度が低下するなど、杭相互の障害が生じる可能性があります。

一方、削孔を伴う埋込み杭や場所打ち杭については、杭間隔が小さいと隣接杭の周辺地盤をゆるめやすく、また、削孔の鉛直精度を考慮に入れると、杭が相互に接触する可能性があるなどの問題があります。杭間隔が小さくなったことで、周面摩擦力が小さくなったり、杭先端支持力が低下するなどに対する設計への配慮が必要な場合があります。



(2) 設計に対する考え方の事例

① 下記、杭種・杭径に準じた最小間隔を確保して設計している。

打込み杭：杭径の2.5倍かつ75cm以上
埋込み杭：杭径の2倍以上
場所打ち杭：非拡底杭は杭径の2倍以上かつ杭径に1mを加えた値以上、拡底杭は、軸部径をd、拡底径をd1として (d+d1) 以上、かつ (d1+1m) 以上

既製杭の間隔、へりあき (mm)

杭径d (mm)	300	350	400	450	500	600
間隔2.5d以上	750	880	1000	1130	1250	1500
へりあき1.25d以上	380	440	500	570	630	750

(参考文献：実務から見た基礎構造設計)

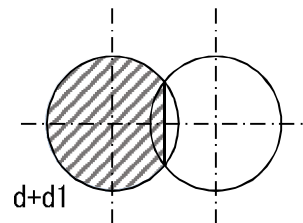
場所打ちコンクリート杭の間隔、へりあき (mm)

杭径d (mm)	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1500	2000	2500
間隔(2.0d以上かつd+1000mm以上)	1700	1800	1900	2000	2200	2400	2600	3000	4000	5000
有効へりあき	200~300mm以上									

(参考文献：実務から見た基礎構造設計)

② 10.4.7の群杭の影響を考慮して設計している。

③ 1本打ち場所打ち杭で、間隔を確保できない場合の対処法として、有効面積をラップ部分の1/2づつとしている。



【参考文献・資料】

- ・ 建築基礎構造設計指針，日本建築学会，p199
- ・ 実務から見た基礎構造設計，学芸出版社，p200

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.4	杭
10.4.11)	杭の水平変位 場所打ち杭の水平変位が2.64cmと、1cm程度を大きく越えていることへの説明事例

【解説】

(1) 背景

杭頭の水平変位が1cmを超え2.64cmと大きいことからの指摘ですが、事由は下記等によっています。杭基礎の水平力に対する検討を行うにあたり、水平地盤反力係数の算出方法に対して確認を求めています。地盤バネを決める水平地盤反力係数は、地盤固有の値ではなく、杭幅、杭の剛性、変位の大きさなどにより変化することを認識しておく必要があります。日本建築センター「地震力に対する建築物の基礎の設計指針 付 設計例題」の4章によると、水平地盤反力係数 k_h は、以下の方法によって求めることができます。

①水平載荷試験による評価方法

②地盤調査結果により推定する方法

特に②の地盤調査に基づく k_h の推定式を次式により定めているが、

$$k_h = 80 \times E_0 \times B^{\frac{3}{4}}$$

k_h : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

E_0 : 変形係数 (kN/m²)

B : 杭径 (cm)

この式は杭頭の水平変位がおおむね1cm程度以下の場合を想定しているため、計算により求められる杭頭変位量が過大となる場合は、 k_h の非線形を適切に考慮することが望まれます。 k_h は変位量が1cmを超えると急激に減少するので、この事例のように、1cmを大幅に超える変位が見受けられる場合は、水平地盤反力係数を低減して設計するなどの対応が重要となってきます。

(2) 設計に対する考え方の事例

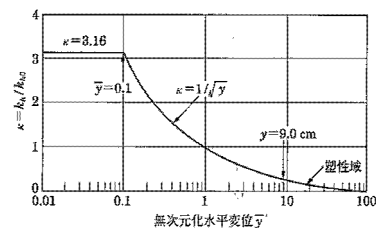
1) 日本建築学会「建築耐震設計における保有水平体力と変形性能」において、杭体が弾性範囲にある場合は、実大杭の水平載荷試験結果から逆算した k_h 値は基準水平地盤反力係数 k_{ho} に対して無次元化水平変位 \bar{y} の-0.5乗との積で表現できることがしめされており、その算定式(下記)により算出した水平地盤反力係数を用いて水平力に対する検討をおこなった。

参考までに、水平地盤反力係数と杭水平変位量との関係図を下記に示す。

$$k_h = k_{ho} \times \bar{y}^{-0.5}$$

k_{ho} : 水平変位量 y が1cm時の水平地盤反力係数

\bar{y} : 無次元化水平変位



水平地盤反力係数と杭水平変位量関係 (塑性化変位=9.0 cm の例)

2) 地盤評価について再検討をおこない、杭径をあげて対応した。

【参考文献・資料】

- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p430~
- ・ 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, p276~
- ・ 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), 日本建築学会, p163~

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

10 地盤及び基礎構造

10.5 基礎・基礎版

10.5.2 基礎スラブの設計(1)

- ・地震時、杭に引抜き力が作用する基礎は、上端筋（はかま筋）が必要と考えられることへの検討
- ・地震時、浮き上がりが生じる直接基礎は、上端筋（はかま筋）が必要と考えられることへの検討

【解説】

(1) 背景

上端筋（はかま筋）は基礎の肩部に配筋する鉄筋で、独立基礎や連続基礎などでは通常は配筋する必要はありません。

しかし、基礎が偏心する場合や地震時に浮上がりが生じる恐れのある場所などでは、上端筋（はかま筋）を設ける必要があります。また、版厚が大きいとき（例えば1000mmを超える等）に配慮して設けることもあります。

杭基礎では杭が偏心する場合や杭頭の曲げ応力を考慮する場合、地震時に引き抜き力が生じる恐れのある場合、杭に引抜き抵抗を考慮している場合などに配筋します。また、基礎断面内に杭頭が埋め込まれる場合には補強的な意味から上端筋（はかま筋）を配筋するのが一般的です。

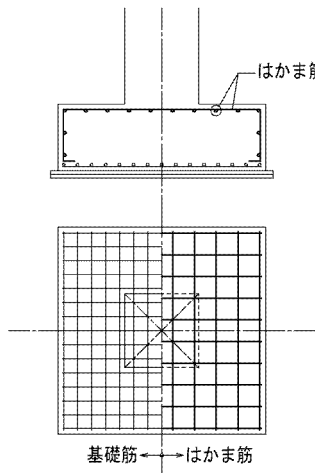


図1 直接基礎配筋(例)

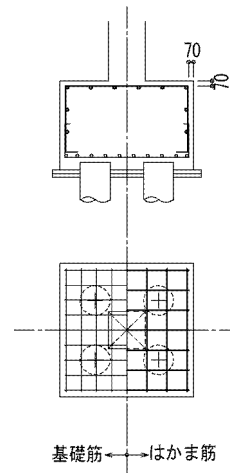


図2 杭基礎配筋(例)

(2) 設計に対する考え方の事例

杭引抜き力を考慮して、上端筋（はかま筋）の検討を行っている。

【参考文献・資料】

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.5	基礎・基礎版
	10.5.2) 基礎スラブの設計(2) 保有水平耐力時の基礎の検討において、基礎梁が取付かない方向のベース筋(基礎筋)の検討事例

【解説】

(1) 背景

保有水平耐力時に柱脚に作用する曲げモーメントは、作用した方向に地中梁が設けられている場合(図1)、基礎梁が曲げモーメントを負担し、基礎スラブには鉛直方向の柱軸力のみが作用すると考えます。しかし、基礎梁が取付かない方向に曲げモーメントが作用した場合(図2)、基礎スラブが曲げモーメントの影響を受けるため、ベース筋及び礎柱部を検討する必要があります。

同時に、接地圧も検討する必要があります。

X・Y方向のうち一方のみ地中梁がない場合によくみられる事例です。直接基礎・杭基礎を問いません。

・保有水平耐力

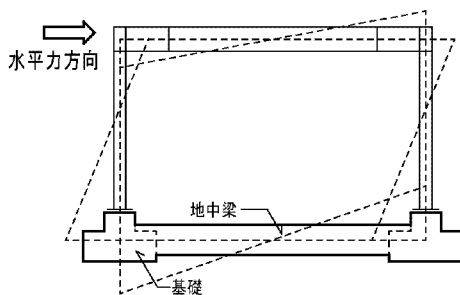


図1 基礎梁が取付く場合

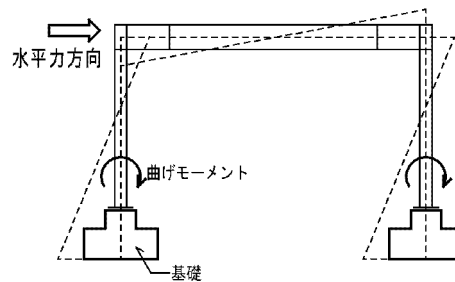


図2 基礎梁が取付かない場合

(2) 設計に対する考え方の事例

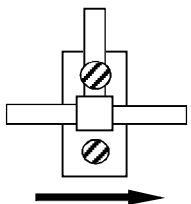
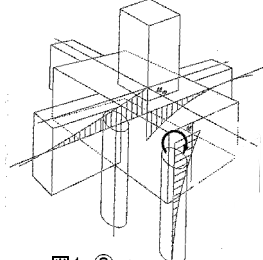
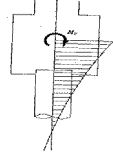
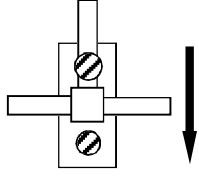
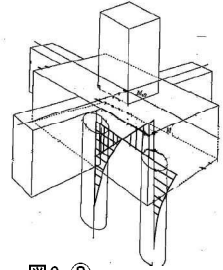
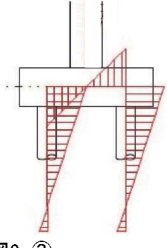
柱脚固定(柱脚回転固定剛性考慮含む)として上部構造の解析をした上部骨組の崩壊機構から求めた柱脚の応力をもとに、下記の検討を行った。

- ①柱脚の応力を基礎下端で生じる応力に換算し、保有水平耐力時に基礎スラブがその応力の許容値内にあることを確認した。
- ②圧縮側の地盤が極限支持力以内にあることを確認した。
(上記、①、②を満たせない場合は、基礎スラブの性能から柱脚の応力を換算し、上部構造の耐力を見直すなどの対策が必要です。)

【参考文献・資料】

・改訂版 実務から見た基礎構造設計, 上野嘉久, 学芸出版社, p176～

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.5	基礎・基礎版
	<p>10.5.2) 基礎スラブの設計(3)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・基礎フーチングにおいて、地震時における杭頭モーメントは基礎フーチングのねじり抵抗で架構に伝達する必要がある場合の基礎フーチングのねじりの検討 ・2本杭基礎の杭並び方向の直交方向に関して、地震時杭曲げ応力に関する検討 ・2本杭基礎の杭並び方向に関して、地震時杭曲げ応力に関する検討
<p>【解説】</p> <p>(1)設計に対する考え方の事例</p> <p>a) 1柱の下に複数本の杭を設ける場合、杭の並びの直交方向水平荷重(図1)によって生じる杭頭の曲げモーメントはフーチングのねじり抵抗力によって荷重構面内の基礎梁に伝達されます(図1-②、③)。 フーチングに発生するねじりモーメントでフーチングに斜めひび割れが発生し、剛性が低下する可能性や、ねじりとせん断あるいは曲げの複合応力でフーチングが破壊し、鉛直支持能力を失う可能性があります。 よって、杭頭の曲げモーメントをフーチングのねじり抵抗で基礎梁へ伝達できるかどうか検討する必要があります。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-end;"> <div style="text-align: center;">  <p>図1 杭の並びの直交方向の水平荷重時 (上部から見た図)</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>図1-② 杭応力概念図</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>図1-③ 杭及びフーチングの応力図</p> </div> </div> <p>b) また、杭の並び方向水平荷重(図2)により生じる杭頭曲げモーメントはフーチングによって処理されます。フーチング上部に上端筋(はかま筋)が必要となるケースがあるため、検討を要する場合があります。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-end;"> <div style="text-align: center;">  <p>図2 杭の並び方向の水平荷重時 (上部から見た図)</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>図2-② 杭応力概念図</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>図2-③ 杭及びフーチングの応力図</p> </div> </div>	
<p>【参考文献・資料】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 建築技術 2010年10月号, (株)建築技術, p116~ ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010) 第8版 2010年2月, (社)日本建築学会, p364~ 	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.5	基礎・基礎版
	<p>10.5.10) 礎柱の検討</p> <p>基礎に立ち上がりがあるため、基礎梁天端から基礎柱形天端まで差がある場合の基礎柱形部(礎柱)の検討事例</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>露出柱脚を設ける際、基礎梁天端と基礎柱形天端が同一レベルではない、つまり、基礎コンクリートに立ち上がりがある場合があります。この場合、基礎柱形部を鉄筋コンクリート柱として設計する必要があります。柱の曲げモーメントの大きさは反曲点からの距離に比例するので、基礎柱形部立ち上がり起点のほうがベースプレート下面より大きな曲げモーメントを受けることに注意が必要です。また、ベースプレートを拘束するアンカーボルトを鉄筋コンクリート柱の必要鉄筋量に含めることは出来ません。</p> <div data-bbox="766 672 1372 1030" data-label="Diagram"> </div> <p style="text-align: center;">・柱脚部分の模式図とモーメント図</p> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <p>①基礎柱形部の許容曲げ耐力が、一次設計時の曲げモーメントより大きいことを確認した。許容曲げ耐力は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 14条」を参考に設計した。</p> <p>②メカニズム時において基礎柱形部に塑性ヒンジが生じていないことを確認した。[終局曲げ耐力が、終局時(Ds算定時)の曲げモーメントより大きいことを確認した。終局曲げ耐力は技術基準解説書 付録1-3」を参考に設計した。]</p> <p>【参考文献・資料】</p> <p>・ベースパック参考資料等</p>	

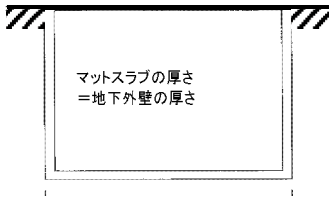
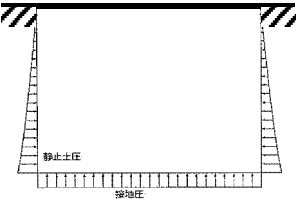

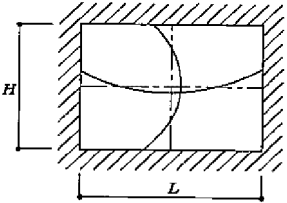
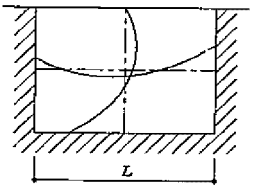
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

<p>10 地盤及び基礎構造</p>
<p>10.5 基礎・基礎版 (参考) 1.5.1)、 6.2.3)、 6.3.9)</p>
<p>10.5.13) 耐荷べた基礎の設計</p> <p>べた基礎の設計において、四辺固定スラブとして設計している場合について、地中梁とべた基礎の断面を考えた時、2隣辺固定・2隣辺ピン支持など実情に即した条件で検討することの必要性の可否を問う事例</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>地中梁で4周を拘束された基礎スラブは、一様な接地圧を受ける4辺固定スラブとして算定している例が多く見られます。しかし、周辺条件などを考えると、4辺固定で算定するのが適切ではないと考えられる場合があります、適切な支持条件を選択する必要があります。</p> <p>べた基礎のスラブは、一般階のスラブより荷重が大きく、厚くなる傾向にあります。基礎スラブの厚さに比べ周辺の地中梁の断面が小さい場合は、固定度が期待できません(図1)。また、同一の建築物でも周辺条件によって固定度が変わります。辺縁部は、内部連床部に比べると固定度が低いと考えられます(図2)。</p> <p>地中梁の少ない1スパンの建築物は、辺縁部が多くなります(図3)。</p> <p>また、2隣辺固定2隣辺ピン、3辺固定1辺ピンなどの条件では固定端側の下端曲げの増加が大きくなるものとなるため、隣接するスラブの下端配筋もバランスを考慮し、同程度にすることなどが考えられます。</p> <p>なお、端部固定度を考慮する場合は、接続する梁の曲げ剛性・ねじり剛性を考慮し適切に設定し、べた基礎スラブ端部モーメントを地中梁のねじれ抵抗に負担できることを確認する必要があります。その際、べた基礎スラブの配筋量に対し、スターラップの配筋量が明らかに少ない場合や、基礎版厚に比べて地中梁幅が十分に大きくない場合は、バランスを考慮適切に割り増す必要もあります。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div data-bbox="906 835 1372 974"> </div> <div data-bbox="1141 987 1189 1019"> <p>図 1</p> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 20px;"> <div data-bbox="678 1064 1125 1467"> </div> <div data-bbox="869 1585 933 1617"> <p>図 2</p> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 20px;"> <div data-bbox="1173 1153 1380 1433"> </div> <div data-bbox="1220 1585 1284 1617"> <p>図 3</p> </div> </div>
<p>【参考文献・資料】</p> <p>・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010) 第8版 2010年2月 p99,340～</p>

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

<p>10 地盤及び基礎構造</p>
<p>10.5 基礎・基礎版</p>
<p>10.5.15) 柱からの持ち出し長さに対して スラブ厚の薄い基礎スラブ</p> <p>基礎スラブの厚さに対して3倍以上の持ち出し長さがある基礎のベース筋が全体に等分配筋されていることについて、有効幅などを考えた配筋とする必要性の有無を問う事例</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>基礎スラブの持ち出し長さに対して厚さの薄い基礎や 偏心がある基礎では、配筋方法に配慮が必要な場合があります。</p> <p>基礎について、RC規準(2010年版)第20条1. は基礎スラブが底面形状の対称性からねじりモーメントを生じないこと、剛強であり接地圧が直線的な分布であることを前提に、曲げモーメントの分布が基礎スラブ端部と柱近辺で極端に違わないこと、基礎スラブにひび割れやせん断ひび割れが生じないこととしています。基礎スラブの厚さが底面の大きさに対して薄いと、基礎スラブ縁と比較して柱近辺の曲げモーメントが大きくなり、RC規準(2010年版)式(20.3)に基づく配筋方法では不適切になることがあります。</p> <p>下図は RC規準(2010年版)解説図20.11ですが、基礎スラブの持ち出し長さが 下図X及びYの範囲で納まる場合は剛強と見なすのも一つの考えかたと思われれます。</p> <div style="text-align: center;"> </div> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <p>柱を中心として配筋範囲(X, Y)を設定し、その範囲に所要筋を配筋し、その外側には適度の用心筋を入れることとした。ただし、基礎版の曲げモーメントやせん断力が一様分布ではなく柱近辺の応力度が大きくなるので、せん断力に対しては部材幅を曲げ配筋範囲(X, Y)として設計を行った。</p> <p>【参考文献・資料】</p> <p>・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010) 第8版 2010年2月 p331～P.339</p>

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

<p>10 地盤及び基礎構造</p>
<p>10.6 地下外壁・擁壁</p>
<p>10.6.2) 地下外壁の端部処理</p> <p>①基礎スラブは二重スラブではないので、地下外壁の土圧応力により、スラブに曲げモーメントが作用すると考えられることについて、壁配筋とのバランスから見ると、スラブの厚さ・配筋が少ないと思われることに対する検討</p> <p>②1階床は吹き抜けており、1階床面は自由端と考えられる場合で、地下外壁の設計では支持端として、設計の周辺条件を実状に合せて検討</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>①地階の床スラブやエレベーターピットの底面など土圧を受けるマットスラブには曲げモーメントが作用すると考えられます。スラブに作用する曲げモーメントは隣接する地下外壁と同程度の曲げモーメントと考えられることから(図3)、外壁と著しく配筋量や厚さが違わないようにバランスに注意する必要があります。地下駐車場やエレベーターピット下部などに対して検討や配慮が必要となることがあります。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-end;"> <div style="text-align: center;">  <p>図1 マットスラブと地下外壁</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>図2 作用する土圧と接地圧</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>図3 作用する曲げモーメント</p> </div> </div> <p>②一般の地下外壁は柱・梁で周辺を固められている場合が多く、4辺固定版と考えられます。しかし、階段室などで1階スラブがない部分の地下外壁は、実情に応じて固定度を低減させる必要があるため、3辺固定1辺自由版などとして取り扱う場合があります。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-end;"> <div style="text-align: center;">  <p>図5 地下外壁の応力分布モデル -4辺固定版-</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>図6 地下外壁の応力分布モデル -3辺固定1辺自由版-</p> </div> </div> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <p>①地下外壁から生じる固定端モーメントを考慮して、スラブの設計を行った。</p> <p>②1階床スラブに吹き抜けがあるので、地下外壁の一端を自由端とし、3辺固定(又は3辺支持)の条件で設計した。</p> <p>【参考文献・資料】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 建築技術 2010年10月号, (株)建築技術, p112~ ・ 新構造計算の実務 知っておきたい根拠と常識, SE委員会, (株)建築技術, p88

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.6	地下外壁・擁壁
	<p>10.6.3) 片土圧が働く地下外壁</p> <p>X方向負加力時（地震時）は水平力に加え片土圧が作用し、反対側は河川で受働土圧が期待できない場合の滑動抵抗に対しての考え方検討事例</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>建築物の外壁に片土圧が作用する場合、基礎には建築物の自重に加えて、水平力及び建物の転倒モーメントに伴う押し込み力と浮き上がり力が常時荷重として作用します。このような偏土圧の影響は地震時にはさらに増大するため、直接基礎については滑動、浮き上がりまたは転倒の検討、杭基礎については、水平抵抗、引抜きまたは転倒の検討が重要です。</p> <p>また、滑動抵抗を算出する場合、地下外壁側面と土との摩擦抵抗や基礎底面の摩擦抵抗、根入部の受働抵抗が抵抗力として考えられますが、原則として基礎底面と地盤との摩擦抵抗のみによって評価することが望ましいです。特に今回のようなケースでは大きな抵抗力を持つ受働抵抗が期待できません。基礎底面の摩擦力Rは建築物重量Wと摩擦係数μを用いて $R=W \cdot \mu$ で算出されます。μの値は、基礎底面直下の土のせん断抵抗を摩擦係数に換算して決定すればよいと思われます。土質試験などを実施しない場合は、0.4~0.6の範囲を採用すればよいと思われます。</p> <p>注) 片土圧を受け、意匠上地下階とみなせる場合でも、構造計算上地上階とみなす場合(Ai分布等に影響します)があるので、状況に応じて適切な判断が必要です。</p> <div data-bbox="758 952 1372 1332" data-label="Diagram"> </div> <p style="text-align: center;">図 片土圧を受ける直接基礎の建築物に働く力(例)</p> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 建築物基礎底面の摩擦力が、水平力（＝地震による水平力＋片土圧による水平力）より大きいことを確認した。 ・ 水平力（＝地震による水平力＋片土圧による水平力）によって建築物に浮き上がり・転倒が生じないことを確認した。 <p>【参考文献・資料】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, p77~ ・ 建築基準法改正に基づく構造設計Q&A集, 社団法人 日本建築士事務所協会連合会, p28 	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.6	地下外壁・擁壁
	<p>10.6.4) 地下外壁の応力組合せ</p> <p>地下外壁は長期土圧による面外せん断力と耐震壁としての面内せん断力を受けていることについて、合成したものでの検討事例</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>・地下外壁は地震荷重・土圧などにより地下階に生じる水平力に対する面内抵抗力のほか、地盤から直接作用する土圧・水圧等に対する面外抵抗力を併せ持っていることが特徴です。面内方向外力に対しては一般的なコンクリート耐震壁、面外方向外力に関しては、三角形あるいは台形の等辺分布荷重を受けたコンクリート造床スラブと同様の項目を検討する必要があります。</p> <p>また、面外方向の荷重として地下外壁に作用する土圧ならびに水圧（曲げモーメント及び面外せん断力）は常時作用すると考えられるため、地震荷重による面内方向外力（面内せん断力）が発生した場合は、合成された応力が生じていると考えられます。</p> <p>よって、</p> <ul style="list-style-type: none"> ①面外に作用する曲げモーメント ②面外せん断力 ③面内せん断力 <p>を組み合わせた応力で算定する必要があります。</p> <p>なお、直接当該ページに関連するものではありませんが、地下外壁の設計に於いては地下外壁の周辺条件を考えたモデルによる土圧に対する断面設計が大切です。</p> <p>【関連 10.6.2)】</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div data-bbox="651 952 986 1093" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>土圧・水圧等による ・面外に作用する曲げモーメント ・面外せん断力</p> </div> <div data-bbox="973 891 1197 1232" style="text-align: center;"> </div> <div data-bbox="1161 1160 1375 1249" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>短期荷重による ・面内せん断力</p> </div> </div> <p style="text-align: center;">図 地下外壁に働く力(例)</p> <p>耐震壁のせん断耐力 $Q_A = \max(Q_1, Q_2)$ において、 Q_1で決定する場合、土圧による面外せん断力による応力度を τ_y、耐震壁による面内せん断力による応力度を τ_xとして、</p> $\sqrt{(\tau_x)^2 + (\tau_y)^2} < f_s$ <p>Q_2で決まる場合、$Q_2 = \sum Q_c + \sum Q_w$における耐震壁の壁筋によるせん断耐力 $\sum Q_w$を土圧による面外曲げモーメントに使用される壁筋分を減らして算出する。</p> <p>ただし、Q_2で決定する場合は、ひび割れを許容するので、地下水位が高い場合は、Q_1で決定する断面にアップするか、漏水による排水側溝を取るなどの配慮も必要と思われれます。</p> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <p>・土圧による面外せん断力、面外に作用する曲げモーメントと短期荷重による面内せん断力の組み合わせ応力で地下外壁の設計を行った。</p> <p>【参考文献・資料】</p> <p>・建築基礎構造設計指針，第2版，2001年10月，(社)日本建築学会，p349～</p>	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

12	その他
	12.2) 電算システムにおける浮き上りの処理 保有水平耐力時に浮き上がりを「考慮する」とし、浮き上がり耐力を“0”としている又は入力していないため、浮き上がりが考慮されていないのではの検討事例（Q&Aでは、‘長期軸力のみを浮き上り抵抗力とする場合は小さな値として1kNを入力して下さい’ とある）
	【解説】 (1) 背景 一般に、保有水平耐力時は支点浮き上がりを考慮します。よって、一貫構造計算ソフトでの計算時は支点条件を設定する際、浮き上がりを「考慮する」と指定します。 しかし、ユニオンシステム㈱の一貫構造計算ソフトSS3では、浮き上がりを「考慮する」と指定しても、計算では考慮されていない場合があります。 これは、ユニオンシステム㈱のホームページ内のQ&Aにも解説されていますが、浮き上がり耐力を入力する欄に、浮き上がり耐力が入力されていない又は“0（ゼロ）”と入力していることが原因です。 浮き上がりを「考慮する」、と指定した場合は、浮き上がり耐力を入力します。なお、長期軸力のみを浮き上がり抵抗力とする場合は、“1” [kN]を入力します。 なお、一般的に浮き上がり耐力としては基礎自重、杭の引抜き抵抗力、基礎梁により可能な押さえ荷重などが考えられます。 (2) 設計の考え方に対する事例 ・保有水平耐力時に浮き上がりを考慮すると指定し、適切な浮き上がり耐力を入力した。
	【参考文献・資料】 ・ユニオンシステム㈱ホームページQ&A

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

12	その他
	12.3) プログラムのデフォルト値・計算条件 吹抜け部で、層をまたいだ1本柱となる柱の断面算定で、1本柱となる方向の座屈長さの確認事例

【解説】

(1) 背景

一貫計算プログラムでは一般的に複数の階やスパンにわたる部材を一本とみなし応力や撓みを計算することが可能ですが、そのプログラムの解説書には「一本部材の指定は考慮していません。」と記載されていました。実状の座屈長さが反映されていない場合は、座屈長さ係数(Lk/L)を別途計算して個別入力する必要が有ります。

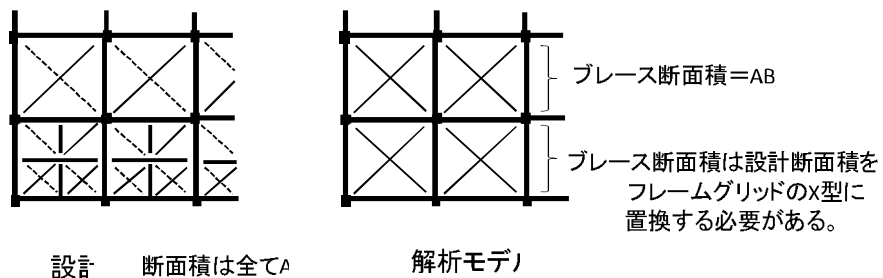
この他にも、一貫計算・個別計算を問わず各プログラムには、「入力のデフォルト値」「適用範囲」があるので、解説書等プログラムの内容を十分把握して使用する必要があります。また、手計算等で設計者が確認する必要がある場合もあります。以下に、よくある『誤使用』を紹介します。

【応力関連】

●小梁の設計応力で中間(任意位置)に大きな集中荷重がある場合に、計算位置のデフォルト値がスパンの1/2位置となっており最大応力を採用していないことがあります。一貫計算の大梁・柱でも注意が必要な場合があります。

【S造関連】

- 剛床を解除して床ブレースを入力すると、応力解析は入力されたブレースが×型圧縮引張ブレースとしてフレームグリッド間に配置されるプログラムで、
 - ・設計が丸鋼の×型引張ブレースのところ、同じ状態で同断面の×型引張圧縮ブレースとして入力されている。この場合は解析上圧縮側も有効となるので断面積を1/2とする必要があります。
 - ・外周部には小梁を配してブレース量を2倍に配置している設計で、一律に丸鋼の断面積が入力されている。ブレース量を増したグリッドは等価な断面積を求め入力する必要があります。



●柱脚のアンカーボルトの入力でデフォルト値が『径』の入力となっている場合に、『ABR』材で設計する場合にも径で入力されている。この場合『ABR』材は呼び径と軸径が異なるため、断面積を入力する必要があります。また、ターンバックル付の転造ねじブレース(JIS)も同様のことがいえます。

●柱脚のリブプレートの材料がベースプレートの材料と同材となるプログラムで、ベースプレートにSN490Bを入力し、リブプレートの設計は『SS400』でしている。この場合、設計でSN490BとSS400の許容応力度の違いを勘案したリブプレートの成または厚さとする必要があります。

●大梁の継手の計算条件で、使用高力ボルトの呼び径をフランジ巾で規定している場合のデフォルト値がそのまま用いられ、設計より小さなボルト孔で欠損の計算がされている。この場合、設計に伴ったフランジ巾を入力しボルト孔による欠損を適切にする必要があります。

【基礎関連】

●個別プログラム・一貫計算プログラムで、接地圧の計算を $\sigma_e = N/A + M/Z$ で計算するものがあります。この場合、偏心距離/基礎幅 $e/L \leq 1/6$ を満足しないと適用外となり、別途接地圧の計算をする必要がありますので、注意を要します。

(2) 設計に対する考え方の事例

①別途、鋼構造塑性設計指針（(社)日本建築学会）に準拠し座屈長さ係数を算出、細長比が一貫計算値より小さく、かつ200以下であることを確認した。

【参考文献・資料】

・各プログラムの解説書・マニュアル

構造計算適合性判定 判定内容事例集解説編

付録・補足の発刊にあたって

このたび、これ迄に発刊してきました 判定指摘事例の一環として「解説の付録・補足」編を追加しました。

項目・内容としては、これ迄の指摘事例が多くありますが、視覚的に捉えられるように図として表しています。

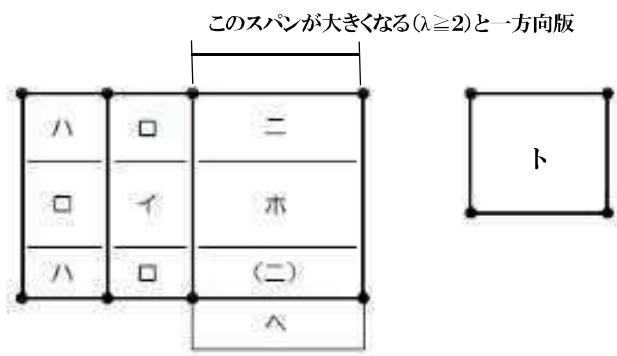
これ迄と同様に1つの考え方として 例示するものです。

平成26年2月

参考文献

これからの鉄骨構造：学芸出版社
鋼構造設計規準：日本建築学会
鋼構造塑性設計指針：日本建築学会
建築の構造設計：JSCA

1. 床版の支持条件と配筋

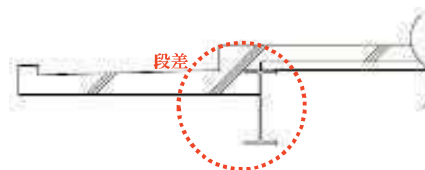


床版の周辺支持状態

- イ:4辺固定
 - ロ:3辺固定1辺単純支持
 - ハ:2隣辺固定2辺単純支持
 - ニ:1端固定他端支持
 - ホ:両端固定
 - ヘ:跳ね出し基端固定
 - ト:4辺単純支持
- 注1-採用するデッキプレートによっては一方向版となる
注2-「ニ」は跳ね出し床「ヘ」と連続となる

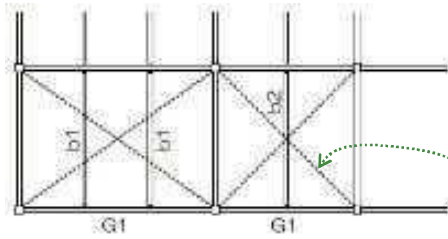
電算システムでの解析は、周辺固定としているケースが多い。

- 問題点**
- ①ハ、ニは中央下端・内端上端が不足する事がある
 - ②ヘは固定端処理が出来ている事が必要
- その他、**段差がある時などは注意が必要**



固定端の処理—反対側の床版との応力の連続性
コンクリート厚さ、配筋の連続性

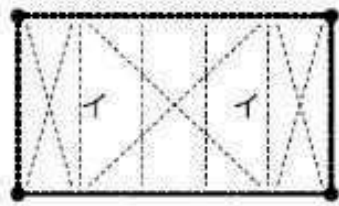
2. 横補剛、横座屈止めの有効性の確保(1)



例えば、
b1, b2小梁を配した場合、G1大梁の
電算システムでの形状認識は小梁間が
補剛間隔、小梁数が補剛数となる。

(注)点線はS造屋根などの場合

S造屋根(RC床がない)の場合、ブレースと小梁が接合され、
移動拘束がないと有効とならない。



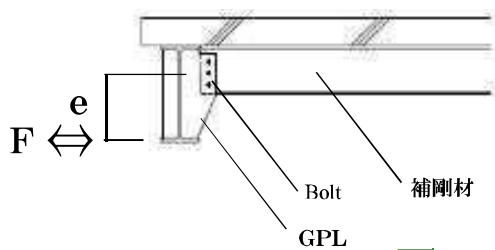
左図の場合も、'イ'のみが有効

更に、
大梁Gに対して小梁(つなぎ)bが有効な補剛材と成る為には、フランジの適切な拘束が必要である。

- 2 -

3. 横補剛、横座屈止めの有効性の確保(2)

●RC床版



梁の横方向補剛材に必要な強度と剛性

$$F = 0.02C$$

$$C = \sigma_y \cdot A / 2$$

$$K \geq 5.0C / lb$$

$$Me = F \cdot e$$

GPL、ボルト、補剛材の
性能がこれを満足して
いる必要がある。

GPLの形状

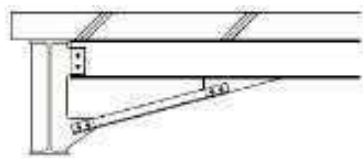
ボルトの本数、ピッチ

補剛材の強度と剛性

検討する

形状のGPLは危険
断面の性能に注意を
要する

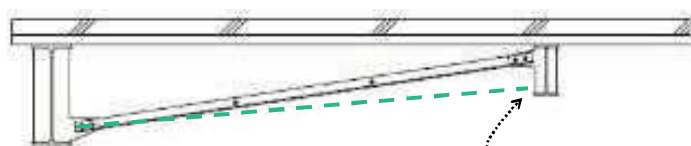
方杖形式



補剛材に曲げ、軸力が生ずる

- 3 -

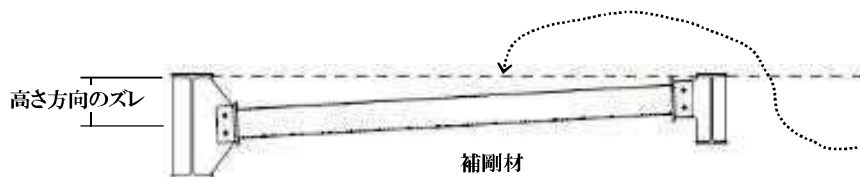
4. 横補剛、横座屈止めの有効性の確保(3)



隣接梁まで設ける場合、
隣接梁の上フランジ(スラブ側)を狙う。
下フランジでは拘束の有効性が疑問。

この位置では補剛材の軸力が
スラブ(水平構面)に伝わら
ない。

●S造屋根(上フランジに拘束性がない場合)



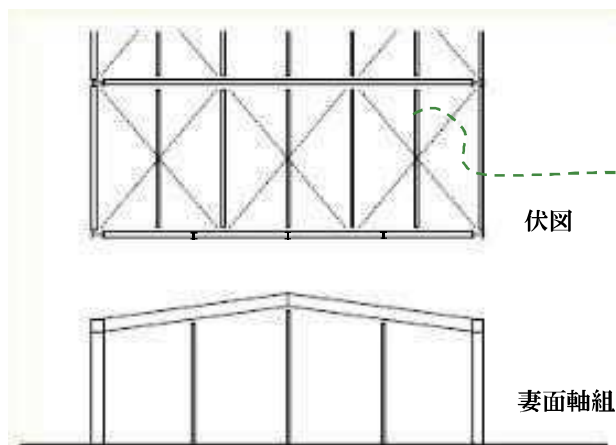
ブレースはここに設けられている事が
多いので、補剛材とブレース間に間隔
のある時は、このズレ間の荷重伝達の
検討も必要となる。

モーメントは上フランジ・下フランジからの偶力となるので、設計応力として
は高さ方向のズレの大きい方が対象となる。

GPL、ボルト、補剛材でモーメント(と軸力)の処理を行い隣接梁・ブレース
(水平構面)に伝える。

5. 横補剛、横座屈止めの有効性の確保(4)

若干、主旨は異なるが、梁面外性能に関連する事項

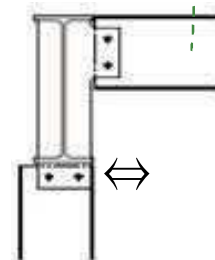


間柱など取り合う梁

間柱頂部の反力処理が、梁面外(横
力)についてどのようにされているか?

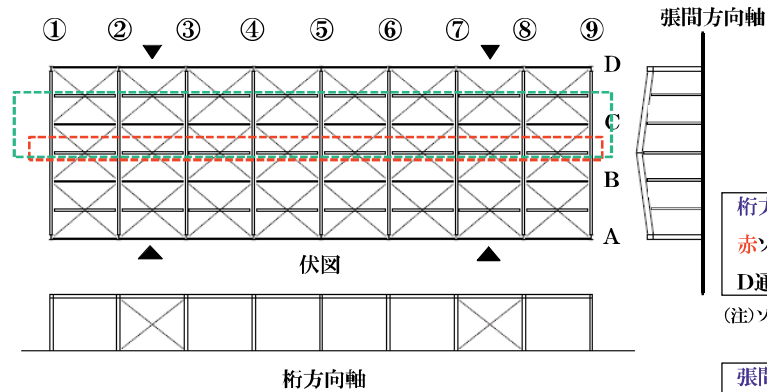
振れ+控え材、GPL、ボルトの検討

納まり



間柱が小梁間で下フランジと取り合う

6. 荷重伝達の明確化

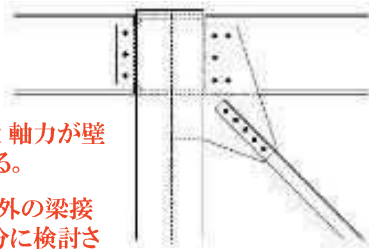


屋根ブレース⇒軸材(梁)⇒
軸ブレース の力の流れを
明確にする

桁方向について、
赤ゾーンの1/2はB～C間、緑ゾーンはC～D間のブレースで、
D通りへ伝えD通りの梁(軸材)でD通り軸ブレースへ伝える。
(注)ゾーンの点線は、伏図の線と重ならないよう少しずらしてある。

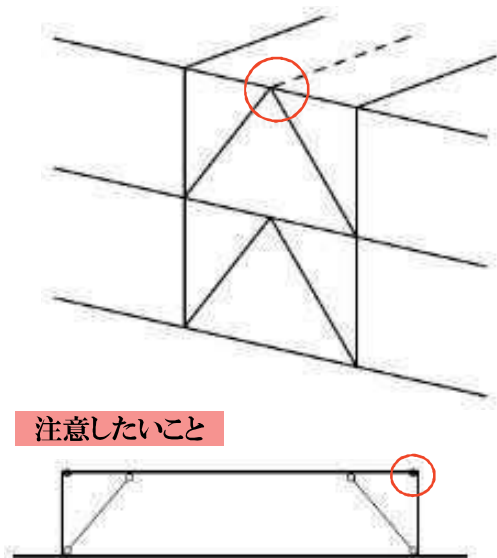
張間方向について、
例えば、①、⑨通りのみで水平力を処理する場合、
中間部(⑤通り)から順次外周へ伝え、
両妻(①、⑨通り)の架構で処理する。

桁梁を伝わって順次 軸力が壁
ブレースに伝達される。
ブレース取付き部以外の梁接
合部の軸性能が十分に検討さ
れていない事が多い



ブレース架構接合部

7. ブレース架構の接合部・仕口部

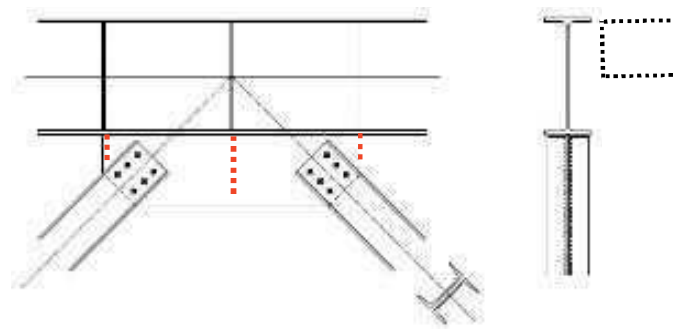


注意したいこと

i) GPLが大きくなると、板座屈の懸念
板厚さ、スチフナの配慮が必要となる。

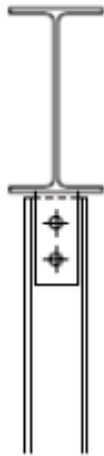
ii) 計算上は別として、偏心の可能性もあり
面外方向につなぎ材などがあるとよい。

K型ブレース交差部 ○部(一般)詳細



○部で、ウエップのみのピン接合の時
GPL、ボルトが不足している事がある。

8. 吊り材の接合部



GPL-6
Bolt HTB 2-M16

H-100×100、
H-125×125 等の広幅H他

(間柱の場合もあり)

左図のような図面が散見される。
P1材に比べてGPLが貧弱。
このGPLの形状であれば、幅が60~80mm程度、隅肉溶接となり
P1母材とアンバランス(弱点となる)の感がある。

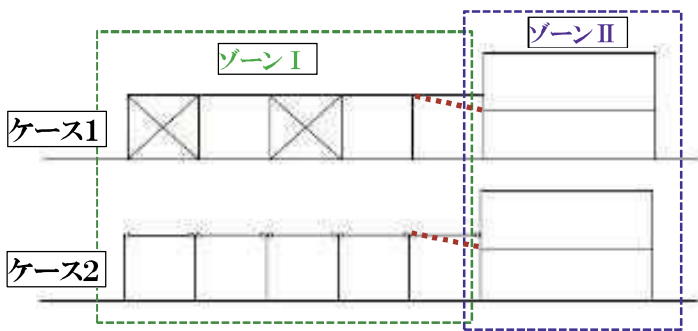


フランジの片端を欠き
GPLの幅(溶接長)を大きくする。

又、吊り材であるので、
2L_s、2L_sとするのも1つの方法か。

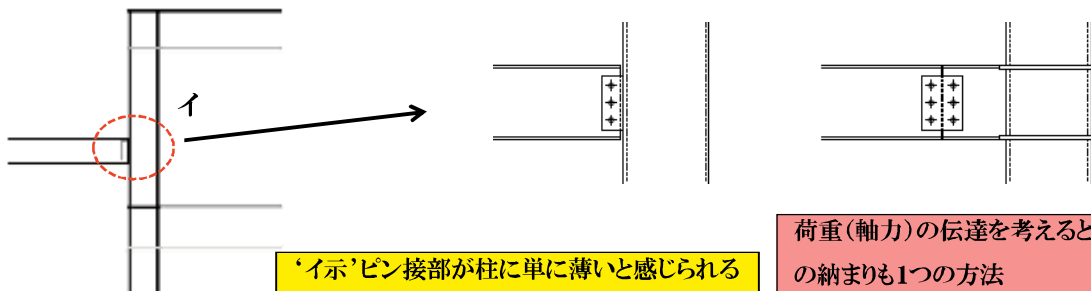
- 8 -

9. 梁段差部、付属架構接合部の納まり(1)



電算システムによる一貫計算で
ケース1はゾーンIで、ケース2はゾーンIIで
多くの水平力を負担する結果となっている。

荷重と剛性を概ねゾーン毎にバランスさせる。

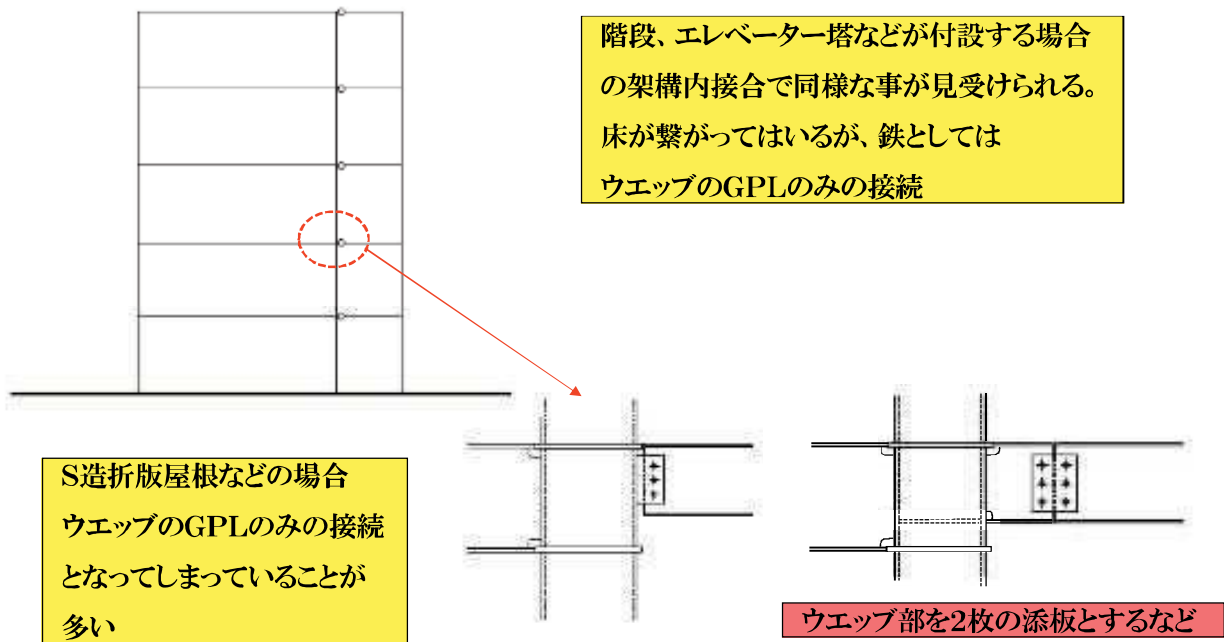


‘イ示’ピン接部が柱に単に薄いと感じられる
GPLで取り付けられただけのものが見られる。

荷重(軸力)の伝達を考えると、上図
の納まりも1つの方法
GPLを厚くする考え方もある。

- 9 -

10. 梁段差部、付属架構接合部の納まり(2)

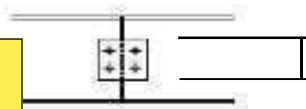


- 10 -

11. 鉄骨梁の継手、鉛直ハンチ

- ボルト本数から、ピッチ、へりあきで決めると添え板の背が小さくなる事がある。

継手リストは、ボルト仕様と板厚のみ記入



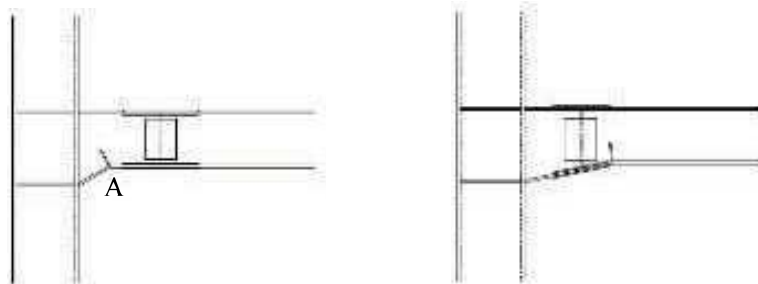
特にこのウェブの添板の背

例えば、H-300×150 は、HTB 2-M20

添板の背が、 $40+60+40=140$ となる可能性がある。

- 近年、ハンチを設ける設計は減っているが、直交梁の背差、段差などから設けられる。

ハンチ部、継手部の性能検証が必要

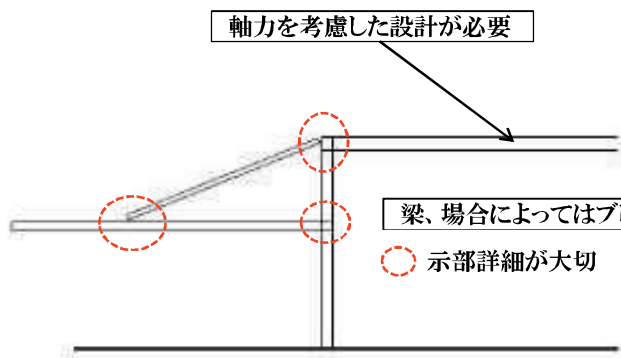


ハンチ勾配がきついと応力勾配とA点の断面性能ヒンジゾーンが問題となってくる。

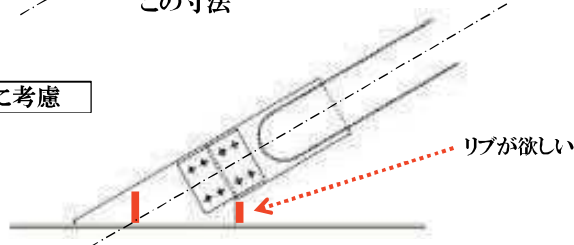
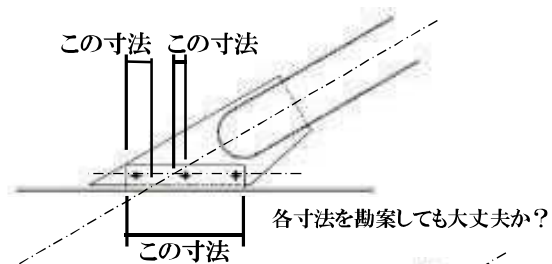
中央部材の加工性が悪い。

- 11 -

12. 大きな吊り庇



10~15mの大規模な庇



溶接面・ボルト群の偏りや、斜材と接合部耐力のアンバランスがみられる

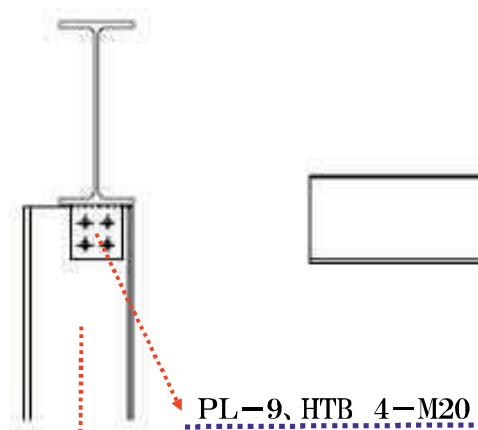
板厚が薄い、ボルト本数が少ない
溶接仕様(一隅肉溶接が多い)

荷重状態、面外方向の微動

- 12 -

13. その他

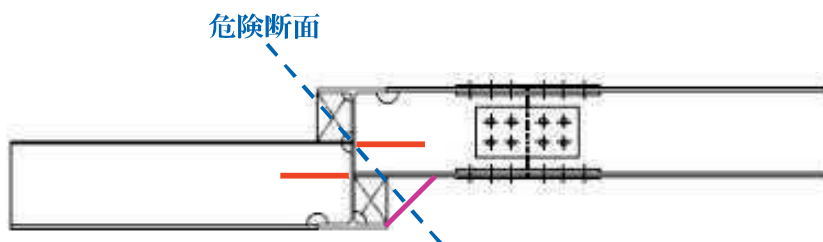
(ブレース部)間柱の取り合い



例えば、H-294×200×8×12

母材やHTBに対してPLの厚さ・幅が小さいのでは?

段差のある跳ね出し小梁



危険断面の性能は大丈夫か?

(—)が欲しい

梁材フランジの軸力をスムーズに伝達できるか?

— 示のリブや

フランジ(—)が欲しい

- 13 -

