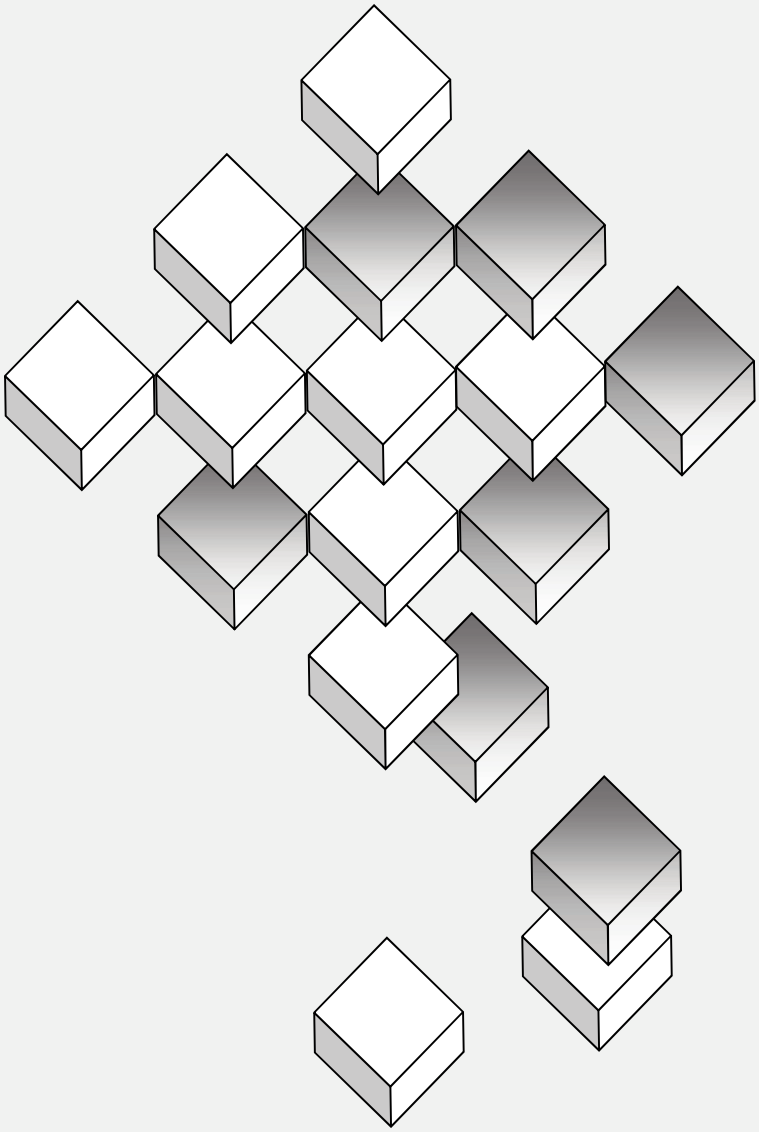
構造計算適合性判定
事例解説集



一般財団法人 愛知県建築住宅センター

平成27年11月

はじめに

この度、判定内容事例集解説編の修正版を構造計算適合性判定事例解説集として掲載させて頂きます。

事例解説集は、既に判定審査を行い、その中での指摘―回答を基に、類する事項を含めた内容をまとめたもので、判定員がどのような追加資料や検討のお願いをしているか、或いは、それらに際しどのような考え方があるかを設計者の皆さんに知って頂くためのものです。

作成方針・特徴等をご理解の上、今後、構造計算適合性判定申請を行う際の参考として頂ければと考えております。

また、これらの内容に関しましてご意見等がありましたら逐次お知らせ頂ければと思います。今後の判定業務の参考とさせて頂きます。

１．本事例解説集の特徴

（１）これまで解説編として 2015 年 6 月 22 日付のものを掲載しておりました。
これまで同様、項目は以下の方針のもとに掲げてあります。

・重要度の高い事項、並びに、指摘頻度の高い事項を選択。
・判定機関が審査すべき事項に限定せず建築主事・確認検査機関が審査すべき事項も含む。
・図書相互の不整合等、軽微な事項は除く。
・指摘内容を特定する図面や計算書がなくても理解できるように、文章を一部修正。
・検索しやすい構造項目で分類・構成。

（２）この方針の下、
①最近の審査の中で余り触れられなくなった・触れる必要のないもの、
②当初からの発行後、新たな知見・考え方があるもの、
等の観点から、削除・修正を加えております。

２．取り扱い上注意して頂きたいこと

（１）掲載している事例は、その内容以外が必ずしもすべて適切でないとするものではありません。また、申請書の添付図書では、設計内容が理解しづらい点等について、説明を求めている事項が多く含まれています。

（２）本事例は、用途・規模等条件の異なるさまざまな事例から編集しているため、すべての指摘がどんな物件にも当てはまるものではないことをご了承ください。

（３）事例は、構造設計における工学的な判断を基にした、いわゆる望ましい事項について、設計者の見解等を求める場合も含まれています。

（４）記述は、ひとつの例を示すもので、他の考え方・設計を否定するものではない事にご留意頂きたいと思います。

３．その他

本事例解説集では、以下のように正式名称を略称している場合があります。

国交告・・・・・・・・・国土交通省告示
技術基準解説書・・・・・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

2015 年 11 月

もくじ

１．　構造計算の基本事項

１．１　構造計画 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.1

★　１）ゾーニングによる保有水平耐力算定
★　２）ゾーニングによる Ai 分布算定
★　５）吹き抜け周辺での水平力伝達(1)
★　５）吹き抜け周辺での水平力伝達(2)
★　６）平面的に突出部を有する建築物の水平力伝達
★　６）建築物本体と突出部の接続部の安全性
★　７）吹き抜けで分断される各部分の保有水平耐力
★　９）エキスパンションジョイント寸法の設定
★１０）モデル化の設定層数と剛床解除
★１３）土間コンクリートによる、
１階壁－基礎間のせん断力伝達
★１４）突出部分の杭の水平力に対する検討
★１９）雁行平面モデル

１．２　設計手法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.13

★　７）梁段差部の節点上下移動によるモデル化、
荷重伝達、納まり
★　９）大きな開口を有する壁のモデル化
★１０）構造スリット位置による柱の可撓長さ評価
★１１）耐力壁モデル化の注意点
★１６）設計用固有周期算定
★１７）柱材の座屈長さ
★１８）梁材の座屈長さ
★１９）柱等の剛性補正
★２４）床ブレースの評価
★２５）外周部への荷重伝達
★２６）支点鉛直力と支点反力との釣合い
★２８）節点の上下移動でのモデル化における注意点
★３１）耐震壁のモデル化
★３５）軸ブレース耐力の評価
★３６）外装の変形追随性
★３７）軸力に対する梁の検討

１．３　塔状建築物 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.35

★　２）塔状比４超の建築物の転倒

１．４　たわみ・振動 ・・・・・・・・・・ 現在該当項目無し

１．５　断面設定 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.36

★　１）断面のバランス

２．　荷重及び外力

２．２　固定荷重及び積載荷重 ・・・・・・・・・ P.37

★　３）設計荷重の設定

２．３　特殊荷重 ・・・・・・・・・・・・ 現在該当項目無し

２．５　風圧力 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.38

★　１）大屋根に対する吹き上げ及び吹き降ろし
★　２）風力係数における外圧係数・内圧係数
★　３）風圧力を受ける柱及び梁
★　４）風圧力によるたわみ

２．６　地震力 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.42

★　３）屋根勾配のある建築物の固有周期
★　４）隣地と GL に差がある場合の Ai 分布
★　６）根入れによる水平力の低減

４．　構造計算の方法

４．１　設計ルート ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.46

★　２）適用ルートの妥当性(ルート 2-1)

４．２　層間変形角・偏心率・剛性率 ・・・ P.47

★　２）雑壁の剛性評価

４．３　保有水平耐力 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.48

★　２）不整形平面形状建築物の解析
★　３）保有水平耐力計算時の外力分布
★　４）柱と基礎の大きな偏心の影響
★　５）基礎の偏心が保有水平耐力に与える影響
★　８）保有水平耐力計算における解析終了条件
★　９）保有水平耐力計算時の基礎回転耐力の考慮

４．４　浮き上り・圧壊 ・・・・・・・・・・・・・・ P.56

★　１）版状の建物での浮き上り・圧壊

５．　鉄骨造

５．１　剛性 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.57

★　３）地中梁のない基礎のモデル化
★　５）トラス梁のモデル化
★　６）焼抜き栓溶接による剛床仮定
★　７）転造ネジアンカーボルトを使用した露出型柱脚

５．２　応力 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.62

★　３）ブレース付き構面の梁の検討
★　５）間柱からの影響を考慮した梁の検討
★　６）勾配を有する梁の検討
★　８）トラス梁を経由する地震力の伝達

５．３　断面検討 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.66

★　２）不整形な建築物における２軸曲げの考慮
★　４）ブレース架構の梁軸力
★　５）梁ウェブ耐力の評価
★１２）組み立て柱のラチス材

５．４　接合部 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.71

★　１）柱サイズが異なる場合のダイアフラムの検討
★　６）角形鋼管柱の納まり
★　７）梁せいに差がある場合の納まり
★　８）柱脚アンカーボルトのせん断力負担
★　９）柱脚ベースプレートとコンクリート間の摩擦抵抗

５．５　横補剛 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.74

★　１）横補剛材の有効性
★　２）焼抜き栓溶接による座屈止め

５．６　保有水平耐力 ・・・・・・・・・・・・・・・・ P.77

★　３）鉄骨造の地中梁におけるヒンジとＤｓ値
★　５）保有水平耐力計算時における圧縮ブレースの考慮
★　７）冷間成形角形鋼管の局部崩壊時の検討
★　８）保有水平耐力計算における解析

５．７　納まり ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.83

★　１）庇吊材、柱及び片持ち梁の取り合い
★　６）パラペットとデッキ部コンクリートの定着等

５．８　クレーン ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.85

★　１）クレーン荷重の基本的事項
★　２）クレーンのあるブレース架構

６．　鉄筋コンクリート造

６．１　剛性 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.88

★　２）3 方スリットのある無開口壁の剛性評価
★　３）腰壁・垂壁付き梁の剛性評価
★　５）柱・梁の剛性評価における置換
★　８）見付幅の小さな袖壁のスリット
★１０）階段部のスリット
★１１）外側袖壁の扱い

６．２　応力 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.95

★　１）下階壁抜け通りの隣接通りへのせん断力の伝達
★　２）基礎の偏心による付加曲げモーメント
★　３）べた基礎による地中梁のねじりモーメント
★　４）片持ち部分からの大梁へのねじれ
★　８）梁増打ちの考慮

６．３　断面検討 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ P.100

★　１）複数開口を有する耐力壁の設計
★　４）大梁への軸方向力の考慮

★　5）スリットを設けた雑壁の面外方向の検討
★　7）ねじれに対する地中梁の検討
★　8）大型床版を支持する梁の捩れ
★　9）耐圧版の設計
★１０）端部と中央で配筋量が大きく異なる大梁
★１１）梁の付着割裂
★１４）構造壁となる方立壁がある場合の梁のせん断設計

６．４　接合部 ‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥ P.112
★　2）逆梁が取付く柱の仕口フープ
★　4）機械式継手使用時の大梁のスターラップの配置
★　5）接合部のメカニズム時の検討

６．５　定着 ‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥ P.119
★　2）最上階の柱主筋の定着の確保

６．６　保有水平耐力 ‥‥‥‥‥‥‥‥ P.120
★　5）保有水平耐力計算における
中空スラブのスラブ筋の考慮

６．７　納まり ‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥ P.121
★　4）片持ちスラブが取付くスラブの配筋量

７．　鉄骨鉄筋コンクリート造

７．２　応力 ‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥ P.122
★　1）柱脚の設計

７．３　断面検討 ‥‥‥‥‥‥‥‥‥ P.123
★　1）主筋孔の採り方・主筋の並び

１０．　地盤及び基礎構造

１０．１　地盤の基本事項 ‥‥‥‥‥‥ P.124
★　7）荷重の傾斜に対する補正係数を考慮した設計地耐力
★１３）付属棟等基礎の取扱い(エレベーター部分など)
★１４）隣地に近接する基礎スラブ根入れ効果による低減

１０．２　地盤の液状化 ‥‥‥‥‥‥‥ P.127
★　2）液状化の判定

１０．４　杭 ‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥ P.128
★　2）杭頭処理
★　7）群杭による影響
★　8）杭間隔がない場合の支持力低減
★１１）杭の水平変位

１０．５　基礎・基礎版 ‥‥‥‥‥‥‥ P.132
★　2）基礎スラブの設計(1)
★　2）基礎スラブの設計(2)
★　2）基礎スラブの設計(3)
★１０）礎柱の検討
★１３）耐荷ベタ基礎の設計
★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

１０．６　地下外壁・擁壁 ‥‥‥‥‥‥ P.138
★　2）地下外壁の端部処理
★　3）片土圧が働く地下外壁
★　4）地下外壁の応力組合せ

１２．　その他 ‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥ P.141
★　2）電算システムにおける浮き上りの処理
★　3）プログラムのデフォルト値・計算条件

付録・補足 〈26.3.13〉 ‥‥‥‥‥‥‥‥ 全 13/2

「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注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.1 構造計画

1.1.1) ゾーニングによる保有水平耐力算定

保有水平耐力算定時の平屋建て部分と２階建て部分をゾーニングする場合の検討事例

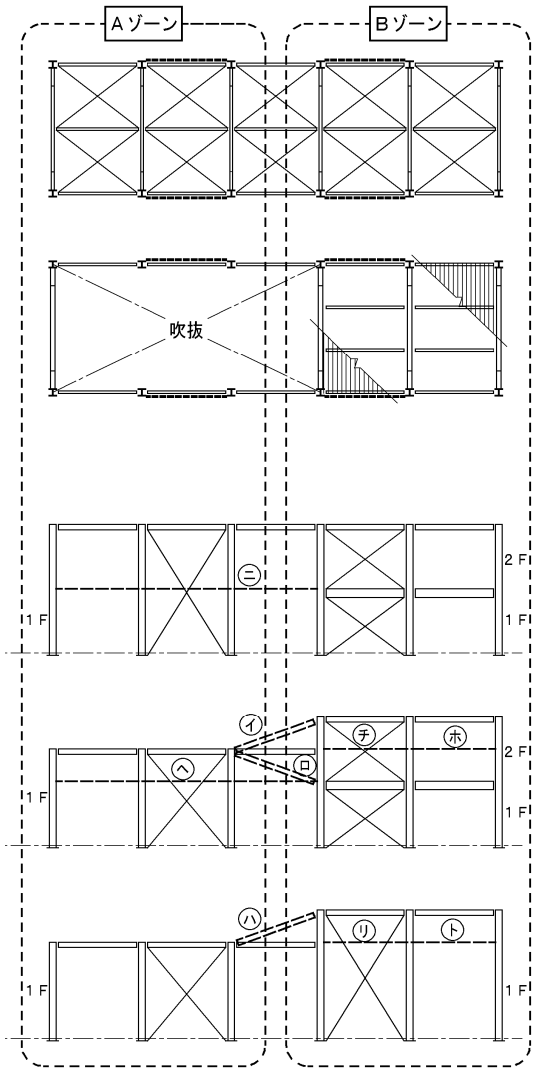
1.1.2) ゾーニングによるAi分布算定

複数階建築物の屋根面の高さが異なる部分のゾーニングによる個々のAi分布によるそれぞれの部分の保有水平耐力の検討事例

【解説】

(1) 背 景

鉄骨造の工場や倉庫などに多くみられる図ー１、２、３のような３つの事例として示す建物では、「層」・「床」が明確に定義できないことがあります。



R階梁伏図

２階梁伏図

軸組図

図－１

図－２

図－３

（注）３つの事例において伏図概要は共通とする。又、図－１での伏図に示すようにAゾーン、Bゾーンと呼ぶ。

２階建と１階の部分が存在するが屋根は同じレベルでつながっている。

２階建と１階建の部分が存在するが１階部分は２階建部分の中間付近でつながっている。

高さの異なる１階建の建物

電算システムによる解析では剛床仮定のまま１つの架構として解析している事例がみられます。高さの異なる部分に関しては各図において、㋑、㋺、㋩の点線で示すような接続、あるいは㋥、㋭、㋬、㋣の点線で示すように解析上の階としている事例があります。

この場合、解析結果として、図ー１，２の場合、一般的にはAゾーンの水平荷重をBゾーンで負担、図ー３の場合Bゾーンの水平荷重をAゾーンで負担することとなります。これらのケースでは桁方向に関しては最上階で「剛床仮定」が成立するも、張間方向に関しては「剛床仮定」が成立するとは言い難く各ゾーンでの荷重負担が実際と異なることが懸念されます。

偏心率、剛性率、層間変形角も実性状とは異なるものとなります。形状規模が違うAゾーン、Bゾーンをゾーニングした解析による安全性の検討が必要となります。

(2)設計に対する考え方の事例

１）A、B各ゾーンに分けて解析検討を行っている。その上で、桁方向について一体架構としても検討している。この場合、図ー２，３の㋖、㋠点における荷重伝達とそれに伴う詳細納まりの検討を行っている。（ここについての検討を入念にしないと、解析仮定と収まり図が整合したものとなりません。）

２）Aゾーンの規模がBゾーンに対して小さい場合はY方向については、同一変形と考えて屋根ブレースによる荷重伝達とブレースの強度、剛性を確保している。

（3）その他

ホテル、事務所建築等にみられる中高層のツインタワー状の建物のような場合がありますが、ここでは含まないこととします。この場合については他文献等を参考にして下さい。

【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注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.1	構造計画
	1.1.5) 吹き抜け周辺での水平力伝達(1) 2、3階のX2～X4通り間が吹き抜けとなっている（剛床部でない）ところへの鉛直ブレースの配置されている時の水平力の伝達の検討事例

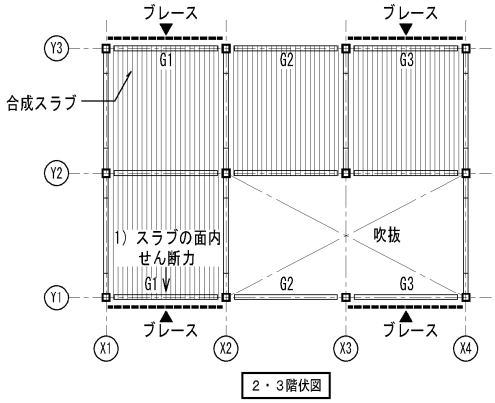
【解説】

(1) 背 景

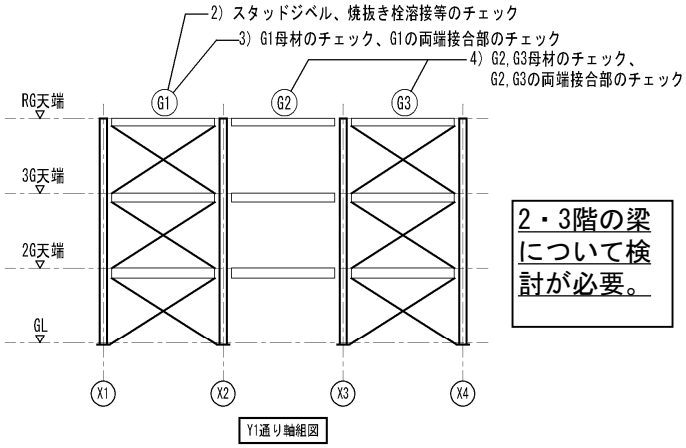
通常、鉛直ブレース付きの梁については、一次設計及び保有水平耐力時に軸力を考慮した検討を行います。この計画はX方向については剛床仮定で構造計算されていますが、2･3階のX2～X4通り間は吹き抜けのため、床版によってせん断力を伝達することができません。計画では、X3-X4間に鉛直ブレースが設置され有効として構造計算されています。各階の水平力の 下図1)→4)の力の流れの検討を求めたものです。

したがって母材がG3と同じとしても、大梁･ブレース接合部ではブレース付きのG1･G3に加え、G2も検討が必要です。

（接合部ガセットプレート、接合ボルトの検討:(5.3.4) 参照）



2・3階伏図



Y1通り軸組図

2・3階の梁について検討が必要。

(2)設計に対する考え方の事例

スラブから2,3階梁への伝達について、スタッドジベル、焼抜き栓溶接等による検討を行っている。次に、Ｇ梁を介しての鉛直ブレースへの伝達については、Ｇ梁母材、各Ｇ梁の接合部のボルト及びガセットプレートの検討により、問題がないことを確認した。なお、図中の1）～4）の手順で検討を行った。

【参考文献・資料】

・ビルディングレター 2012.4, (財)日本建築センター, P.12

「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注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.1 構造計画

1.1.5) 吹き抜け周辺での水平力伝達(2)

吹き抜けになっている箇所があり、吹き抜け部分の両側で水平力分担に差がある場合の、両側を連結する水平ブレースについて、水平力の伝達の可否の検討事例

【解説】

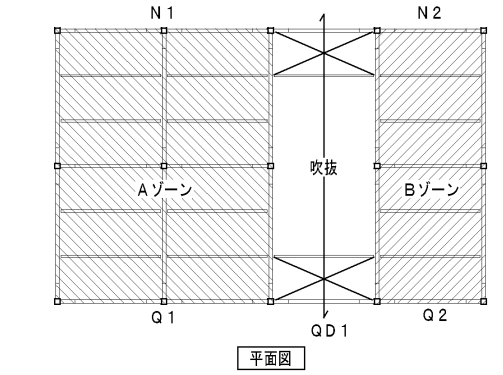
(1) 背 景

構造計算にあたり,床全体を剛床と仮定して応力計算することが多くみられます。しかし、部分的に吹き抜けがある場合などで剛床仮定を満足させることの検討を求めたものです。

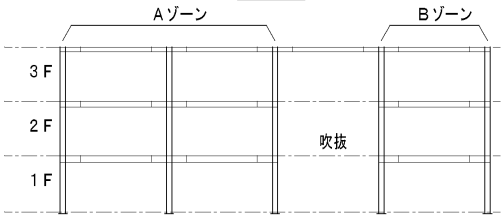
下図におけるケースの場合、次の考え方があります。
①床全体を剛床と仮定してモデル化し、A,Bゾーンでの荷重と剛性の分布を確認し荷重伝達が必要な場合、吹き抜け部分の力の伝達を検討する。
②床Aと床Bとをそれぞれ別々の剛床と仮定し,それらをつなぐ吹き抜け部分の床をブレース置換などした解析モデルとする。
③床A,Bおよびつなぎ部分を含めた床全体をブレース置換などした解析モデルとし、床面内変形を考慮した解析モデルとする。

(2)設計に対する考え方の事例

この例は上記①床全体を剛床と仮定してモデル化し、その上でY方向について、吹き抜けのあるスパンのせん断力伝達の検討をした例です。このS造建築物の場合は吹き抜けのあるスパンのせん断力伝達を床ブレースで検討されている。またRC造の床の場合にはスラブのせん断力で伝達するよう検討することとなります。



平面図



軸組図

Aゾーンの軸力比とAゾーンのせん断力比の差に総せん断力を掛けたものが、１次設計時の床ブレースせん断力となります。

ΣＮ＝Ｎ１＋Ｎ２
Ｎ１：Ａゾーンの軸力
Ｎ２：Ｂゾーンの軸力
ΣＱ＝Ｑ１＋Ｑ２
Ｑ１：Ａゾーンのせん断力
Ｑ２：Ｂゾーンのせん断力

Q_{D1}：一次設計時の床ブレースせん断力

ＱＤ１＝（Ｎ１／ΣＮ－Ｑ１／ΣＱ）×ΣＱ
　　＝－（Ｎ２／ΣＮ－Ｑ２／ΣＱ）×ΣＱ

【参考文献・資料】

・構造設計一級建築士資格取得講習テキスト，2008年6月 (財)建築技術教育普及センター，p280

「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注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.1	1.1　構造計画　　（参考）1.1.14）に類似の項目があります。
	1.1.6）平面的に突出部を有する建築物の水平力伝達 　部分的な突出部を含めて剛床仮定が成立するものとして、全体を解析している時の、水平力の伝達に支障がないかの検討事例 1.1.6）建築物本体と突出部の接続部の安全性 　エキスパンション・ジョイントを設けず建築物本体と突出部が接続されている時の、平19国交告第594号第2第三号ハに基づく検討事例

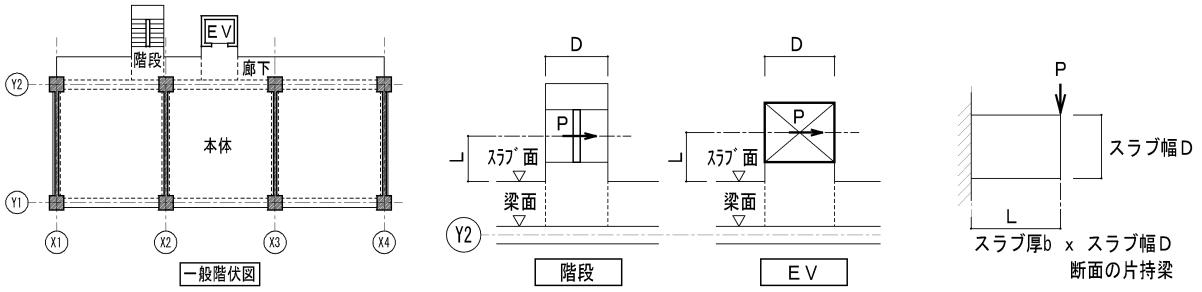
【解説】

(1)　背　景

地階を除く階数が４以上、又は高さ20ｍを超える建築物については、水平震度による突出部分（ＥＶ、階段等）に作用する応力の割増しをしての検討（H19国交告第594号第2三号ハ）が求められています。階数が３以下、又は高さ20ｍ以下であっても、これに関する検討を行った方がよいものもあり、建物の性状を考えて設計することが必要と考えられます。

この突出部分は、地震時に本体部分と分離、倒壊した事例もあり、構造耐力上主要な部分と同様な取扱いをするものです。局部震度による振動の励起を考慮した水平震度1.0Ｚ以上の検討に加え、突出部分の本体構造への取付け部の応力伝達も含めて検討する必要があります。
（注：特にＥＶは吹き抜け部分があるため、本体への応力伝達に留意が必要です。）

→：Ｘ方向　Ｍ＝Ｐ・Ｌ，Ｑ＝Ｐ　（Ｐ：突出部１Ｇの水平力）
　　スラブの面内せん断力の検討は、Ｑにより行う。スラブ厚ｂｘ，幅Ｄの短期せん断応力度のチェック
　　曲げモーメント
　　①Ｔ＝Ｍ/Ｄとして、スラブ両側に補強筋を入れる。
　　②ｂｘ・Ｄの梁としてスラブ全体の主筋により抵抗。
↑：Ｙ方向　本体建築物と同一水平変位するものとして解析。
　　ただし、本体には耐震壁が多く配置され水平変位が小さい場合は省略する事も可能。



(2)設計に対する考え方の事例

平19国交告第594号第2第三号ハに基づき、外壁からの突出部分を水平震度1.0Zとして追加検討している。また、突出部分と本体構造の取付け部の応力伝達を検討し、スラブ両側に補強筋を配置した。

【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，p320～
・構造設計一級建築士資格取得講習テキスト,2008年6月 (財)建築技術教育普及センター,p281～282

「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注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.1	構造計画
	1.1.7) 吹き抜けで分断される各部分の保有水平耐力 吹き抜けで分断される各部分について、一次設計時の軸力比と二次設計時の保有水平耐力比は、同等かの検証、併せて、同等でない場合の、応力伝達上支障がないかの検討事例

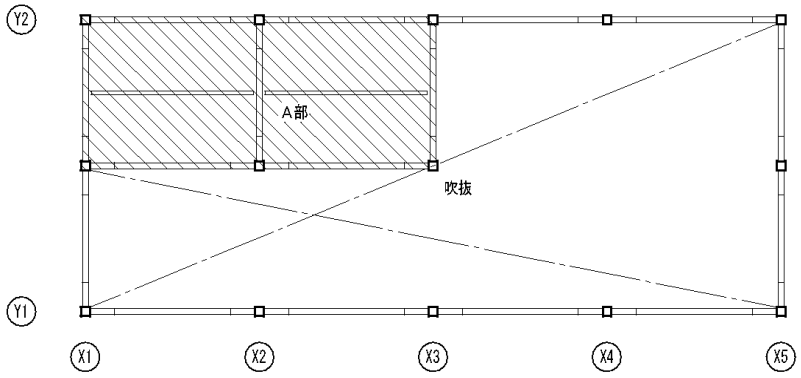
【解説】

(1) 背 景

工場内部の事務所等に多く見られる事例ですが、吹き抜けで分断される部分を含めて電算（一貫計算プログラム）で検討されると、保有水平耐力計算がその層全体で解析されるため、実状と異なっていないかについて、吹き抜け等を考慮してゾーニングなどでQu/Qunの確認を求めた事例です。

この場合、一次設計時の軸力比と二次設計時の保有水平耐力比が同等であれば、問題はありませんが、同等でない場合は応力伝達が可能であることを確認する必要があります。

また、偏心率は原則として、非剛床範囲の柱など、地震力を負担する部材すべてを計算の対象としますが、吹き抜け部分の占める割合が大きく、全階に渡り吹き抜けがあるなど、剛床部分単独の偏心率も確認して耐震要素の平面的なバランスに配慮する必要があります。



(2)設計に対する考え方の事例

①偏心率については、Ａ部のみの場合と全体の場合の最も不利な値を採用し、一次設計時の軸力比と二次設計時の保有水平耐力比が同等であることを確認している。
②Ａ部分のゾーニングとして、架構全体のＡｉ分布の値、Ｄｓ、最も不利なＦｅｓなどを用いてＡ部分の重量にてＱｕ/Ｑｕｎが満足することを確認している。

なお、Ａ部が全体に比べて小さい場合、階を認識せず中間荷重として処理するのも１つの考え方と思われます。

【参考文献・資料】

・ビルディングレター 2010・10(No.538)，(財)日本建築センター，p40
・建築技術　2010年10月号(No.729)，㈱建築技術，p96～97

「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注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.1 構造計画

1.1.9) エキスパンションジョイント寸法の設定

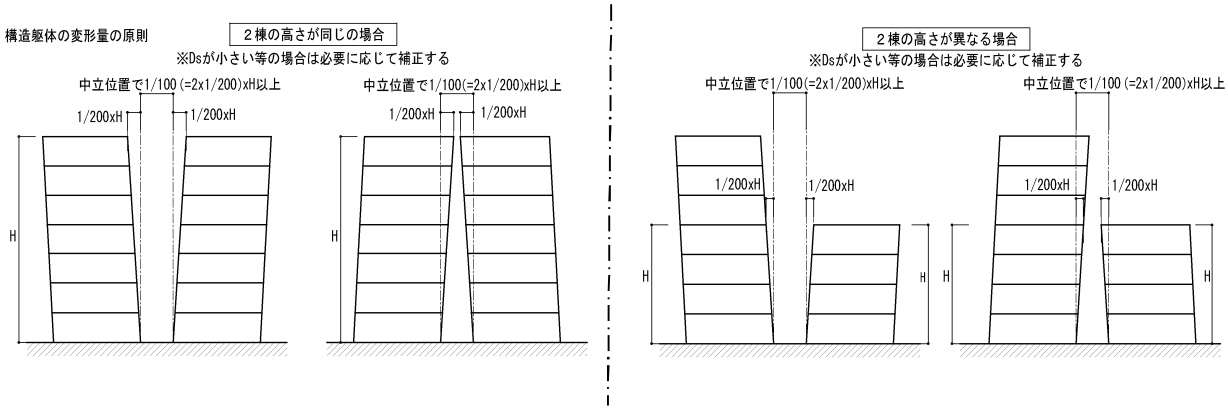
エキスパンションジョイントの有効あき寸法設定の根拠

(1) 背 景

各階梁伏図、軸組図等で、隣棟間隔やエキスパンションジョイントの位置および有効間隔が記載されていないことが見受けられます。その間隔が不明確なため、その設定根拠を求めるものです。

平成20年1月18日付けでH20国交告第37号および第38号が制定されるまで、エキスパンションジョイントの有効あき寸法の設定は、保有水平耐力算定時の層間変形角×H（H:建築物の高さ）等で算出されていましたが、保有水平耐力の検討においては、建築物が倒壊・崩壊などしない事が求められており、建築物の衝突による損傷までは想定しておりません。建築物の隣棟間隔の確保として簡便的に、一次設計時の層間変形角（1/200）の２倍以上であることを確かめる方法があります。

また、一次設計時の層間変形角が1/200以上の場合や保有水平耐力算定時の層間変形角が、1/100以上の場合は、その基準値にて設定をするなど、配慮が必要です。併せて、両建築物が互いに閉じる場合と開く場合を想定し、閉じる場合は原則として衝突をしない、開く場合はジョイントカバー等が脱落しないなどの配慮が必要になります。



(2)設計に対する考え方の事例

①建築物のそれぞれの部分の高さをHとし、当該高さにおける間隔が1/100×H以上であることを確認している。
②中地震時に各棟が接近した場合に衝突しない寸法として、1次設計の層間変形角（RC造：1/200，S造：1/120）により確認している。
③保有水平耐力算定時の層間変形角が1/75（1/100以上)であったため、1/75×H以上であることを確認している。

【参考文献・資料】

・ビルディングレター 2008・3(No.506)，(財)日本建築センター，p39～
・建築基準法改正に基づく　構造設計Q&A集，2006年6月，(社)日本建築士事務所協会連合会，p30～31

「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注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.1	構造計画
	1.1.10) モデル化の設定層数と剛床解除 剛床解除について、モデル化上の途中階の水平荷重時の剛床解除されていない時の考え方の説明、また、1層の建築物を3層としてモデル化している時の構造計算書での1層としての纏めの事例

【解説】

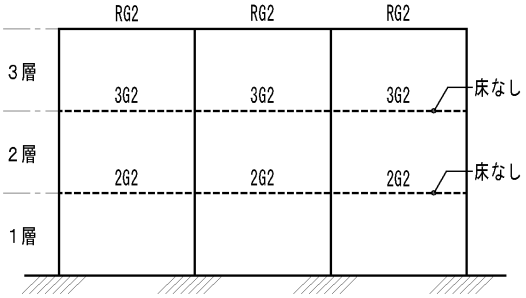
(1) 背 景

工場・倉庫等で意匠上平家の建築物において、階高も大きく特に桁行方向で耐風梁などの横架材がある部分を階として認識するようなモデル化をし、構造架構的には３層（３階建て）にて解析し、その際、途中階の吹き抜けの層の水平荷重時の剛床が解除されていないことに対するものです。

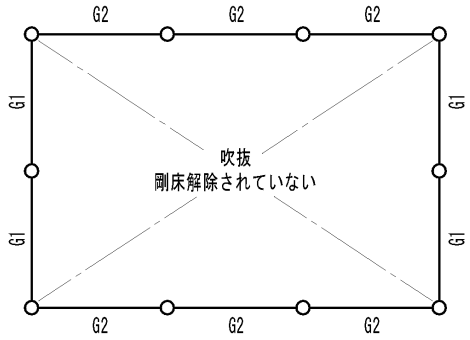
この場合、張間方向の変形・応力（鉛直荷重時及び地震時の応力）は不自然なものとなります。
階数、Ａｉ分布等は電算入力上の階の認識で決まります。剛床解除以外の問題として、これらについて、３階建てとして層間変形角、剛性率、偏心率、保有水平耐力をまとめられているものが多くみられますが、１層（平家）としてまとめるのがよいと思われます。

構造物のモデル化を忠実に行うことと同時にモデル化に際しての現実との誤差がどの程度想定できるかという意識をもつことも必要です。モデル化の不確実性は余裕度（安全率）で補うことができ、部材応力の余裕と接合部や部材の変形能力における余裕とが考えられます。

また、支持条件の違いによる影響を考える場合では、実現象において想定される極端な限界状態を両方ともモデル化し、実際の現象はそれらの複数のモデルの中間にあるという考え方を用いるとよいと思われます。



略軸組図



２・３層略伏図

(2) 設計に対する考え方の事例

途中階の水平荷重時の剛床を解除して再計算し、問題がない架構としている。
１層として補正した値で、層間変形角、偏心率、保有水平耐力について説明している。

【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注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.1 構造計画

1.1.13）土間コンクリートによる、1階壁－基礎間のせん断力伝達

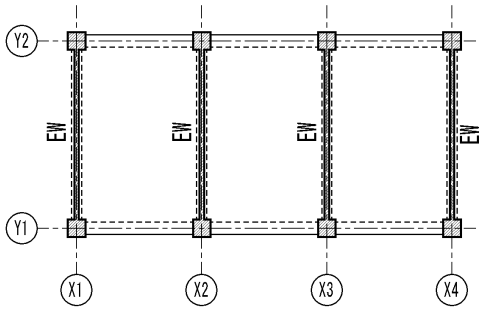
杭の水平力に対する検討において、X1～X4通りの杭で均等に負担する設計をしているが、1階の水平力はX1、X4通りで大半を負担している状況にあって、土間コンクリートにより剛床仮定が成立する必要がある事の検討事例

【解説】

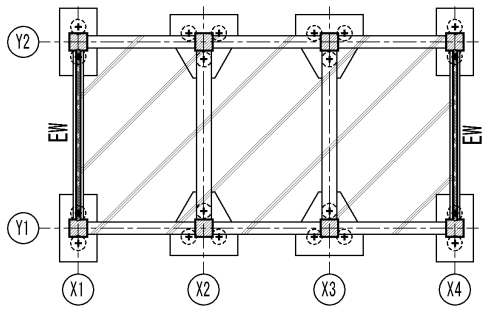
(1) 背 景

本指摘は杭の水平力の検討において、共同住宅などで、1階の特定の通りの連層耐力壁が抜けている建築物で、杭の水平抵抗力を、各杭が均等に負担するものとして計算されているため、そのせん断力が土間コンクリートでも伝達可能（剛床仮定が成立する）かどうかの検討を求めるものです。

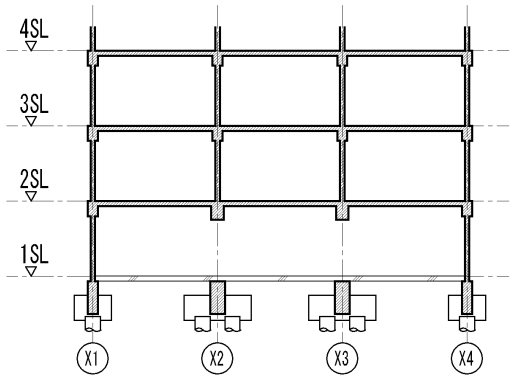
1階の用途によっては、将来的に土間コンクリートを撤去することも想定されます。こうしたケースは、土間コンクリートといえども構造体として計算されていますから十分注意を払った対処が必要です。



2階以上伏図



1階伏図



断面図

(2)他の参考図書

◆ 新・建築構造問題快答集2　(㈱建築技術) P.115
Q：剛床仮定成立の検討のために床スラブの応力を検討する方法は、短期の許容せん断応力度を満足することを確認すればよいでしょうか。

A：短期の許容せん断応力度を満足することは、最低条件になります。ひび割れ後の剛性低下による影響を考慮すれば、短期の許容せん断応力度は、コンクリートのみによる許容せん断応力度以下になっているのがよいと思われます。

◆ 評定・評価を踏まえた　高層建築物の構造設計実務　((財)日本建築センター) P.68
一次設計時にはスラブにひび割れを発生させないものとし、スラブのせん断力がコンクリートの短期許容せん断力以下であることを確認する。
二次設計時にはスラブのせん断応力度が0.1･Fc以下であることを確認する。

◆ 建築構造設計指針2010　(監修　東京都建築構造行政連絡会) P.445,446
ピロティ階の直上、直下の床スラブは、十分な剛性及び強度を確保する。(中略) また、ピロティ階直下の杭にせん断力を再配分し、杭に均等に水平力を負担させる場合などの床スラブにも同様の配慮が必要である。

◆ 建築構造問題快答集11 (㈱建築技術)　P.132～P.134
厚さは、15cmから20cmが普通で、鉄筋は積載重量や荷重の状態を検討し、6mmのワイヤメッシュから16mmの異形鉄筋を用いますが、シングル配筋です。亀裂を考慮すれば、同じ鉄筋量を用いるならば、細い径で細かいピッチのほうがよいでしょう。

◆ 建築の構造設計 ((社)日本建築構造技術者協会)　P.258
ダブル配筋した土間コンは、ひび割れに効果的である。

(3)設計に対する考え方の事例

剛床仮定により杭の水平力に対する検討を行っているため、移行されるせん断力が土間コンクリートの短期許容せん断応力度以下であることを確認した。土間コンクリートの配筋は、地中梁と一体となるように地中梁へ定着し、ひび割れを考慮し厚さ150、ダブル配筋とした。

【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注意ください。

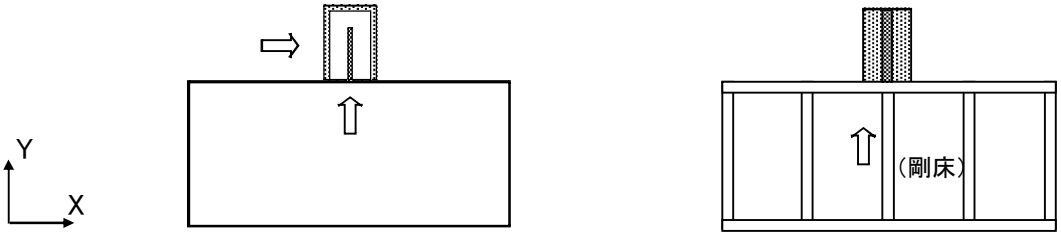
1	構造計算の基本事項
1.1	構造計画　　（参考）1.1.6）に類似の項目があります。
	1.1.14）突出部分の杭の水平力に対する検討 ・建築物から突出した外階段やエレベーター部分の杭の水平力に対する検討について、本体部分の杭のみで全水平力に対する検討を行っている場合、外部階段やエレベーター部分の杭についての水平力の検討事例（本体の杭に対しては安全側の評価になっている） ・外部階段・エレベーター部分の杭において、Y方向について剛性の高い地中梁にて本体と接合されている場合の、本体の杭と同一水平変位による検討事例

【解説】

(1) 背 景

建物から突出した外階段やＥＶシャフト下の杭の水平力に対する検討について、建物本体側の杭のみを考慮して全地震力に対する検討をしている設計に対するものです。

建物本体の杭に対しては安全側の評価になっていますが、水平力を考慮していない突出部（外部階段やＥＶシャフト下）の杭については、建物本体と剛な基礎ばり等で本体部分と連結されており剛床仮定（基礎の一体性）が成立すると判断される場合などは、何らかの検討・配慮が必要になると思われます。



(2)設計に対する考え方の事例

指摘対象となった設計は、本体部分の杭のみを対象として全水平力に対する検討を行っており、本体部分の杭の安全は確認できていると考えられます。よって、本体から突出した部分の杭に対して検討を追加して安全の確認を行う必要があります。その際、本体部分の杭と突出した部分の杭とは根入れ深さとその差異、杭および杭頭部の剛性、杭の配置等、性状が異なることを考慮した上で適切に水平力を設定し検討するなどの配慮が必要です。（本体側と杭種・杭径が異なる場合等は特に留意する）

≪設計者の対応例≫
①突出部分の基礎は本体と剛梁でつながっており、本体部分と突出した部分で杭種・杭径が異なっていたため、突出部分の杭にも適切に水平力を設定し追加検討を行った。また、負担する水平力に対して周辺部材の設計も行い安全の確認を行った。
②建物の規模・その周辺架構の構造等を考慮して、突出部分の自重分に相当する水平力を負担させると設定し、当該部分の杭およびその周辺部材の検討を行った。
（ただし、Ｘ方向水平力の杭による応力処理は地中梁等がなく困難な場合もあるため、杭頭ピンとしての検討も追加し、突出部分の杭の安全性の確認を行う必要性も考えられます。）
③突出部を含む全水平力を本体側杭にて負担しているので、杭頭ピンの状況で鉛直支持性能を確保出来ていることを確認する。

【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注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.1 構造計画

1.1.19) 雁行平面モデル

平面的に「解説」欄の図の例のように２つのゾーンに区分される形状で、片方に、柱及び壁が偏在している場合の荷重と剛性分布のバランス等についての検討事例

【解説】

(1) 背 景

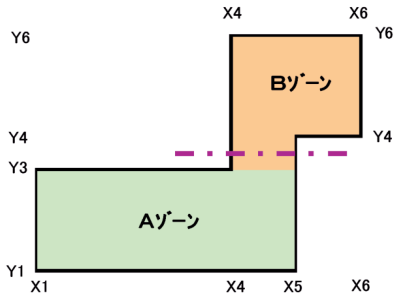
特殊な形状をした建物については、構造計画上「ねじれ応力の発生、部材への応力集中、地震力の方向別の検討、軸変形量のバラツキ、床の面内せん断力移行など」多くの問題点があります。モデル化する際には建物の特徴を十分に把握し、それぞれの問題点を検証する必要があります。

本建物は雁行の複雑な平面形状のため、柱及び梁が偏在しており、通常は適切な位置にエキスパンションジョイントを設けてこれらの問題点を解決しますが、プランニング上で一体として計画しなければならない場合における対処事例です。

建物全体を剛床仮定が成立するとしたモデルで検討されていますが、この段階では剛床仮定が妥当か判断できないので、成立しないとした場合(ゾーンごとに1次設計時の安全性及び保有水平耐力の確認)についても検討を行い、安全性を確認するものです。

１）剛床仮定が成立しない場合
①負担水平力と支配面積の比較を数値化し、もし、支配面積に比べ水平力が小さいということあれば、応力（曲げ、せん断力、付加軸力）を割り増して断面検討をする必要があります。
②偏心率を正確に算定することが難しい平面形状のため、ねじれ補正等が計算されておりません。突出部の応力を割り増して断面検討をする必要があります。

２）剛床仮定が成立する場合
③剛床とした場合において、せん断力の移行(伝達)が可能であるか検討が必要になります。



(2)設計に対する考え方の事例

１）剛床仮定が成立しない場合
①ゾーン分けを行い、柱の負担せん断力と概算軸力の負担割合を比較した場合に、それぞれの差が微小であり、その結果により、負担せん断力と軸力が均衡していることを確認している。
②突出部分が振られる可能性を考慮し、ゾーン毎にFesを割増して設定している。その結果、この建物に関して、X方向加力時に突出部の曲げ・せん断に対して、柱に対して約1.3倍(検定値0.75前後)、梁に対しては約1.2倍(検定値0.85前後)程度の割り増しを行い、補強している。

２）剛床仮定が成立する場合
③荷重を伝達できるよう、スラブのせん断に対する検討を行い、そのスラブの検定値(0.60)において、短期許容応力度以内であることを確認している。

【参考文献・資料】

・建築技術　2009年6月号(No.713)，㈱建築技術，p136～137
・構造設計一級建築士資格取得講習テキスト，2008年6月 (財)建築技術教育普及センター，p280～281

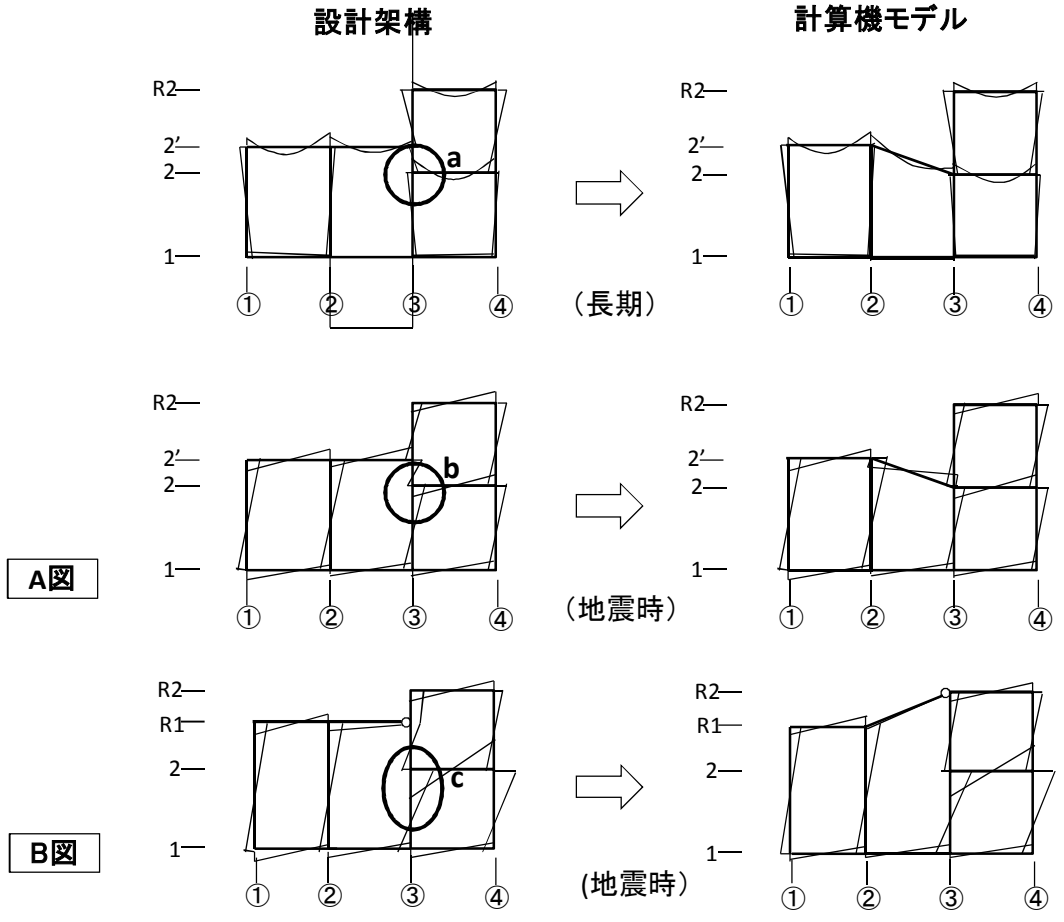
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.2	設計手法
	1.2.7) 梁段差部の節点上下移動によるモデル化、荷重伝達、納まり ・段差梁の節点を上下移動でモデル化する場合の留意事項 ・柱の中間点に大梁が取り付いている形状を２層としてモデル化する場合での柱中間部レベルでの荷重伝達の検討事例

(1) 背 景

下図のような2階建ての建物で 高さが違う階が存在する場合、柱の中間部に梁が取り付きます。このような架構のモデル化には、3層モデルとして解析する場合と、梁の接続高さにより2階あるいはR階に接続し、2層モデルとして解析しているものがあります。外力の設定(Ci)が安全側であればどちらのモデル化でも構いません。ただし、2層としてモデル化する際は問題点が残ることが多々あります。

A図･B図のように2'と2レベル（又はR1とR2)を同一面としてモデル化した場合、接続部(図中：a･b･c)の設計を「剛接合」とするか「ピン接合」とするかの選択肢と、解析モデルとして両レベルを「剛床」とするか、「多剛床」とするかの選択肢があります。



①柱の中間に取付く部分の梁の接合方法：主にフレーム応力の補正が必要となります。

（イ）ピン接合とした場合、B図 c部のように実状は水平荷重が短柱部分(c部分)のせん断力として伝達されるため、この部分の せん断力移行についての検討が必要です。 また、同一構面内だけでなく、直交方向地震時に③フレーム2-2'間のせん断力伝達についても検討する必要があります。

（ロ）剛接合とした場合は、それに加えて長期(鉛直時)･地震時(水平荷重時)ともに柱中間部に梁端モーメントを受ける事に対する補正が必要です。

②全体剛床と多剛床：いずれにしろ、水平時の負担せん断力の補正が必要となります。

（ハ）全体剛床とした場合は解析上、A図であれば 2'レベルと2レベルの水平変位量が同じとなってしまうので、①-②間のせん断力が③-④間へ実状以上に流れ①-②間の負担せん断力が不足してしまいます。これは、直交方向についても同様です。

（ニ）多剛床とした場合は、同様にA図であれば 斜め梁でつないだ両側は プログラム上で剛床解除がなされていても梁の軸抵抗により水平変位がほぼ同じになってしまいますから、斜め梁を軸抵抗のない部材とし 両側をそれぞれ自由な状態とする必要があります。 ただし、2'レベル②-③間を水平ブレースで一体化している場合は、単に多剛床では無く2階柱の中間部を介した全体剛床に準ずる状態ですから、フレーム方向･直交方向共に、①-②間と③-④間の間でせん断力のやり取りが生じます。

（ホ）全体剛床･多剛床どちらの場合も、負担せん断力･剛性の補正が必要です。結果、非常にバランスの良い せん断力の補正がきわめて小さな場合を除き、偏心率･剛性率の補正は必要となります。

したがって、梁ハンチなどで対処できる程度の段差で、仕口部の回転程度の僅かな水平変位のズレしか生じない(実質全体剛床)場合を除いては、煩雑な補正をしなければならなくなります。剛床解除・一本部材の指定などを含め多少入力データは煩雑になりますが、補正計算の煩雑さを考えるとA図・B図共に3層モデル(立体解析)としてモデル化するのも簡略化の考え方の一つです。

その他、斜めにモデル化した梁の受ける鉛直荷重から解析上 水平方向のベクトルとして水平力が生じ、補正が必要になる場合もあります。
また、鉄骨造で特にピン接合（B図）の場合は、接合部を軽微に捉えがちですが、柱中間に梁が取付く部分の詳細納まりも明確にする必要があります。

（2）設計に対する考え方の事例

1）図A

① 2-2'のレベル差が小さなケース（全体剛床）
2層としてモデル化を行った。2-2'を剛床としたが、②-③間の梁の③端側にハンチを設け解析モデルに近い設計とした。構造詳細図にハンチ部分の詳細図を追記した。

② 2-2'のレベル差が大きなケース（多剛床）
2層としてモデル化を行ったが、②-③間の梁材の軸断面積を「０」として2-2'を多剛床とした。X・Y両方向それぞれ地震時に①～②間と③～④間で伝達されるであろう水平力を水平変位量の比から算出し（ただし、③通り2階柱の中間部の変位量は柱頭・柱脚位置の値を直線補間とした）、せん断力が不足する側の応力を割り増した。かつ 短柱部分のせん断力移行の検討をした。 X方向②-③間③通り部の鉛直荷重時については 略算的に梁の固定端モーメントを上下の柱長さの逆比で振り分けた。以上の算出値で各断面の検討をしたが結果に影響は無かった。

2）図B （R1-R2)の段差の大きなケース）（多剛床）
多剛床として解析していたので、R階の①～②間の変位量と③～④間の変位量（2レベルとR2レベルの変位量を直線補間）を比較したところ、ほぼ同レベルであり、検定比に余裕のある設計としているので問題は無いと考えた。また、構造図に、ピン接合の接合部について詳細図を追記した。

【参考文献･資料】

・建築構造問題快答集12, ㈱建築技術, P.65～70

「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注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.2 設計手法

1.2.9) 大きな開口を有する壁のモデル化

図－１に示す柱際・梁上(壁下端)にスリットを設けていない袖壁について、開口部に仮想柱(ダミー柱)を設けて両側柱付き耐力壁としてモデル化し、耐力壁は壁エレメント置換としているが、仮想柱の鉛直変形が考慮されていない。鉛直変形が考慮できる適切な袖壁架構にモデル化し、梁・仮想柱の断面及び配筋の検討事例

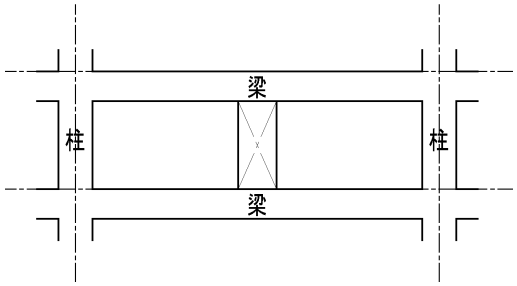
【解説】

(1) 背 景

壁に開口を設ける場合において、床上から梁下までの開口部がある場合は、剛性・耐力を低減した「一の壁(一枚の耐力壁)」として取り扱ってはならないと、平19国交告示第594号第１第三号により定められています。

このような開口形状の耐力壁のモデル化において開口際に仮想柱を設け二つの耐力壁として構造設計を行うことに対する質疑です。

壁の開口際を補強してモデル化の前提を満たすか、さらに別の取り扱いとするか問われている内容と考えられます。



図－１

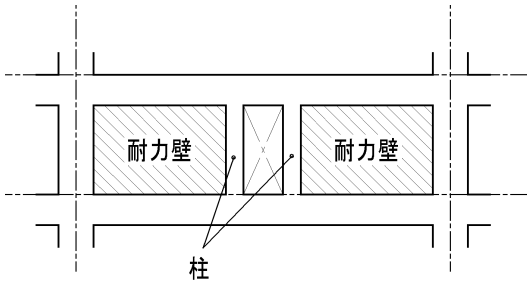
(2)設計に対する考え方の事例

考え方としては、以下の方法が考えられますが、それぞれ注意する点があります。

①耐力壁にモデル化する場合 (図－２ 参照)

開口部際に柱を設けて２つの耐力壁として壁エレメント置換をすると、付帯梁の剛性が無限大として扱われ、仮想柱下部の鉛直変形が考慮されません。モデル化にあたっては、耐力壁上下の付帯梁の軸変形を反映できるモデル化・検討が必要です。

開口部際の柱は、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010)」19条6.壁部材の柱と梁の断面と配筋の解説(P.320)に従い、長期、短期に対する軸方向力の検討が必要です。なお、梁のせん断力評価と設計に注意する必要もあります。

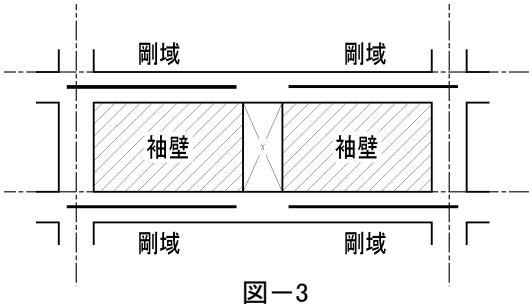


図－２

②袖壁付き柱としてモデル化する場合(図－３ 参照)

袖壁付き柱として扱い、柱に対してはその剛性と耐力を、梁に対して剛域を考慮する考え方です。

袖壁付き柱の耐力式は2015年版「技術基準解説書」(以後「技術基準解説書」と記載) 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」(５) そで壁付き柱等、あるいは日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010)」P.379～441 付2.構造計算例、同P.484～491 付10.壁付き部材の復元力モデルと許容曲げモーメントを参考にしてください。



図－3

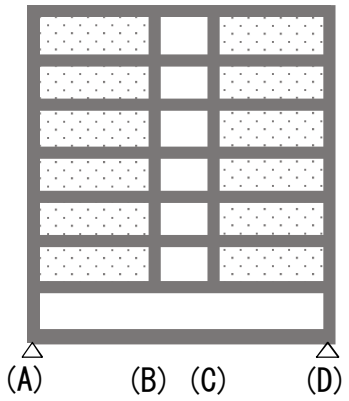
「技術基準解説書」に示す規定の各数値は、適切に制限を設けて使用することになりますが、当面は、以下の仕様規定を満足することでその制限に代えることができます。

・壁の厚さは150㎜以上とし、柱幅に対する壁厚さの比は1/4以上とする。袖壁付き部材を曲げ破壊が先行する部材として設計する場合は、柱幅に対する壁厚さの比を1/5以上とする。
・袖壁の片側長さは、柱せいの2倍以下とする。
・袖壁の縦横のせん断補強筋比は、0.25%以上とする。
・pwは1.2%を上限とし、これ以上となる場合pw=1.2%とする。
・袖壁の縦筋は、確実に引張力を発揮できるようにそれぞれ梁及び柱に定着する。また、袖壁が柱と一体的な挙動をするよう袖壁横筋も周辺部材に十分に定着する。

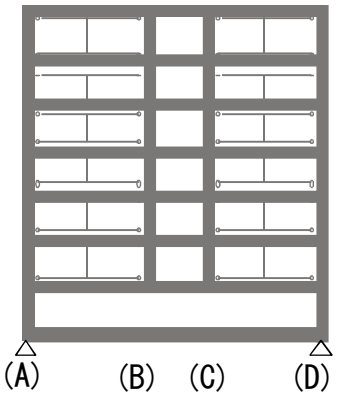
図―１のようなスリットを設けない袖壁付きの架構では、袖壁長さが長い場合は、開口際に付帯柱を設けた耐力壁に、袖壁長さが短い場合は、袖壁付き柱として扱うのがよいといえます。
開口部上部に垂れ壁を設け、かつ耐力壁の適用範囲〔 $(h_0 \cdot l_0/h \cdot l)^{0.5} \leqq 0.4$ 〕を満足すれば、１つの壁（1枚の耐力壁）として扱うこともできます。

$\max\{ r_0,\ l_0/l,\ h_0/h \} = h_0/h$となる縦長の開口を設けた鉄筋コンクリート造の耐力壁について、無開口の耐力壁のせん断耐力の１－$\max\{ r_0,\ l_0/l \}$倍に相当するせん断力が作用する際に縦方向に生ずるせん断力を上下の梁で伝達できる場合は、せん断耐力を無開口の耐震壁の１－$\max\{ r_0,\ l_0/l \}$倍に低減することで対応ができます。

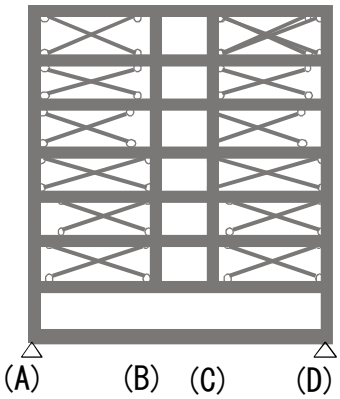
(3)設計者の対応の事例



図－4



図－5



図－6

建物は7階建てのホテルで、1階はエントランスのためB･C通りの柱抜けとなっている。2～7階ではA-B,C-D間を耐力壁とし、B,C間にも柱を設けている。

モデル化1： 図-5のように、A-B間,C-D間の耐力壁をエレメント置換とするが、「基準解説書」P.662に従い エレメント置換した剛梁を1層分の壁剛性の1/2の剛性を有する梁として評価する。

モデル化2： 図-6のように耐力壁をブレース置換する。(モデル化1同様に梁・柱の剛性には適切な配慮をする)

【参考文献・資料】

・平19国交告示第594号第1第三号
・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, p672～679
・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、第8版、2010年2月、
（社）日本建築学会、P.320,379～441､P.484～491

「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注意ください。

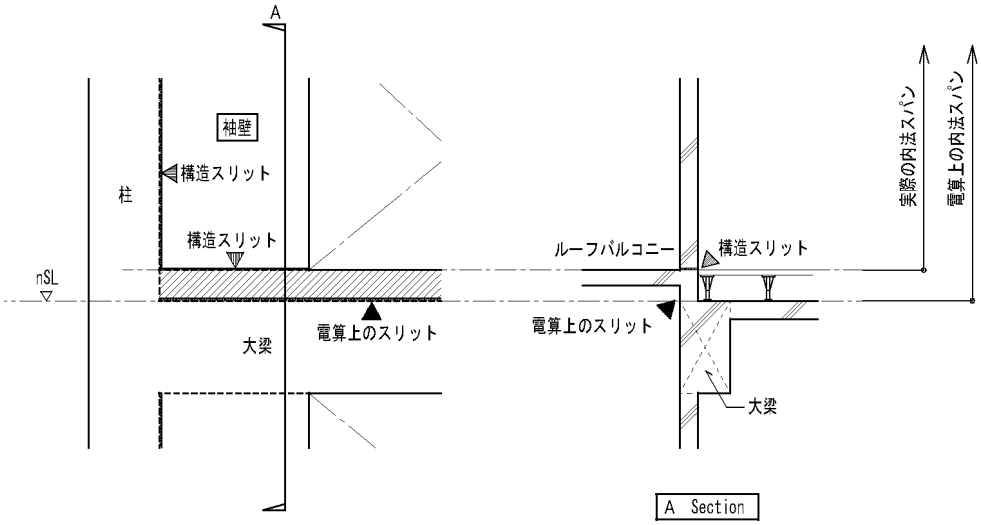
1	構造計算の基本事項
1.2	設計手法
	1.2.10)構造スリット位置による柱の可撓長さ評価 ルーフバルコニーに面した壁に立ち上り壁があり構造スリットがその上部になり、柱の可撓長さが短くなるような場合の検討事例

【解説】

(1) 背 景

構造設計の構造スリットのモデル化において、立上り壁や地中梁の打ち増し等が考慮されていない事例が多く見られます。その事によって、柱の可とう長さ(内法スパン) が短くなる場合の対処について。

柱の内法スパンが短くなると、柱の剛性評価や柱のせん断設計が、モデル化よりも不利な状況になる事が想定されますので、剛性･剛域を実状に合わせ修正したモデル化にて補正を行い確認するか、構造スリット計画を見直す等の対応が必要です。



(2)設計に対する考え方の事例

・剛性・剛域を実状に合わせ修正したモデル化において、再検討し問題ないことを確認している。
・柱の内法スパンを実状の数値としても問題ないことを確認している。

【参考文献・資料】

・構造設計一級建築士資格取得講習テキスト，2008年6月 (財)建築技術教育普及センター，p282～283

「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注意ください。

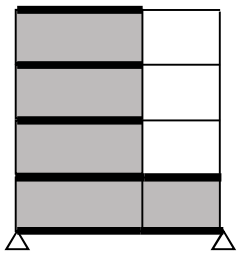
1	構造計算の基本事項
1.2	設計手法
	1.2.11) 耐力壁モデル化の注意点 図１のようなセットバックした連層耐力壁でB点に支点が無い建物をエレメント置換でモデル化する場合や、横連続耐力壁の途中の付帯柱に支点が無い場合にエレメント置換を用いる場合の注意事例

【解説】

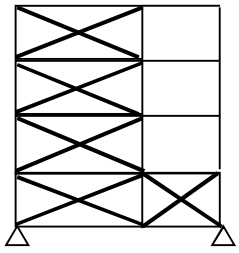
(1) 背　景

一貫構造計算ソフトでは一般に壁エレメント置換でモデル化されます。壁エレメント置換モデルは、上下端に剛域を持つ壁柱と周囲の付帯梁、付帯柱により形成され（図－３）、連層耐力壁や単独の耐力壁のモデル化に適しています。

しかし、図－１のようなセットバックした連層耐力壁でB点に支点が無い建物をエレメント置換でモデル化する場合などや、横連続耐力壁の途中の付帯柱に支点が無い場合などに注意が必要です。壁エレメントの剛域や剛性増大された付帯梁の影響で、鉛直方向変形に対する剛性が極端に過大評価され上下階の梁の応力や変形が適切に評価されない可能性があります。



図－1



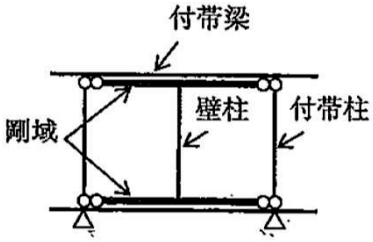
図－２

(2) 設計に対する考え方の事例

１）図－１でエレメント置換を行い、上層部の耐力壁モーメントや柱軸力などから手計算で下層の応力状態を想定し、耐力壁及び上下付帯梁を検証することで対応しています。

２）図－１でエレメント置換を行い、1階耐力壁の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(梁に上階及び下階の壁の1/2づつを加算した断面)となるように曲げせん断剛性を直接入力し、耐力壁及び上下付帯梁を検証することで対応しています。

３）図－１の一貫計算による解析後、該当箇所の架構を取り出し、別途、ブレース置換モデル（図－2）により追加検討を行い耐力壁及び上下付帯梁を検証することで対応しています。



図－３

【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　P.662～
・ビルディングレター　2012.6、2012.7
・大阪府内の構造計算適合性判定に係る「よくある質疑事項の解説」　4.2.1
平成25年３月　大阪府指定・指定構造計算適合性判定機関

「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注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.2	設計手法　　（参考）2.6.4）に類似の項目があります。
	1.2.16）設計用固有周期算定 意匠図でBFL付近まで地表に地下壁が露出しているような場合について、建物周囲と取り合う地形の明記と、固有周期算定用の構造的高さについての確認

【解説】

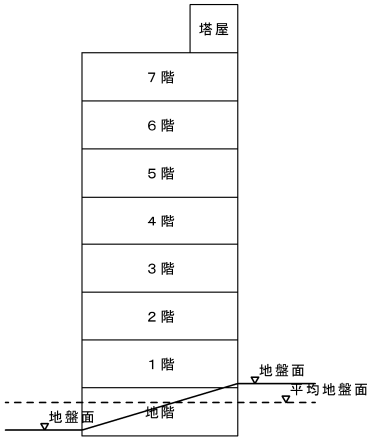
(1)　背　景

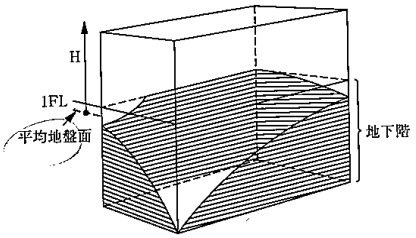
建築物の高さの取り方は、実際の高さ、意匠上の高さ、構造的高さなど使い分けに気をつける必要があります。

敷地の地盤に傾斜があり地下階があるため、軸組図等にGL表記など地形を把握して、構造的高さの確認を求めたものです。

例えば、意匠上は地下1階・地上7階建てとある場合（下記図参照）でも、構造的には8階建てとして設計を行う必要があるような事例です。

ルート判定に用いる高さは、平均地盤面からの高さを採用します。固有周期に用いる高さについては、地下階の階高の2/3以上がすべて地盤と接している場合、または地下部分の外周囲が全周囲の75%以上地盤面と接している場合は、平均地盤面からの高さとなりますが、そうでない場合は、設計者が建築物の振動性状に対応して設定する必要があるため、その設定について構造設計方針などで説明する必要があります。





(2)設計に対する考え方の事例

軸組図および架構詳細図等に、地形（GL)を表記して、最も低いライン（最も不利な状況）から固有周期を算定し、確認を行っている。

注：上述した固有周期算定のための構造的高さの認識が大切です。
　　（判断に迷った場合、高い方の寸法を採用した方が、Ai分布が大きくなり、安全側となります）

【参考文献・資料】

・建築基準法改正に基づく　構造設計Q&A集，2006年6月，(社)日本建築士事務所協会連合会，p46～47

「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注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.2 設計手法

1.2.17) 柱材の座屈長さ

座屈長さが計算されず、階高となっている場合の検討事例（例えば、鋼構造塑性設計指針等に基づき座屈長さを考慮）

【解説】

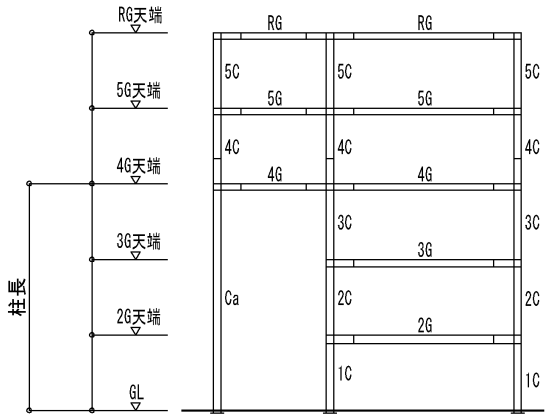
(1) 背 景

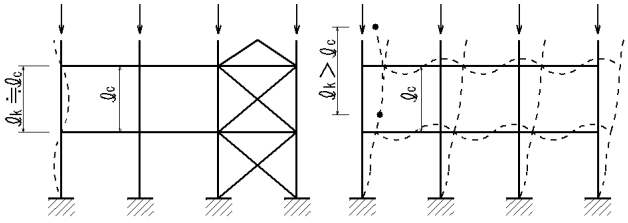
架構の一部に吹き抜け等、梁が取り付いていない柱（図：Ca）があり、階高にて座屈長さを算出していたため、実際の柱長にて座屈長さの確認を求めたものです。
また、柱の座屈長さについては、上段標記説明文にある「鋼構造塑性設計指針」で求める事が有効ですが、「鋼構造設計規準」の座屈長さの推奨値（表11.3.1）で確認する簡便的な方法も有効です。

柱頭の水平移動が拘束されているラーメン構造の柱材では、座屈長さが柱の材長より長くないので、通常座屈長さl_kを移動が止められている節点間の距離l_cとすれば、安全側の評価となります。（図-柱の座屈長さ参照）また、柱頭の水平移動が拘束されていないラーメン構造の柱材の座屈長さは、一般に節点距離より長くなるので、これを求める必要があります。

通常、一貫計算プログラムでは、座屈長さ係数は柱頭の水平移動が拘束されていないラーメン構造における座屈長さ係数の近似算定法によっています。ブレース架構で水平移動が拘束されると考えられる場合は、筋かいの水平力負担率βによって修正することができるようです。

下図のように吹抜がある場合の柱長さは、
梁支持間の柱長をもとに算定します。





柱の座屈長さ

座屈長さlk(ℓ:材長)

移動に対する条件		拘束			自由	
回転に対する条件		両端ピン	両端固定	1端ピン他端固定	両端固定	1端自由他端固定
座屈型						
l_k	理論値	ℓ	0.5ℓ	0.7ℓ	ℓ	2ℓ
	推奨値	ℓ	0.65ℓ	0.8ℓ	1.2ℓ	2.1ℓ

(2) 設計に対する考え方の事例

①鋼構造設計規準　11章　表11.3.1座屈長さl_kの推奨値で座屈長さを確認している。
②鋼構造塑性設計指針（6章　6.5柱の座屈長さ）に基づき座屈長さを確認している。

【参考文献・資料】

・鋼構造設計規準－許容応力度設計法，第4版，2005年9月，(社)日本建築学会，p84
・鋼構造塑性設計指針，第2版，2010年2月，(社)日本建築学会，p112～
・建築技術　2010年10月号(No.729)，㈱建築技術，p127～129

「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注意ください。

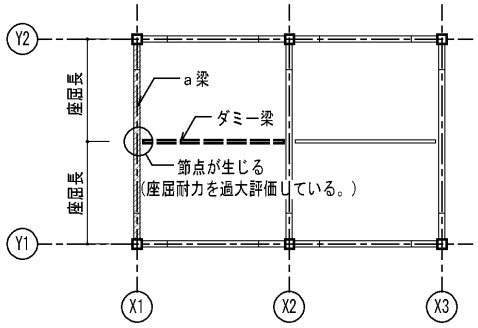
1	構造計算の基本事項
1.2	設計手法
	1.2.18) 梁材の座屈長さ 電算入力上で、梁に直交するダミー梁を設定しているため、ダミー梁の取付き点を境に梁は二つの梁として認識されることにより、梁の材長を短く評価し、座屈耐力を過大評価していないかの確認

【解説】

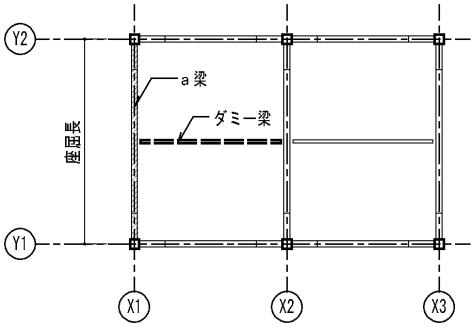
(1) 背 景

電算入力において、ダミー梁を設定したために、ダミー梁の取付き点で、ａ梁の材長が短く評価され座屈耐力が過大に評価された解析に対するものです。ダミー梁の取付き点を境に二つの梁として認識されているため、保有耐力横補剛の数などを危険側に計算してしまうと考えられます。梁の材長を実状に合わせ一本部材として指定する、あるいは別途検討する必要があります。

ダミー材は、一般的に柱・梁で囲まれていない位置に雑壁を入力する場合等に使用され、断面積：Ａ＝０、断面二次モーメント：Ｉ＝０の部材です。また、自重はなく、応力解析においては軸力の伝達がなく、曲げモーメント・せん断力の発生もなく、断面設計も行いません。
建築物のモデル化するために、ダミー部材を配置すると節点を生成し、荷重分割に考慮します。実部材が存在し力の伝達があると考えられる箇所（耐震壁周りなど）には使用することは実状に合いません。
また、形状的に版厚と同じ部材にて柱･梁を設ける場合等も同様の検討が必要です。



伏図１



伏図２

(2) 設計に対する考え方の事例

ダミー梁の取り付き点の支点を解除し、梁の材長を実状に合わせ、一本部材に補正し断面算定および保有耐力横補剛について確認をしている。

【参考文献・資料】

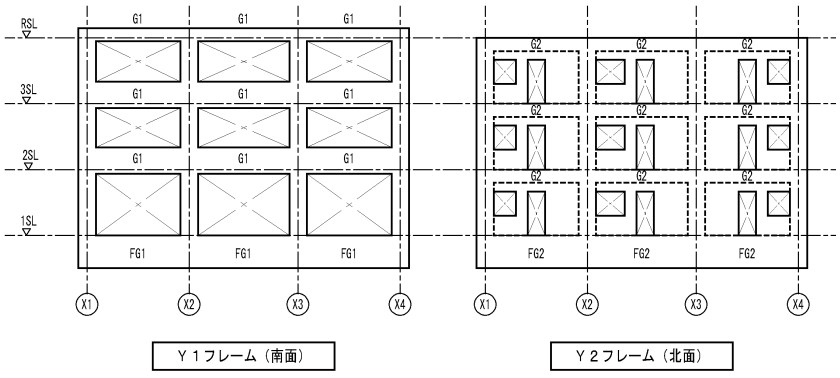
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

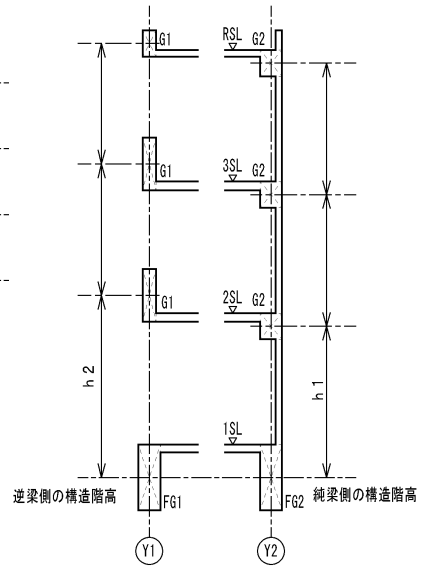
1	構造計算の基本事項
1.2	設計手法
	1.2.19) 柱等の剛性補正 ・逆梁の階高補正（水平剛性の補正）での剛性評価は構造芯間の３乗の逆数ではないかの確認 ・柱の剛度増大率を内法長さの比で調整していることに対して、柱スパンの３乗で評価する必要はないかの確認

【解説】

(1) 背 景

マンションなどの共同住宅において、室内のレイアウトにより、南面の梁をバルコニーの腰壁（手摺り）として「逆梁」 とし、構造柱をバルコニー外側に設けるアウトフレーム工法を採用する場合があります。北面の廊下側は純梁の架構が一般的で、南面（Y1フレーム）と北面（Y2フレーム）では、構造階高が異なり、一般的には純梁の北面を基準構造階高として、モデル化されています。この場合は、別途、逆梁側の柱の剛性補正の検討がされていましたが、その検討では「……×1/（h2/h1）」でされており、「……×1/（h2/h1）^{3}」での評価が必要です。併せて、逆梁側のY1フレームについては、「h2」による曲げモーメントの補正及び保有水平耐力の検討が必要になります。





(2)設計に対する考え方の事例

①「……×1/（h2/h1）」を「……×1/（h2/h1）^{3}」として検討している。併せて、逆梁側のY1フレームについては、「h2」による曲げモーメントの補正及び保有水平耐力の検討をしている。
正規の高さにモデル化しないと逆梁でない階との境界で柱の長さを正しく評価できないため、節点移動は行わず、柱の剛域寸法を正規の梁位置に従い入力してモデル化を行い確認している。

②最上階、最下階の節点を上下移動する場合は、直交フレームの傾斜による影響はスパンに対し、移動量が小さいのでほとんどないと考えている。

【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，(社)日本建築学会，p91

「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注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.2 設計手法

1.2.24) 床ブレースの評価

架構解析に際して床ブレースを評価して検討する場合の考え方の説明事例

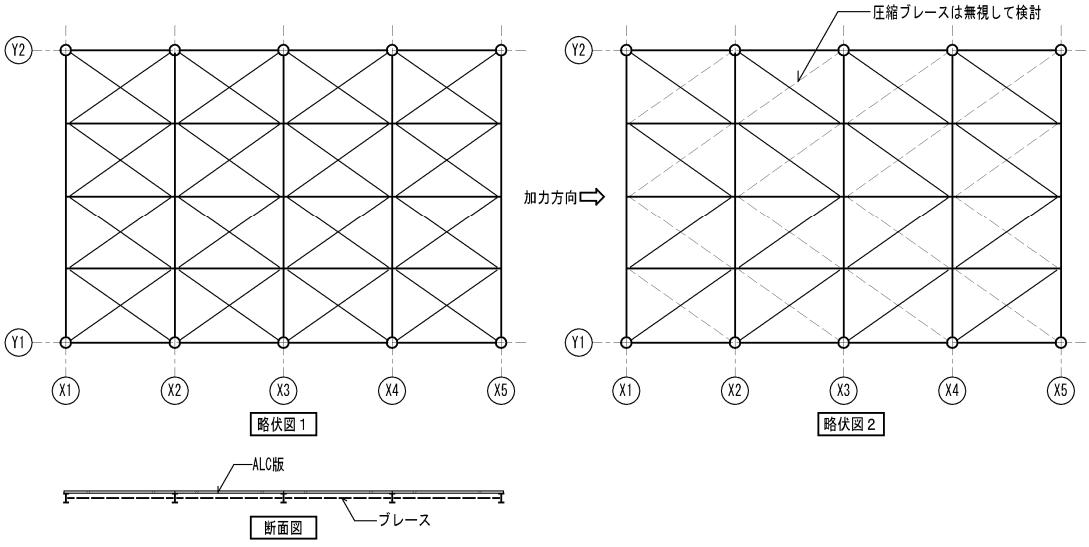
【解説】

(1) 背 景

これは、床がALC版などの仕上げをされた建築物について、水平剛性を床ブレースによっている場合のブレースの有効性についての指摘です。通常、床ブレースの検討はブレースに入る応力を求めて柱に対する水平力を確認します。この時床ブレース材は比較的細長比の大きい材なので引張材としてのみ働くように仮定しますが、単純にブレース断面の入力により圧縮側にも作用させていたので設計者の見解を求めたものです。

電算では、圧縮ブレースを無視して解析する必要がありますが、床ブレースの検討では、床ブレースに作用する引張力が知りたい訳ですから、下記図におけるところのY1～Y2フレームの水平力分担を明確にして、電算入力では、略伏図２による床ブレースを配置する必要があります。

(注意) この場合、節点の剛床解除をしないと、床ブレース応力は計算されません。



(2)設計に対する考え方の事例

引張材のみの確認として、床ブレースの断面積を1/2にして、再検討している。
ブレースに作用する力は、上記引張、圧縮ブレース応力の和として求め、断面検討している。

【参考文献・資料】

・構造設計一級建築士資格取得講習テキスト，2008年6月 (財)建築技術教育普及センター，p285

「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注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.2	設計手法
	1.2.25) 外周部への荷重伝達 外周部にスラブが少ない場合の外周フレーム耐震壁への水平力の伝達についての説明事例

【解説】

(1) 背 景

電算システムによる一貫計算で剛床仮定で解析を行い耐震要素（主に耐震壁、ブレース）までへの応力伝達についての確認がなされていない事例が多々見られます。

本事例は、２階外周部に吹き抜けが多く(図参照)、外周フレームが10%～20%程度水平力を負担している設計のため、許容応力度設計時と保有耐力設計時に水平力が外周部にあるスラブの面内せん断力により伝達されている事の確認を求めた事例です。

この設計において、下記の可能性について説明を求めました。

・スラブによる応力伝達の検討で、スラブ長さを過大評価しているのではないかの疑問があるので、考慮している床の長さについて
・Y方向のスラブによる応力伝達は無理なのではないかと考えられるので、電算においては、剛床を解除して安全を確認することが必要と思われる事について

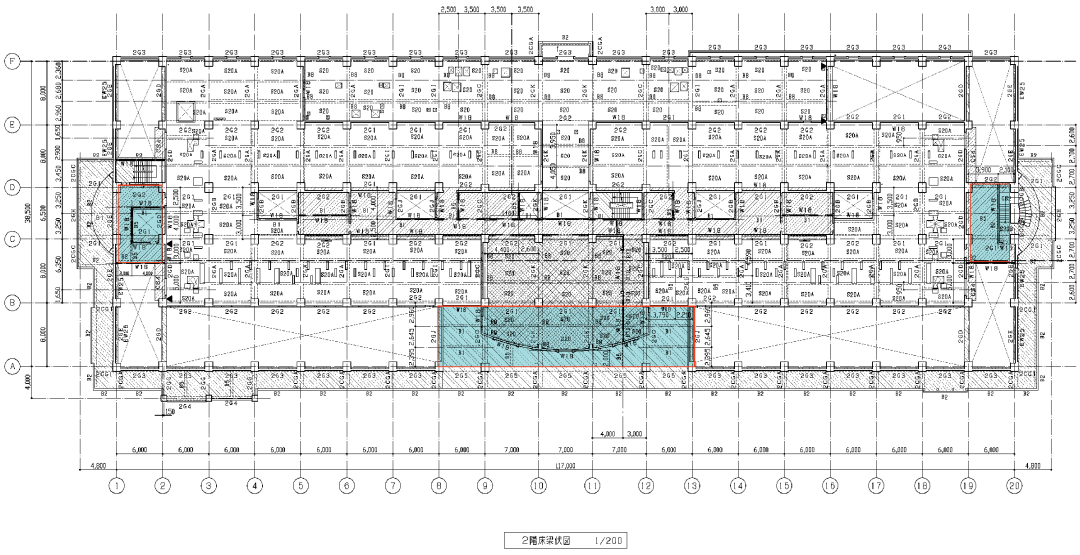


図 検討対象部材位置

(注)上述のような事例は、下記の場合によく見られます。
ｉ）周囲がドライエリア状となっている。
ii）階段室・ＥＶシャフト等で床抜けの部分が多い。

(2)設計の考え方に対する事例

①X方向においては、短期許容応力度設計時及び保有水平耐力時ともに、２階の外周部にあるスラブの面内せん断力により、水平力が伝達できることを確認している。

（１） 許容応力度設計時

スラブの発生面内せん断力は下式により算出する。

$$_{L1}Q_{SD} = \left| {}_{A}W_{1F} \times K + {}_{2F-A}Q_D - {}_{1F-A}Q_D \right|$$

$$K = \frac{Q_1 - Q_2}{W_{1F}}$$

ここに、

$_{L1}Q_{SD}$ ：許容応力度設計時のスラブの面内せん断力

$_{A}W_{1F}$ ：１階のＡフレームの節点重量
$_{2F-A}Q_D$ ：２階Ａフレームの負担水平力
$_{1F-A}Q_D$ ：１階Ａフレームの負担水平力
Q_2 ：２階の層せん断力
Q_1 ：１階の層せん断力
W_{1F} ：１階の重量

（２） 保有水平耐力時

スラブの発生面内せん断力は下式により算出する。

$$_{L2}Q_{SD} = \left| {}_{A}W_{1F} \times K + {}_{2F-A}Q_D - {}_{1F-A}Q_D \right|$$

$$K = \frac{(Q_1 - Q_2)D_S}{W_{1F}}$$

ここに、

$_{L2}Q_{SD}$ ：保有水平耐力時のスラブの面内せん断力

$_{A}W_{1F}$ ：１階のＡフレームの節点重量
$_{2F-A}Q_D$ ：２階Ａフレームの負担水平力
$_{1F-A}Q_D$ ：１階Ａフレームの負担水平力

D_S ：１階の構造特性係数

（構造計算書 P3-1385 より、Ds=0.50）

Q_2 ：２階の層せん断力
Q_1 ：１階の層せん断力
W_{1F} ：１階の重量

②Y方向に対して剛床を解除し、偏心率の算定に考慮しない場合の検討を行い、床版に生ずるせん断力は許容応力度以下となっていることを確認している。

③Y方向については、平面形状を鑑み、両外端架構が過大なせん断力を負担しないことを確認している。

●スラブの面内許容せん断耐力について

一般的には、許容応力度を検討するレベルで鉄筋非考慮のコンクリート短期せん断応力度以下、また、保有水平耐力を検討するレベルでコンクリート設計基準強度の1/10程度以下に収まっていることを確認することが多い。

「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010年版)」19条壁部材の算定　1.一般事項において壁部材の許容耐力の算定は、床スラブの面内許容せん断耐力の算定に適用してよいとしている。（19.4）のQw、QcをQs、Q_Gに読み替えることができる。

QA＝max（Q1,Q2）　　（19.2）
Q1＝tlfs　　（19.3）
Q2＝ΣQw＋ΣQc　　（19.4）

但し、スラブ筋、梁部材は鉛直荷重時にすでに使用されているので、適切に耐力低減する。

【参考文献・資料】

・評定･評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務，第1版，平成14年7月，(財)日本建築センター，p68
・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，pp29～31

「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注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.2 設計手法

1.2.26) 支点鉛直力と支点反力との釣合い

耐荷ベタ基礎で、解説図の如く上部で柱抜けなどがある場合、３点支持としていることに対して、中間支点は上向きの力に対して押さえきれなく、中間支点を解除した検討が必要ではないかの検討事例

【解説】

(1) 背 景

1)図１に示すａ支点の柱は上部にある耐震壁に拘束され、上部の壁から軸力が作用していく事を想定しａ支点は有効であると考え、設計を行っていますが、電算で算出されたａ支点の890KNの支点反力に対し、別途地反力の算定で算出された6163KNの上向きの反力がかかっているため、ａ支点が本当に有効であるか確認を求めたものです。
この場合、ａ支点は有効であるとして検討すると、該当する梁の上端筋は危険側となります。よって、支点を解除し部材等に問題ないか確認する必要があります。

２）図２のような最下層のみ柱が存在する架構で基礎が耐荷べた基礎や布基礎を採る時、図Ａ・Ｂ・Ｃを支点として（イ）に示すような応力にて地中梁を設計しているものがあることに対する指摘です。
ＮＦ〔Ｂ支点の鉛直反力〕＜ΣＱＦ〔地中梁内端のせん断力の和〕の場合、Ｂ支点の押さえが不足し、（ロ）に示す支点を解除しΣＱＦ-ＮＦとなる支点荷重による応力と（イ）に示す応力を合わせ、（ハ）に示す応力にて地中梁を決定する必要があります。

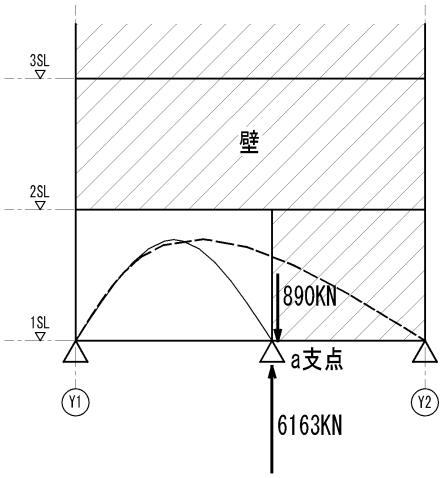


図１

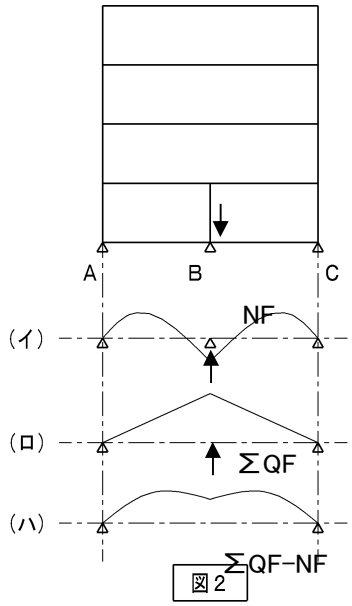


図２

(2)設計に対する考え方の事例

（イ）と（ロ）を組み合わせた応力（ハ）にて、上端筋の確認を行っている。

【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注意ください。

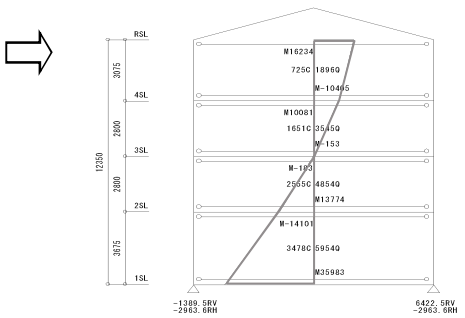
1	構造計算の基本事項
1.2	設計手法
	1.2.28)節点の上下移動でのモデル化における注意点 鉄筋コンクリート造建物において耐力壁方向の屋根が山形形状をしている時、モデル化の際に頂部の節点を上部に移動させてモデル化する事があるが、この時の剛床解除の必要性等の検討事例(連層耐力壁方向の地震時応力図をみると上部階に逆方向の曲げが生じて、不自然な応力図になっている、また、上部階において軸力も逆転している事など)

【解説】

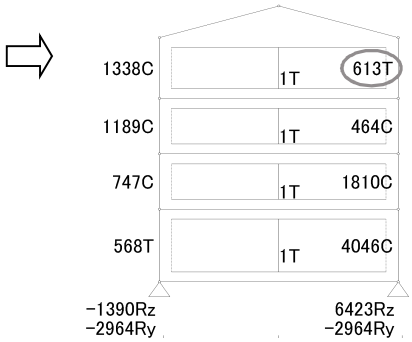
(1) 背 景

本指摘は山形・片流れ等の形状をしている建物において、プログラム上、一般的に行われる同一層の節点を上下に移動させモデル化する際に生じる不自然な現象です。

ここでは、鉄筋コンクリート造のＸ方向ラーメン架構、Ｙ方向全通り連層耐力壁とした一般的な共同住宅を例として解説します。問題となった設計のＹ方向(耐力壁方向)保有水平耐力時の応力図を【Ａ図】に示します。本来、連層耐力壁の地震時の応力図は1SLを固定とした片持ち的な性状を示しますが、この事例では上部階で逆方向の曲げモーメントが生じています。また、この時の軸力を【Ｂ図】に示すと加力方向とは逆方向に軸力が生じていることが分かります。この上部階での応力はもちろん下部階にも影響を与えますので、この不自然な応力状態で設計を行うことは適切とは言えません。



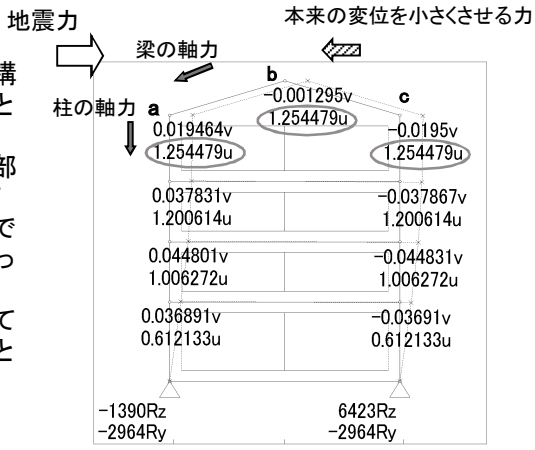
【Ａ図】保有水平耐力時の応力図　左⇒右加力



【Ｂ図】保有水平耐力時の軸力　左⇒右加力

このような不自然な応力状態になる事由ですが、山形架構部分におけるモデル化での節点の上下移動が影響していると考えられます。

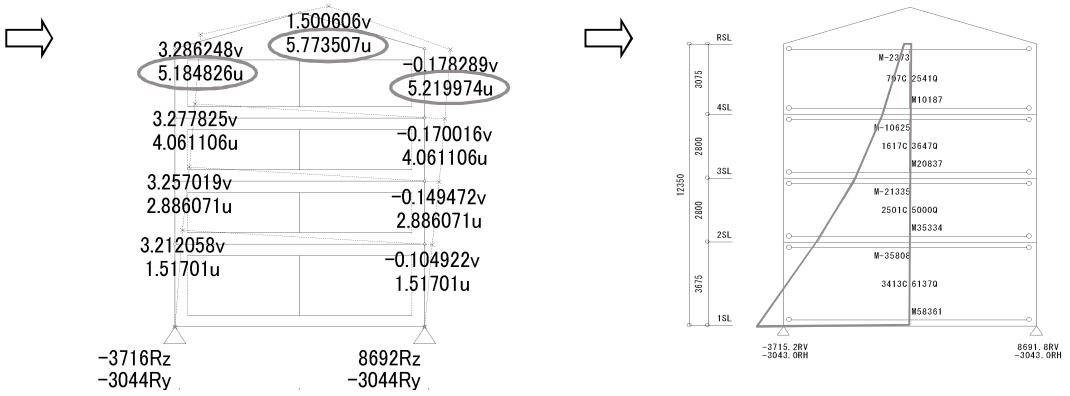
この時の変位図を【Ｃ図】に示すと、最上階の山形架構部分におけるa・b・c節点での変位がすべて同一水平変位していることが分かります。本来、このように節点が上下方向で異なる位置にある場合はそれぞれの節点の水平変位が異なってくるのですが、剛床仮定で解析すると【Ｃ図】のようにａ・ｂ・ｃ節点が同一水平変位となるようにする力が働いてしまい、本来の応力状態とは異なった結果となっていることが考えられます。



【Ｃ図】保有水平耐力時の変位図　左⇒右加力

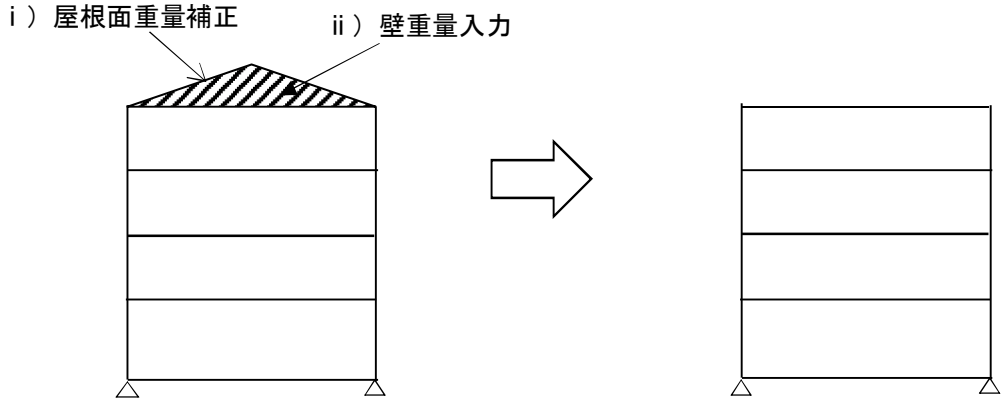
(2)設計に対する考え方の事例

①【C図】のa・b・c節点が同一水平変位となることで頂部の△型が水平に動くことにより、壁頂部の回転を押さえ込んだためと考えられます。そこで最上層のa・c節点の剛床仮定を解除します。回転を可能としたので、壁全体が片持ち柱状の自然な応力状態となりました。その結果の保有水平耐力時の変位図【D図】、保有水平耐力時の応力図【E図】を示します。尚、全体の剛床に配慮してb節点の剛床は解除しませんでした。



【D図】保有水平耐力時の変位図　左⇒右加力　【E図】保有水平耐力時の応力図　左⇒右加力

②山形形状【F図】を陸屋根【G図】として入力し、以下の補正をする。したがって、屋根面は剛床仮定を設定する。
ⅰ）屋根面の勾配分の重量増分は入力荷重で補正しておく。
ⅱ）各通りの最上階△型部分の壁重量は特殊荷重として入力する。
ⅲ）地震力算定用の一次固有周期は、棟部と軒部の地盤面からの高さの平均値を計算し直接入力する。



【F図】実モデル　　【G図】入力モデル

【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注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.2 設計手法

1.2.31) 耐震壁のモデル化

中間、又は、耐震壁の両端に支点がない場合の、耐震壁のエレメント置換の留意点（鉛直方向剛性の適合条件）

【解説】

(1) 背 景

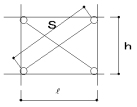
下記図１のようなモデルは鉛直方向の剛性については適合条件を満たしていないと考えられるため、説明を求めた事例です。

耐震壁をエレメント置換すると、下記図１に記載した壁柱の上下にあるアーム状の部材（I=A=∞）は剛性が無限大となるため、壁端下部に支点がない場合には算定変位・応力は実体のない値となっています。よって、Y方向断面、耐力とも再検討する必要があります。

耐震壁をブレース置換（図２）とすれば、鉛直方向の剛性を擬似評価できます。手計算では、「長期の軸力は全部柱が負担する」ことになっていますので、ブレース置換の方が手計算に近い答えが得られる面もあります。

しかし、エレメント置換とブレース置換のどちらがいいという訳ではありません。複数モデルで解析して検証することが理想的です。

地中梁の剛性がかなり大きい場合は、結果的には問題ない場合もあります。

壁エレメント置換	ブレース置換
壁柱の断面性能（I,A）は下式によります。 $I = t \cdot \ell^3 / 12$ $A = t \cdot \ell$ t：壁厚 ℓ：構造心間距離 壁柱の剛性は以下によります。 曲げ剛性…αEI せん断剛性…$\gamma\ \beta\ GA/\kappa$ 軸剛性…EA	ブレース置換断面積Abは下式によります。 $Ab = \dfrac{\beta(\phi \cdot A' + A \cdot \gamma)S^3}{2 \cdot h \cdot \ell^2 \cdot \kappa} \times 0.4286$  ϕ：耐震壁周りの袖壁をブレースへ算入する長さの比率（入力値） A'：耐震壁周りの袖壁の断面積（せん断ブレース置換の時は袖壁を柱剛性に含めるので$A'=0$とします）

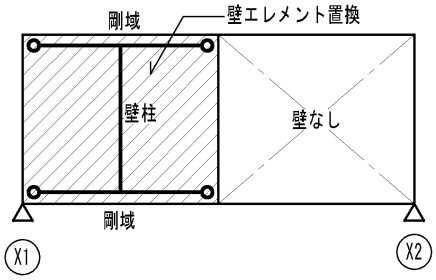


図１

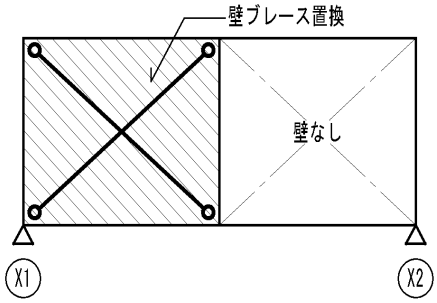


図２

(2)設計に対する考え方の事例

現設計（エレメント置換）に加えて、ブレース置換の解析を行った。エレメント置換した場合と極端に大きな差がないことが確認できたので、問題ないと説明している。

【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，p661～
・構造設計一級建築士資格取得講習テキスト，2008年6月 (財)建築技術教育普及センター，p50～51

「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注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.2	設計手法
	1.2.35) 軸ブレース耐力の評価 ３層実モデルを１層に置換したブレースの終局耐力についての説明事例（１層置換モデルと３層実モデルのブレースの負担せん断力を等値として計算する必要の有無）

【解説】

(1) 背 景

倉庫・工場等で階高があるため、実状は３段ブレースを配置していますが、電算モデル化するに当たり、梁を配置しないと３段にてブレースを配置することが出来ない等の理由のため、１段ブレースにてモデル化を行なって解析した事例です。

このようなモデル化を行うと１層に置換したブレースの終局耐力が実状と異なるので、１層置換モデルと３層実モデルのブレースの負担せん断力を等値してブレース終局耐力を算定する必要があります。

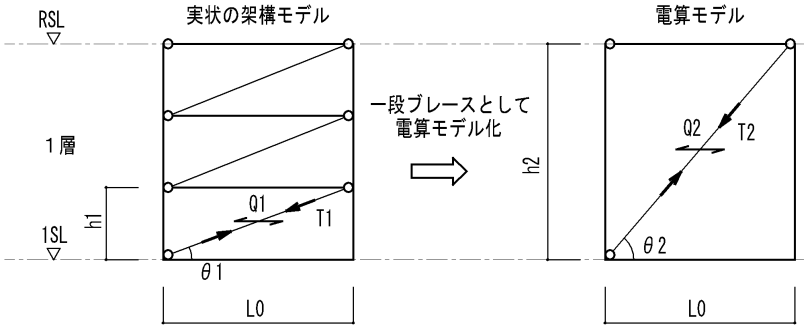
･許容引張耐力について

$$\cos\theta 1 = \frac{L0}{\sqrt{(h1^2 + L0^2}} \qquad \cos\theta 2 = \frac{L0}{\sqrt{(h2^2 + L0^2}}$$

$$Q1 = T1 \cdot \cos\theta 1 \qquad Q2 = T2 \cdot \cos\theta 2$$

$$T1 \cdot \cos\theta 1 = T2 \cdot \cos\theta 2$$

$$T2 = T1 \cdot \cos\theta 1 / \cos\theta 2$$



支点反力については、転倒モーメントが変わらないブレーススタンスが変わらない上記のモデルでは、補正は必要ありませんが、２スパンブレースを１スパンブレースに置換する場合等、ブレーススタンスが変わる場合は、補正する必要があります。

(2)設計に対する考え方の事例

１層置換モデルと３層実モデルのブレースの負担せん断力を等値して、ブレース終局耐力を算定し、確認を行っていいる。

【参考文献・資料】

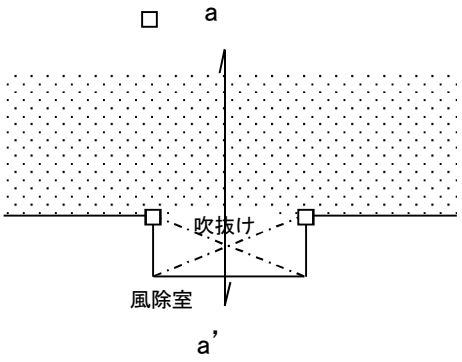
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

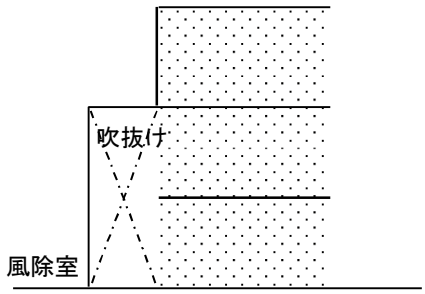
1	構造計算の基本事項
1.2	設計手法
	1.2.36) 外装の変形追随性 外壁が取り付く梁で吹き抜け等により剛床が成立せず変形が生ずると考えられるところの外壁の追随性の検討事例

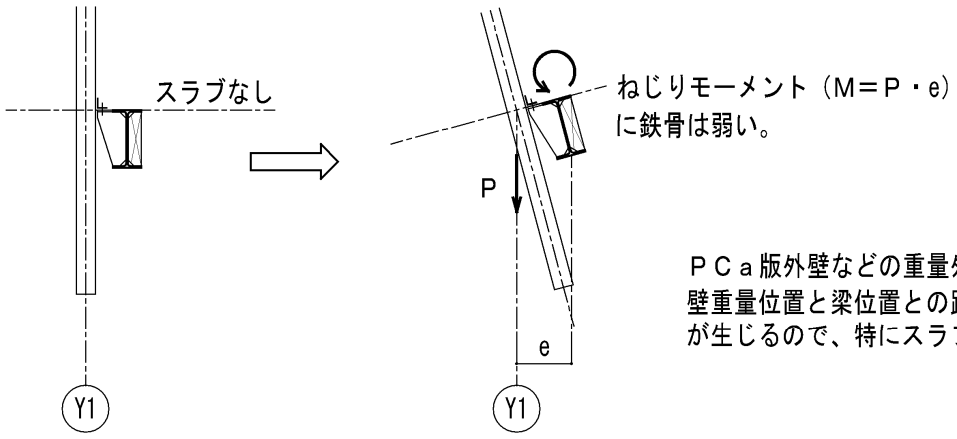
【解説】

(1) 背 景

剛床仮定が成立する建築物として検討がされていましたが、風除室には吹抜けがあり、風除室の架構の変形が本体の変形より大きくなり、風除室の外装材の変形が風除室架構の変形に追随しない場合があるため、確認を求めたものです。また、施行令第82条の規定では、地震力による構造耐力上主要な部分の変形によって建築物の部分に著しい損傷が生じる恐れのないことを確かめる必要があります。
特に中高層S造建築物になると留意したい事項です。類した事項として高層ビルにおいては、外装材の変形追随性の検討は大切な事項です。



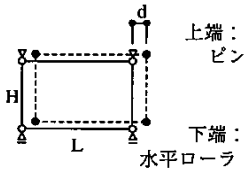
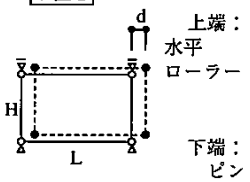
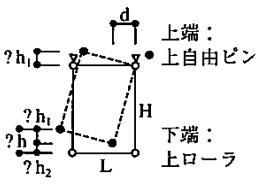
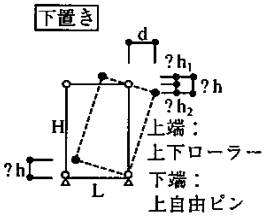
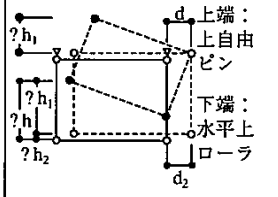
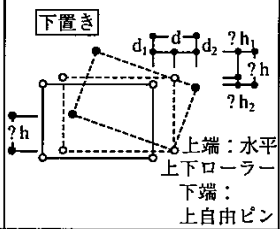
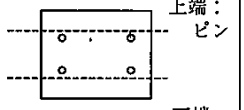
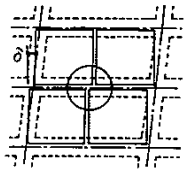
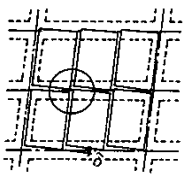
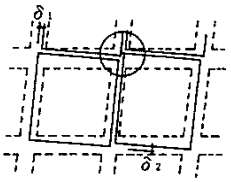
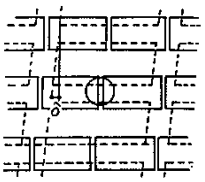
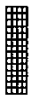
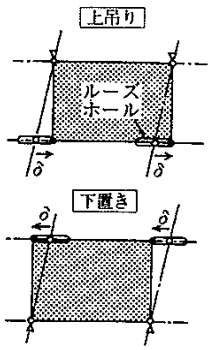
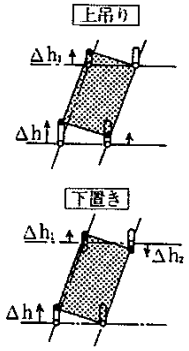
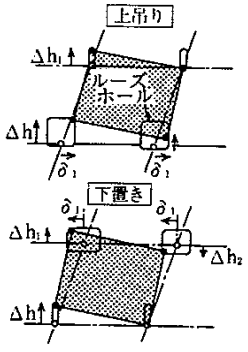
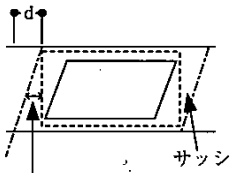


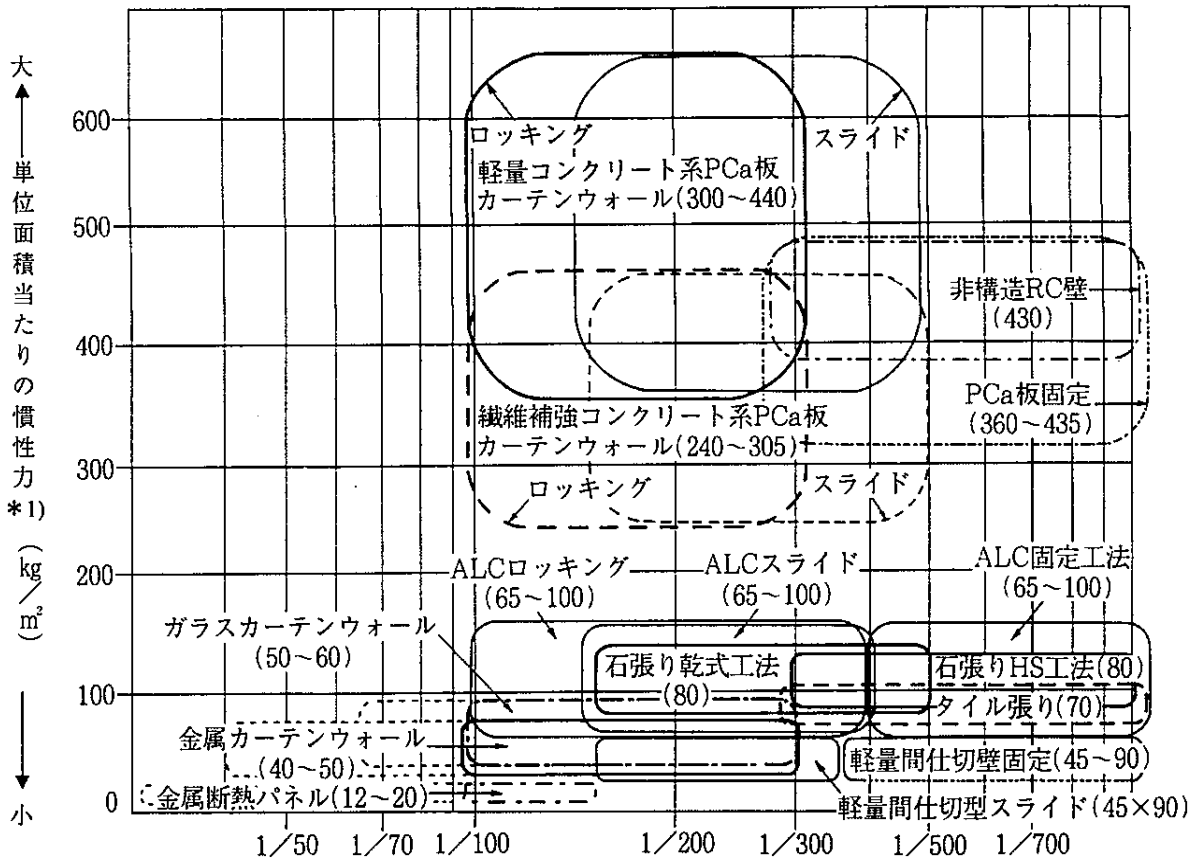


ねじりモーメント（M＝P・e）
に鉄骨は弱い。

ＰＣａ版外壁などの重量外壁を支持する梁には、
壁重量位置と梁位置との距離による偏心モーメント
が生じるので、特にスラブ無い場合は注意する。

表1　各方式の耐震のメカニズム

方　式	スライド（スウエイ）工　法	ロッキング（回転）工　法	スライド・ロッキング併用工法	固定工法
基本モデル	上吊り  下置き  	上吊り  下置き  	上吊り  下置き  	
選定基準	・横長の部材に適する（L/H≧1.5） ・パネル重量の重いもの	・縦長の部材に適する（L/H≦0.5）	・正方形に近い部材に適する（0.5≦L/H≦1.5）	・梁固定で取付ける横連窓（スパンドレルタイプ）に適する。
	小 ←――― 強制変形量 ―――→ 大 （シール目地の変形量で決定することもある）			
PCa板の動き ﾗｰﾒﾝ変形は考慮せず				
目地の動き	 横目地のせん断変形	 縦目地のせん断変形	 縦・横目地のせん断変形	 目地変形なし
外力の吸収位置　慣性力	ファスナーの許容耐力			ファスナーの許容耐力
外力の吸収位置　層間変位	ファスナーのルーズホール			他部材の吸収機構
	 	 	 	（スパンドレルタイプの場合、サッシとPCa板との間のルーズホール、サッシの変形及びガラスのエッジクリアランス等で吸収する。） ＊ガラスCWの項参照  点線はガラスを示すエッジクリアランス
	挙動の異なる部材間の目地			



非構造部材の部材・工法別の変形追従能力の目安（部材別の強制変形角と慣性力）

（ ） ：カッコ内の数字は非構造部材の単位重量（kg／m²）を示す。

(2) 設計に対する考え方の事例

1）地震時における各階レベルでの風除室の変形と本体の変形量を求め、また、逆位相になる場合の揺れも想定し、層間変形角に問題がないか、確認している。次に、風除室の変形の検討をし、問題ないか確認している。
2）外装材の取り付け詳細を明示し、変形追随機構についても説明している。

【参考文献・資料】

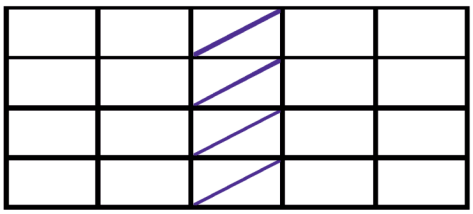
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.2	設計手法
	1.2.37) 軸力に対する梁の検討 K型ブレース周辺梁及びそのジョイントに壁ブレースからの軸力を考慮することの必要性検討事例

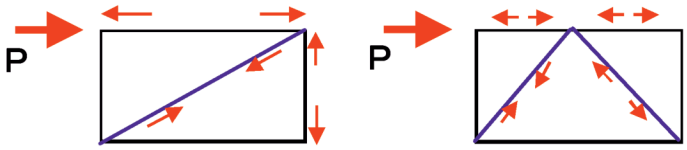
【解説】

(1) 背 景

柱・梁の電算による応力解析については、柱は曲げ、軸、せん断変形を考慮しますが、梁は曲げとせん断変形のみを考慮します。大梁は床スラブが取付いていることにより、床が剛であるとみなし、通常は軸変形を考慮しません。電算では梁には軸変形が考慮されていないので、次のような場合（K形筋かい、∧形筋かい）で、接合部（継手）及び梁材については、別途、手計算による検討が必要になります。



軸組図



応力図

(2) 設計に対する考え方の事例

梁の軸力の検討を行い、梁母材及び接合部（継手）が問題ない事を確認している。また、保有水平耐力時はメカニズム時の応力で同様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注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.3	搭状建築物
	1.3.2) 塔状比４超の建築物の転倒 塔状比が4を超えるため転倒の検討を行うに際して、基礎が偏心しているため、Co＝0.3の検討は基礎下端レベル、かつ杭心間で行う事の必要性を問う事例

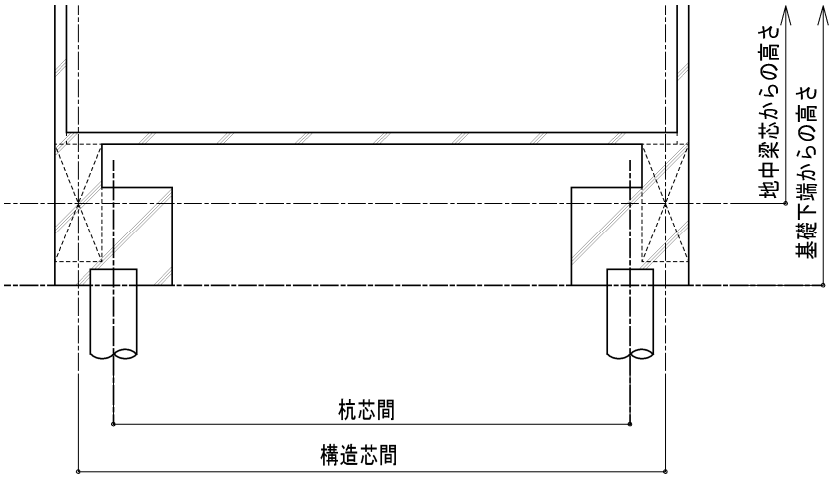
【解説】

(1) 背 景

塔状比が大きくなると転倒の影響が大きくなり、基礎の浮き上がりや圧壊、柱の軸力比など、設計上、より詳細な検討が必要になります。

塔状比の算定は原則として、建築物の重心位置での形状で判定し、高さについては地盤面からの高さ、幅については構造耐力上主要な部材の外面寸法を用いて計算しますが、転倒に対する検討は、基礎下端かつ杭心で行う必要があります。

この事例は、塔状比が４を超えるためH19国交告第594号第4五号イにより転倒に対する検討（Co=0.3の検討）は行っていましたが、電算で行っている地中梁心レベル、および構造心で検討しているため、基礎下端レベルかつ杭心間とする補正が必要となります。



(2)設計に対する考え方の事例

転倒に対する検討（Co=0.3の検討）を基礎下端レベルかつ杭心間で確認している。

【参考文献・資料】

・建築基準法改正に基づく　構造設計Q&A集，2006年6月，(社)日本建築士事務所協会連合会，p20,27
・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，p345

「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注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.5 断面設定

参考：6.3.9)、10.5.13)

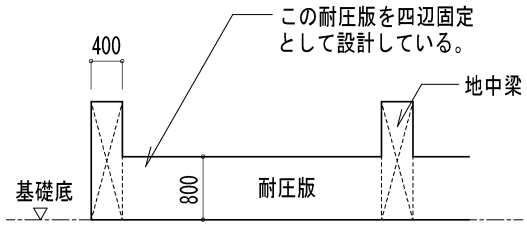
1.5.1) 断面のバランス

・耐圧版の厚さ８００mmに対してそれを受ける地中梁の幅が４００mmの事例
・四隅の杭は１本、他は３～４本で、軸力表で見られる数値と杭本数のアンバランスと思われる事例
・ＥＷ５０（D22@100など）の外枠となる梁Ｇ５０は５０cm×１００cmの断面で主筋は上下各3-D19となっている事例

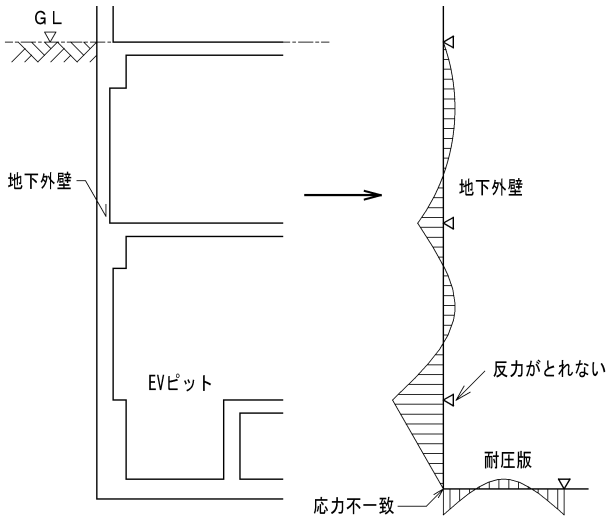
【解説】

(1) 背 景

各項目から感じられるように、連なる部材相互に応力伝達上、直感的にプロポーションからみて極端なアンバランスが見られるので、部材の支持条件の設定、受ける側の部材については応力伝達等の考え方を確認するものです。



(a)地中梁・耐圧版



(b)地中外壁・耐圧版

(2)設計に対する考え方の事例

1) 単に計算上よいというだけではなく、相互部材の固定度、応力伝達を考えた断面設定をしている。
2) 梁、壁、床など単体で計算を基本にしているが、応力は常に次の部材に伝達されることを考え、極端なプロポーションの違う部材を連結することを避けて設計している。
3) 二重スラブとなる地下外壁の設計では、ＥＶピットの場合、上部スラブの支点は考慮せず解析し、断面検討をしている。

【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注意ください。

2	荷重及び外力
2.2	固定荷重及び積載荷重
	2.2.3) 設計荷重の設定 倉庫,書庫の荷重設定根拠の説明事例

【解説】

(1) 背 景

実状にあった積載荷重を設定する必要があるため、その根拠を確認したものです。

倉庫業を営む倉庫における床の積載荷重としては、令第85条第3項に3900N/㎡以上とする、との内容の記述があります。また、下記の指導・指針等があります。

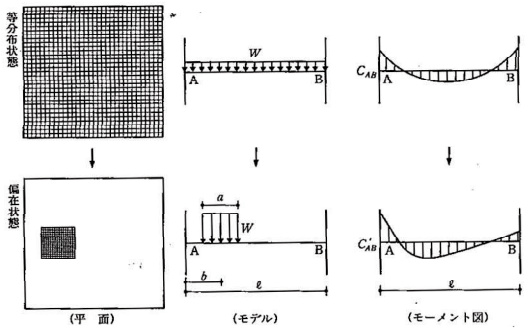
(1)建築構造設計指針 2010 (監修 東京都建築構造行政連絡会)
"倉庫業を営む倉庫の床の積載荷重は状況によるが、3900N/㎡未満でも3900N/㎡としなければならない。この場合、床、ラーメン、地震力の積載荷重の比率は、床の構造計算をする場合を100とした場合に、大梁・柱・基礎の構造計算をする場合80以上、地震力を計算する場合65以上を標準として、実情により算出する。"とあります。例えば、

床用:6000N/㎡ 梁･柱･基礎用:4900N/㎡ 地震力用:3900N/㎡ となります。

(2)愛知県建築基準法関係例規集
"倉庫業を営む倉庫の積載荷重は、地震力用 3900N/㎡以上、床用・ラーメン用は下記数値を標準として実況に応じて算定する。床用は地震力用の1.55倍以上、ラーメン用は地震力用の1.25倍以上"とあります。例えば、

床用:6100N/㎡ 梁･柱･基礎用:4900N/㎡ 地震力用:3900N/㎡ となります。

なお、大きな積載荷重の時は部分積載、偏在時の応力と設計を確認することが必要な場合があります。(書庫についても同じ。)



偏在の状態
建築物荷重指針・同解説(2004),p204

(2)設計に対する考え方の事例

使用目的にあった設定をしているか、建築主などとの打ち合わせをふまえ、等分布・偏在・集中などを適切に設定・考慮した設計用積載荷重としている。

【参考文献・資料】

・令85条3項
・建築構造設計指針 2010(監修 東京都建築構造行政連絡会),(社)東京都建築士事務所協会,p48
・愛知県建築基準法関係例規集[平成23年版](第7版),(社)愛知県建築士事務所協会,p190
・建築物荷重指針・同解説(2004),日本建築学会,p204

「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注意ください。

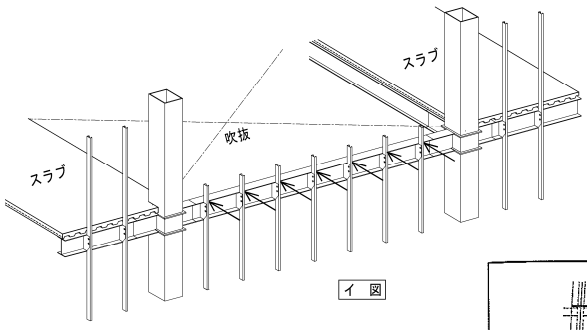
2	荷重及び外力
2.5	風圧力
	2.5.1) 大屋根に対する吹き上げ及び吹き降ろし （大屋根に対する吹き上げ及び吹き降ろしの検討） 2.5.2) 風力係数における外圧係数・内圧係数 （風圧力について、風力係数における外圧係数及び内圧係数の確認と間柱と胴縁の設計） 2.5.3) 風圧力を受ける柱及び梁 （風圧力作用時の応力計算について、建築物全体に作用する層せん断力が入力されているが、柱・梁等の各部材に作用する風圧力が入力されているかの確認） 2.5.4) 風圧力によるたわみ （『風時のたわみは大きいが法的な制限値はない』という考え方について、設計上問題ないことの見解）

【解説】

(1) 背 景

1)構造種別に関わらず、建築基準法施行令第39条(屋根ふき材等の緊結)に基づき、屋根材等の安全性の確認が必要となってきます。(関連：令第82条の4、平12建告第1458号、令87条、平12建告第1454号)
特に鉄骨造においては、風荷重が支配的になることもあります。

2)間柱、胴縁の設計において、ⅰ)壁における風力係数(=風荷重)の考慮、ⅱ)納まりによる荷重型、それに伴う応力に疑問があるものがみられます。例えば、2連梁が可能な寸法か、施工上可能な納まりかどうか等です。
閉鎖型と開放型では、建築物に作用する風圧力が違う、平12建告第1454号と平12建告第1458号では、風圧力にガスト影響係数(Gf)が考慮されるか否かによって値が変わり、併せて、風力係数も大きく変わってくる等、様々な事項があるので注意が必要です。

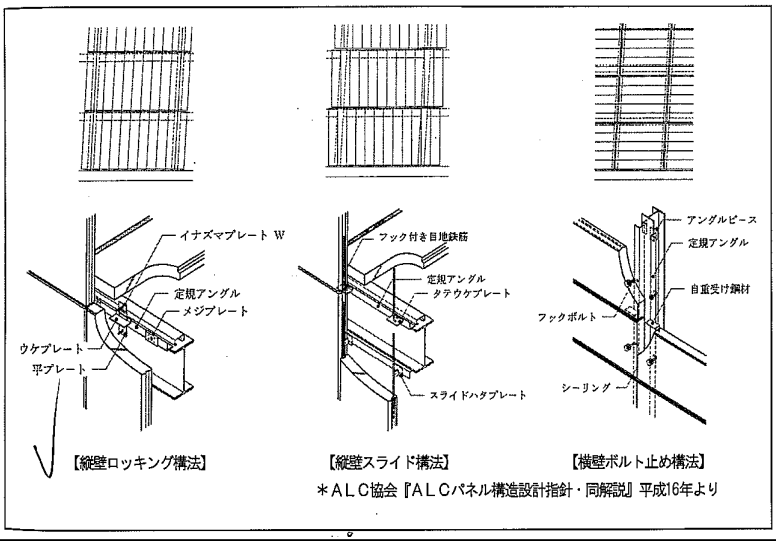


イ 図

3)鉄骨造等における柱、梁等各部材(層への水平力ではなく)への荷重付加による応力への検討は、床抜け部の梁弱軸(面外)方向への検討が必要な場合があります。(イ図)

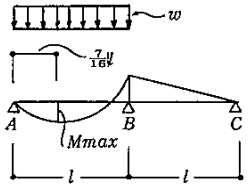
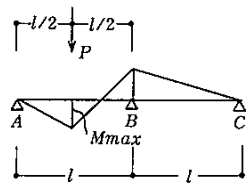
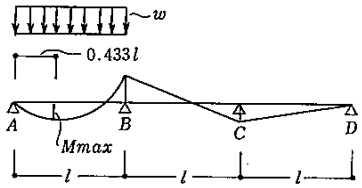
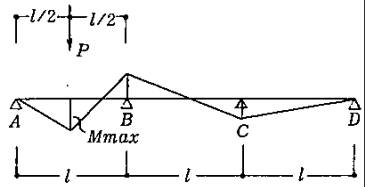
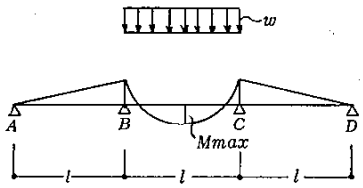
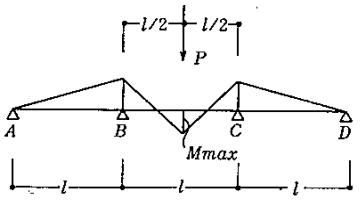
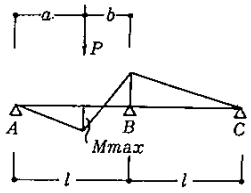
4)屋根の折板や瓦棒、スレート等、外壁の鉄板、スレート等仕上げにより、多少変形量が大きくても良い場合や、ガラスやALC等の各仕上げにより、それらの許容変形量も考慮する必要があります。

建物の使用上差し支えないこと、例えば外壁の剥落等の恐れが無い程度の確認はする必要があると思われます。
1)～4)は、それらの事項に対する指摘です。



＊ALC協会『ALCパネル構造設計指針・同解説』平成16年より

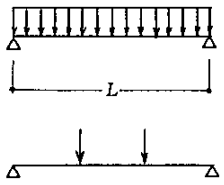
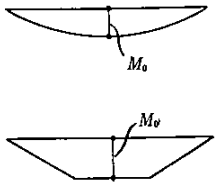
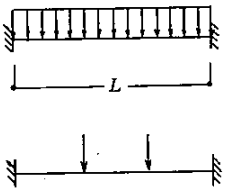
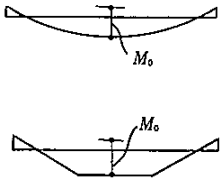
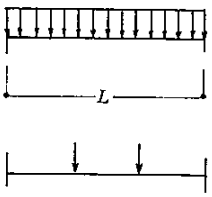
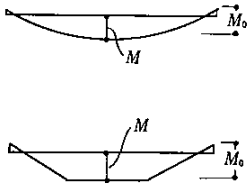
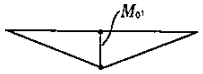
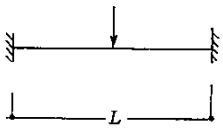
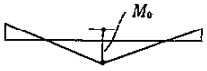
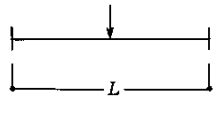
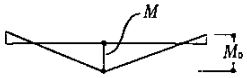
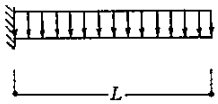
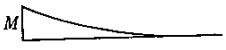
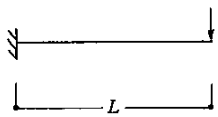
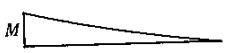
参考-1 連続梁の応

荷重状態，曲げモーメント図，スパン l	反　　力　　R	曲 げ モ ー メ ン ト　M
	$R_A=\frac{7}{16}wl$ $R_B=\frac{10}{16}wl$ $R_C=-\frac{1}{16}wl$	$M_B=\frac{1}{16}wl^2$ $M\max=\frac{49}{512}wl^2$
	$R_A=\frac{13}{32}P$ $R_B=\frac{22}{32}P$ $R_C=-\frac{3}{32}P$	$M_B=\frac{3}{32}Pl$ $M\max=\frac{13}{64}Pl$
	$R_A=0.433wl$ $R_B=0.651wl$ $R_C=-0.101wl$ $R_D=0.017wl$	$M_B=0.067wl^2$ $M_C=0.017wl^2$ $M\max=0.094wl^2$
	$R_A=0.400P$ $R_B=0.725P$ $R_C=-0.150P$ $R_D=0.025P$	$M_B=0.100Pl$ $M_C=0.025Pl$ $M\max=0.200Pl$
	$R_A=R_D=-0.050wl$ $R_B=R_C=0.550wl$	$M_B=M_C=0.050wl^2$ $M\max-0.075wl^2$
	$R_A=R_D=-0.075P$ $R_B=R_C=0.575P$	$M_B=M_C=0.075Pl$ $M\max=0.175Pl$
	$R_A=\frac{Pb}{4l^3}\{4l^2-a(l+a)\}$ $R_B=\frac{Pa}{2l^3}\{2l^2+b(l+a)\}$ $R_C=-\frac{Pab}{4l^3}(l+a)$	$M_B=-\frac{Pab}{4l^2}(l+a)$ $M\max=\frac{Pab}{4l^3}\{4l^2-a(l+a)\}$

産業図書：構造計算便覧

参考-2 鉄骨梁のたわみ略算式

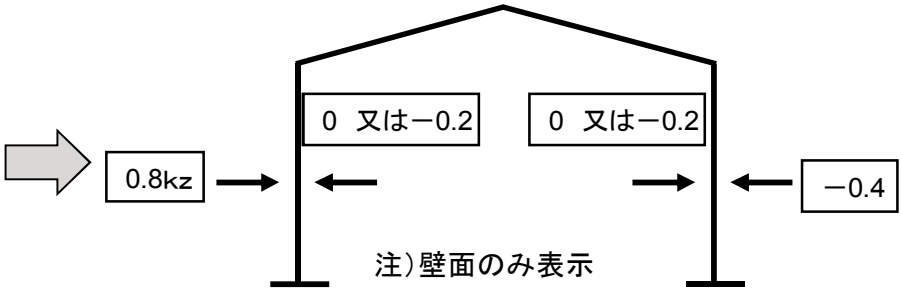
単位　δ：cm　　L：m　　$E=2.1\times10^6$kg／cm²　　M_o, M：t·cm　　I：cm⁴

両端状態	荷重状態	曲げモーメント	たわみ（δ）
ピン			$\delta=\frac{0.5\,M_oL^2}{I}$
固定			$\delta=\frac{0.1\,M_oL^2}{I}$
半固定			$\delta=\frac{0.6M-0.1\,M_o}{I}L^2$
ピン			$\delta=\frac{0.4\,M_oL^2}{I}$
固定			$\delta=\frac{0.1\,M_oL^2}{I}$
半固定			$\delta=\frac{0.6\,M-0.2\,M_o}{I}L^2$
片持はり			$\delta=\frac{1.19\,ML^2}{I}$
片持はり			$\delta=\frac{1.59\,ML^2}{I}$

(2)設計に対する考え方の事例

1)法に基づく安全性の確認は必要となってきますが、屋根材の軽重によって必要性が違います。
・屋根の材質がコンクリートスラブ等の場合は、設計方針へ省略して差し支えない旨説明を明記している。
・折板等軽い場合は、法に基づいた、また、不利側の条件下での安全性の確認を行なっている。

2)・間柱、胴縁の納まりを考慮し、施行令第82条の4、平12建告第1458号に基づき安全性を確かめている。
・納まりを考慮した荷重型による応力、たわみ等から各部材の安全性を確認している。



間柱、耐風梁、胴縁の設計は、壁面に作用する風圧力の計算における風力係数Cfは
外圧係数Cpe−内圧係数Cpiで算定する。
上図の場合、Cf＝0.8kz−(-0.2)

3)・層の水平力算定と併せて、外装が鉄骨柱弱軸側に取り付く部分について、個材部分曲げ等の検討をしている。
・梁面外方向の検討を行い、上下フランジ面に面外方向に有効な部材を配置し、また H形鋼梁にカバープレートを設け対処している。

4)変形量をメーカー等の実験資料を元に検討している。あるいは、最大変形量を2cm以下とするなどの配慮をしている。

【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注意ください。

2	荷重及び外力
2.6	地震力
	2.6.3) 屋根勾配のある建築物の固有周期 固有周期Ｔの算定に用いる建築物の高さについて、勾配屋根の場合は振動性状を考慮した高さをとる必要があることへの追加検討事例

【解説】

(1) 背 景

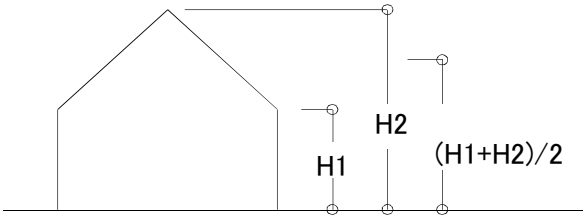
構造計算規準の適応（ルート判定）用の高さｈと、弾性域における固有周期Ｔの計算に用いられる建築物の高さｈの扱い方の違いについて。

構造計算規準の適応（ルート判定）用の高さｈは、「施行令」第２条第１項第6号による建築物の高さです。

固有周期Ｔの計算に用いられる建築物の高さｈは、建築物の構造関係技術基準解説書によると「当該建築物の振動性状を充分に考慮して振動上有効な高さを用いなければならない場合があることに注意が必要である。」とあります。例えば今回の指摘のように山型架構の場合は屋根の平均高さをとること等が考えられます。また陸屋根の場合はパラペットではなく頂部横架材又は水下コンクリート天端までの高さをとること、ドライエリア等がある場合、ドライエリア下部から建物高さを考慮することになりますが、建築物の下部（ドライエリア上部）を剛強なはり等で有効に拘束していれば、その部分を地盤面とみなして高さを算出すること等が考えられます。

(2)設計に対する考え方の事例

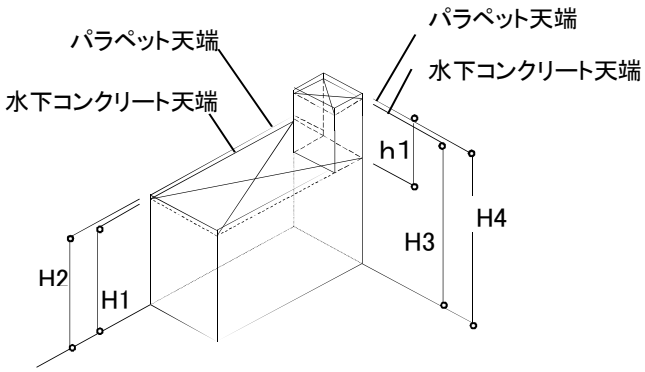
①山型架構の場合



構造計算規準の適応（ルート判定）用の高さは、
H2とする

固有周期Tの計算に用いられる建築物の高さは、
(H1+H2)/2とする

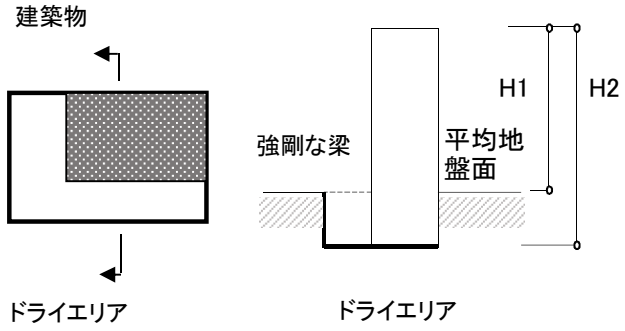
②塔屋のある場合



構造計算規準の適応（ルート判定）用の高さ
H2：塔屋が高さに算入されない場合
H4：塔屋が高さに算入される場合

固有周期Tの計算に用いられる建築物の高さ
H1：塔屋が高さに算入されない場合
H3：塔屋が高さに算入される場合

③ドライエリアなどがある場合

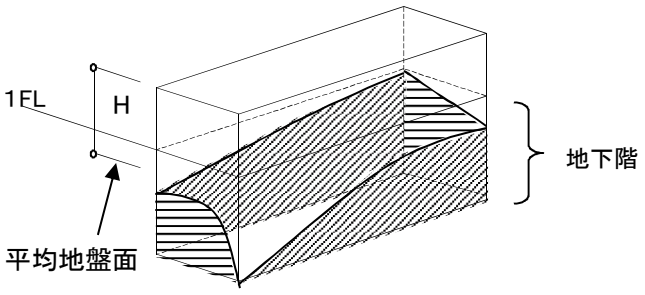


構造計算規準の適応（ルート判定）用の高さは、
H1とする。

固有周期Tの計算に用いられる建築物の高さは
H１：ドライエリアなどがあっても、周辺地盤と強剛な梁などでいったいとなっている場合。

H2：H2または(H1+H2)/2とする。

④敷地の地盤に傾斜などがある場合



ルート判定に用いる高さは平均地盤面からの高さ。

固有周期Tの計算に用いられる建築物の高さは、地下階の階高の2/3以上が全て地盤と接している場合、または地下部分の外周が左図のように全周囲の75%以上が地盤と接している場合はHとする。

尚、「建築物の高さ」は下記を参考として下さい。

「建築物の高さ」の算定は、原則として「地盤面」からの高さで行う（令2条1項6号）。ただし、①道路斜線制限による建築物の高さは前面道路の路面の中心線からの高さによる。（令2条1項6号イ）、②避雷設備、北側斜線制限、高度地区の北側斜線制限の場合を除き、階段室、昇降機塔などが一定の条件（建築面積1／8以内、高さ12mまで（絶対高さ制限,日影規制の場合は5mまで）等）を満たす場合には、建築物の高さに参入しない（令2条1項6号ロ）、③棟飾、防火壁の屋上突出物等は、建築物の高さに算入しない（令2条1項6号ハ）。

【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，p303
・建築基準法改正に基づく　構造設計Q&A集，2006年6月，(社)日本建築士事務所協会連合会，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注意ください。

2	荷重及び外力
2.6	地震力　　（参考）1.2.16）に類似の項目があります。
	2.6.4）隣地とGLに差がある場合のAi分布 隣地が全体的に下がっている時の、GLとAi分布の考え方について妥当性の説明事例

【解説】

(1)　背　景

建築物の高さは、地盤面からの高さによります。(建築基準法施行令第2条第1項第6号に規定)
特に敷地が傾斜していると、意匠的に地盤面は、令第2条第2項の平均地盤面を採用しますが、構造的にとるべき高さと異なる場合があります。
Ai分布を算出するに当たり、建物の高さを用いますが、その値が過小に評価されるとAi分布の数値も過小となり、地震力が小さくなり、結果、危険側に設計した建物となります。

$$Ai = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha i}} - \alpha i \right) \frac{2T}{1 + 3T}$$

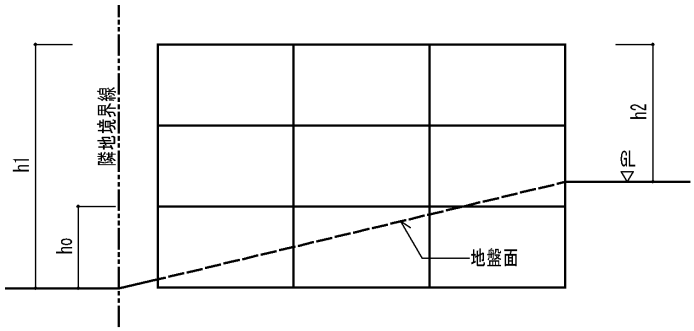
この式において、αi及びＴは、それぞれ次の数値を表すものとする。

Ａｉ：建築物のAiを算出しようとする高さの部分が支える部分の固定荷重と積載荷重との和
Ｔ＝ h(0.02+0.01α)

この式において、h及びαは、それぞれ次の数値を表すものとする。

ｈ：当該建築物の高さ
α：当該建築物のうち柱及びはりの大部分が木造又は鉄骨造である階(地階を除く)の高さの合計のhに対する比

図のケース場合、構造的高さはh1を採用する方が妥当と言えます。



(2)設計に対する考え方の事例

Ai分布が危険側にならないよう建築物の高さは、高めの寸法を採用して設計している。

【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, p299～
・建築構造問題快答集No.3 問8、No.5 問11, ㈱建築技術

「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注意ください。

2	荷重及び外力
2.6	地震力　　（参考）10.1.14）に類似の項目があります。
	2.6.6）根入れによる水平力の低減 基礎の計算方針に根入れ２ｍ以上を確保し杭設計用水平力を３０％低減するとある時の、地盤の液状化の危険性がある場合の説明事例

【解説】

(1)　背　景

設計者の低減数値の設定に対して、液状化の可能性があるという地盤の性状を鑑みて、その採用値の妥当性を確認するものです。

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

$$\alpha = 1 - 0.2 \frac{\sqrt{H}}{\sqrt[4]{D_f}}$$　なる式があります。

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～

基礎スラブの根入れ深さに応じて、0.7を超えない範囲でその式による割合だけ低減できることになっています。(下のグラフ参照)
杭基礎のある建築物では、地上階に生じる地震力は、基礎スラブ根入れ部分(地下部分)の受動土圧や側面の摩擦力で地盤に伝達され、残りがくい頭に伝えられる。その割合を指針ではグラフのようになるとしたものです。

(2)設計に対する考え方の事例

①地盤の性状を適切に判断して基礎及び杭の設計をしている。
基礎スラブ根入れ部分の水平力の分担率は、下記の式に基づき求めている。

$$\alpha = 1 - 0.2 \frac{\sqrt{H}}{\sqrt[4]{D_f}}$$

②基礎周辺の地盤が液状化するおそれがあるので、低減はしないで設計を行った。
液状化地盤が深い場合には、基礎周辺地盤での水平力低減は可能と考えることもできる。

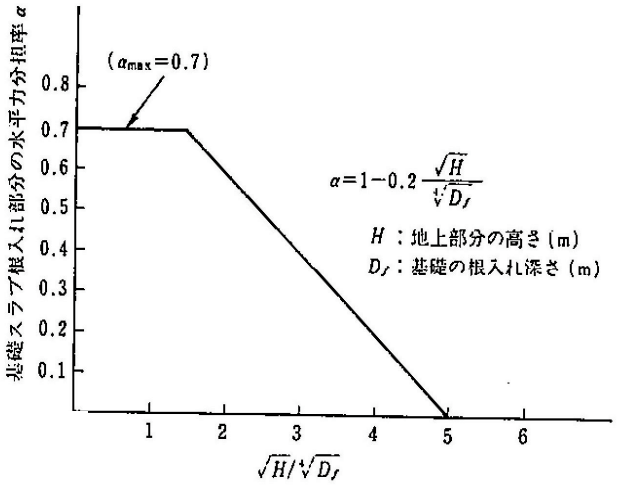


図 0.7－1　基礎スラブ根入れ部分の水平力分担率

【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，p296～298,p431～
・地震力に対する建築物の基礎の設計指針，第3版，平成元年11月，(財)日本建築センター，p13～

「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注意ください。

4 構造計算の方法

4.1 設計ルート

4.1.2) 適用ルートの妥当性(ルート2-1)
ルート2-1を適用する際の、大梁幅より極端に大きい幅を持つ扁平柱、取付く梁のない柱(架構を構成していない柱)、耐力壁内蔵柱の扱い

【解説】

(1) 背 景

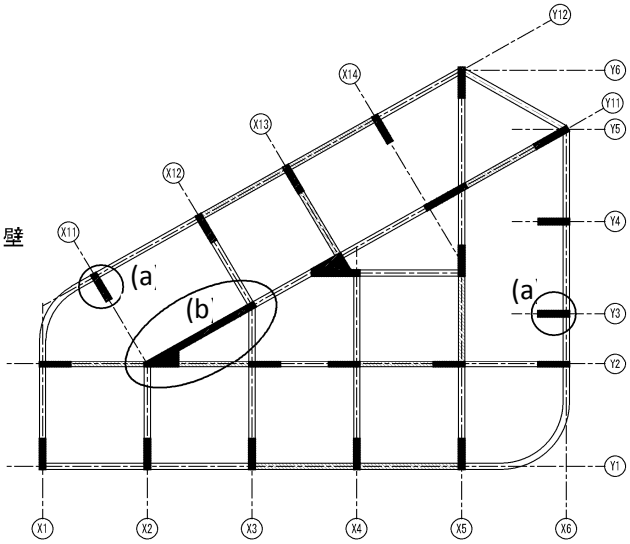
設計状況

ＲＣ造　１０階建て　Ｈ＝３０ｍ

計算ルート　２－１

壁厚と同じ厚さの柱・梁で構成された
耐力壁付ラーメン構造

凡例
：柱
：梁
：耐力壁



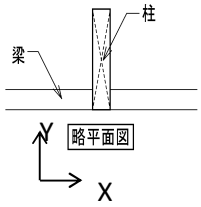
計画では、特殊な形態の上図の平面形状においてルート2-1を採用する際のAc･Aw値の考え方で、扁平柱の全断面積をAcとして有効としていますが、以下のことについては説明が必要と思われます。

ⅰ）全　般　：柱幅が取り付く壁の厚さ 又は梁幅に対して相当大きい(4～5倍前後)扁平柱の全断面積をAcに見込むことについて。
ⅱ）図中(a)：梁に接続しない柱のAc値への算入の可否。
ⅲ）図中(b)：耐力壁内蔵柱の断面積の考え方。

(参考)計算ルート2-1は、耐力壁及び柱等の水平断面積がルート1の規定を満たすほど多くはないが、それでもかなり大きい面積となる建築物、具体的にはいわゆる耐力壁の多い建築物を対象としたものです。
　耐力壁及び柱が、想定する地震に対して耐震強度のみで抵抗できるほど大きくないため、それを補う意味で、ある程度の靭性を持たせることが必要です。
　（ルート2-1　昭55建設省告示第1791号第3第一号　$\Sigma 2.5\alpha Aw+\Sigma 0.7\alpha Ac \geqq 0.75ZWAi$）

(2)設計に対する考え方の事例

ⅰ）扁平柱のΣAcの算定には、床版で拘束している事等から全断面有効とした。また、応力解析時には 右図でのX方向については、梁幅の2倍程度を有効とする考え方とした。
ⅱ）梁に接続しない柱はⅰ）と同様。ただし、応力解析時には 右図のY方向について無効とした。
ⅲ）内蔵柱は耐力壁の厚さの2倍を柱せい、柱部分意外を耐力壁としAw値とした。
ⅳ）一定の靭性の確保については、ルート3の規定を満足するように検討している。



【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, p382～

「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注意ください。

4	構造計算の方法
4.2	層間変形角・偏心率・剛性率
	4.2.2) 雑壁の剛性評価 Y方向の水平力分担が全階で耐力壁が100%負担となっているが、基準柱がない関係で、電算上、層間変形角・剛性率・偏心率の計算時に雑壁の剛性が考慮されていないことについての検討事例 （注）電算システムのメーカーにより異なりますので注意が必要。以下にメーカーHPのQ&Aを抜粋する。

【解説】

(1) 背 景

各雑壁の影響が無視できないと思われる建築物で、電算入力上、適切に剛性が評価されていない設計に対する指摘です。尚、本指摘はBUSシリーズのみに対応し、SSシリーズ、SEIN、BUILD一貫等では特に問題なく考慮します。

質問
「偏心率・剛性率計算において、雑壁 n値の基準とみなす柱がなく、雑壁の剛性が計算できません。雑壁剛性を考慮したい場合は、雑壁n値計算の基準となす柱の剛性を入力してください。」
というメッセージが出るようになりましたが、意味と対処方法を教えて下さい。

回答
BUS-5の剛心計算に用いる雑壁の剛性はFGEレコードBUS-5Ver.1テキスト入力編 p2-22 解説 1)の式「Dw=n・Aw・ΣDc/ΣAc」で求めていますが、全ての柱が耐震壁の付帯柱であったり、「雑壁 n値計算の基準とみなす ΦMの値」（デフォルト 1.5)を超えている場合は、 ΣAcが0となり、Dwが計算できないために出るメッセージです。このメッセージが出る場合は、[許容応力度等][許容計算-剛性率・偏心率][剛性率・偏心率計算条件](FGEレコード)の「雑壁 n値」の「剛性」のチェックを入れて「雑壁 n値の基準とみなす柱の剛性」を直接入力していただくことになります。剛性率・偏心率の計算方法についてはBUS-5Ver.1概要編 P138～をご参照ください。

注意
「雑壁 n値計算の基準とみなす ΦMの値」以下の ΦMを持つ柱を「対象柱」と表現すると、「雑壁 n値の基準とみなす柱の剛性」を直接入力しない場合は、
各階各方向ごとに、 ΣDcとΣAcを計算しますが、直接入力した場合は、全階とも直接入力値を使用して雑壁剛性を評価します。雑壁の剛性の計算の詳細は DwD.csvに出力されます。現在は各階毎に「雑壁 n値の基準とみなす柱の剛性」が入力出来ますので、DwD.csvに出力される各階の (ΣDc/ΣAc)を入力してはいかがでしょうか。

(2)設計に対する考え方の事例

メーカーQ&A参考にし、この例では具体的に中柱を代表柱としてn=1.0とし雑壁を評価している。

【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注意ください。

4	構造計算の方法
4.3	保有水平耐力
	4.3.2) 不整形平面形状建築物の解析 建築物平面形状が不整形で、X・Y方向を主軸とした解析を行っていることに対して、斜め方向の軸を考慮した場合に偏心率および保有水平耐力が問題ないか確認事例

【解説】

(1) 背 景

本指摘は平面形状が不整形な建築物に対する応力解析で、図に示す主たるフレームのX・Y方向を対象とした解析のみを行なっているような設計即ち、設定されている架構構面の方向と主軸が一致していないことに対する説明を求めたものです。

一般的に主軸とは、以下のように考えられます。
X、Y軸が直交する場合を例に説明します。
X、Y方向の剛性が異なる場合に建物がねじれず、しかも変形の方向と力の方向が一致するのは、水平力の作用点が剛心で、作用線の方向がX方向か、Y方向と一致する時だけです。
このような水平力の作用線を剛性の主軸といいます。
主軸とは、剛心に水平力が作用した場合に、ねじれずに作用方向に変形する軸を示しています。
このため、一般的に架構の方向と、主軸の方向が大きく異なる場合は、主軸方向の解析と架構の方向が必要と考えます。

平面形状が整形な建築物に対しては、主軸と架構構面は一致しているので特に直行方向による影響を考慮する必要は無いと思われますが、平面形状が不整形で斜め方向に軸をもつような（主軸と架構構面の方向が異なる）場合で、架構構面毎の壁の存在が不均等な場合等は、直行方向の架構の影響を大きく受ける可能性がある場合があり、主軸と架構構面の方向を考慮した解析を行なうことが必要と思われます。

図-1に示す斜めフレーム又は中折れフレームの場合、壁の偏在がなく柱梁が階に於いて概ね同一であれば、図-1に示す主軸で加力方向を考えれば偏心等は問題ないと考えられます。

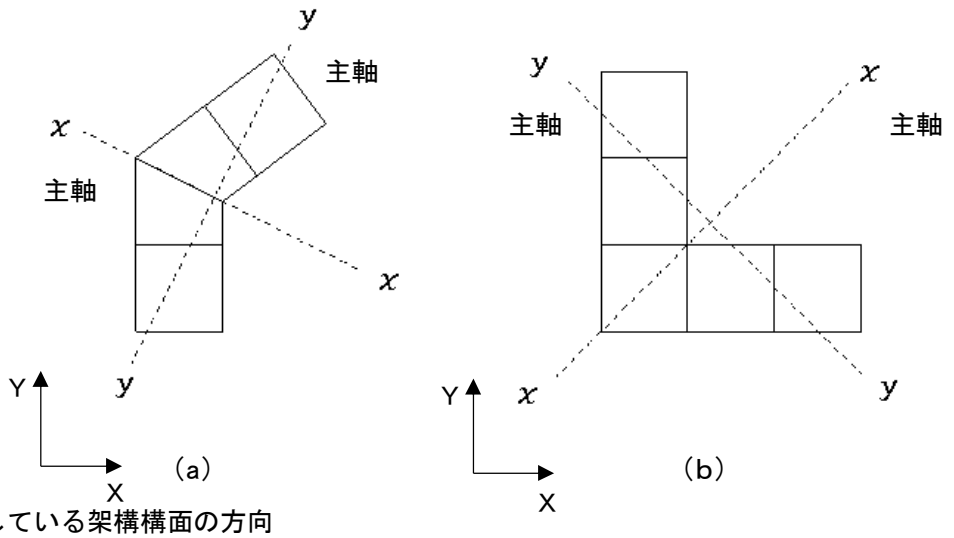


図-1 主軸と架構構面（1）

(2)設計に対する考え方の事例

1）図-2（ｃ）の平面形状をなす場合

壁も図中太線の如く配置がなされているのもであれば、主軸と同一に架構構面方向（X，Y）を考慮すれば偏心は問題ないと考られます。図中(イ)示の壁がない場合、平面折れ角度にもよりますがY方向について偏心が生ずる可能性があります。
当事例の場合、主軸方向、設定している架構の方向（X、Y方向）両ケースについて検討することも必要な場合があります。

2）図-2（ｄ）の平面形状をなす場合

主軸（x，y）と同一に架構方向を考える場合より、図に示すX，Yに架構方向を設定する場合に偏心等の問題があると考えれられます。
X，Y方向加力についての解析と合わせて、X方向加力時での(ロ)示部、Y方向加力時での(ハ)示部に、剛性分布と荷重分布にかい離がないか検討する必要があります。

架構構面の方向と主軸が一致していない場合には、
ｉ）荷重分布と剛性分布のバランスを確認する。また、少しのアンバランスであれば荷重伝達が可能か確認する。
ii）部材応力が大きくなる加力方向について検討する。

設定している架構構面の方向

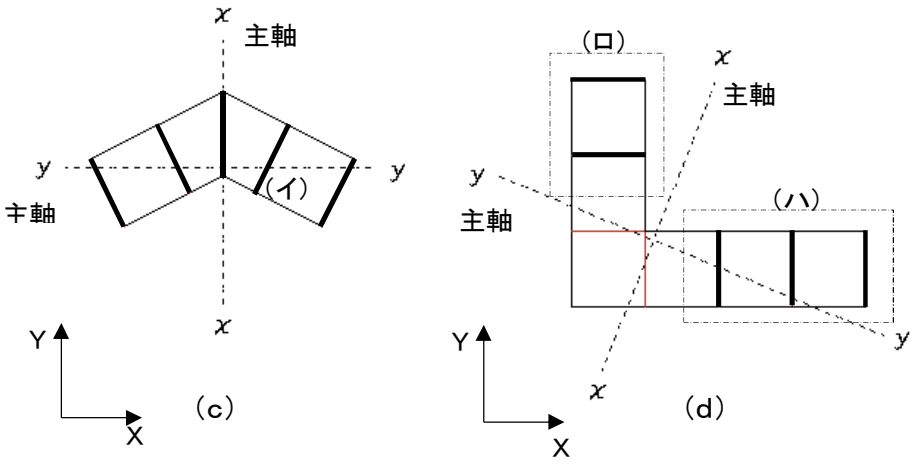


図-2　主軸と架構構面（2）

【参考文献・資料】

・建築構造設計基準及び同解説　平成16年版（社団法人　公共建築協会）　P.68

4	構造計算の方法
4.3	保有水平耐力
	4.3.3) 保有水平耐力計算時の外力分布 平成19年国交告第594号第4により、原則としてAi分布に基づく外力分布を用いて保有水平耐力を求めることになっていますが、外力分布をQun分布により求めていることの妥当性の説明を求める事例

【解説】

(1) 背 景

Ai分布に基づく外力分布による保有水平耐力は、原理的にAi分布に基づく地震層せん断力の分布に比例します。また、必要保有水平耐力は、Ai分布に各層ごとのDs･Fesを乗じた分布に比例します。つまり、全層で保有水平耐力が必要保有水平耐力以上となるためには、各層のDs･Fesとして全層のDs･Fesの最大値を用いた必要保有水平耐力以上の保有水平耐力を全層で実質確保する必要があります。言い方を変えると、Ai分布に基づく外力分布による保有水平耐力算定では各層の保有水平耐力が、Ds･Fesの小さい層の崩壊で決定し、Ds･Fesの大きい層が未崩壊状態となることがあります。これは、各層ごとにDs・Fesを定めていることからくる不合理といえます。

平成19年国交告第594号第4第二号では、以下のイ、ロ、ハのいずれかに該当する場合は、必要保有水平耐力に基づく外力分布(Qun分布)によって計算してよいことにしています。2015版 建築物の構造関係技術基準解説書では、以下の旨を解説しています。

※ただし、

ⅰ）いずれの場合も、Dsの算定についてはAi分布に基づく外力分布とします。

ⅱ）同告示ではイ）ロ）については増分解析を条件としています。

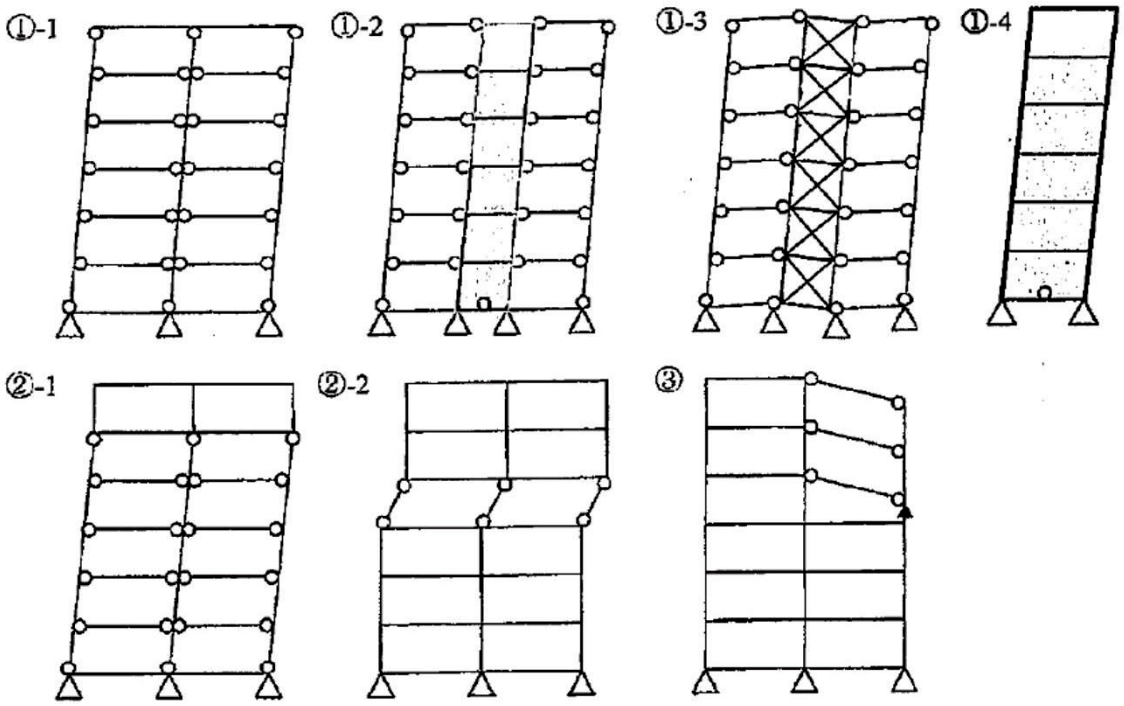


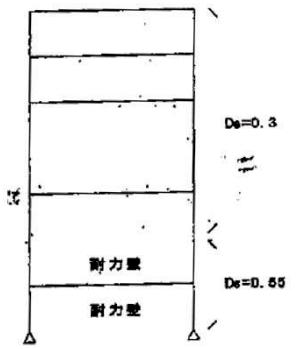
図6.2-7 崩壊形の例

2015版 建築物の構造関係技術基準解説書 P.343

イ） Ai分布に基づく外力分布による崩壊形が全体崩壊形(同書 図6.2－7の①－1～4)となる建築物について、全層の保有水平耐力を算出するとき。

ロ） Ai分布に基づく外力分布による崩壊形が部分崩壊形(同書 図6.2－7の②－1,2)、または局部崩壊形(同書 図6.2－7の②－3)となる建築物であり、かつ、崩壊形以外の層（例えば、図6.2―7の②－2の場合には、4階以外の層）については別途求めた崩壊形が全体崩壊形となることが確認されたとき。
なお、部分崩壊、局部崩壊する層は、Ai分布に基づく外力分布により崩壊形を形成することから、その層の保有水平耐力はAi分布に基づく外力分布により算出します。このとき、崩壊層と崩壊層以外の層との間では保有水平耐力時における応力の釣合いが成り立たない場合があることはやむを得ないとしています。

ハ） 建築物の振動特性に関する特別な調査または研究によって、Qun分布を用いることができると確認されたとき。例えば、Ai分布に基づく外力分布によって上層部が部分崩壊形となる建築物であり、かつ、崩壊層以外の下層について最大のDsを設定した建築物について、最大のDsを設定した下層の保有水平耐力を算出するときにはQun分布を用いることができます。（図－１参照）



図－１ Qun分布を採用できる ハ）の例

(2)設計に対する考え方の事例

①告示4第二号 イ)に当たるケース
建物は８階建の事務所ビルで両方向ラーメン構造としている。7階で建物東側に書庫があり、西側にフレーム外の雑壁があるため、雑壁を考慮した場合の7階部分の偏心率が1.0を上回っている。
Ai分布による保有水平耐力計算によると、7階以上ではまだ未崩壊であるが、下階では崩壊形が形成され、指定層間変形角に達して解析が終了している。その結果、7階では偏心率(Fe)を考慮した必要保有水平耐力を満足していないので、基準解説書P.395 図6.4-15に示す曲げ耐力比、せん断耐力比の比較を行い、全体崩壊形を確認したうえで、「Qun分布」に基づく外力分布で設計している。

②告示4第二号 ロ)に当たるケース
建物は10階建の共同住宅で10階をオーナーの住宅としている。そのため、建物の短辺方向は9階以下が独立耐震壁構造、10階が純ラーメン構造となっている。Ai分布による増分解析では、9階以下は未崩壊、10階のすべての節点に降伏ヒンジが発生し、指定層間変形角に達した。10階部分の部分崩壊形になるので、１）、２）のように設計している。
１）部分崩壊する10階はAi分布に基づく外力分布で必要保有水平耐力を満足させている。
２）9階以下の耐力壁架構ではすべてのフレームで１階壁脚曲げ降伏の全体崩壊形を確認の上、「Qun分布」に基づく外力分布により必要保有水平耐力を満足させている。

③告示4第二号 ハ)に当たるケース
地盤が傾斜した敷地に建つ1階RC造耐力壁付ラーメン構造、2,3階S造純ラーメン構造の部分地下形式(最下階は本誌2.6地震力2.6.3)【解説】(2)設計に対する考え方の事例 ④敷地の地盤に傾斜などがある場合の適用条件を満足しないので「地下部分」として扱うことができない。)となっている。
Ai分布による場合、すべての階で保有水平耐力の余裕度が十分大きかった。また、1階はDs換算(Ds=0.55とした場合の余裕度に換算)しても必要保有水平耐力を満足していることを確認している。
(註)この場合は、Ai分布で満足しなくとも、Qun分布で確認できればそれでもかまいません。

【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, p340～344、p394～395
・大阪府内の構造計算適合性判定に係る「よくある質疑事項の解説」,平成25年3月P.3.2.1-1～4

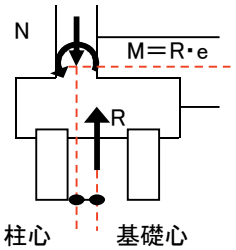
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

4	構造計算の方法
4.3	保有水平耐力
	4.3.4) 柱と基礎の大きな偏心の影響 ・柱と基礎に大きな偏心がある場合の、保有水平耐力に影響しないかの検討 ・SS3の保有水平耐力計算では、基礎偏心応力は考慮しないが、基礎偏心距離が約1.0mにも及ぶ場合、地中梁がメカニズム時軸力による偏心応力を考慮しても降伏しないことの検討 4.3.5) 基礎の偏心が保有水平耐力に与える影響 基礎杭が内側に偏心し、保有水平耐力算定で荷重増分解析をする場合、柱軸力が変化することにより偏心曲げモーメントも変化するが、保有水平耐力、崩壊形に影響がないかの説明

【解説】

(1) 背 景

柱と基礎が偏心しており、その偏心曲げモーメントを地中梁で負担するという設計方針において、1次設計では偏心曲げモーメントを考慮した設計がなされているが、保有耐力時の検討では考慮されておらず、偏心による応力を加味した場合に、地中梁に塑性ヒンジが生じるなど、
想定している崩壊形に影響がないかの確認を求めた指摘です。
特に、一貫計算ソフトの中には、偏心による応力を
追加応力として入力しても、1次設計のみだけ考慮され、
保有水平耐力計算には反映されないものがあるので
注意が必要です。



(2) 設計に対する考え方の事例

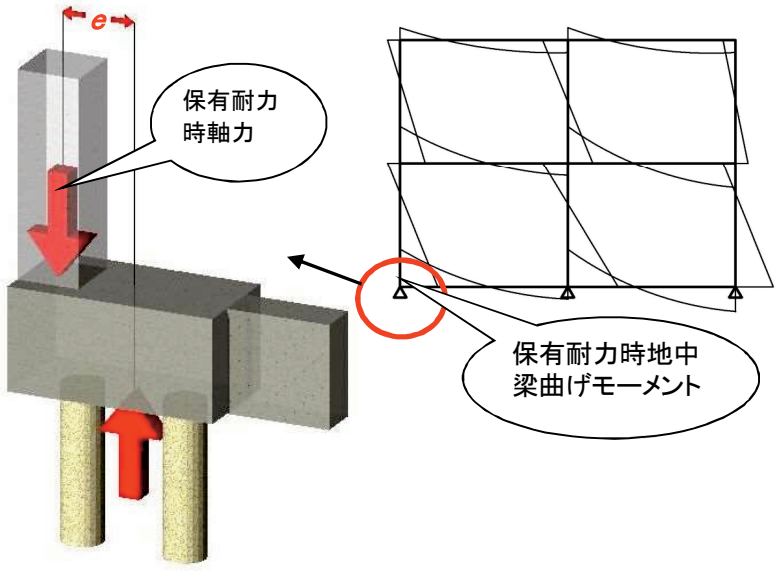
・保有水平耐力時に、ここでは保有水平耐力時軸力による偏心曲げモーメントを考慮した応力が、地中梁終局耐力以下となっていることを確かめ、地中梁に塑性ヒンジが生じていないので、崩壊形に影響がないことを確認している。

（計算例）
・偏心による曲げモーメント
＝メカニズム時軸力×偏心距離(e)
＝1500(kN)×e(m)＝1000kNm

・上記偏心曲げを考慮した
地中梁メカニズム時曲げモーメント
＝1000(kNm)＋1000(kNm)

地中梁終局曲げ耐力
≧1000＋1000(kNm)
を確認。

地中梁の剛性が柱剛性に対し充分大きいことを考慮して偏心モーメントは全て基礎梁で処理した。



【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注意ください。

4	構造計算の方法
4.3	保有水平耐力
	4.3.8) 保有水平耐力における解析終了条件 保有水平耐力計算で変形量の規定はないものの、保有水平耐力計算時にかなり増分解析をすすめていることについて、解析終了条件の「指定層間変形角の設定」の適切性確認事例

【解説】

(1) 背 景

保有水平耐力計算の解析終了条件が「指定層間変形角」によって設定されていたことについて、その建築物における層間変形角の設定値の適切性を確認しています。

建築物は、保有水平耐力の算定における増分解析により、柱・梁・耐力壁等部材の変形で建築物に変形が生じます。しかし、その変形量（層間変形角）の制限について明確な規定はありません。本事項では、「指定層間変形角」1/50程度のものが散見されます。

保有水平耐力における解析終了条件は様々ですが、「層間変形角」に対する配慮の一例を以下に示します。

①本来保有水平耐力は、その建築物が崩壊メカニズムを形成する時点の建築物の耐力とされています。しかし、外装材などの非構造部材の追随性、スリット幅、隣棟間隔等を考慮して許容される層間変形角の時点で崩壊メカニズムが形成されていない場合は、その時点を保有水平耐力とすると思われます。その崩壊メカニズムに達する以前の保有水平耐力が、必要保有水平耐力を満足することの確認が必要です。
（例）靭性の低い構造の場合等は、保有水平耐力時の過度な変形量に追随できず、障害が発生します。

②非常に大きな層間変形角を設定した場合の変位には、水平変位による付加的な力（P-Δ効果）を考慮する必要がある場合もあります。

③地震動や解析モデルが有する不確定要素等も考えられ、建築物には十分な耐力(強度)と変形能力を確保することが必要です。

(2)設計に対する考え方の事例

①鉄筋コンクリート造

〈純ラーメンの場合〉

メカニズム時 ： 下記2点のいずれか早く生じる時点
- ・増分解析は、全体崩壊系が形成された時(メカニズム時)まで行なうことが原則
- ・数層を除き他の層では崩壊系ができており、ある層の層間変形角が1/50程度に達した時点

保有水平耐力時： ・ある層の層間変形角が指定した変形角(1/100程度で指定)に達した時点

〈連層耐震壁を有するラーメンの場合〉

メカニズム時　：　下記3点のいずれか早く生じる時点

・増分解析は、全体崩壊系が形成された時(メカニズム時)まで行なうことが原則
・数層を除き他の層では崩壊系ができており、ある層の層間変形角が1/100程度に達した時点
・いずれかの層の耐震壁が最初にせん断破壊した時点

保有水平耐力時：　下記2点のいずれか早く生じる時点

・ある層の層間変形角が指定した変形角(1/120程度で指定)に達した時点
・いずれかの層の耐震壁が最初にせん断破壊した時点

②鉄骨造

保有水平耐力時：　・ある層の層間変形角が指定した変形角(1/75程度で指定)に達した時点
（外装の変形追随性も考慮することが大切です）

【参考文献・資料】

・2001年版　限界耐力計算法の計算例とその解説（国土交通省住宅局建築指導課他） P.116
・構造設計･部材断面事例集（財団法人日本建築防災協会）

「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注意ください。

4	構造計算の方法
4.3	保有水平耐力
	4.3.9) 保有水平耐力計算時の基礎回転時耐力の考慮 地中梁がない独立基礎の建築物において、保有水平耐力計算時に指定層間変形角をもって保有水平耐力としている場合の柱脚基礎部分のモデル化条件を満足できることの確認事例

【解説】

(1) 背 景

本指摘は地中梁のない独立基礎の建築物において、指定層間変形角をもって保有水平耐力を算定しているために柱脚基礎部分のモデル化について、その条件を満足していることを説明する必要があります。
上部構造の検討のために採用したモデル化において、仮定した柱脚の性能(固定度)が実際に確保されることを適切な方法で確認することが必要であると思われます。

(2)設計に対する考え方の事例

①直接基礎

1) 柱脚の応力を基礎下端にかかる応力に換算し、保有耐力時で基礎スラブがその応力に対して許容値以内であることを確認する。（限界変形角で決定する場合、変形が微少であることを確認する。）
2) 圧縮側が極限支持力以内であることを確認する。

②杭基礎

1) 柱脚の応力を基礎下端にかかる応力に換算し、保有耐力時で基礎スラブがその応力に対して許容値以内であることを確認する。
2) 引き抜き側杭は、杭の引き抜き抵抗力以内であり杭軸筋が引き抜き力の許容値以内であることを確認する。
3) 圧縮側杭は、降伏または極限支持力（杭体・地盤で決まる等の検討）以下であることを確認する。

③基礎の耐力≦上部構造モデル化による応力の場合の対処例

上部構造の耐力を見直し、当初設定されている基礎が満たすことの出来る応力の時点をもって保有水平耐力を確認することが必要です。

【参考文献・資料】

・構造計算適合性判定Q＆A「設計者向け」4.4.3　[(財)愛知県建築住宅センターHP内]
・建築基礎構造設計指針（日本建築学会）　P.103

「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注意ください。

4 構造計算の方法

4.4 浮き上がり・圧壊

4.4.1) 板状の建物での浮き上り・圧壊
全てのフレームが連層耐力壁でない場合の保有水平耐力計算における支点の浮き上り・圧壊の処理事例

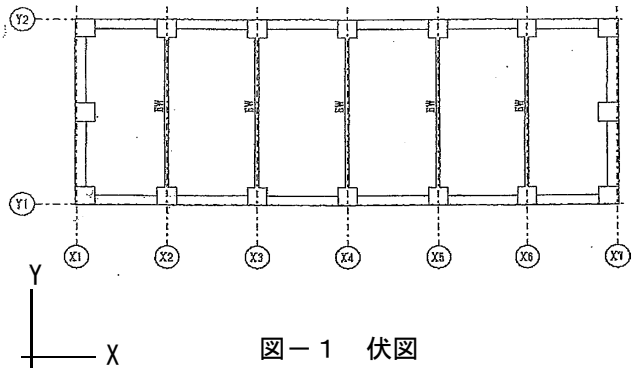
【解説】

(1) 背 景

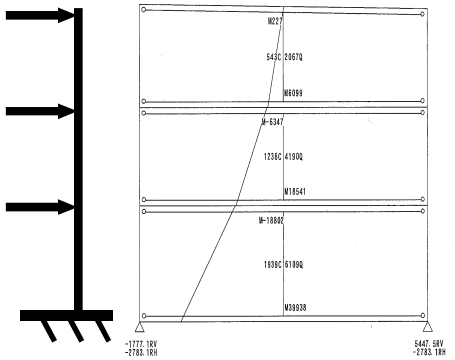
構造特性係数Dsは支点ピン支持で崩壊形を確認する必要があります。一方、保有水平耐力算定時においては支点の浮き上り、圧壊を無視すると保有水平耐力を過大に評価することがあります。

又、部分的な浮き上りに対しては実状に応じて適切に考慮する必要がある場合もあります。

図-1のような、全フレームで全層連層耐力壁架構とはならず、一部はラーメン架構で、Y方向に地震力を受ける場合、塔状比が4を超える場合は、平19国交告594号第4第五号の規定により、Co＝0.3以上とした場合の地震力、保有水平耐力に相当する地震力のいずれかを用いて、基礎が浮き上がり・圧壊しないことを確認します。図の例では、X2～X6列の架構が耐震壁架構であり、支点支持として保有水平耐力を確認する考え方もあります。



図－１ 伏図



図－２ 保有水平耐力時の応力図事例

(2)設計に対する考え方の事例

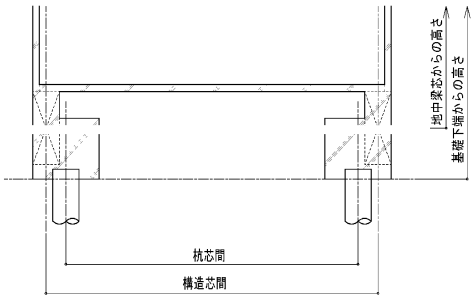
浮き上がり･圧壊の検討で、以下の対応をした。

ⅰ）例えば、X7通りY1軸で浮上がり(又は圧壊)が生ずる場合は、その耐力の不足分を地中梁(直交も可)等で隣接基礎に伝達するなどして処理します。

ⅱ）一貫計算では基礎梁の構造芯レベルでの支点反力を求めています(図－2)から、基礎反力は基礎下端レベルでの値とします(図-3)。

ⅲ）偏心基礎の場合、基礎反力は基礎芯間(または杭群芯間)距離で求めました。(※この場合、浮上がり抵抗荷重、圧壊耐力を構造芯間距離と基礎芯間距離の比(図-3)で補正して入力する考え方もあると思われます。)

ⅳ）支点支持として、圧壊を含め保有水平耐力を確認した。



図－３ 転倒モーメントの算定レベル

【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, p344～345

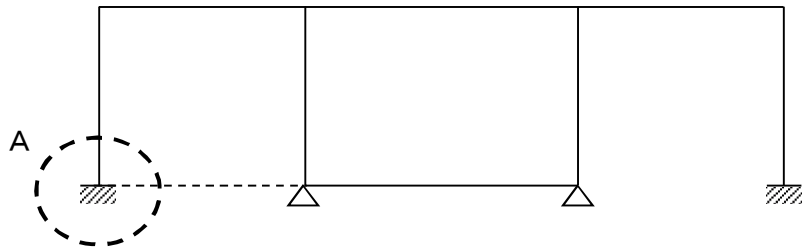
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

5	鉄骨造
5.1	剛性
	5.1.3) 地中梁のない基礎のモデル化 地中梁のある基礎とない基礎が混在しているが、地中梁なしの部分は支点固定、地中梁ありの部分は支点ピンとモデル化して解析していることについて、地中梁のない独立基礎部分の回転剛性の評価方法についての説明事例

【解説】

(1) 背 景

地盤及び基礎ぐいの基礎ばねについては、原則として設定せず弾性剛性に基づく応力算定を行なうこととされていますが、平19国交告示第594号第2第一号ロで基礎ばねを考慮することも規定されています。
しかし、その評価を適性に行うための十分な地盤調査の実施が困難な場合が多いのが実状だと思われます。
この事例のように、地中梁の有無によって、地中梁なしの部分は支点固定、地中梁ありの部分は支点ピンというように、支点の扱いをするモデル化に対して、基礎が安全性を確保しているかの質疑するものです。



(2)設計に対する考え方の事例

地盤の鉛直方向の変形や基礎の浮上りが、建築物に及ぼす影響が大きい場合には、基礎ばねを統一した考え方に基づき設定して、その影響を考慮することが望ましいです。
なお、柱脚部の設計において、適切な方法によりの応力を求め、柱脚→礎柱→基礎の設計を行いますが、保有耐力時に各部位がメカニズム時の応力に対して、基礎、地盤等が耐力を保持していることを併せて確認する必要があるものと考えます。

（イ）地中梁のない支点をピンの場合と固定の場合の2ケースで考慮し、応力分布に影響のでる柱や梁及び基礎の断面算定では安全側の応力を採用する考え方です。
（ロ）地中梁がない基礎（上図Ａ）について　中央スパン部とは別の地中梁を柱と剛接で配置し（図の破線）、支点をピンで支持します。この地中梁の断面を適切に設定することで、柱脚の曲げモーメントを評価しようとする考え方です。
（ハ）支点固定で柱の反曲点位置を設定することにより基礎・柱脚の曲げモーメントを評価しようとする考え方です。
（ニ）地中梁のない支点を固定として解析し、その脚部応力を基礎下端まで考慮した時の基礎、杭、地盤の安全性の検討をしている。

【参考文献・資料】

・平19国交告示第594号第2、及び技術的助言　国住指第1335号（H19/6/20）
・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，p434～437

「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注意ください。

5	鉄骨造
5.1	剛性
	5.1.5) トラス梁のモデル化 ・トラス材の線材置換 ・トラス材をＨ形鋼梁へ置換したものと隣接する梁の仕口部の考え方

【解説】

(1) 背 景

トラス材は一貫計算プログラムで入力する場合は、線材に置換しているのが一般的です。
仕口部分の応力伝達に対して、柱の別途検討が必要と考えられます。

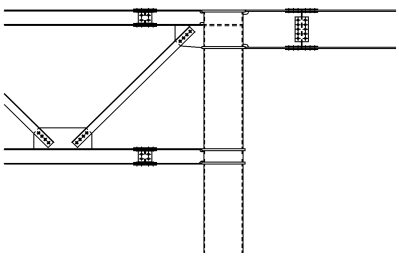


図-１ A部拡大図

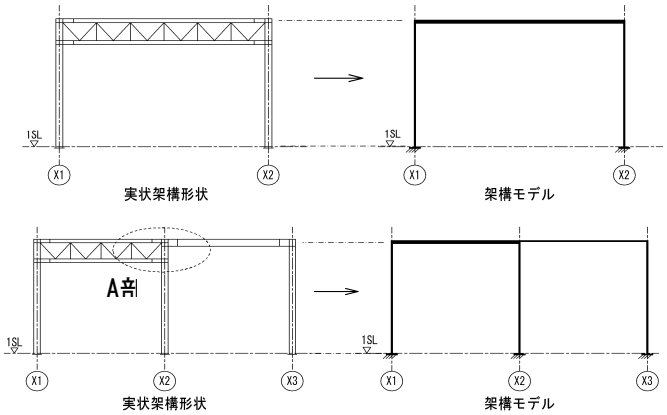


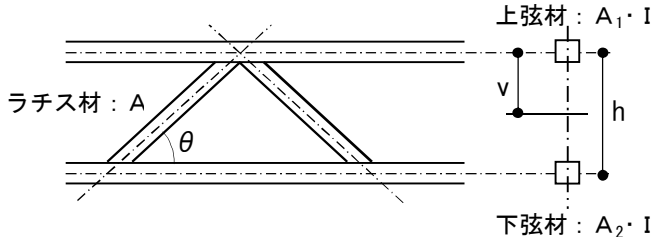
図-２ 架構のモデル化

(2)設計に対する考え方の事例

・トラス材を線材置換した曲げ剛性Ｉと軸断面積A、せん断断面積Awを入力(図-3)。
（トラス弦材芯間長さと同一成のH型鋼にしている場合もある。）
・置換された線材の曲げモーメントは弦材軸力に置換(N＝M/h)して弦材を検討、せん断力は斜材軸力に置換(T(またはN)＝Q／sinθ)して部材の安全性を検討した。
・トラス斜材と柱材の接合部についてはディテールを含めて検討した。(※仕口部分の応力伝達に支障のないことを任意平面プログラムを用いて検討している場合もある。)

尚、解析として、上弦材、下弦材を夫々、階の梁、ラチス材をブレース、と考えた計算もみられます。

【置換方法について】



○弦材の重心 $y=\frac{A_2 \cdot h}{A_1+A_2}$

○重心軸まわりの断面二次モーメント

$I=\{I_1+A_1\times y^2\}+\{I_2+A_2(h-y)^2\}$

○軸断面積 $A_N=A_1+A_2$

○せん断断面積 $Aw=(A_3\times E\times\cos\theta)\div G$

Ｅ＝ヤング係数

Ｇ＝せん断弾性係数

【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注意ください。

5	鉄骨造
5.1	剛性
	5.1.6) 焼抜き栓溶接による剛床仮定 焼抜き栓溶接が標準仕様の溶接ピッチで剛床仮定が成立するかの検討事例

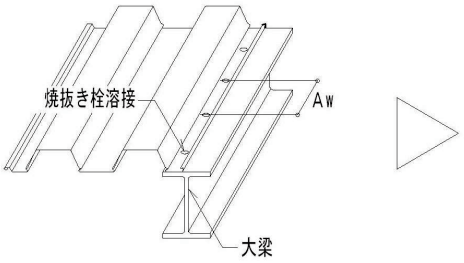
【解説】

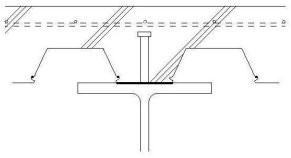
(1) 背 景

合成スラブの鉄骨梁への焼抜き栓溶接による接合は、強辺部は300㎜、弱辺部は600㎜以下が標準仕様となっていますが、これは、標準仕様の溶接ピッチで地震等の水平力の伝達が可能かどうかを確認したものです。

剛性のバランスが悪く、例えば、自走式立体駐車場のようにブレース等耐震要素が建物の一部に集中し、水平せん断力の大部分をこのブレースで負担させるような場合は、焼抜き栓溶接では溶接耐力が不足して処理できないことが考えれます。

一般的に合成スラブは、焼抜き栓溶接による接合の場合、ⅰ)剛床仮定は可能、ⅱ)梁剛性へのスラブ評価は不可、となっています。





焼抜き栓溶接をスタッドジベルに変更

種 別	qa(短期)
焼抜き栓溶接	t1.2 7.3kN
スタッドジベル コﾝｸﾘｰﾄ強度Fc21	φ16 40.7kN
	φ19 57.4kN

(2)設計に対する考え方の事例

1)焼抜き栓溶接のピッチは、床に作用する水平せん断力と焼抜き栓溶接の許容耐力を計算して、安全性を確認している。

2)水平力伝達が焼抜き栓溶接で処理出来なかったので、スタッドジベルを打設し応力伝達をした。また、コンクリートスラブの面内せん断力についても別途検討している。

(参考)
デッキプレートのシアコネクターの設計に関して、次のような解説も有ります。
・建築構造問題快答集No.4 問50、No.12 問60

【参考文献・資料】

・合成スラブ工業会－合成スラブのＱ＆Ａ(インターネット)
・QLデッキ設計マニュアル JFE建材㈱ 等

「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注意ください。

5	鉄骨造
5.1	剛性
	5.1.7) 転造ネジアンカーボルトを使用した露出型柱脚 露出型柱脚で伸び能力のあるアンカーボルトを使用しているが、転造・切削ネジの種別の提示と転造ネジの場合は基準軸径が呼び径より小さくなるため（例えばM27の場合は軸部断面積で15%程度）、柱脚回転剛性に影響することによる上部構造への影響の確認事例

【解説】

(1) 背 景

転造ネジ(ABR)と切削ネジ(ABM)では、径が同じでも、表に示すように各数値が、若干異なります。設計によっては、上部構造に影響を与えかねません。現場での間違いを防ぐためにも種別を図面に明記する必要があります。

ABR400 公称耐力 ボルト素材：SNR400B(素材降伏比80%以下)

ねじの呼び	基準軸径 (mm)	軸断面積 (mm²)	ねじ部有効断面積 (mm²)	引張降伏耐力 (kN)	ねじ部せん断耐力 (kN) 降伏耐力	ねじ部せん断耐力 (kN) 最大耐力
M16	14.54	166.0	156.7	39.0	21.3	36.2
M20	18.20	260.2	244.8	61.1	33.2	56.5
M22	20.20	320.5	303.4	75.3	41.2	70.1
M24	21.85	375.0	352.5	88.1	47.8	81.4
M27	24.85	485.0	459.4	114	62.3	106
M30	27.51	594.4	560.6	140	76.1	129
M33	30.51	731.1	693.6	172	94.1	160
M36	33.17	863.6	816.7	203	111	189
M39	36.17	1027	975.8	241	132	225
M42	38.83	1184	1121	278	152	259
M45	41.83	1374	1306	295	162	302
M48	44.48	1554	1473	334	183	340

ABR490 公称耐力 ボルト素材：SNR490B(素材降伏比80%以下)

ねじの呼び	基準軸径 (mm)	軸断面積 (mm²)	ねじ部有効断面積 (mm²)	引張降伏耐力 (kN)	ねじ部せん断耐力 (kN) 降伏耐力	ねじ部せん断耐力 (kN) 最大耐力
M16	14.54	166.0	156.7	54.0	29.4	44.3
M20	18.20	260.2	244.8	84.6	45.9	69.3
M22	20.20	320.5	303.4	104	56.9	85.8
M24	21.85	375.0	352.5	122	66.1	99.7
M27	24.85	485.0	459.4	158	86.2	130
M30	27.51	594.4	560.6	193	105	159
M33	30.51	731.1	693.6	238	130	196
M36	33.17	863.6	816.7	281	153	231
M39	36.17	1027	975.8	334	183	276
M42	38.83	1184	1121	385	210	317
M45	41.83	1374	1306	405	222	369
M48	44.48	1554	1473	458	251	417

ABM400 公称耐力 ボルト素材：SNR400B(素材降伏比75%以下)

ねじの呼び	基準軸径 (mm)	軸断面積 (mm²)	ねじ部有効断面積 (mm²)	引張耐力 (kN) ねじ部降伏耐力	引張耐力 (kN) 軸部降伏耐力	せん断耐力 (kN) ねじ部降伏耐力	せん断耐力 (kN) ねじ部最大耐力
M24	24	452.4	384.4	90.3	106	52.2	88.8
M27	27	572.6	495.7	116	135	67.3	114
M30	30	706.9	621.2	146	166	84.3	143
M33	33	855.3	760.8	179	201	103	176
M36	36	1018	864.9	203	239	117	200
M39	39	1195	1028	242	281	139	237
M42	42	1385	1206	259	298	150	279
M45	45	1590	1336	287	342	166	309
M48	48	1810	1538	331	389	191	355

ABM490 公称耐力 ボルト素材：SNR490B(素材降伏比75%以下)

ねじの呼び	基準軸径 (mm)	軸断面積 (mm²)	ねじ部有効断面積 (mm²)	引張耐力 (kN) ねじ部降伏耐力	引張耐力 (kN) 軸部降伏耐力	せん断耐力 (kN) ねじ部降伏耐力	せん断耐力 (kN) ねじ部最大耐力
M24	24	452.4	384.4	125	147	72.1	109
M27	27	572.6	495.7	161	186	93.0	140
M30	30	706.9	621.2	202	230	117	176
M33	33	855.3	760.8	247	278	143	215
M36	36	1018	864.9	281	331	162	245
M39	39	1195	1028	334	388	193	291
M42	42	1385	1206	356	409	205	341
M45	45	1590	1336	396	469	228	378
M48	48	1810	1538	454	534	262	435
M52	52	2124	1828	539	627	311	517
M56	56	2463	2144	632	727	365	607
M60	60	2827	2485	733	834	423	703
M64	64	3217	2851	841	949	486	807
M68	68	3632	3242	956	1070	552	917
M72	72	4072	3460	1020	1200	589	979
M76	76	4536	3889	1150	1340	662	1100
M80	80	5027	4344	1280	1480	740	1230
M85	85	5675	4948	1460	1670	843	1400
M90	90	6362	5591	1650	1880	952	1580
M95	95	7088	6273	1850	2090	1070	1770
M100	100	7854	6995	2060	2320	1190	1980

ねじの種類
①ＡＢＲ:転造並目ねじ　Ｍ３０
②規格外:切削並目ねじ　Ｍ３０
③ＡＢＭ:切削並目ねじ　Ｍ３０
(同じＭ３０のねじでも、規格外の切削並目ねじ②はＡＢＲ、ＡＢＭに比べて軸部とねじ部の断面積の差が大きい)

(2)設計に対する考え方の事例

特記または柱脚リストに転造ネジ、切削ネジの種別を記入している。
構造計算も、各数値が適合するように設計している。

【参考文献・資料】

・建築用アンカーボルトメーカー協議会,HPより表を抜粋

「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注意ください。

5	鉄骨造
5.2	応力
	5.2.3) ブレース付き構面の梁の検討 ブレース構面の梁には大きな軸力が発生することに対して、軸力を考慮した検討事例

【解説】

(1) 背 景

本指摘は図1のM1Lに床がない工場等建屋の場合での引張ブレース架構における指摘です。一貫計算プログラムの多くはブレース構面の梁に軸力が考慮されていない断面算定が出力されます。
そのため、ブレース構面にある梁は別途軸力と接合部のガセットプレート及びボルト（径、本数）検討が必要となります。
また、ブレースの分担率に準じた応力割増しについて、ブレース周辺部材も同様に割増した応力でのガセットプレート厚さやボルト本数の検討が不足しているものがよくみられます。

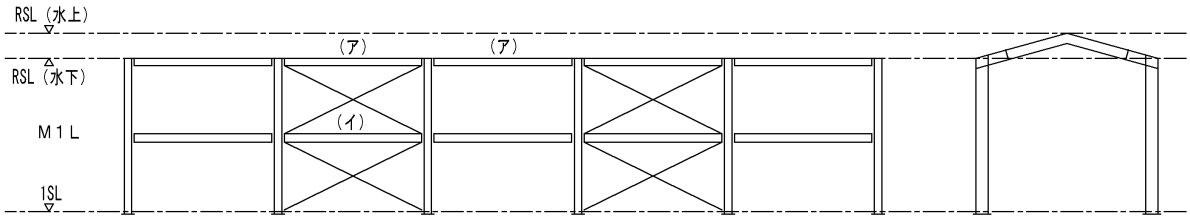


図1：軸組図　　直行軸組図

(2)設計に対する考え方の事例

1）図1における屋根面から基礎までの荷重（風荷重による水平力の場合もある）の流れに沿った部材の検討が必要であり、屋根及び壁荷重がブレースに伝達出来るよう（ア）（イ）に示す部材の軸力算定とその軸力に対して、部材断面及び接合部（図2）のガセットプレート、ボルトの断面検討を行う必要があります。

2）図1におけるM1L、RFL等がコンクリートスラブの場合、軽微なものは軸力を考慮する必要性は少ないと思われますが、そうでないものは、ブレース反力をRCスラブの支圧により伝達すること及びスラブと梁の接合強度についての検討が必要です。

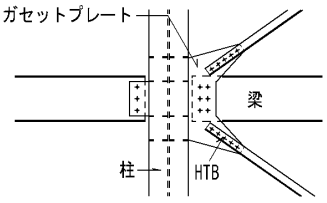


図2：接合部要領

【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注意ください。

5	鉄骨造
5.2	応力
	5.2.5) 間柱からの影響を考慮した梁の検討 風圧力を受ける間柱を梁で支持している場合、間柱を支持する梁に弱軸方向曲げ、捩れが作用した時の検討事例

【解説】

(1) 背 景

風荷重が壁面等から図1の如く小梁と連ならない間柱を介して伝達する場合の指摘ですが、部材間の納りにより下記の問題・検討事項があります。

ⅰ）図2の如く、梁下フランジに取り付く場合の梁弱軸方向曲げ及び梁の捩れ
ⅱ）図3の如く、ウェブに取り付く場合での梁弱軸方向曲げ
ⅲ）図4の如く、小梁が大梁に対して小さい場合、間柱と小梁が同位置でも捩れに対する検討。
　但し、点線で示す所要の性能を持ったガセットプレートがある場合、小梁の曲げ強度の検討。
ⅳ）図5の如く、トラス梁の下弦材に間柱が取り合う場合も下弦材の面外に対する検討

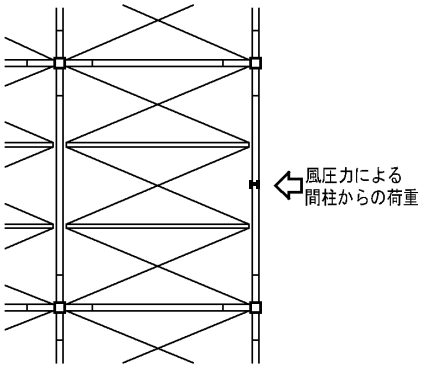


図1 屋根伏図

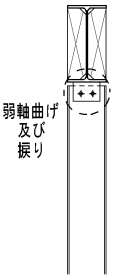


図2

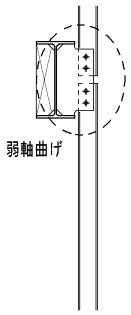


図3

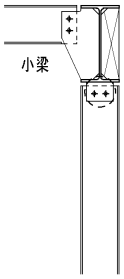


図4

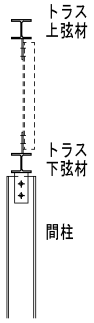


図5

(2)設計に対する考え方の事例

［解説］（１）背景に記述した事項に対する各状況に応じた対処が必要です。

【参考文献・資料】

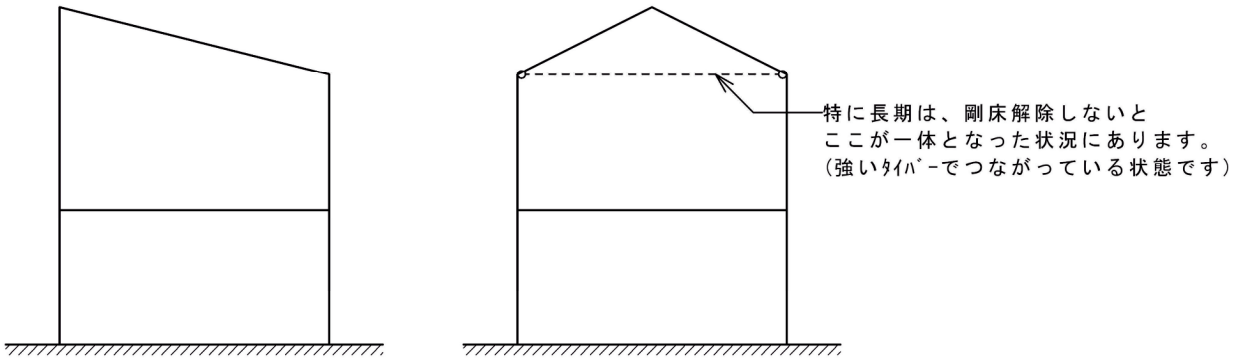
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

5	鉄骨造
5.2	応力
	5.2.6) 勾配を有する梁の検討 大梁が勾配を有する時、負担重量の勾配正弦分の軸力が発生するとともに、この力は取り付く柱頭に水平力として作用することについて、梁の軸力および柱頭の水平力などをどのように処理しているかの説明事例

【解説】

(1) 背 景

屋根勾配のある建築物で、小屋組でなく、フレームそのものに勾配がある場合の指摘です。
屋根材が折板等の軽い素材の場合でも、コンクリートスラブ、デッキコン、または設備機器等重量が屋根に載る場合は特に、勾配正弦分の軸力は無視出来ない数値となることがあります。
電算内で勾配を入力し検討しますが、屋根面を剛床としてモデル化しているケースが見られます。
剛床条件とすると水平力は、各節点毎の剛比で均等に分配されてしまうので、適切に評価して検討していないことになります。
(原則として、水平でなく高さの違いがある面を剛床とするのは、適切ではありません。)



(2)設計に対する考え方の事例

1）電算で、勾配屋根の各節点の剛床を解除し、柱頭への水平力は考慮している。
2）梁の軸力は、勾配正弦分の軸力を手計算等で適切に考慮している。

【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注意ください。

5	鉄骨造
5.2	応力
	5.2.8) トラス梁を経由する地震力の伝達 屋根面ブレース→桁トラス梁→軸ブレースの地震力伝達におけるトラス弦材・斜材・束材の応力を確認し、断面検討に反映する事例

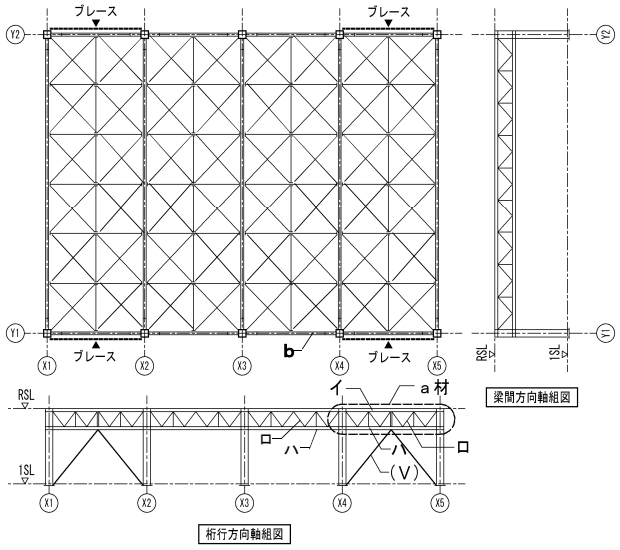
【解説】

(1) 背 景

・屋根水平ブレース→屋根つなぎ材(b)→桁トラス梁上玄材(イ)→斜材(ロ)→桁トラス梁下玄材(ハ)→軸ブレースへと地震力が伝達されます。(X2-X4間でも斜材を経て上玄材から下玄材への伝達は生じています。)

・せいの大きいトラスでは線材置換した場合に、図-4のように仕口部柱応力を確認する必要があります。

・図-5、図-6に示すように、トラス梁(H鋼梁を含む)のせいが大きく異なる場合には、実状と解析モデルの壁ブレースの角度が異なることが問題となる場合もあります。



図－1

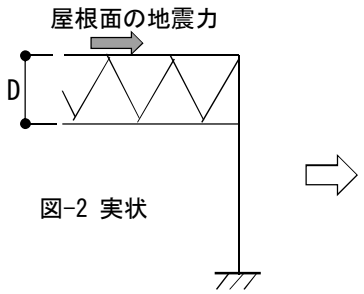


図-2 実状

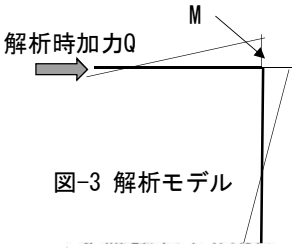


図-3 解析モデル

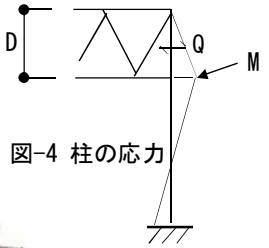
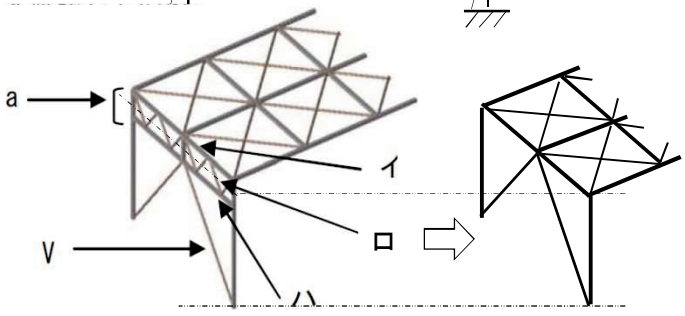


図-4 柱の応力

(2)設計に対する考え方の事例

屋根面水平ブレースから軸ブレースに無理なく地震力が伝達され、各部材応力を把握し断面を確認した。

その上で、接合部の詳細を構造図に追記した。



図－5 実

図－6 解析モデル

【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注意ください。

5	鉄骨造
5.3	断面検討
	5.3.2) 不整形な建築物における2軸曲げの考慮 建築物が不整形なため、短期の2軸曲げの考慮についての確認事例

【解説】

(1) 背 景

例えば、X方向のみから地震力を受けた時にX-Y軸に斜めに交わる梁がついている柱には、すべてX方向の応力だけでなく、同時にY方向の応力も生じます。

柱の断面算定は、このX方向応力とY方向応力が同時に働くものとして行なう必要があります。図のような建物を検討する場合に、短期2軸曲げを考慮しないと、X3通りとX5通り柱の断面算定は、同じ結果となります。実際は、X5通りには無視出来ないY方向の応力が加算されます。

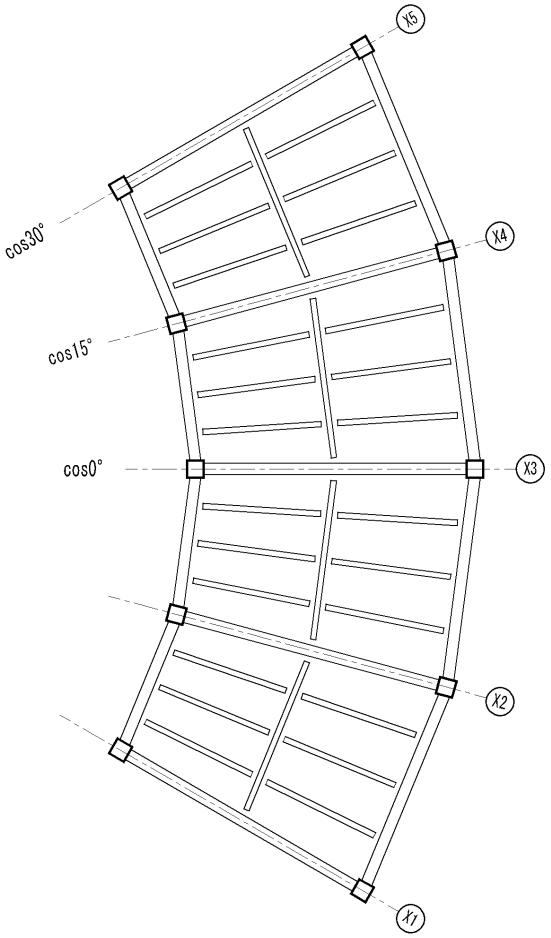
その他、形状によっては、X、Y加力のみでは不十分な場合に注意が必要です。

(2)設計に対する考え方の事例

建築物が不整形なため、短期2軸曲げを考慮して検討している。角形部材で、2軸の曲げ(X、Yの2方向から曲げ)を受ける場合の計算順序を以下に示します。

(1)使用する部材を仮定する。
(2)圧縮応力度σｃ＝Nx+Ny+NL/Ａを算出
(3)曲げ応力度を２方向算出。ただし角形の場合
　断面係数はZx＝Zyなので、Ｚ＝Ｚx＝Ｚyと考え
　　σb＝（Mx＋My）/Ｚ
　　※Ｍｘ＋Ｍｙには鉛直時曲げを含む
(4)λ＝Ｌk/ｉyを求め、表よりｆcを求める。
(5)許容曲げ応力度ｆbは、角形部材の場合
　　ｆｂ＝ｆｔとする。
(6)σc/ｆc＋σb/ｆb ≦ 1 を確認する。
(7)τ＝Q/Aw ≦ｆｓ確認する）
　　※Qx, Qyの大きい方を採用
　　※Qx, Qyには鉛直時せん断力を含む

σc：圧縮応力度　　σb：曲げ応力度
Ｎ　：軸方向力　　Ａ：柱の断面積
Mx My：曲げモーメント
Ｚ：断面係数（Ｚx＝Ｚy）
λ：細長比　　Ｌk：座屈長さ
iy：断面2次半径（ｉy＝ｉx）
ｆb：許容曲げ応力度
ｆc：許容圧縮応力度
ｆt：許容引張応力度
τ：せん断応力度　　Ｑ：せん断力
Aw：ウェブの断面積
　※角形の場合は断面積の1/2
ｆs：許容せん断応力度



【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注意ください。

5	鉄骨造
5.3	断面検討　　（参考）5.2.3)に類似の項目、1.2.25)に関連項目があります。
	5.3.4) ブレース架構の梁軸力 ブレース架構内の梁には軸力が発生するが、各梁の軸力を考慮し、梁材及び接合部の高力ボルト本数･GPL厚さと形状等の検討の必要性を問う事例

【解説】

(1)　背　景

ブレース架構に対する指摘です。一貫計算プログラムでは梁軸力が発生しても検討しない場合がほとんどです。梁の水平方向成分(N)と長期せん断力(QL)荷重を考慮して母材、接合部における高力ボルト本数、ガセットプレート等の検討が必要になります。

一般的には鉛直ブレースが直接取り付く部材の軸力が最大となりますが、ブレース配置などの計画によっては軸ブレースまでの荷重伝達（梁等への軸力）の検討が必要になることがあります（特に合成床板、コンクリートスラブ等が無い場合）。例えば図-1において、X3-X4間の梁により伝達される地震時軸力Nは（水平力はブレースが負担すると仮定した場合）、質点重量が屋根面の水平ブレースから伝わる水平力も含めて算出されたものとして N=(X1～X3節点重量）×Ci×Ai　と大まかには直接ブレースの取り付くX4-X5間の梁の3/4以上となる場合も有ります。連続するスパンに鉛直ブレースが配置された場合は、単独のブレース軸力から逆算した値を上回る場合も生じます。

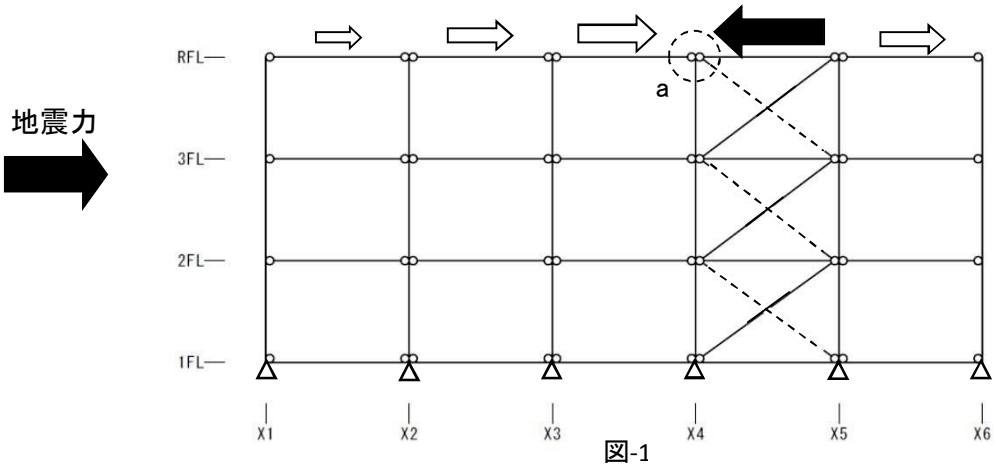
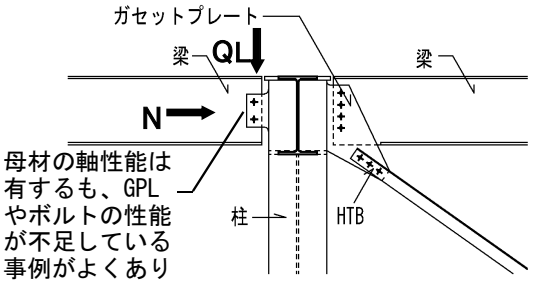


図-1

(2)設計に対する考え方の事例

一次設計時、保有水平耐力時において、長期荷重＋ブレース軸力の各方向成分の組合せ応力にて断面を検討した。併せて、ブレースまでの荷重伝達の確認をし、当該部分の検討を行った。結果、ブレースに直接取付く梁以外のR階梁の接合高力ボルトを2本から3本とした。



a　部分詳細図

【参考文献・資料】

・ビルディングレター 2011.2, (財)日本建築センター, P.32～

「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注意ください。

5	鉄骨造
5.3	断面検討
	5.3.5) 梁ウェブ耐力の評価 ・角形鋼管柱に取り付く梁のウェブ耐力を全断面有効と評価して検討していることについて、剛性の低い柱スキンプレートの面外方向変形を考慮すると、梁ウェブ接合部の剛性や耐力は小さくなるので許容応力度計算および保有水平耐力計算において、ウェブ耐力を適切に考慮のうえ、安全上支障ないことの確認事例 ・保有水平耐力計算において、梁のウェブ曲げ耐力は考慮しないとして検討していることについて、柱梁耐力比の値が厳しいので、梁ウェブの有効率を考慮した場合、柱梁耐力比および崩壊形に影響ないことの確認事例

【解説】

(1) 背 景

ラーメン骨組の設計では、梁が柱に対して剛に接合されているとして扱っています。しかし、柱が角型鋼管柱のような中空断面柱の場合、梁ウェブに作用する曲げモーメントに対しては、剛性の低い柱のスキンプレートの面外方向変形のため、梁ウェブ接合部の剛性や耐力は小さくなります。告示では、これらに対する明確な基準が設けられていません。一次設計時及び保有水平耐力時にウェブの耐力を無視することは、耐力的には安全側の評価となりますが、柱梁耐力比の検討を行う際には危険側の評価となってしまいます。尚、梁溶接部の梁母材の保有耐力接合であることの確認は必要です。

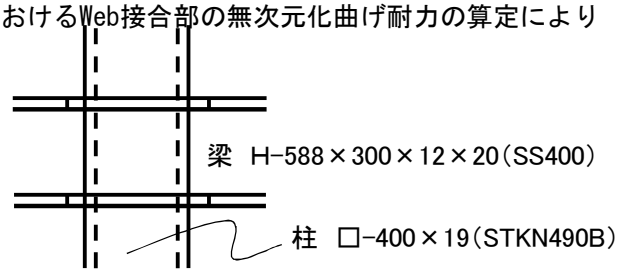
『鋼構造接合部設計指針』では、スキンプレート厚などをパラメータとした梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力式が提案されてます。

(2)設計に対する考え方の事例

(2) -1
1次設計及び保有水平耐力時については、梁Webを考慮しない梁断面性能により、必要保有水平耐力の確認、
「柱梁耐力比の確認及び部材崩壊形の確認」については梁Web全断面を考慮したもので検討を行っています。

(2) -2
Webの考慮について 「鋼構造接合部設計指針」におけるWeb接合部の無次元化曲げ耐力の算定により説明します。
梁Webの無次元化曲げ耐力を求めます。

$$m = \min\left(1,\ 4\,\frac{t_{cf}}{d_j}\sqrt{\frac{b_j F_{cy}}{t_{bw} F_{wy}}}\right)$$



$$m = 4 \times \frac{19}{(588-2\times 20)}\sqrt{\frac{(400-2\times 19)\times 325}{12\times 235}} = 0.86$$

ここで、H-588×300×12×20で

フランジ $Zf = \frac{(58.8^3 - 54.8^3) \times 30}{12 \times 29.4} = 3293 \ cm^3$

ウェブ $Zw = \frac{47.8^3 \times 1.2^{※注}}{12 \times 29.4} = 371 \ cm^3$ （スカラップ35mmを考慮）

※注 ウェブの溶接仕様により採用値確認

ΣZ = 3664cm^3

H-588×300のウェブについて、mを考慮すると

Zwe = 371×0.86 = 319 cm^3

梁の有効断面性能

ΣZe = 3293+319=3612 cm^3

ウェブの有効率を考慮したこの値は現検討で採用している梁の断面性能

Zw = 3610

を若干ではあるが上回ったものであり、所要の性能を有しているものと言えます。

【参考文献・資料】

・鋼構造接合部設計指針 P133～

「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注意ください。

5	鉄骨造
5.3	断面検討
	5.3.12) 組み立て柱のラチス材 組立圧縮柱のラチス材検討時にせん断力に加えて設計用軸力の2%分を考慮する必要性についての検討事例

【解説】

(1) 背 景

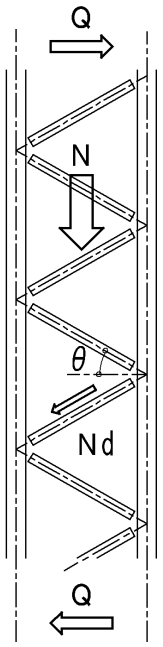
組立圧縮柱の各部において、せん断力のみで検討している場合の指摘です。鋼構造設計規準によると、「組立圧縮材の各部分は、組立圧縮柱の座屈に伴うせん断力として設計用圧縮力の2%のせん断力が作用するものとして設計する。圧縮力のほかにせん断を受ける組立圧縮材では、上記のせん断力を加算して設計する。」とあります。最低でも圧縮力の2%のせん断力にて検討し、その他の応力が発生するものについては随時組み合わせて検討することになります。

(2) 設計に対する考え方の事例

軸力の2%のせん断力を加算し、軸方向成分にてラチス材を検討している。

$$Qd = 0.02N$$

$$N_d = \pm\frac{QE+Qd}{\cos\theta}$$



ラチス柱姿図

【参考文献・資料】

・鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-, P.24～25,P.90～92
・鋼構造座屈設計指針, 日本建築学会, P.47～48

「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注意ください。

5	鉄骨造
5.4	接合部
	5.4.1) 柱サイズが異なる場合のダイアフラムの検討 ・上下階で柱断面が異なりダイアフラムでずれが生じている場合のダイアフラム部分で応力伝達ができることの確認事例 ・柱は2階が鋼管、1階が角形鋼管となっている場合の、ダイアフラムを介した上下階の応力の流れの説明事例

【解説】

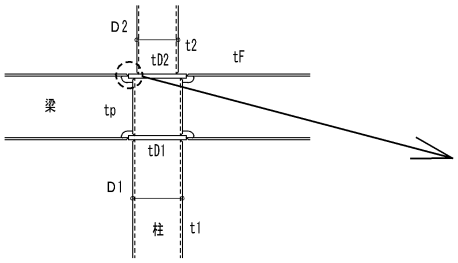
(1) 背 景

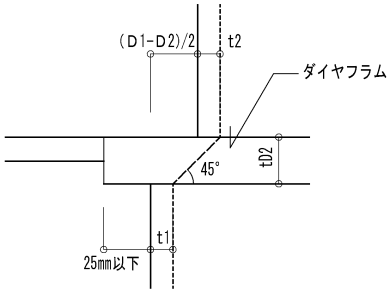
上下階で柱断面成が異なる場合にダイアフラム部分での応力伝達の配慮について確認するものです。

(2)設計に対する考え方の事例

次のような対応例が考えられます。

①ダイヤフラム板厚の確認
通しダイアフラム使用の場合 (D1-D2) ≦50mm

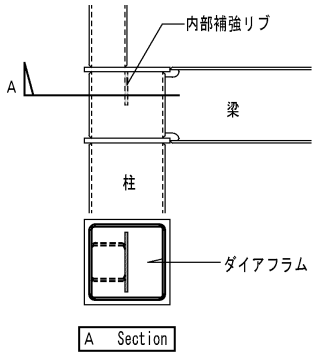




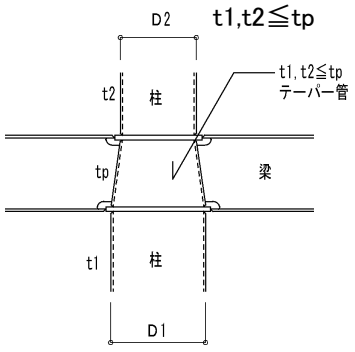
下式を満たすことを確認する

tp ≧t1
tD1≧tF
tD2≧((D1-D2)/2-t1+t2)
かつtD2≧2t2かつ16mm

②補剛リブ付きダイアフラム使用の場合



③テーパー管使用の場合 (D1-D2)＞100mm



【参考文献・資料】

・鋼管構造設計施工指針同解説　日本建築学会　P72～

「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注意ください。

5	鉄骨造
5.4	接合部
	5.4.6) 角形鋼管柱の納まり 角形鋼管柱の内ダイアフラムに取り付く梁が面合わせで、かつ一部が溶接にも支障があるため柱のＲ部分を避けるような納まりとなるよう検討事例 5.4.7) 梁せいに差がある場合の納まり 梁せいの差による下フランジの接合詳細の提示事例

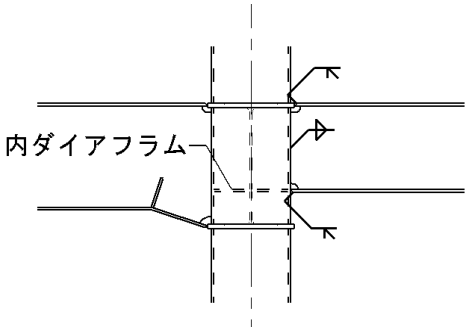
【解説】

(1) 背 景

内ダイアフラム方式の柱梁接合部において、内ダイアフラムの欠損部分、Ｒ部分を考慮せずに柱と梁を面合わせとしている設計に対する指摘です。冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアルにあるとおり、Ｒ部分や欠損があり、溶接が困難で所定の品質が確保できません。

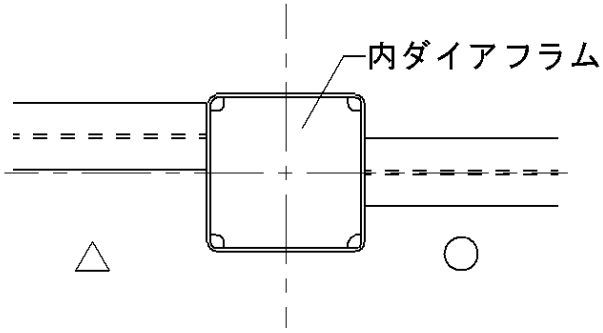
また、Ｒ部分は成形時に塑性化しているので、この部分に梁フランジを溶接すると脆性破壊を生じやすいことから、施工的な納まりについて対処法の検討を求めた指摘です。

右図のように梁せいが異なる部材を使用し、内ダイアフラムを併用した場合にこのような納まりが見られます。



(2)設計に対する考え方の事例

1) 梁を角形鋼管のＲ部分を避けて配置している。
2) 通しダイアフラム形式に変更している。
3) 梁せいの小さい梁をハンチ加工とし、せいを合わせている。



【参考文献・資料】

・冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル, p.87～

「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注意ください。

5	鉄骨造
5.4	接合部（柱脚）
	5.4.8）柱脚アンカーボルトのせん断力負担 ・柱脚アンカーボルトにせん断力を負担させている場合の座金とベースプレートの溶接等、応力伝達が可能な納まりの検討事例 ・ブレース応力による柱脚アンカーボルトのせん断力の検討事例 5.4.9）柱脚ベースプレートとコンクリート間の摩擦抵抗 ・柱脚に発生したせん断力をベースプレートとコンクリート間の摩擦で処理するとしていることについて、摩擦力が期待できる詳細の提示事例

【解説】

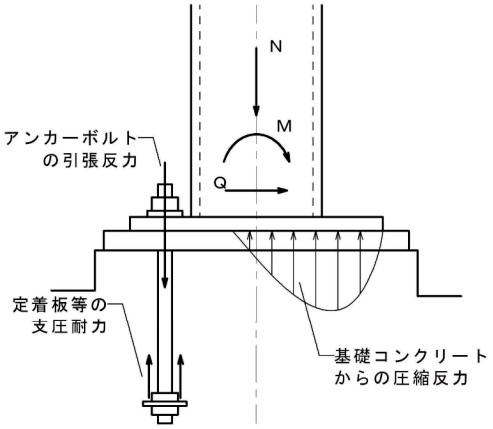
(1)　背　景

圧縮力によるベースプレートと礎柱のコンクリートとの摩擦力でせん断力が伝達できず、アンカーボルトにせん断力を負担させる場合の対処に関するものです。なお、引張力とせん断力に対するアンカーボルトの安全が確認できていることが前提となります。

また、ブレース等が柱脚に取り付く場合、負担応力の水平方向成分を加算して検討する必要があります。

通常、ベースプレート孔とアンカーボルト径は5㎜の差があります。アンカーボルト径に孔径がほぼ一致する座金をベースプレートと溶接し、ベースプレートの移動を防止します。また、その際の溶接長さ及びサイズについても確認が必要となります。既製品の座金では納まらない場合もありますので注意が必要です。

摩擦力、なしいはアンカーボルトにてせん断力が負担できない場合、ベースプレート下面にシャープレートやシャーコネクタを設ける等の対応が必要になってきますが、施工方法が困難な為、望ましくありません。



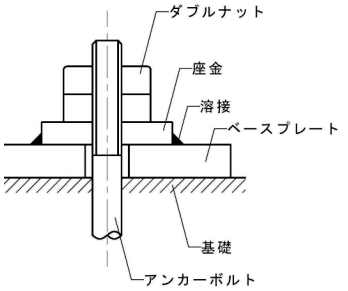
柱脚の応力状態

柱脚の降伏せん断耐力は、圧縮力によるベースプレートと礎柱のコンクリートとの摩擦力（μ=0.4）か、アンカーボルトの降伏せん断耐力のうちいずれか大きい方により決定します。摩擦力により伝達される場合、ベースプレート下面と基礎上面を密着させる必要があり、ベースプレート下面と基礎上面の間に無収縮モルタルを充填します。

(2)設計に対する考え方の事例

1）座金とベースプレートを溶接し、その旨を図面に明記。また、溶接サイズ、長さについて短期、保有水平耐力時の検討を行っている。

2）ベースプレート下面と基礎上面の間に無収縮モルタルを充填している。



【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，p625～
・鋼構造設計規準－許容応力度設計法，第4版，2005年9月，(社)日本建築学会，p117～
・鋼構造接合部設計指針，第2版，2006年3月，(社)日本建築学会，p265
・鋼管構造設計施工指針・同解説，第2版，1990年1月，(社)日本建築学会，p126

「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注意ください。

5 鉄骨造

5.5 横補剛

5.5.1) 横補剛の有効性

・R階の横補剛材は水平変位を水平ブレースで拘束されていないので、水平ブレースの配置を再検討、または大梁の横座屈時に横補剛材を受ける小梁が同時に横座屈を起こさないことの確認事例（面外に対する検討）
・大梁の上端に横補剛材が取り付いているが、横補剛材として有効なのかの検討事例(補剛材・ボルト・GPLの耐力および補剛材の剛性)
・梁成500及び350の大梁に対し、角形鋼管□100で補剛材として有効であることの説明事例

【解説】

(1) 背 景

鉄骨造建築物で靭性に期待する設計をする場合、座屈(曲げねじれ座屈、横座屈、局部座屈)の防止と接合部破断の防止が重要となります。その梁の変形能力を制約する要因の一つである横座屈を防止するために用いられる横補剛が有効に作用するために求められる事項について確認をするものです。

横座屈が生じると梁全体の曲げ抵抗モーメントが低下し、変形能力も確保できません。その横座屈を制御する方法としては、適切な横補剛間隔(均等間隔、または端部に近い部分に設ける)を設定し、横補剛材を設けることが有効な方法として用いられています。

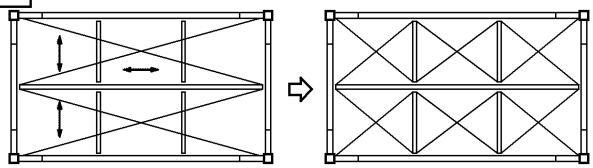
その横補剛材を設ける際、有効に作用するための必要な条件として、①横補剛材の水平変位を拘束するような部材を設けている、②横補剛材が適当な強度と剛性をもっているなどの条件があげられます。

①「横補剛材の水平変位の拘束」について

図Ａにおいては横方向の横補剛材は水平ブレースで水平変位を拘束されていますが、縦方向の横補剛材は水平変位が拘束されていないため、大梁の横座屈を有効に拘束することができません。他にも、図Ｂのようにスタッドなどのついた梁において、上端フランジは剛性の高いスラブに取り付いて拘束されていますが、下端フランジが圧縮になった時の拘束を配慮していない場合などもあります。

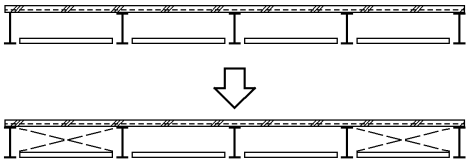
従って、横補剛材は単に大梁の圧縮側フランジ間をつなぐだけでなく適切な位置に補剛材の移動を拘束する架構を設ける(イ)ことや、水平ブレースを横補剛材の移動を有効に拘束するような配置とする配慮をする(ロ)必要があります。

図Ａ



（ロ）各パネル毎にブレースを設ける。

図Ｂ



（イ）端部をトラス状にする。

②「横補剛材の強度と剛性」について

これは横補剛材自身が大梁の圧縮フランジの横移動を拘束するために必要な強度と剛性を持っていることを確認する必要性について述べたものです。横補剛材に必要な強度と剛性がなければ、横座屈による大梁の曲げ抵抗モーメントの低下防止に有効に作用しません。

鋼構造塑性設計指針ではこの横補剛材に必要な強度と剛性を次のように定めています。

Ｈ形断面梁に設ける横補剛材は　　Ｆ＝0.02Ｃ　　$C=\frac{\sigma_y \cdot A}{2}$

なる集中横力Ｆを圧縮フランジ位置に作用させた場合に十分な強度を有し、かつ

$k \geqq 5.0\frac{C}{\ell_b}$　なる剛性を有しなければなりません。

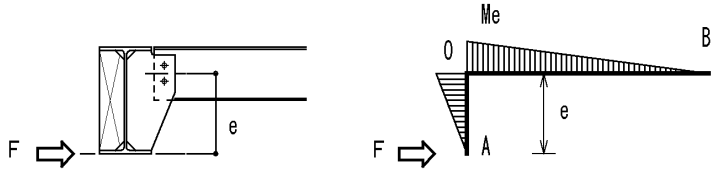
以上のことを考慮のうえ、保有耐力横補剛を満足させた設計においても横補剛材を有効に作用させるため、これらの諸条件を同時に検討・配慮しておく必要があります。

(2)設計に対する考え方の事例

①「横補剛材の水平変位の拘束」について
横補剛材を設ける際は、横補剛材が大梁の横座屈防止に有効に作用するように、水平ブレース等の部材を配置するなどして水平変位を拘束する配慮が必要です。≪図Ａ(ロ)、図Ｂ(イ)≫

②「横補剛材の強度と剛性」について
横補剛材を設ける際は、その大梁に対して用いる横補剛材の強度と剛性があることを確認しておく必要があります。

図C



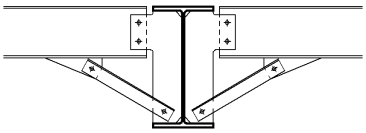
ここで、考え方の一例として、上記のようなディティールについて鋼構造塑性設計指針の式を用いると

下端フランジが圧縮になった時に、$F=0.02\times \frac{\sigma_y A}{2}$ がA点に横方向に作用すると考え、

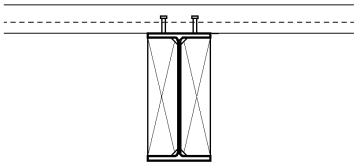
0点にかかる力としては　軸方向力F と 曲げモーメントMe＝Ｆ・ｅ があります。

この応力に対して横補剛材およびその周辺部材(GPL厚さ、ボルト本数と間隔)を検討し、横補剛材の有効性を確認することが必要です。

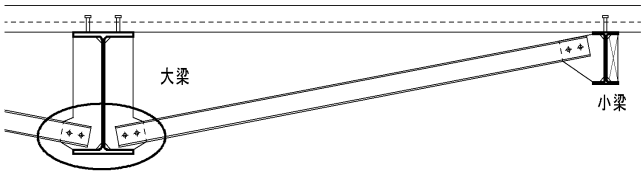
≪横補剛例≫



(A)方づえによる下端フランジの横補剛例



(B)スチフナによる下端フランジの横補剛例
※スタッドにより上フランジの固定度確保が必要



(C)下端フランジの横補剛例
※(A)、(C)は片側のみで可の場合もある

【参考文献・資料】
・鋼構造塑性設計指針　P96～

「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注意ください。

5	鉄骨造
5.5	横補剛
	5.5.2) 焼抜き栓溶接による座屈止め 大梁とデッキの接合において、焼抜き栓溶接となっていることについて、大梁上フランジの座屈止めとして耐力上問題ないかの確認事例

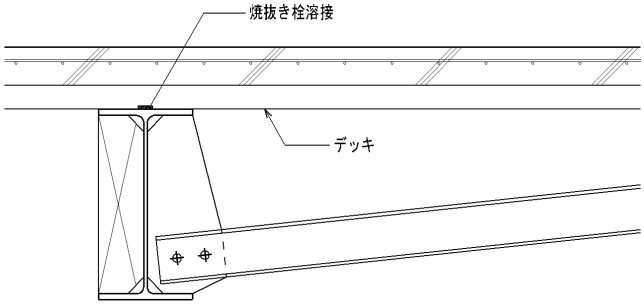
【解説】

(1) 背 景

合成床版の焼抜き栓溶接は、認定により許容せん断耐力が与えられており、横補剛力に対して焼抜き栓溶接が安全であることを確認するものです。
具体的には、合成スラブ工業会ＨＰのＱ＆Ａに計算例があり、横補剛スラブ幅内の焼抜き栓溶接のうち、剛床仮定に必要な分を差引いた残りが横補剛に有効なものになります。

横補剛スラブ幅

$$B = \frac{2}{3}l$$



(2)設計に対する考え方の事例

1) 大梁の横補剛力を伝達可能となるよう、焼抜き栓溶接の耐力を考慮し、ピッチを変更している。

2) 焼抜き栓溶接からスタッドボルトに変更している。

（参考）

種　別	qa(短期)
焼抜き栓溶接	t1.2　7.3kN
スタッドジベル	φ16　40.7kN
ｺﾝｸﾘｰﾄ強度Fc21	φ19　57.4kN

【参考文献・資料】

・各種合成構造設計指針，日本建築学会，P.78～
・合成スラブ工業会Ｑ＆Ａ

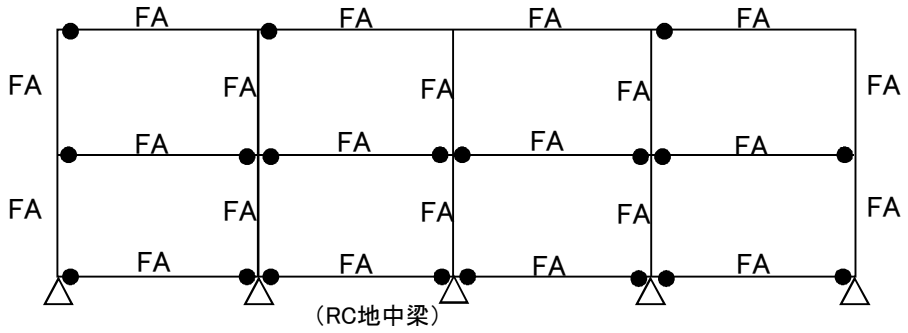
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

5	鉄骨造
5.6	保有水平耐力
	5.6.3) 鉄骨造の地中梁におけるヒンジとDｓ値 Ds算定時に地中梁にヒンジが多数形成されている状況で、建築物のDsとして上部鉄骨造のDsを採用していることについて、ヒンジが多くできる地中梁（RC部材）のDsを採用する必要はないかの確認事例

【解説】

(1) 背 景

下記のように上部構造が鉄骨造で地中梁がRC造の場合において、Ds算定時(本来はメカニズム時)に降伏ヒンジが地中梁に発生した場合、部材の種別が同じ（例えばFA）であっても、鉄骨造と鉄筋コンクリート造では構造特性係数Dsの値が異なるため、その設定に配慮を求めたものです。



本物件の場合、柱基部の終局耐力はそのほとんどにおいて地中梁の曲げ降伏で決定しています。保有水平耐力が鉄筋コンクリート造の降伏した時の耐力である場合、Dsはより大きな値となる鉄筋コンクリートのDs値の採用に対する配慮が必要ということです。
鉄骨造で地中梁にヒンジが発生している場合のDs値は慎重に取り扱う必要があります。

以下に純ラーメン構造における地中梁ヒンジを考慮したDs値の決定方法の一例を説明します。

鉄骨造の設計では、メカニズム時に地中梁にヒンジが発生する場合があります。その場合でも、RC造である地中梁ではDs値に相当する塑性変形量に達するまでの段階でもせん断破壊を防止するため、“平19国交告594号第4 第三号 ハ（せん断破壊防止の保証設計）”に規定するとおり、部材の設計用せん断力の割り増しを行っています。したがって、地中梁は曲げ破壊が先行する破壊形式となっています。
“昭55建告1792号 第4 柱及びはりの大部分が鉄筋コンクリート造である階についてDsを算出する方法 一号 柱及びはりの区分表”は通常、FA又はFBとなり、それに応じた第四号 ハの部材群に応じたDs値は表－1となります。

表―１ 地中梁の種別と部材群に応じたDs値

部材	はり	柱及びはりの種別	柱及びはりの部材群に応じたＤｓ値
条件 τ	Tu/Fcの数値		
	0.15以下	ＦＡ	0.3
	0.2以下	ＦＢ	0.35

一方、“昭55建告1792号 第3 柱及びはりの大部分が鉄骨造である階についてDs値を算出する方法　第四号 柱及びはりの部材群に応じたDs値”は表－2となります。

表―２　鉄骨造の部材群に応じたDs値

	柱及びはりの部材群としての種別			
	ＦＡ	ＦＢ	ＦＣ	ＦＤ
Ｄｓ値	0.25	0.30	0.35	0.40

地中梁の部材群に応じた種別をそのDs値に対応する鉄骨造の種別に読み替えます。この場合、FA→FB、FB→FCとなります。各節点におけるヒンジ発生状況に応じて各節点における種別を決定します。
“昭55建告1792号 第3 第三号”にしたがい、部材の耐力の割合に応じて部材群としての種別を表－3により決定しそれに応じた表－2のDs値とします。前出の図では全て地中梁ヒンジのため部材群としての種別はFBとなり、Ds値は0.3となります。

表―３　部材の耐力の割合に応じた部材群としての種別

	部材の耐力の割合	部材群としての種別
(1)	$\gamma A \geqq 0.5$ かつ $\gamma c \leqq 0.2$	Ａ
(2)	$\gamma c < 0.5$（部材群としての種別がＡの場合を除く。）	Ｂ
(3)	$\gamma c \geqq 0.5$	Ｃ

(2)設計に対する考え方の事例

ｉ）基本的には地中梁を先行降伏させず、鉄骨柱脚に降伏ヒンジが発生するようにする。その場合は鉄骨造としてDs値を採用する。

ⅱ）地中梁に相当数のヒンジが発生し、その層の変形能力が地中梁で支配される場合には、鉄筋コンクリート造のDs値採用も考慮に入れる。

【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，p346,347 ,p388～

「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注意ください。

5	鉄骨造
5.6	保有水平耐力
	5.6.5) 保有水平耐力計算時における圧縮ブレースの考慮 ・Ｋ形ブレースの保有水平耐力は圧縮側ブレース座屈時の耐力となっているかの確認事例 ・保有水平耐力計算時に圧縮ブレースの座屈後も解析を続けていることについて、一般的に圧縮ブレースは座屈後に耐力低下が生じるので、座屈後も耐力を維持したまま解析を進めることの適切性を問う事例

【解説】

(1) 背　景

一般的な構造計算プログラムにおいて、保有水平耐力計算の増分解析法は部材の降伏後に耐力を一定に保つ想定で解析を行っており、せん断破壊のように急激な耐力低下のおこる部材の挙動を正確に想定した解析はしていません。従って、そのような部材を含む建物の保有水平耐力計算を増分解析法で行う場合はそれらの挙動を把握した上で慎重に設計を行う必要があります。

本事例の圧縮筋かいにおいて、筋かい付き架構を含む建物を増分解析法で設計する場合も同様の問題が考えられます。圧縮筋かいは軸圧縮力を受けて座屈耐力に達した後、変形に対して軸力が単調減少し(細長比にもよりますが)、座屈耐力の１／３程度の座屈後安定耐力に落ち着くことが知られています。

座屈後安定耐力については鋼構造限界状態設計指針・同解説(1998)、建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)、鋼構造座屈設計指針(1996)などの文献で述べられていますが、鋼構造限界状態設計指針・同解説(1998)では、座屈後安定耐力を有効細長比λ_Bに応じて次のような式で提案しています。

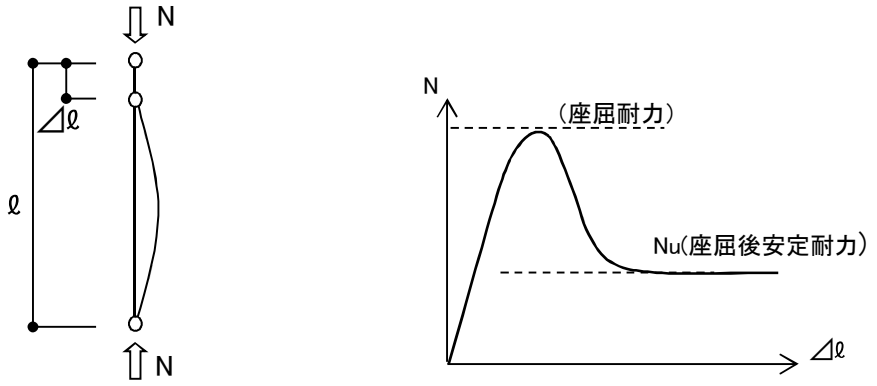
$$Nu = Ny \qquad \lambda_B \leqq 0.15 \qquad (a)$$

$$Nu = \frac{1}{11\lambda_B - 0.65}\,Ny \qquad 0.15 < \lambda_B \leqq 0.3 \qquad (b)$$

$$Nu = \frac{1}{6\lambda_B - 0.85}\,Ny \qquad \lambda_B > 0.3 \qquad (c)$$

（λ_Bは鋼構造限界状態設計指針・同解説(1998)参照）

これらのことを考慮すると、圧縮筋かいが座屈耐力に達した場合は、無条件に増分解析を進めて保有水平耐力を算定することは適切ではないと考えられます。



(2)設計に対する考え方の事例

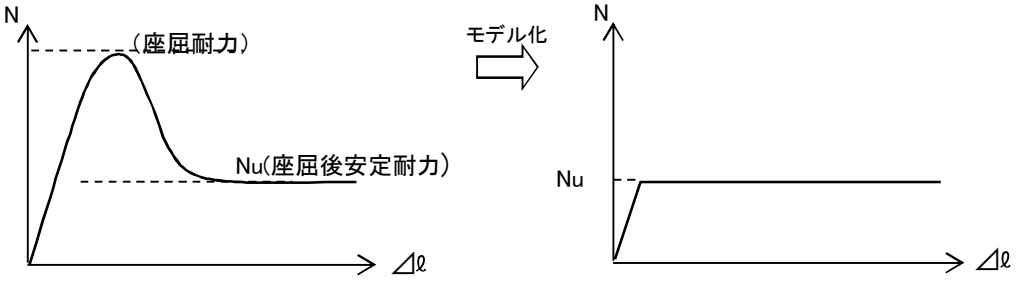
実際の設計において、このような圧縮筋かいを含む筋かい付き架構を増分解析法で保有水平耐力計算を行う際には、こういった挙動を把握した上で、適切に設計を行う必要があります。なお、保有耐力接合を満足していることの確認も前提条件として必要です。

①DsおよびFesの計算における配慮・考え方など

1）Dsを求める為の増分解析においては他の不安定となっていない部分架構について、崩壊メカニズム時の応力状態で部材種別を判断するために（筋かい材の細長比によりますが）、筋かい材が座屈耐力に達した時の負担軸力を保持したまま、増分解析を行い、Ds算定時崩壊メカニズムを決定した。
2）常時荷重を負担させている筋かい材（例えばＫ型ブレース等）が座屈耐力に達した場合に、当該部材のある層のDsを0.5と扱い、構造耐力上の安全性を確保するための配慮をした。
3）筋かい付き架構のFesを算出する際の偏心率および剛性率は、1次設計時の座屈荷重以前の剛性を用いて算定した。
4）Ｋ型ブレースにおいては、圧縮筋かい降伏後、筋かいが交わる梁中央部で梁が降伏する場合もあるため、周辺部材・接合部も含めた検討を行った。

②保有水平耐力の計算における設計者の対応事例

1）筋かいが（A種）に該当するような部材であったため、圧縮筋かいが座屈耐力に達したあとも耐力を保持できるものと判断して、増分解析を続行した。
2）圧縮・引張に関わらず、いずれかの筋かいが座屈耐力に達した時点で保有水平耐力を算定した。
3）圧縮筋かいの細長比が十分大きく、圧縮耐力が期待できないと判断されるため、圧縮材の剛性・耐力を無視して設計した。（ただし、剛性率・偏心率算定時には圧縮筋かいの影響を考慮することが必要な場合も考えられます。）
4）圧縮筋かい材の座屈後のエネルギー吸収能力を期待して、圧縮筋かい材の軸力－変形曲線において、座屈後安定耐力を降伏耐力と見なしたバイリニアモデルとして扱い、引張筋かいの耐力曲線との変形の適合性を考慮して加え合わせる方法を採用した。なお、その場合も実挙動は座屈後安定耐力よりも高い軸力である座屈耐力を経て座屈後安定耐力となることを考慮して、座屈耐力時においても、筋かいの周辺架構（部材・接合部等）の安全の検討も行った。



【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，p365～，　p371～，p537
・鋼構造限界状態設計指針・同解説（1998）　P132～
・建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990）　P317～
・鋼構造座屈設計指針（1996）P65～

「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注意ください。

5	鉄骨造
5.6	保有水平耐力
	5.6.7) 冷間成形角形鋼管の局部崩壊時の検討 冷間成形角形鋼管をルート３で設計し局部崩壊メカニズム（ΣMpc≦Σmin {1.5Mpb,1.3ΣMpp} ）と判定されているため、柱耐力を低減し梁が塑性化しない設計をしているが、梁の種別が柱より低ければ必要保有水平耐力を満足しない可能性もあると考えられることについて、梁で決まるDs値を採用した通常の保有水平耐力計算も行い、安全性を確認する必要はないかの説明事例

【解説】

(1) 背 景

冷間成形角形鋼管を用いルート3で設計している建築物で、局部崩壊メカニズムとなり、柱耐力を低減した保有水平耐力のみの確認を行っている事例です。前述の表題とおり、梁で決まるDs値を採用した保有水平耐力の方が危険側になることがあります。崩壊形の判定は層毎の最大曲げモーメントの和で比較しているため、部材によっては局所的に梁ヒンジが生じる可能性があります（例えばヒンジの出来る梁がＦＤランクであった場合はそこで保有耐力を決定しなければならない）。

通常の計算によって保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であることを確認することに加え、以下のような検討を行います。
柱耐力の和が1.5倍した梁の耐力又は1.3倍したパネル部の耐力の和よりも大きいか判定し、大きい場合は全体崩壊、小さい場合は局部崩壊とします。ここで、局部崩壊となった場合、当該層の床位置の柱、1階の柱脚及び最上階の柱頭の耐力を鋼管の種類ごとに低減する必要があります。その際、対象層の梁は塑性化しないものとして検討します。
ここまでは構造関係技術基準解説書に記載してあるとおりですが、建築物全体、各部材ランクを考慮し、必要に応じて柱の耐力を低減し、かつ梁は塑性化するものとして保有水平耐力の検討を行います。

なお、STKRを使用した場合、局部崩壊は許容できませんので注意が必要です。

(2)設計に対する考え方の事例

本設計の場合には崩壊形の判定で局部崩壊となるので通常の保有水平耐力計算に加え、柱耐力を低減し、保有水平耐力の検討をしている。尚、梁にＦＤランク部材が存在するため、梁は塑性化するものとして検討している。

【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, p363～
・冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル, P.49～

「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注意ください。

5	鉄骨造
5.6	保有水平耐力
	5.6.8) 保有水平耐力計算における解析 トラスを階としてモデル化し斜材をブレースとして認識している場合について、保有水平耐力は適切に評価出来ているか否かの確認事例

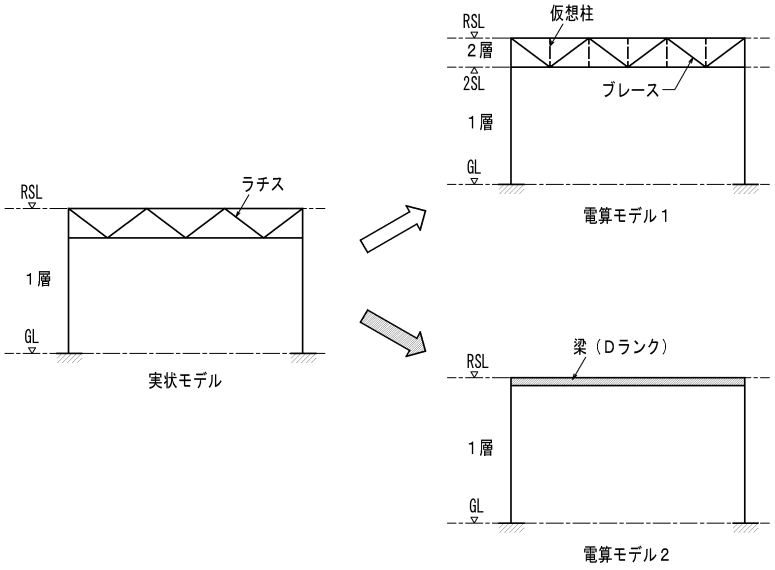
【解説】

(1) 背 景

トラス梁を含む建築物において、トラス層を階とし、斜材をブレースとして入力したモデルの事例です。

ブレースとして入力すると、トラス梁として全体で負担すべき応力が上弦材と下弦材それぞれで負担することになり、トラスとは異なる応力状態となってしまう可能性があります。

また、構造計算のまとめにおいて、剛性率をこのトラス層の階としての層間変形の値をそのまま使い(トラス階の層間変形は1層目に比べ非常に小さい)、この例でいうと、2層の建物として剛性率を記述していることへの指摘もあります。



よく見られる設計法はトラス梁を等価断面の線材に置換し、モデル化します。崩壊形は柱ヒンジとし、トラス梁はＦＤランクとなり、層のDsは0.4を採用する考え方もよくみられます。また、柱内法高さの採用位置は、断面算定の際には上弦位置、保有耐力算定については上弦位置、柱脚のせん断検討については下弦位置と、各部検討が安全側となるような配慮が必要です。
又、必ず柱頭で降伏する事を確認しトラス部は弾性設計を行い、Ｄｓ値は柱種別により決定する考え方もみられます。

(2)設計に対する考え方の事例

・トラス梁を等価断面の線材に置換し、柱ヒンジを確認したうえで、柱のDsにより保有水平耐力を検討します。また、各部断面算定について、応力を安全側となるよう手計算にて補正します。

柱ヒンジの確認例
（Mug≧1.2×Mucを確かめたもの。 Mug:トラス梁の降伏モーメント、 Muc：柱の降伏モーメント）

【参考文献・資料】

・ビルディングレター（2010.11），財団法人日本建築センター，P.32

「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注意ください。

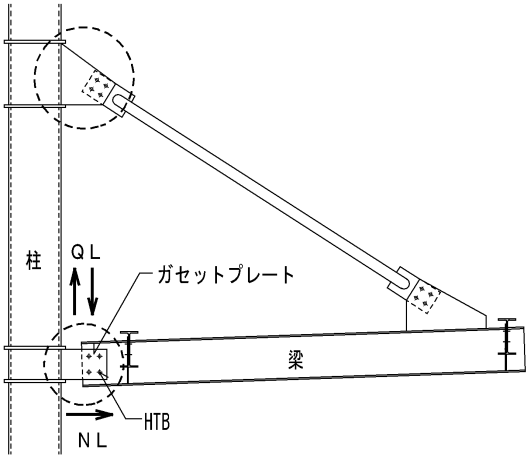
5	鉄骨造
5.7	納まり
	5.7.1) 庇吊材、柱及び片持ち梁の取り合い 庇吊材、柱及び片持ち梁の各取合い部について地震時面外方向の検討事例

【解説】

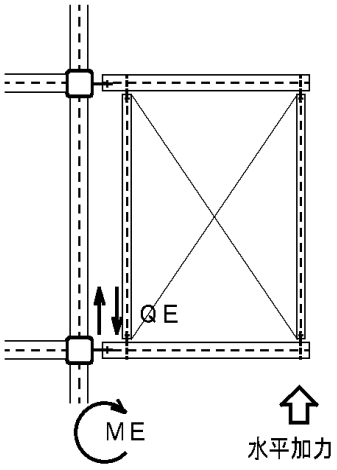
(1) 背 景

本指摘事項は、図に示す鉄骨造の吊庇の梁を受けるガセットプレート等の検討の指摘です。通常、庇の水平剛性を保つ水平ブレースは、外壁との納まりの関係から、梁端部から少し離れた位置に取り付くことから、水平力に対して様々な応力が発生します。具体的には下図の様に、長期応力として、軸方向力、せん断力が発生し、短期応力としては、長期応力にプラスされて、地震時水平力として、面外曲げモーメント、水平方向のせん断力が発生するため、これらを組み合わせて断面算定する必要があります。

【例】

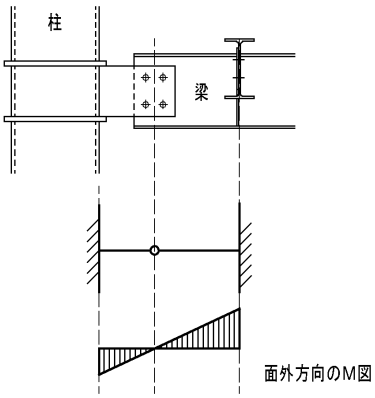


詳細図（長期応力）



伏図（地震時応力）

(2)設計に対する考え方の事例



庇の重量が大きい場合、地震時のガセットプレートに発生する面外曲げモーメントも大きくなり注意が必要です。例として、左図の様なモデルにて検討する方法もあります。また、プレートでは処理できない場合は、H形鋼のブラケットを配置する方法も考えられます。

また、風の吹き上げ時の検討において吊り材を受けるガセットプレートは圧縮力を受けるため、それが座屈を考慮した許容圧縮応力度以下であること及びボルトのせん断力以下であることの確認も必要です。

【参考文献・資料】

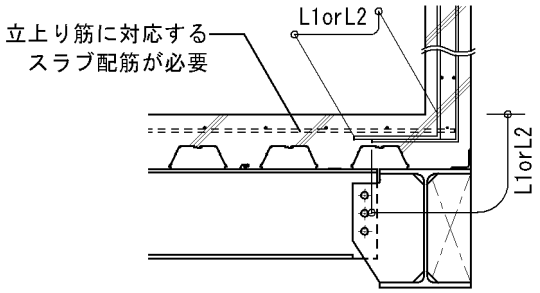
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

5	鉄骨造
5.7	納まり
	5.7.6) パラペットとデッキ部コンクリートの定着等 パラペットとデッキ部コンクリートの連続性（主筋定着等）について、連なる床版での立ち上がり部の地震時曲げ応力が処理ができるかの検討事例

【解説】

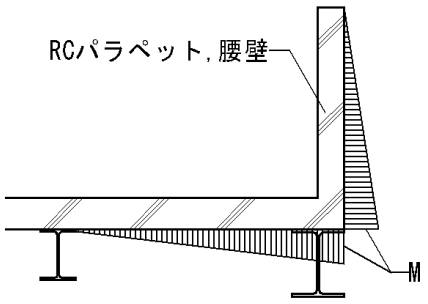
(1) 背 景

デッキ部コンクリートからの立上り（パラペット、腰壁等）の配筋詳細や安全性が不明確な設計に対する指摘です。デッキ部コンクリート部分に腰壁、パラペット等設ける場合は、立上り壁から伝わる曲げモーメントを処理できる断面、納まりが必要です。



(2)設計に対する考え方の事例

壁脚の曲げモーメントにてスラブ配筋の検討を行います。
併せて壁主筋をスラブへL2かつLx/4定着させた設計としています。



【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注意ください。

5	鉄骨造
5.8	クレーン
	5.8.1) クレーン荷重の基本的事項 クレーンを設置する建物で、クレーン自体の荷重条件・走行時の付加荷重、建物全体を考えた場合のクレーンの影響・地震および風荷重時のクレーンの位置の明確な表示と設定の妥当性を確認する事例

【解説】

(1) 背 景

1) 設計では、クレーン自体の荷重条件や移動範囲が明確でないことがあります。又、複数台ある場合はそれぞれの移動範囲、接近条件(同一スパン内に位置することもあります)も必要となります。

2) 架構モデルへのクレーン荷重として

ⅰ) 走行時の荷重は、上記１) からなる、クレーン荷重の鉛直荷重･水平荷重･曲げモーメント(ブラケットなど)の架構モデルへ反映する必要があります。

ⅱ) 水平荷重時(地震時・走行時を含む)には、応力的に最も不利な位置、建物全体の偏心(偏心率を含めて)が最も大きくなる位置がが異なる場合があります。尚、クレーンの位置･高さで生じた地震力を他のフレームに伝達する場合、屋根ブレース等で部材耐力的には可能であっても、屋根ブレース構面の変形等があり屋根面剛床とみなす事が無理なことがあります。基本的にはクレーンによる水平荷重は近接フレームのみで負担することが望ましいケースが多くあります。

3) クレーン受梁の設計で、クレーン位置がスパンの中央のみの検討となっていることがあります。又、クレーンの走行方向と同時に直交方向に水平荷重が作用した場合の考慮がされていないことがあります。

(2)設計に対する考え方の事例

1) クレーン荷重は原則として長期荷重とし、次のように設定する。
ⅰ) 鉛直荷重 Pv＝吊荷時車輪圧×1.2 (クレーン走行速度が60m/min未満は1.1)
ⅱ) 走行方向水平荷重 PL＝車輪圧×0.15
ⅲ) クレーン受け梁に直交方向の水平力 Ps＝車輪圧×0.1
※地震時は、空荷時車輪圧による。

2) 上記荷重を用いてクレーンブラケット･クレーン受梁を検討
ⅰ) それぞれ最大応力となるクレーン位置での検討とする。
ⅱ) クレーン受梁は直交水平方向の荷重に対して、上フランジの断面性能で断面検討・たわみの検討を行う。ただし、上フランジのみで対処できない場合には、例えば 図-1のようなバックガーダーを設ける(必要に応じて、斜材･束材および図中(え)の位置に柱とクレーン受梁の上フランジを接続するプレートまたは部材を設る)。
ⅲ) クレーン受け梁を支持するブラケット材のフランジ幅はルーズホールの可能な幅とする。

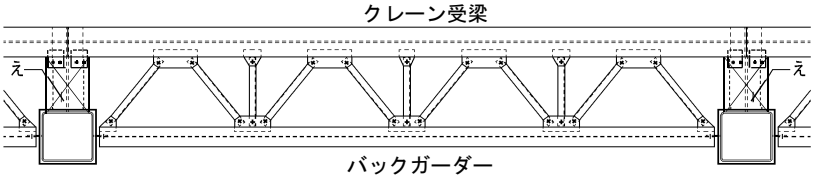


図-1 バックガーダーの構成

ⅳ）ブラケットからの応力(水平力･曲げモーメント)を付加して、張間方向架構の長期応力による検討を行う。

3）クレーンによる応力について図-3に示すように、桁方向は(あ)の近傍２～３スパン、張間方向は(い)の1架構 又は屋根ブレース等による荷重伝達を期待し(う)の2～3列分架構にて水平力処理を行う。又、それぞれクレーン位置から負担架構への力の流れを明確にする。

4）建物全体の偏心率について別途クレーン位置を設定して、最も不利な状態で検討する。

5）以上のことを含めて、一貫計算への荷重入力を明確にする。

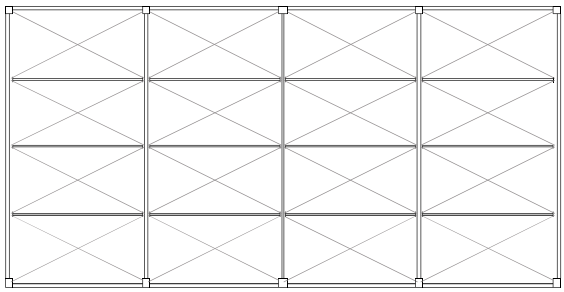


図-2 R階伏図

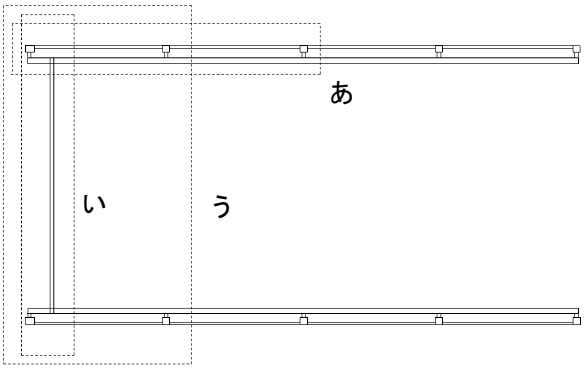


図-3 ガーダー階伏図

【参考文献・資料】

・「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（日本建築学会）
・「天井クレーン支持架構の設計ー実例とその解説ー」　（高橋慶夫：丸善株式会社）
・「建築基準法改正に基づく 構造設計Ｑ＆Ａ集」No.25　（社団法人日本建築士事務所協会連合会）
・「S 建築構造の設計」P164～　（社団法人日本建築構造技術者協会）

「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注意ください。

5	鉄骨造
5.8	クレーン
	5.8.2) クレーンのあるブレース架構 桁方向の軸ブレースをクレーンレベルに関係なくFLと屋根面を結ぶように配置されている場合、H鋼柱ではクレーン走行時・地震時に水平力が柱弱軸の中間荷重として作用し、曲げ応力が発生する事の事例

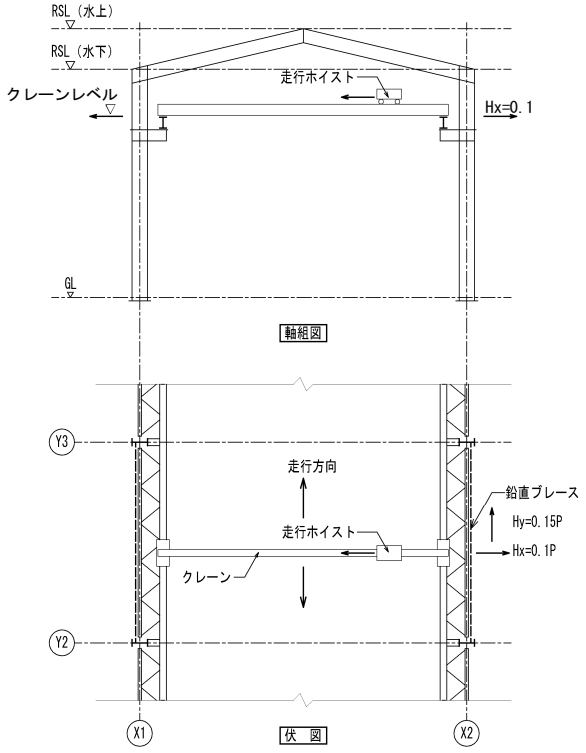
【解説】

(1) 背 景

クレーンがある建物の設計でクレーンガーダーには鉛直方向荷重P、制動輪による走行方向制動力(PL=図中Hy)、走行方向に直角に作用する水平力(Ps=図中Hx)が作用します。

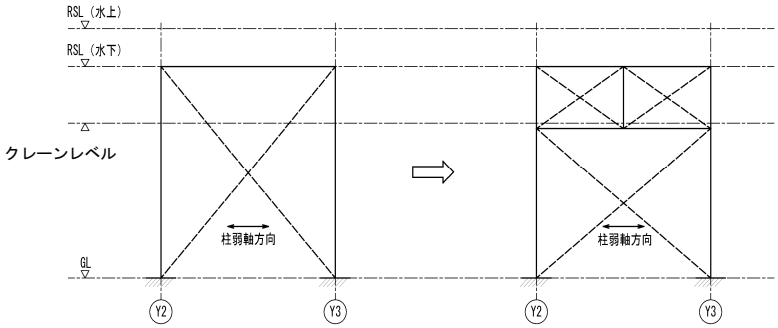
クレーンレベルまたはブラケット天端レベルで軸ブレースが分割されていない場合には柱の桁行き方向に中間荷重として加わります。特にH形鋼柱を使用しされている場合は弱軸曲げとなり問題となることがあります。

（ブラケット材は出寸法が小さい場合、曲げ応力も小さいものとはなりますが、クレーンガーダーと同一ないし１サイズDN程度の部材を採用することが望ましいと思われます。）



(2) 設計に対する考え方の事例

クレーンレベルのバックガーターを、桁方向壁ブレースの水平材兼用として、上下２段の鋼面とします。



【参考文献・資料】

・天井クレーン支持架構の設計　－実例とその解説－，昭和54年7月，高橋慶夫・石田満裔，p30～

「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。

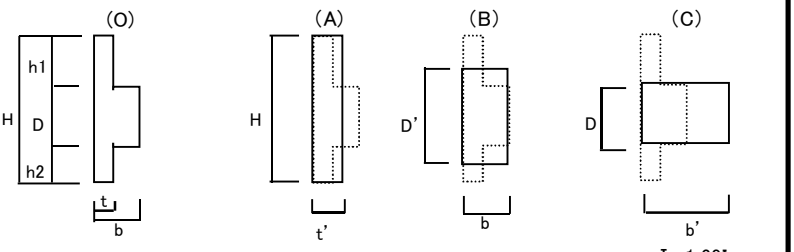
（ⅱ）略算法（一例）

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ϕ=1.7～11.4となる。

一方、有限要素法による弾性解析によれば、ϕ=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。

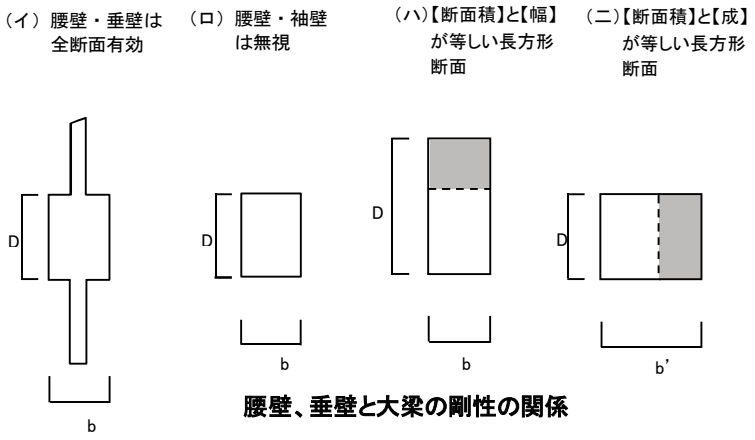
なお、現状では(C)による検討が多く採用されています。但し当該壁が平面的に建物の片側のみに偏在し、偏心等に影響が懸念される場合には、腰壁・垂れ壁の剛性を過小評価しない方法で評価し、偏心及び応力集中を把握することが必要です。



Io：梁のみの断面2次モーメント

(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。



腰壁、垂壁と大梁の剛性の関係

【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～

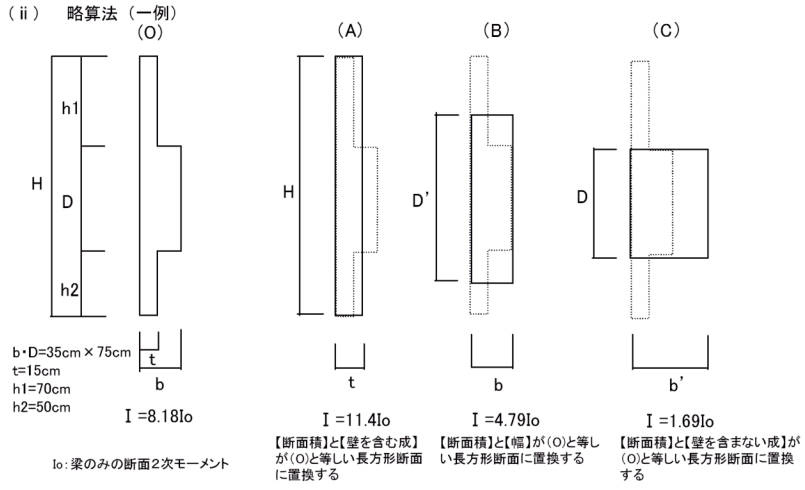
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

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

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。

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。

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ますので、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。

(2)他の参考図書

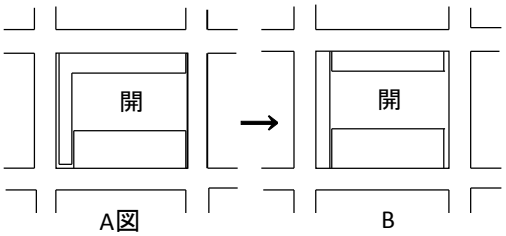
「壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針」　平成16年版
編集：　国土交通省国土技術政策総合研究所　独立行政法人建築研究所　都市基盤整備公団
日本建築行政会議　社団法人プレハブ建築協会　財団法人日本建築センター

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200㎜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。

(3)設計に対する考え方の事例

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)。

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。



【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れれるために、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い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。

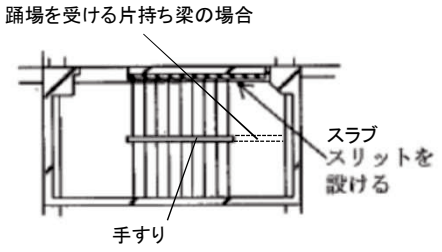


図-1

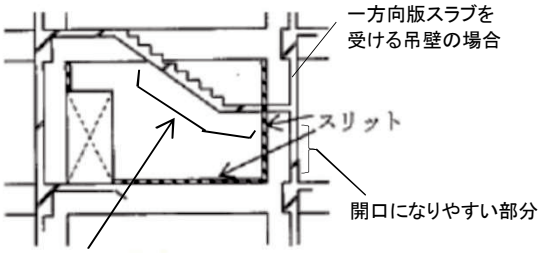


図-2

(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。(階段は一方向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 ・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

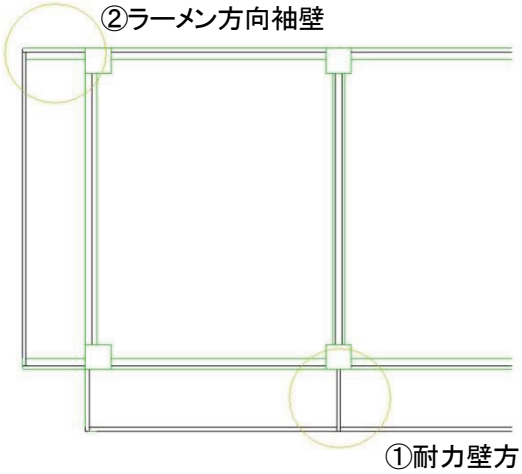
【解説】

(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、はりと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。」

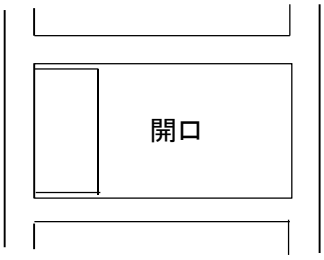


図-1

(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。

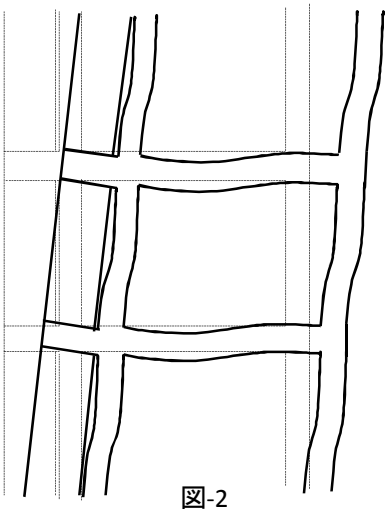


図-2

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)。

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。

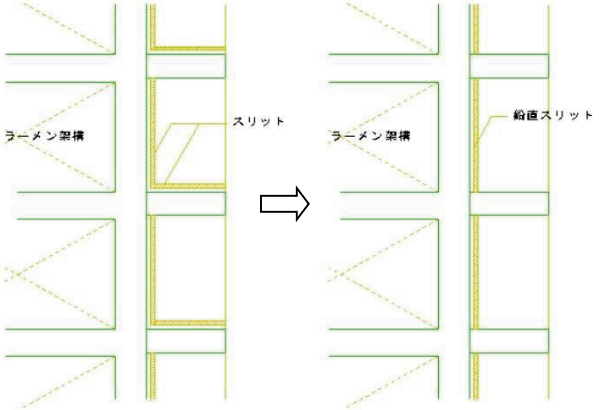


図-3

【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注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.2	応力
	6.2.1) 下階壁抜け通りの隣接通りへのせん断力の伝達 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

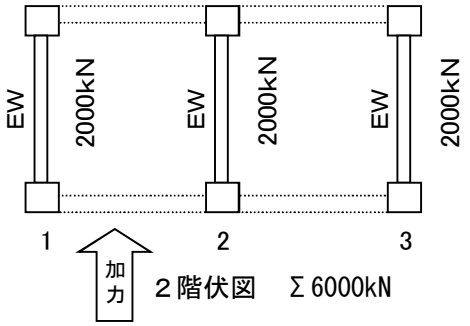
【解説】

(1) 背 景

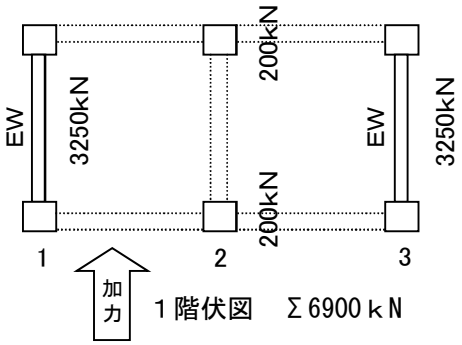
１階のみ中央の連層耐力壁が抜けている建築物について、２階以上の階の中央にある連層耐力壁が負担しているせん断力が１階において、２階床スラブを介して両側の耐力壁に移行するため、そのせん断力が２階床スラブで伝達可能かどうかの検討が必要となります。

(2)設計に対する考え方の事例

【例】



２階伏図 Σ6000kN



１階伏図 Σ6900ｋN

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づつ増加するとした場合に

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、200KN×2＝400KN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＝950KN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0.1Fc程度として検討する方法もあります。

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。

【参考文献・資料】

・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）

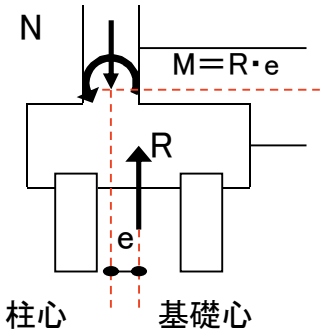
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

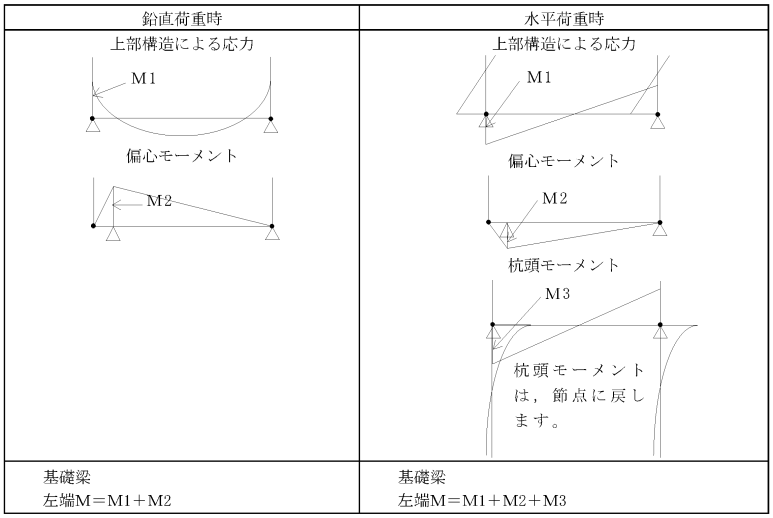
6	鉄筋コンクリート造
6.2	応力
	6.2.2) 基礎の偏心による付加曲げモーメント 基礎の偏心に起因する地中梁に生じる付加曲げモーメントを地中梁の断面設計にどのように考慮しているのかの説明事例

【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を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】

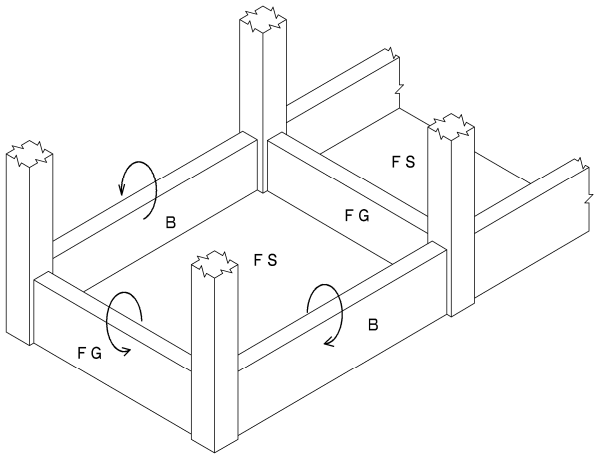
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

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。
	6.2.3）べた基礎による地中梁のねじりモーメント 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

【解説】

(1)　背　景

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地中梁の捩り抵抗で支点に伝達することの確認が必要である。



(2)設計に対する考え方の事例

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。

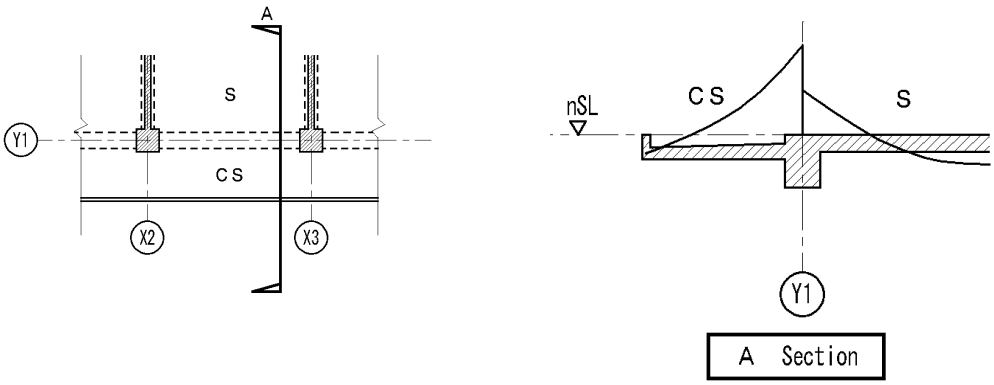
【参考文献・資料】

「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

【解説】

(1) 背 景



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。

(2)設計に対する考え方の事例

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ℓx/4）まで定着している。
2)Y通りの梁の捩れ抵抗で処理している。

【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注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.2	応力
	6.2.8) 梁増打ちの考慮 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

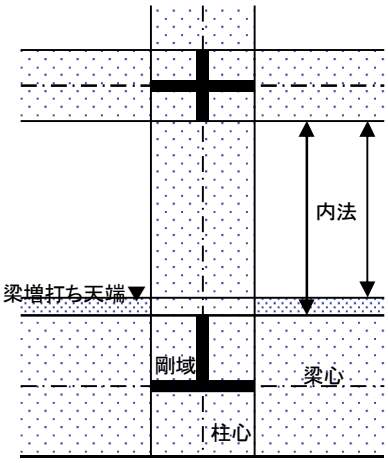
【解説】

(1) 背 景

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。

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。

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。



(2)設計に対する考え方の事例

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。

【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

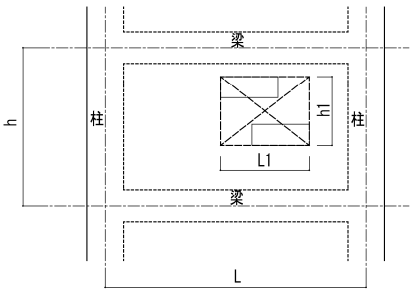
6.3.1) 複数開口を有する耐力壁の設計

複数開口のある耐力壁の開口の扱いの説明事例

【解説】

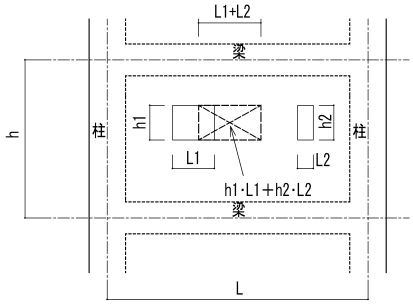
(1) 背 景

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 h1，長さ L1の開口とみなす。

（ａ）包絡する開口部とみなす方法。

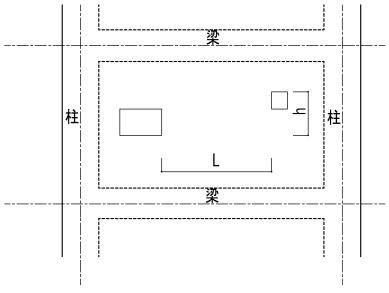


√h0・L0／h・L　において、h0・L0をh1・L1＋h2・L2とみなす。
L0／L　において、L0＝L1＋L2とする。

（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≧1.5h かつL≧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≧1.5h かつ L≧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

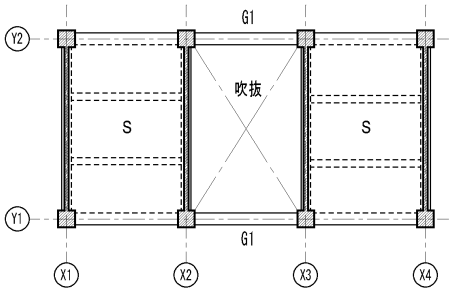
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.3	断面検討
	6.3.4) 大梁への軸方向力の考慮 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

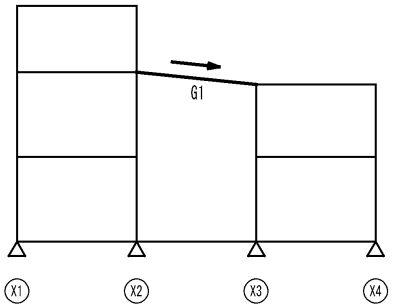
【解説】

(1) 背 景

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。



吹抜け部分伏図



軸組モデル化

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。

(2)設計に対する考え方の事例

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。

【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。

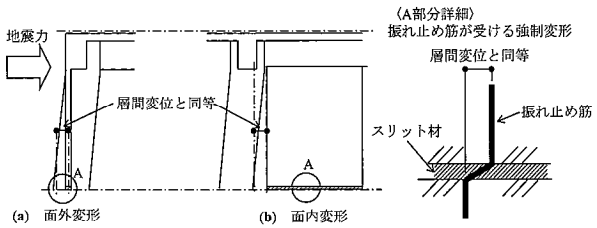
6	鉄筋コンクリート造
6.3	断面検討
	6.3.5) スリットを設けた雑壁の面外方向の検討 ・三方スリットを設けた雑壁の面外方向の検討事例 ・シングル配筋のスリット壁の面外方向の検討事例

【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。



振れ止め筋の受ける強制変形

(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、

$$ft \leqq \sqrt{\sigma_b{}^2 + 3\tau^2}$$

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。

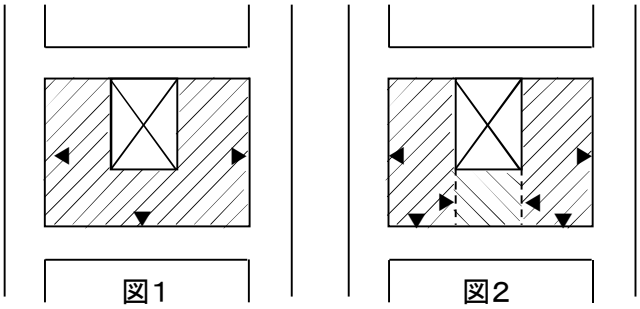


図1　図2

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8㎜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

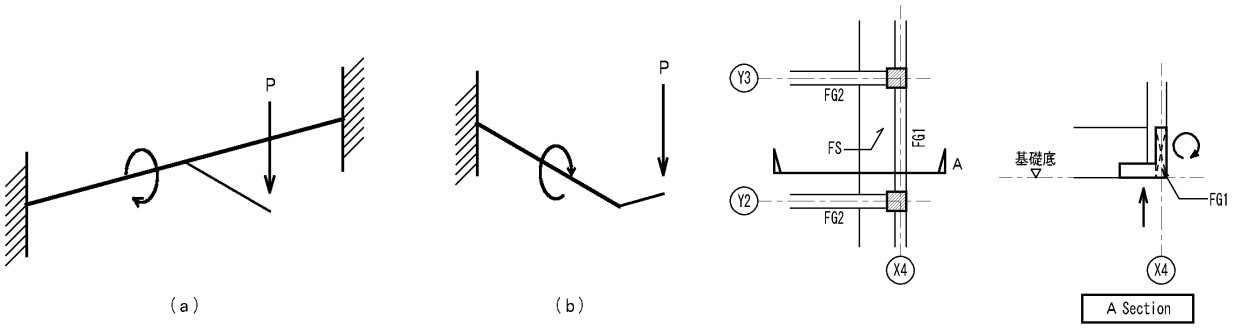
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

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

【解説】

(1)　背　景

（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。



（イ）　　（ロ）

(2)設計に対する考え方の事例

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。

※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。

※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。

【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 p367～

「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捩れ 大型床版外端部を支持する梁には床版端部の応力が捩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造の梁では捩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捩れ応力とした。その際、受梁の捩じり力は安全側として、最大単位幅床版応力に梁内法ｽﾊﾟﾝの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、捩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】

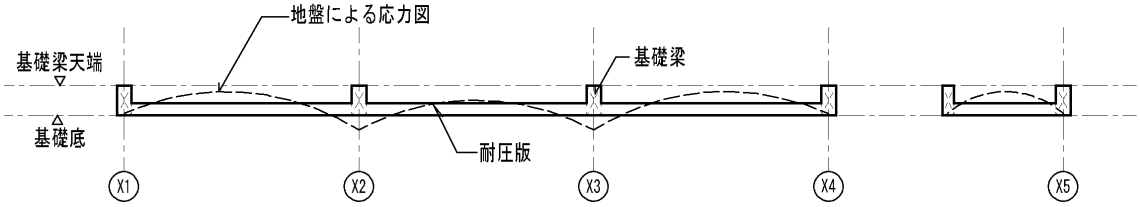
・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010)　第8版 2010年2月 p364～P373

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）
	6.3.9）耐圧版の設計 耐圧版が４辺固定で設計されていることに関して、外周部基礎梁で耐圧版端部モーメントの処理の検討事例

【解説】

(1)　背　景

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】



(2)設計に対する考え方の事例

①耐圧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圧版端部モーメントを処理している。

連続する耐圧版を四辺固定支持として設計する場合は、連続する耐圧版では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。

【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1/3～1/2程度のものが多く見らる状況での、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

・梁の配筋の多い箇所で付着割裂の検討
・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σtは引張鉄筋の降伏強度σy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。

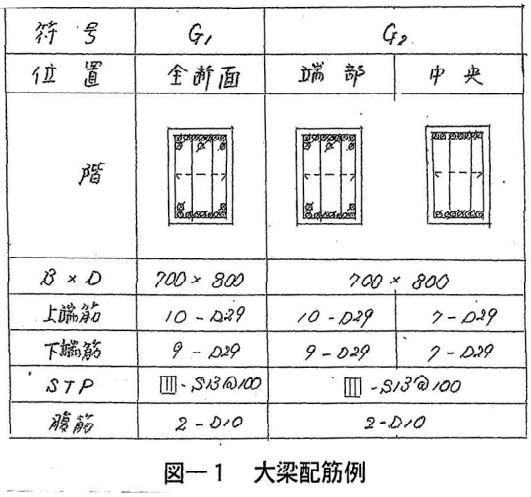
●終局における付着割裂の検討
ルート１、ルート２－１，２－２では検討を省略することができます。(付着応力度が大きい部材では検討することが望ましいといえます。)

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σtは引張鉄筋の降伏強度σy (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



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)の場合があります。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(σ_{yu}=1.25σy)　※SD490では上限強度(σ_{yu}=1.1σ_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(1.1σy)　※SD490では上限強度(1.1σｙ)
・付着割裂強度：(16.5)式のK・ｆｂ
・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靭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/㎟)　(付1.3-22)

σ_y：主筋の信頼強度
σ_{yu}:主筋の上限強度(1.25σ_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
両端に正負繰返しの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・負加力時の一方向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/㎟)　(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　$\kappa_{st} = (54 + 45N_w/N_1)(b_{si}+1)\,p_w$　($b_{ci} \geqq b_{si}$ 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】

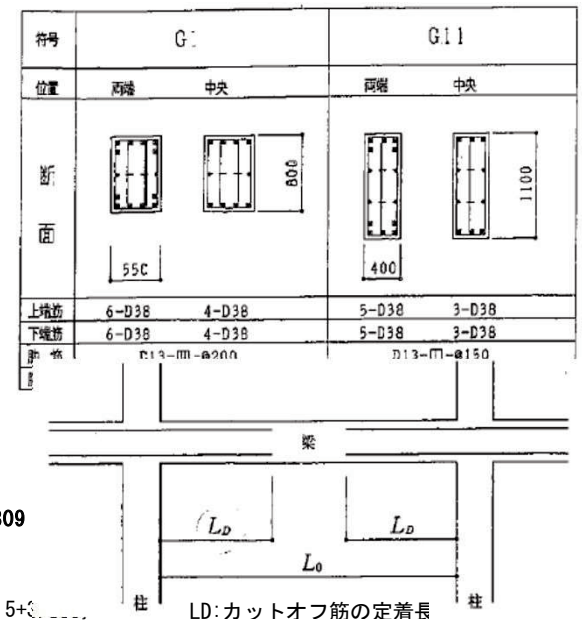
付着信頼強度　$\tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_t\{(0.085b_{si2}+0.10)\sqrt{\sigma_B}+\kappa_{st2}\}$　(N/㎟)　(付1.3-21)

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。



LD:カットオフ筋の定着長

1）使用材料
コンクリート　Fc42
鉄筋　主筋SD390（上限強度σ_{yu}=485N/mm²）
横補強筋 SD295A

2）その他　Lo=5200mm
3）計　算　$Lo/4+15d_b=5200/4+38\times15=1870$mm

b=550mm　N_2=2　d_b=38　Pw=0.004618
d=440mm　σ_B=42N/mm²　σ_{yu}=485N/mm²

3）計　算
$\alpha_t = 0.75+\sigma_B/400 = 0.75+42/400 = \mathbf{0.855}$
$b_{si2}=(b-N_2\cdot d_b)/(N_2\cdot d_b)=(550-2\times38)/(2\times38)=\mathbf{6.237}$
$\kappa_{st2}=99\cdot(b_{si2}+1)\cdot p_w=99\times(6.237+1)\times0.004618=\mathbf{3.309}$
$\alpha_2=\mathbf{0.6}$
$\tau_{bu2}=\alpha_2\cdot\alpha_t\{(0.085\times b_{si2}+0.10)\times\sigma_B^{0.5}+\kappa_{st2}\}$
$=0.6\times0.855\times\{(0.085\times6.237+0.10)\times(42)\text{^}0.5+$
$=\mathbf{3.793}$

$\Delta\sigma=\sigma_{yu}=485$
ここで、$\tau_f=\tau_{bu2}$ とおけば
$L_D=d_b\cdot\Delta\sigma_{yu}/(4\cdot\tau_{bu2})+d=38\times485/(4\times3.793)+440=1655$
1870＞1655　→　1870mm

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: 7.15m
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	στ		
オフ筋	τa2		
	必要ld		
通し筋	στ		
	ld		
	τa2		

安全性の確保		端部一段筋	端部二段筋
	C, W	47.8, 16.9	
	K	1.18	
カット	τy	1.15 ＜ 1.41	
オフ筋	必要ld	2494 ＜ 2600	
通し筋	ld	3941	
	τy	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σyの代わりにσu（＝1.1σｙ）を用いて
Ld１=σu・dt/（4・K・fb）＋ d=2407mm
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・σu・de＝0.9×6×5.07×34.5×1.1×0.732＝761kNm
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σy=345N/mm²(短期)として
safeMr=4×5.07×34.5×0..732×7/8=448kNm

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
7150×6/10×（１－448/761）=1762mm
Ld2=1762+732=2494mm
Ld=max(Ld1,Ld2)=2494mm

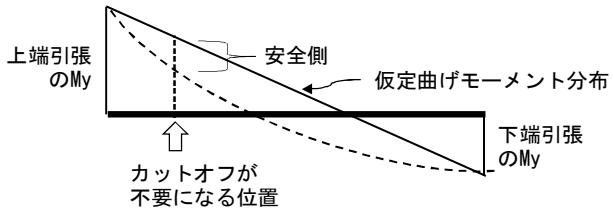


図-2　安全確保の検討時に仮定する曲げモーメント分布

【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靭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

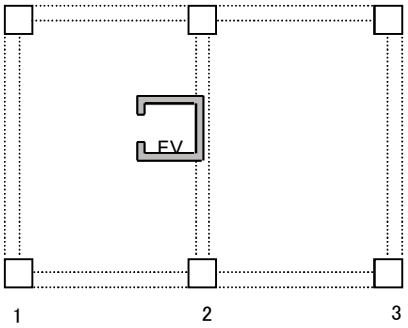
【解説】

(1) 背 景

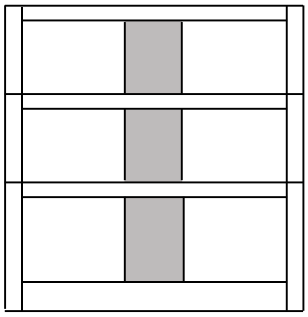
RC造純ラーメン構造等において、エレベーターシャフトや階段受け等のためにフレーム内に方立て壁を配置した時のせん断設計についての指摘です。構造計算に当たって、方立て壁を構造壁と非構造壁とに明確に区別するわけですが、遮音性、防火性等の関係から方立壁に水平スリットを設けることができない場合が考えられます。この場合、安易に耐震要素でないと判断して方立て壁の剛性、耐力を無視して解析をすることは適切とは言えません。方立壁の剛性に見合ったせん断耐力を保有しているかの確認をし、さらに方立壁の構面についても、影響する柱梁について応力を割増して検討することが必要です。

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。

【例】



伏図


2通り 軸組図

(2)設計に対する考え方の事例

【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)

【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。

【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～

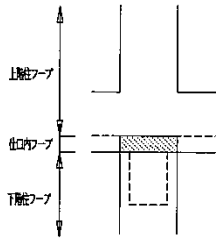
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

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

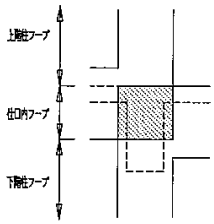
【解説】

(1) 背 景

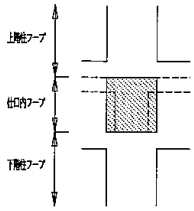
共同住宅等において、逆梁を採用した仕口部で他の梁と高さが異なる場合、又は 直交する梁の梁成が異なる場合等の仕口内フープの範囲は下図のとおりです。



（逆梁の場合）

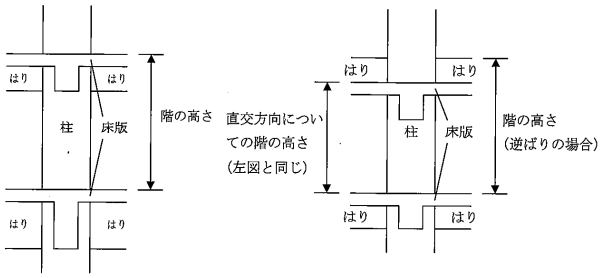


（梁の高さが異なる場合）



（直交する大梁の梁成が異なる場合）

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注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.4	接合部
	6.4.4) 機械式継手使用時の大梁のスターラップの配置 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、カプラー長さと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

【解説】

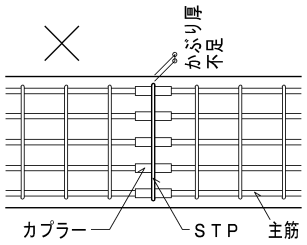
(1) 背 景

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。

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したが、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。

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。

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。



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。

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。

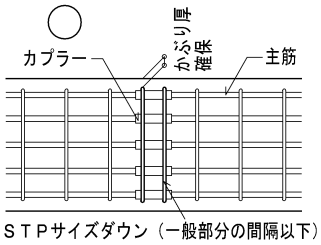
T=0.2aφσs/1000

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）

σs:単位面積当たりの導入軸力（単位 N/mm2）

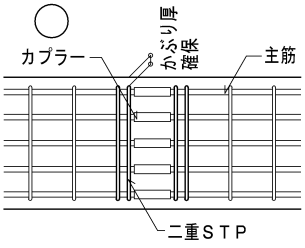


ＳＴＰサイズダウン（一般部分の間隔以下）

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。

(2)設計に対する考え方の事例

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。



【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】

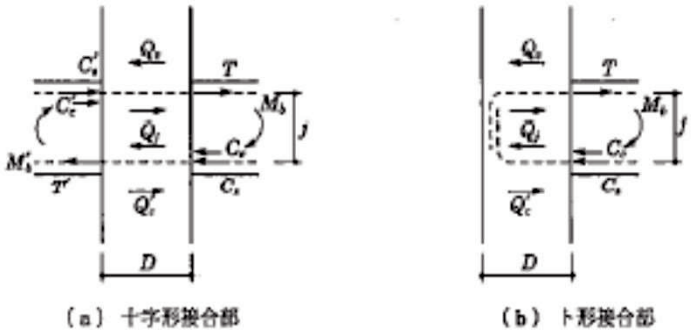
(1) 背 景

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靭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。



(a) 十字形接合部　　(b) ト形接合部

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。

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

記号

κ_A：柱梁接合部の形状による係数
- κ_A＝10（十字形接合部）
- κ_A＝ 7（T字形接合部）
- κ_A＝ 5（ト字形接合部）
- κ_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_{ai}は$b_i/2$またはD/4の小さいほうとし、b_i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。

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

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

ただし、ε は架構の形状に関する係数で、（15.13）式による。

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

$\Sigma \frac{My}{j}$ ：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。

Hc：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9㎜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150㎜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Hc、スパンLbの均等ラーメンとして近似的に関係づけられています。こららの式は以下の仮定のもとに定められています。

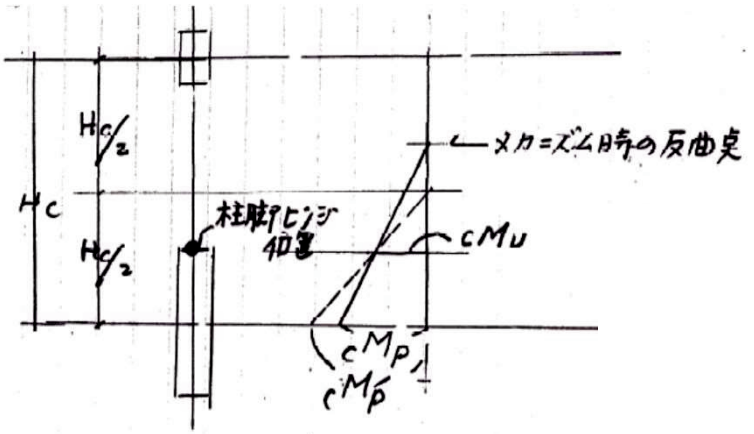
① 柱の反曲点は、階高の中央にある。
② 柱せいは同一とする。
③ 柱のせん断力は上下階の平均値とする。

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 ]
 Fc  36.0   fc    12.00   24.00                  D19-D25 [SD345 ]        R16-    [SR295 ]
 ( 普通 )  fs     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   2279    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

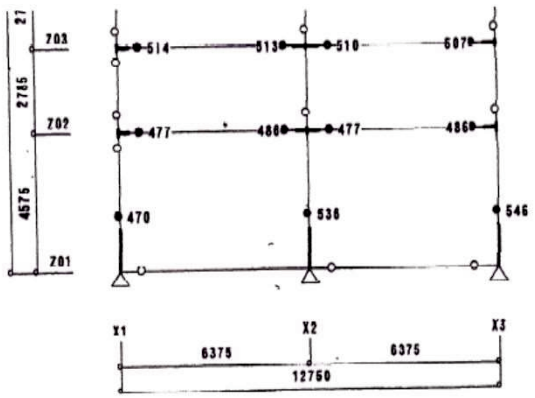
そこで、設計用応力を必要保有水平耐力時またはDs算定時の応力を用いて再検討します。しかし、上記の応力状態では、対象とする節点が崩壊形に達していない、すなわちメカニズム時応力ではない場合があります。柱と梁の終局強度をもとにした柱脚モーメントとメカニズム時における柱脚モーメントは反曲点のちがいにより図－１に示すように前者の方が大きくなり、柱崩壊するケースが梁崩壊となります。



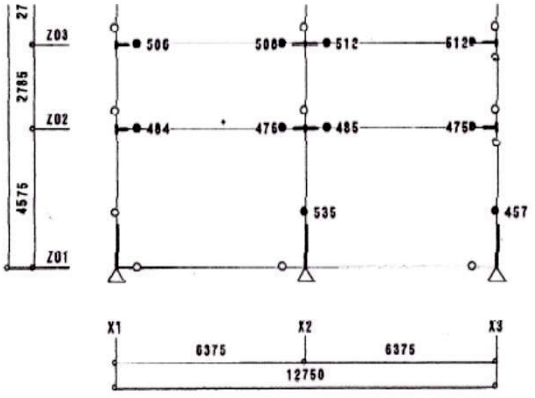
cMp ：メカニズム時の柱脚モーメント
cMp' ：終局耐力をもとにした柱脚の節点モーメント
cMu ：柱脚ヒンジにおける柱脚の終局モーメント

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。

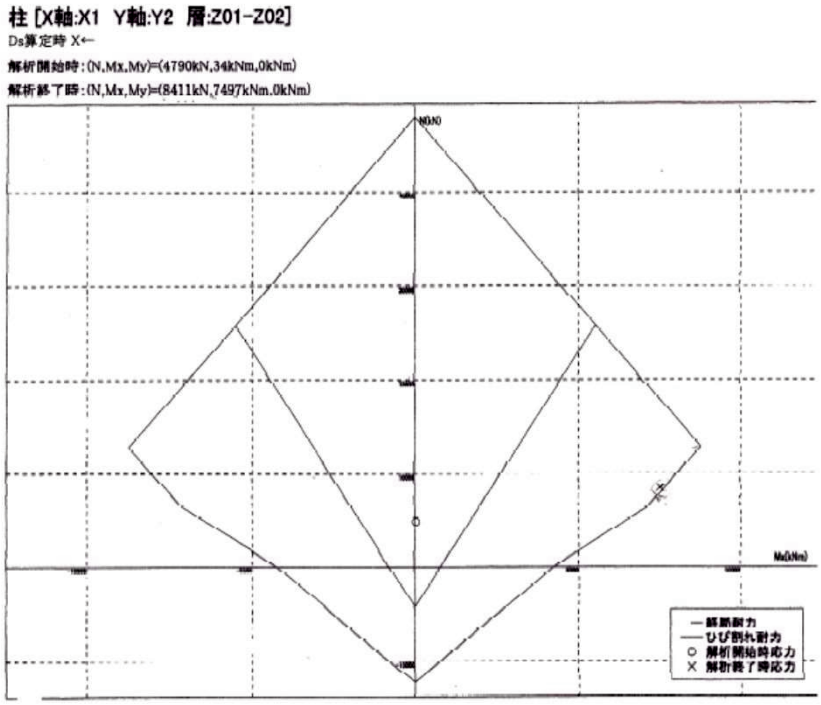


【Y2フレーム X方向正加力】スケール：1/240



【Y2フレーム X方向負加力】スケール：1/240

図－２　　Ds算定時のヒンジ図



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。

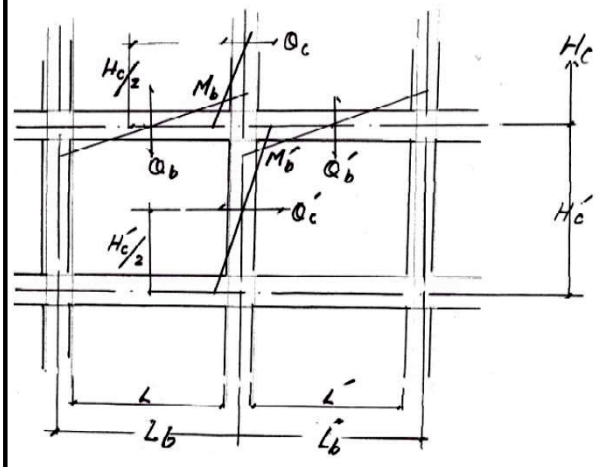
[Z01 Y2 X1]　Fj: 9.83　a:1.10

形状	κ	φ	b1,2	ba1,2	bj,bb	Dj	Vju
L	0.4	25.0	12.5	77.5	88.0		2279
	0.85	0.0	0.0	65.0			

	崩壊	hc	hc'	Tu	Tu'	Mb1	Mb1'	Qcu	QDu	Vju/QDu
X1	－	457.5	0.0	0	1818	0	5102	1579	263	8.66
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柱のせいは同一とする。
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。

$$\Sigma Mc = Qc \cdot \frac{Hc}{2} + Q'c \cdot \frac{H'c}{2} \qquad (1)$$

$$\Sigma Mb = Mb + Qb \cdot \frac{Dc}{2} + M'b + Q'b \cdot \frac{Dc}{2} \qquad (2)$$

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

$$Qb = Mb/\left(\frac{L}{2}\right)、\quad Q'b = M'b/\left(\frac{L'}{2}\right) \qquad (3)$$

ここで、Mb、M'bは梁のフェイスモーメント

(2) (3)より

$$\Sigma Mb = Mb + \frac{Mb}{(L/2)} \cdot \frac{Dc}{2} + M'b + \frac{M'b}{(L'/2)} \cdot \frac{Dc}{2}$$

$$= Mb \cdot \left(1 + \frac{1}{(L/2)} \cdot \frac{Dc}{2}\right) + M'b \cdot \left(1 + \frac{1}{(L'/2)} \cdot \frac{Dc}{2}\right) = Mb \cdot \left(1 + \frac{2}{L} \cdot \frac{Dc}{2}\right) + M'b \cdot \left(1 + \frac{2}{L'} \cdot \frac{Dc}{2}\right)$$

$$= Mb \cdot \left(1 + \frac{Dc}{L}\right) + M'b \cdot \left(1 + \frac{Dc}{L'}\right) = Mb \cdot \left(1 + \frac{Lb - L}{L}\right) + M'b \cdot \left(1 + \frac{L'b - L'}{L'}\right)$$

$$= Mb \cdot \left(1 + \frac{Lb}{L} - 1\right) + M'b \cdot \left(1 + \frac{L'b}{L'} - 1\right)$$

$$= Mb \cdot \frac{Lb}{L} + M'b \cdot \frac{L'b}{L'} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4)$$

$Qc = Q'c = \bar{Q}c$ とおくと

$$\Sigma Mc = (Hc + H'c) \cdot \frac{\bar{Q}c}{2} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5)$$

(4)＝(5) とすると

$$Mb \cdot \frac{Lb}{L} + M'b \cdot \frac{L'b}{L'} = (Hc + H'c) \cdot \frac{\bar{Q}c}{2}$$

$$Qc = 2 \cdot \left(Mb \cdot \frac{Lb}{L} + M'b \cdot \frac{L'b}{L'}\right) / (Hc + H'c)$$

【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】

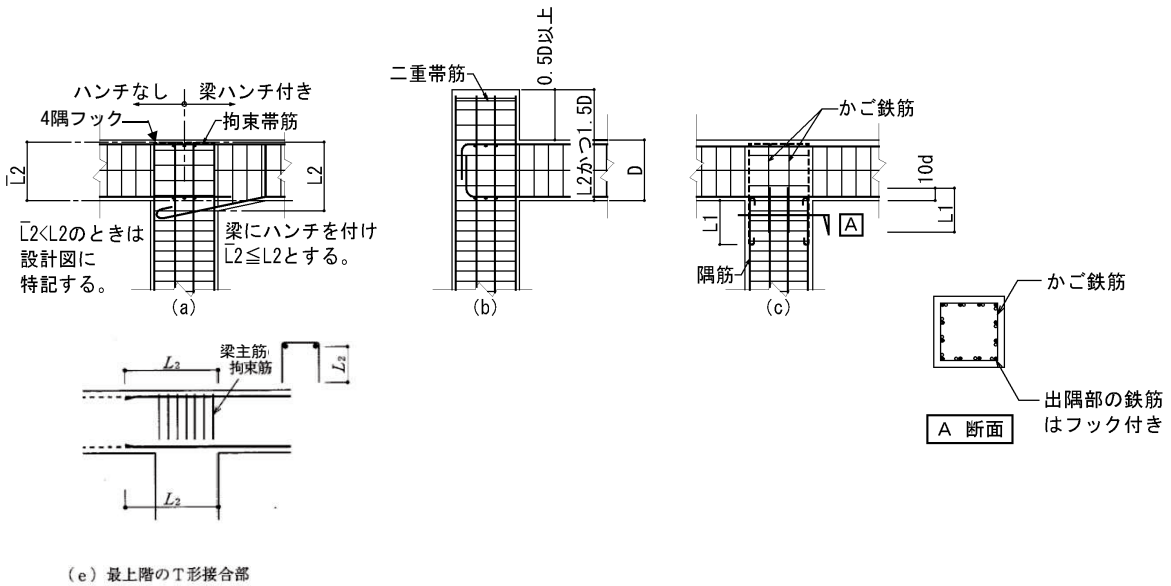
(1) 背 景

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。



（e）最上階のT形接合部

【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注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.6	保有水平耐力
	6.6.5) 保有水平耐力計算における中空スラブのスラブ筋の考慮 「はりの終局曲げ強度にはスラブ筋を梁片側に1.0m分加算する」としていることについて、中空スラブの場合どのように考えられているか説明を求める事例

【解説】

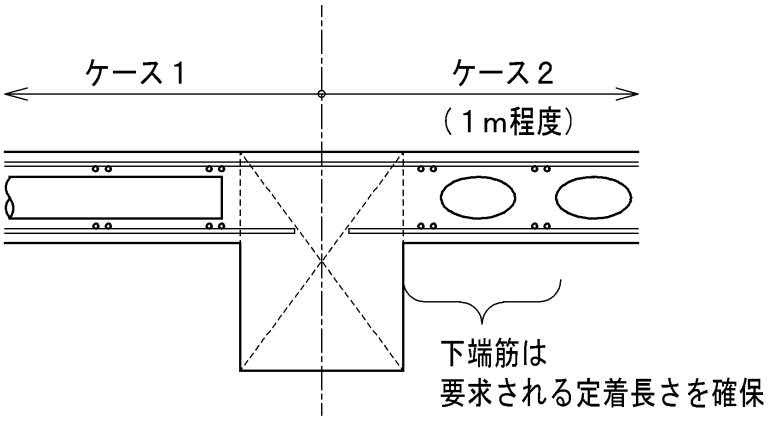
(1) 背 景

通常のスラブの場合、上端降伏の時はスラブ筋の効果としてスラブ片側につき梁側面から1m程度の範囲内のスラブ筋を終局曲げ強度に考慮します。中空スラブが取り付く梁の終局曲げ強度に中空スラブ筋を加算した設計をしていることについて、その加算される範囲についてたずねています。

(2) 設計に対する考え方の事例

①ケース2において上端筋を加算し、ケース1においては加算しない。

②ケース2において上端筋及び下端筋を加算し、ケース1においては加算しない。また、梁が上端引張の時にはスラブ筋は引張鉄筋となるため、ケース2の下端筋についても引張鉄筋に要求される定着長さを確保する。



【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注意ください。

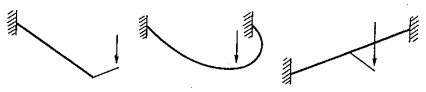
6	鉄筋コンクリート造
6.7	納まり
	6.7.4) 片持ちスラブが取付くスラブの配筋量 ・片持ちスラブ（バルコニー）の配筋量に比べ、付け根側スラブの配筋量が少ないので問題がないか検討事例 ・廊下側片持ち床ＣＳ１と居室側床Ｓ１での、版厚及び上端筋にかなり差がある場合の処理の説明事例

【解説】

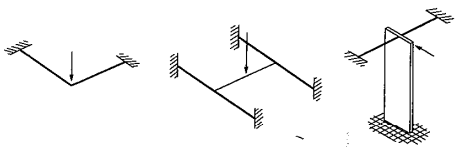
(1)　背　景

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。

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。



釣合ねじりの例



変形適合ねじりの例

(2)設計に対する考え方の事例

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。

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。

【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

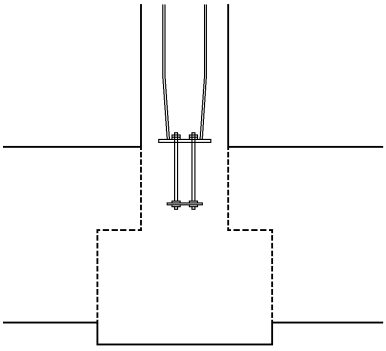
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

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

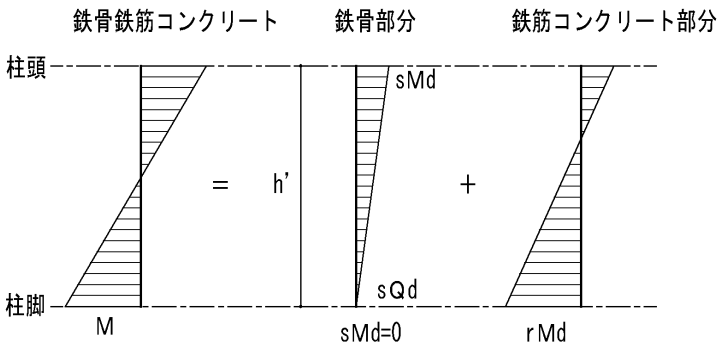
【解説】

(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靭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注意ください。

7 鉄骨鉄筋コンクリート造

7.3 断面検討

7.3.1) 主筋孔の採り方・主筋の並び

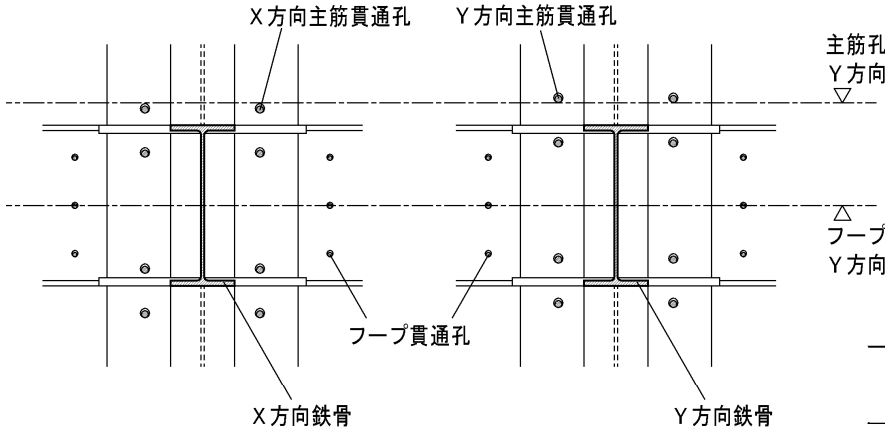
・ＳＲＣ梁の主筋が横並びとなっていることの問題の有無を問う事例
・直交方向のＲＣ梁の主筋の並びを考えると柱ウェッブの欠損が多くなることへの対処を考慮した部分詳細図の提示事例

【解説】

(1) 背 景

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。

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。



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。

異形鉄筋の径(mm)

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

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】

・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～

「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

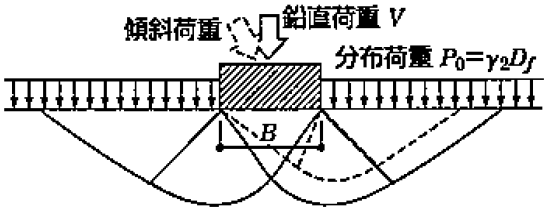
10.1.7) 荷重の傾斜に対する補正係数を考慮した設計地耐力

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

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。



傾斜荷重の場合のすべり線

(2)設計に対する考え方の事例

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) $q_a=1/3\ (i_c\alpha C N_c+i_r\beta\gamma_1 B N_\gamma+i_q\gamma_2 D_f N_q)$

(短期) $q_a=2/3\ (i_c\alpha C N_c+i_r\beta\gamma_1 B N_\gamma+i_q\gamma_2 D_f N_q)$

$$i_c=i_q=(1-\theta/90)^2$$
$$i_r=(1-\theta/\phi)^2$$

(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。)

②学会指針式を用いて、極限鉛直支持力度を算定した。

$$R_u=q_u\cdot A$$
$$=(i_c\alpha C N_c+i_r\beta\gamma_1 B\eta N_\gamma+i_q\gamma_2 D_f N_q)\cdot A$$

【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, 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

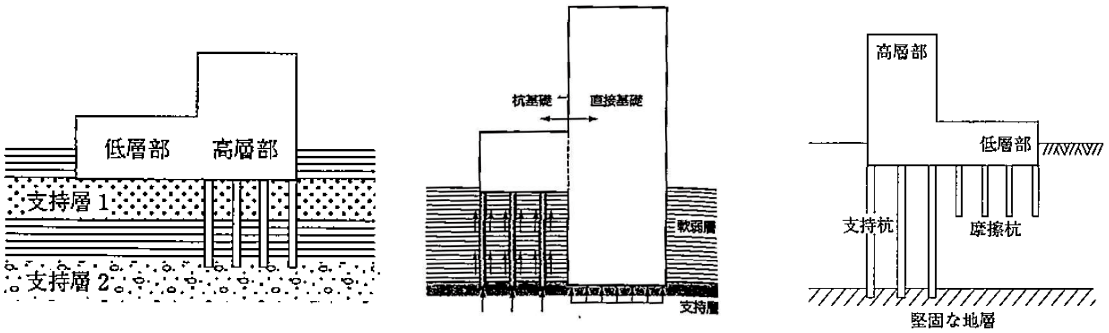
【解説】

(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的確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、支持力や変形性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・変形性状を適切に評価し、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

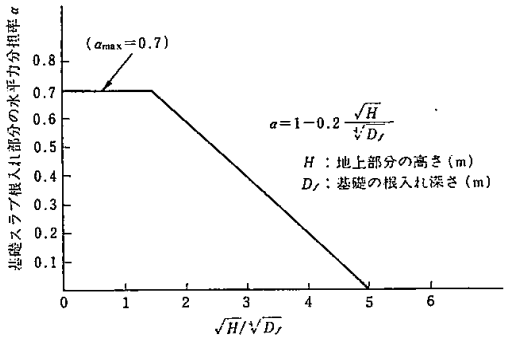
杭基礎の設計において、杭基礎における基礎スラブ根入れ効果による水平力の低減として、地上部分の高さおよび基礎スラブの根入れ深さに応じて0.7を超えない範囲で下式による割合だけ低減できるという指針により、水平力の低減をおこなって検討している場合の対応を確認した事例です。根入れ深さD_fは、建築物の供用期間に対して充分な支持能力を期待できる深さとしなければなりません。敷地境界付近での掘削により周辺地盤の支えを失って地盤の状況が変わるおそれがあることや、逆に基礎の設置等で隣地の周辺建物に悪影響をもたらすおそれがあることに注意が必要です。尚、技術基準解説書p429によると、下式は$D_f \geqq 2$mの場合に適用できるものとしています。

基礎スラブ根入れ部分の水平力分担率

$$\alpha = 1 - 0.2\frac{\sqrt{H}}{\sqrt[4]{Df}}$$

H:地上部分の高さ(m)

Df:基礎の根入れ深さ(m)



基礎スラブ根入れ部分の水平力分担

(2)設計に対する考え方の事例

①D_f＜2m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。

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。

【参考文献・資料】

・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

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。

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、Ｆℓ値もしくはP_L値に基く方法が一般的に行われています。

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Kh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。

(2)設計に対する考え方の事例

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。

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、Dcy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。

また、細粒分含有率Fc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Fc＝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Fc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ると思われます。

【参考文献・資料】

(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

「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

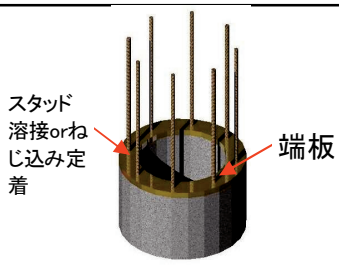
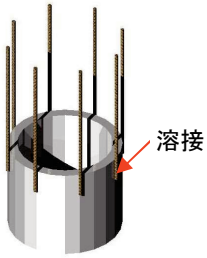
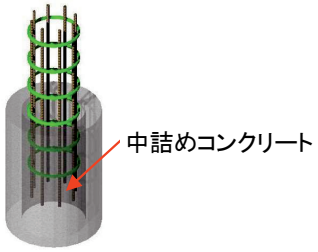
10.4.2) 杭頭処理

・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

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。
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。

		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		・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	・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	・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
		(主筋位置に対するdtの設定に注意をした。)		
	その他	・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	・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	・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】

・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。

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

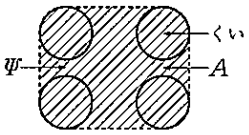
$$Rac=\frac{1}{n}\{A(ga'-\bar{p})+\frac{2}{3}\Psi LS\} \quad (\text{短期})\ (9.6-7) \quad 式$$

Rac: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　　：Rgp＝n･Ru　(6.3.23) 式

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



群杭で考慮する面積
（ｎ＝4の場合）

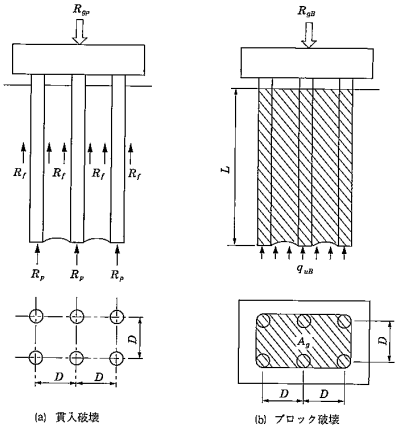


図 6.3.12 群杭の支持力機構説明図

【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

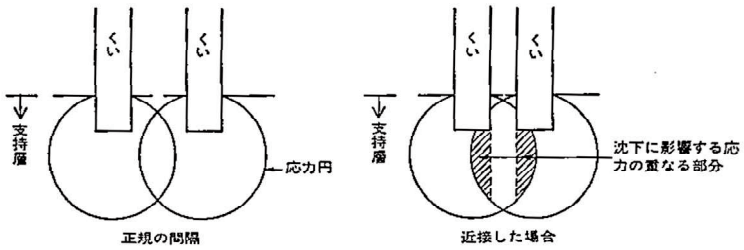
二つの杭間隔が2Ｄを確保できていないことについて、間隔の確保又は支持力低減の検討事例

【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)

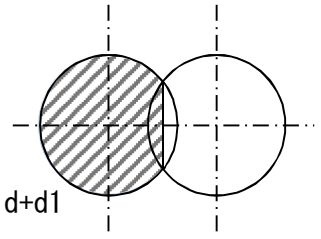
場所打ちコンクリート杭の間隔、へりあき(mm)

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)

②10.4.7の群杭の影響を考慮して設計している。

③1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/m^3)
E_o：変形係数(kN/m^2)
B ：杭径(cm)

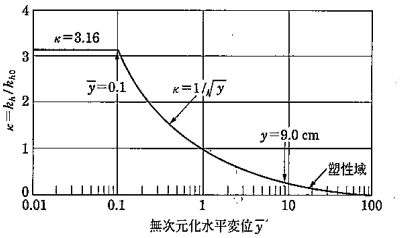
この式は杭頭の水平変位がおおむね1cm程度以下の場合を想定しているので、計算により求められる杭頭変位量が過大となる場合は、k_hの非線形を適切に考慮することが望まれます。k_hは変位量が1cmを超えると急激に減少するので、この事例のように、1cmを大幅に超える変位が見受けられる場合は、水平地盤反力係数を低減して設計するなどの対応が重要となってきます。

(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。

$$k_h = k_{ho} \times \bar{y}^{(-\frac{1}{2})}$$

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1000㎜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。

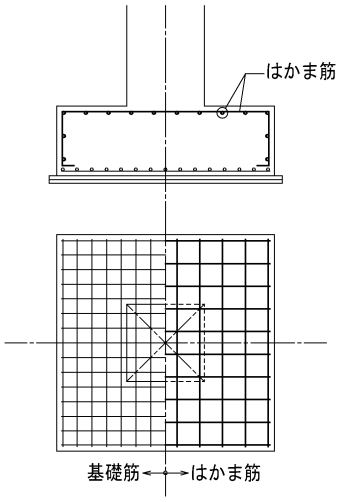


図1 直接基礎配筋(例)

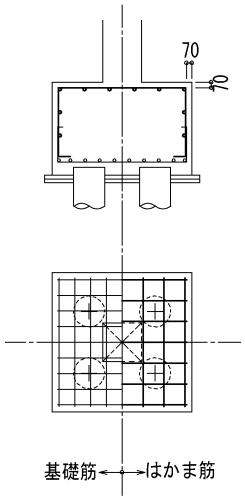


図2 杭基礎配筋(例)

(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方向のうち一方向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

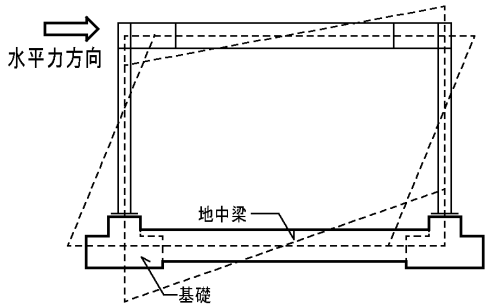


図1 基礎梁が取付く場合

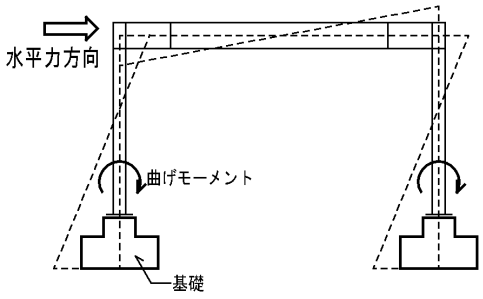


図2 基礎梁が取付かない場合

(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(3) ・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

【解説】

(1)設計に対する考え方の事例

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れ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。

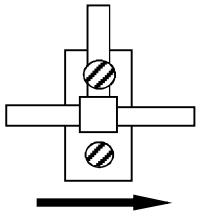


図1
杭の並びの直交方向の水平荷重時
(上部から見た図)

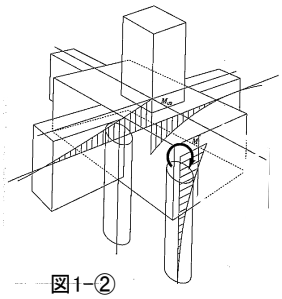


図1-②
杭応力概念図

図1-③
杭及びフーチングの応力図

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。

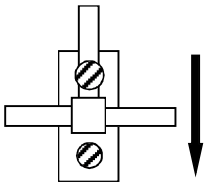


図2
杭の並び方向の水平荷重時
(上部から見た図)

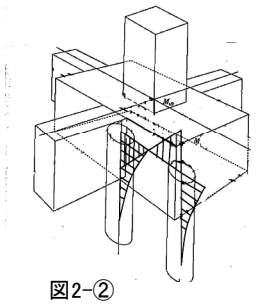


図2-②
杭応力概念図

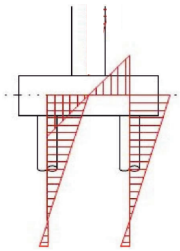


図2-③
杭及びフーチングの応力図

【参考文献・資料】

・建築技術　2010年10月号,㈱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～

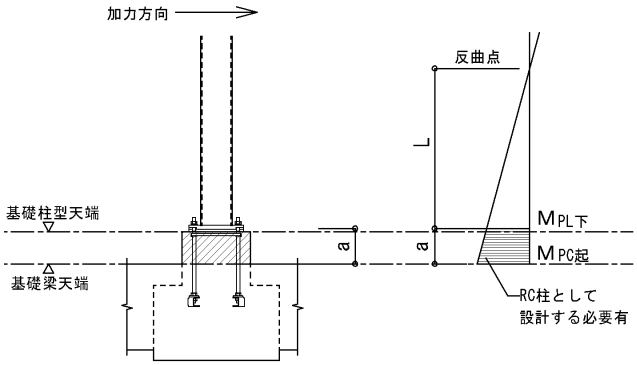
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますので注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.5	基礎・基礎版
	10.5.10) 礎柱の検討 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

【解説】

(1) 背 景

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。



・柱脚部分の模式図とモーメント図

(2)設計に対する考え方の事例

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。
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。]

【参考文献・資料】

・ベースパック参考資料等

「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注意ください。

10 地盤及び基礎構造

10.5 基礎・基礎版 （参考）1.5.1)、 6.2.3）、6.3.9）

10.5.13） 耐荷べた基礎の設計

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

【解説】

(1) 背 景

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、適切な支持条件を選択する必要があります。

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が、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)。
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)。

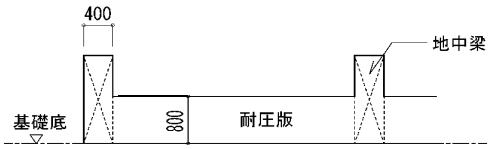
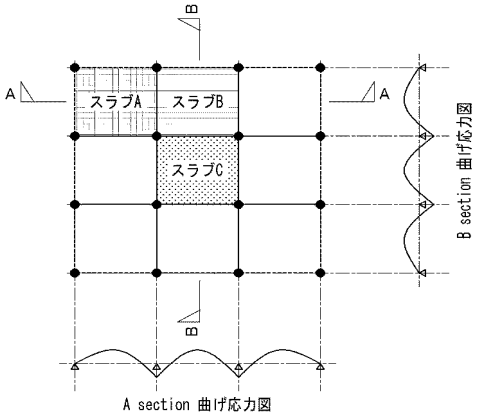


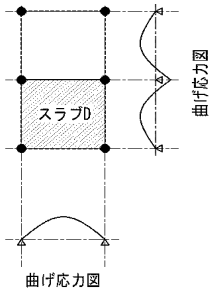
図 1

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なものとなるため、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。

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で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、バランスを考え適切に割り増す必要もあります。



・スラブA 2隣辺固定･2隣辺ピン支持
・スラブB 3辺固定･1辺ピン支持
・スラブC 4辺固定
図 2



・スラブD
1辺固定･3辺ピン支持
図 3

(2)設計に対する考え方の事例

地中梁の幅と基礎スラブの版厚がほぼ等しく、基礎スラブ周辺の固定度が期待できないため、2隣辺固定･2隣辺ピン支持の条件で設計した。

【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 p99,340～

「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注意ください。

10 地盤及び基礎構造

10.5 基礎・基礎版

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

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

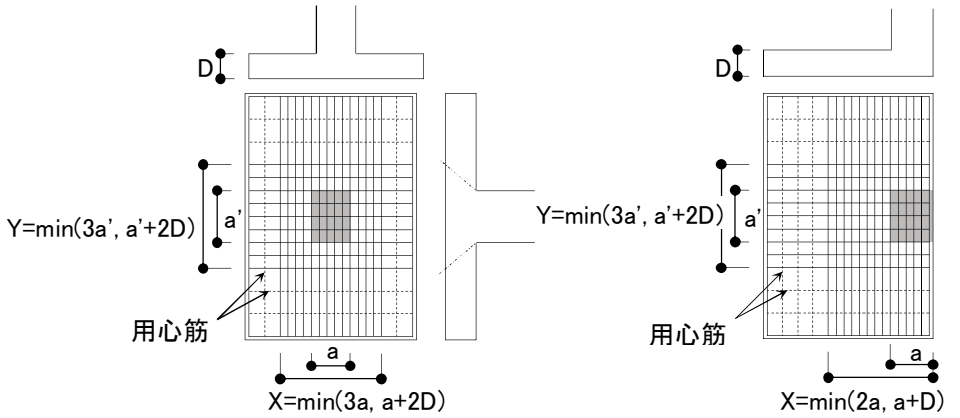
【解説】

(1) 背 景

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。

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。

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ます。



<偏心基礎の場合>

(2)設計に対する考え方の事例

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。

【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 p331～P.339

10 地盤及び基礎構造

10.6 地下外壁・擁壁

10.6.2) 地下外壁の端部処理

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

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いることに対して、設計の周辺条件を実状に合せて検討

【解説】

(1) 背 景

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。

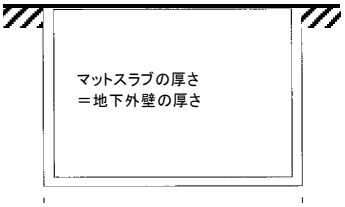


図1 マットスラブと地下外壁

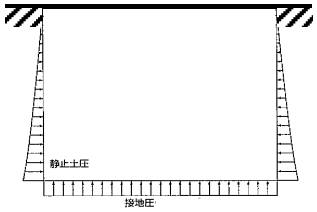


図2 作用する土圧と接地圧

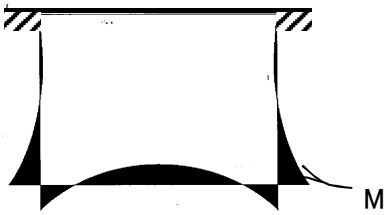


図3 作用する曲げモーメント

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。

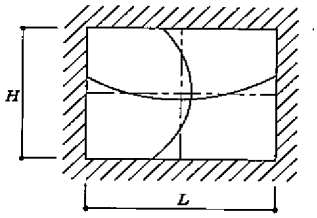


図5 地下外壁の応力分布モデル
-4辺固定版-

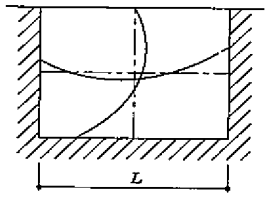


図6 地下外壁の応力分布モデル
-3辺固定1辺自由版-

(2) 設計に対する考え方の事例

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。
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。

【参考文献・資料】

・建築技術　2010年10月号,㈱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,㈱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注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.6	地下外壁・擁壁
	10.6.3) 片土圧が働く地下外壁 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

【解説】

(1) 背 景

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。

また、滑動抵抗を算出する場合、地下外壁側面と土の間の摩擦抵抗や基礎底面の摩擦抵抗、根入部の受動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動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。

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。

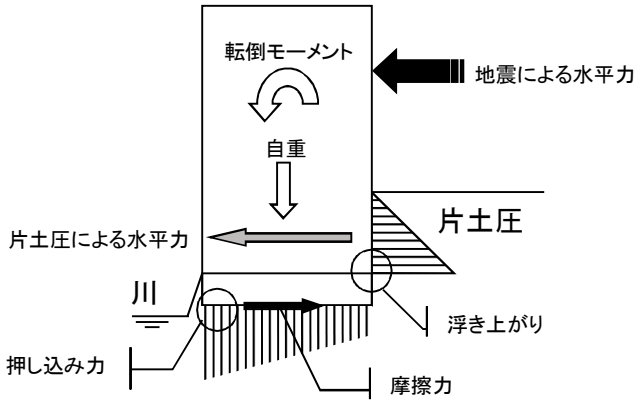


図　片土圧を受ける直接基礎の建築物に働く力(例)

(2)設計に対する考え方の事例

・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。

【参考文献・資料】

・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注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.6	地下外壁・擁壁
	10.6.4) 地下外壁の応力組合せ 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

【解説】

(1) 背 景

・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。

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。

よって、
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
を組み合わせた応力で算定する必要があります。

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。
【関連 10.6.2）】

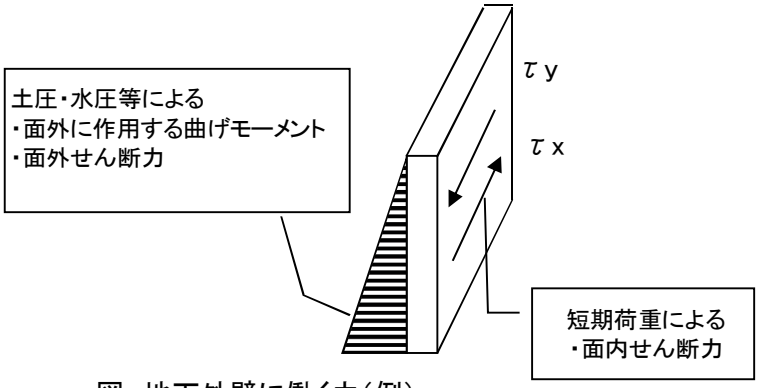


図 地下外壁に働く力(例)

耐震壁のせん断耐力 QA＝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τy、耐震壁による面内せん断力による応力度をτxとして、

$$\sqrt{(\tau\ x)^2 + (\tau\ y)^2} < f_s$$

Q_2で決まる場合、Q_2＝ΣQc＋ΣQwにおける耐震壁の壁筋によるせん断耐力ΣQw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。
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ます。

(2)設計に対する考え方の事例

・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。

【参考文献・資料】

・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～

「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。

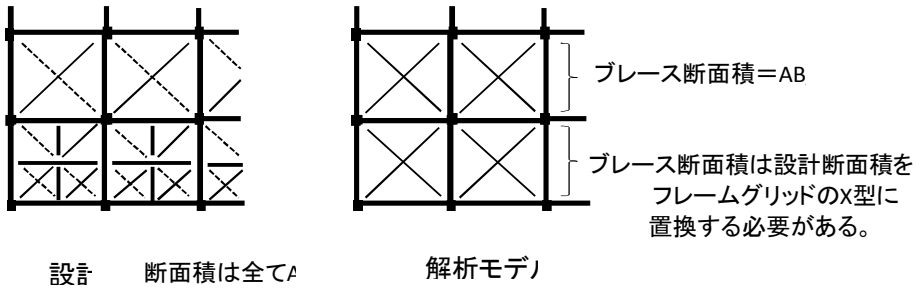
【応力関連】

●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σe＝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≦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るので、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

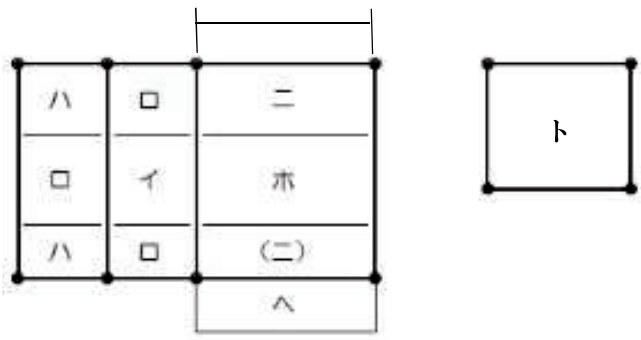
これからの鉄骨構造：学芸出版社

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



床板の周辺支持状態

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ー採用するデッキプレートによっては一方向版となる

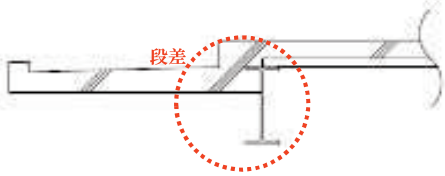
注2ー「ニ」は跳ね出し床「ヘ」と連続となる

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



固定端の処理ー反対側の床板との応力の連続性

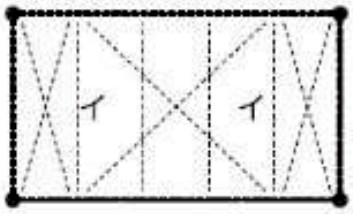
コンクリート厚さ、配筋の連続性

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。

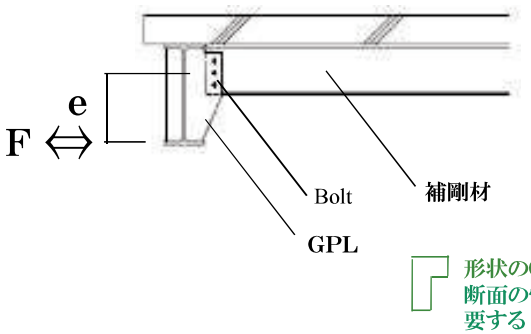


左図の場合も、'イ'のみが有効

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。

3. 横補剛、横座屈止めの有効性の確保(2)

●RC床版



形状のGPLは危険断面の性能に注意を要する

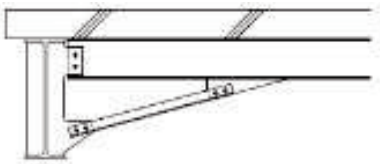
梁の横方向補剛材に必要な強度と剛性

$F = 0.02C$
$C = \sigma y \cdot A/2$
$K \geqq 5.0C/l_b$
$Me = F \cdot e$

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。

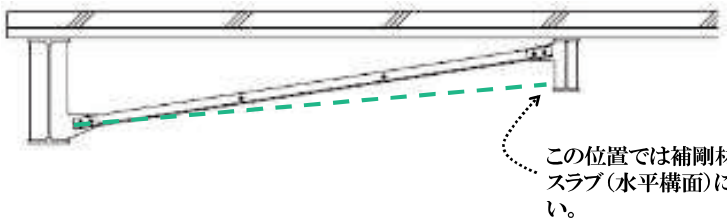
GPLの形状
ボルトの本数、ピッチ
補剛材の強度と剛性
} 検討する

方杖形式



補剛材に曲げ、軸力が生ずる

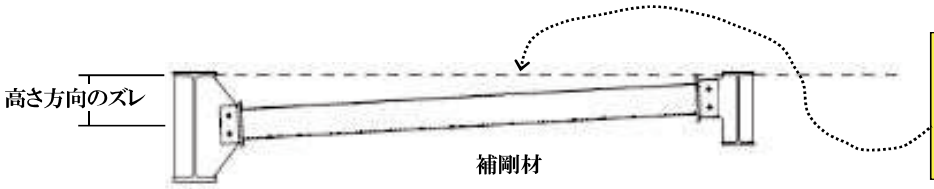
4. 横補剛、横座屈止めの有効性の確保(3)



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)

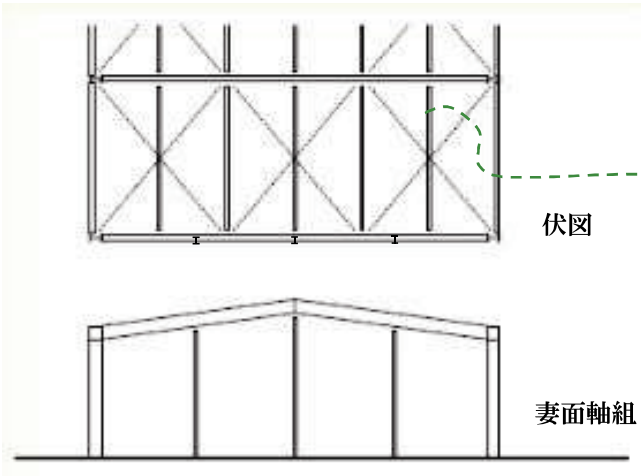


ブレースはここに設けられている事が多いので、補剛材とブレース間に間隔のある時は、このズレ間の荷重伝達の検討も必要となる。

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)

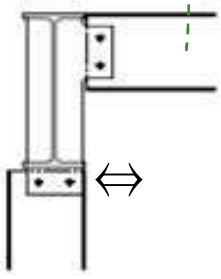
若干、主旨は異なるが、梁面外性能に関連する事項



間柱などと取り合う梁

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？

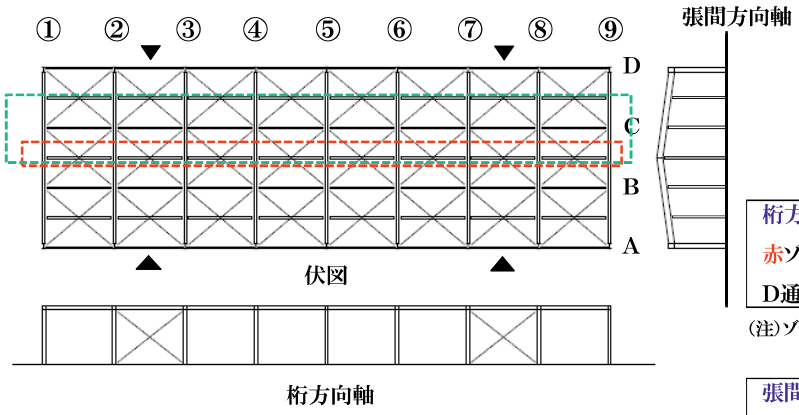
振れ＋控え材、GPL、ボルトの検討



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

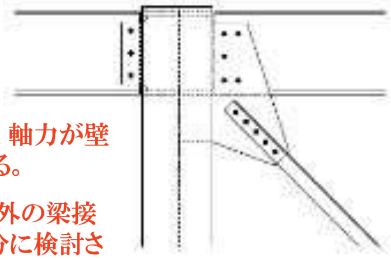


屋根ブレース⇒軸材（梁）⇒
軸ブレース　の力の流れを
明確にする

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。

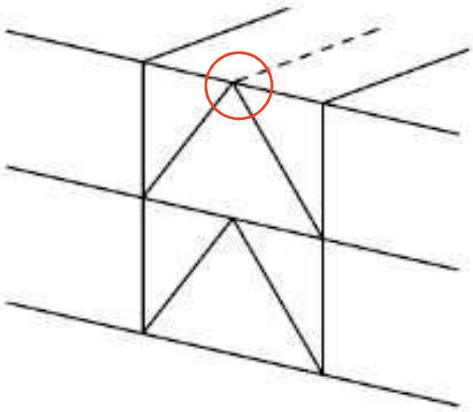


桁梁を伝わって順次 軸力が壁ブレースに伝達される。

ブレース取付き部以外の梁接合部の軸性能が充分に検討されていない事が多い

ブレース架構接合部

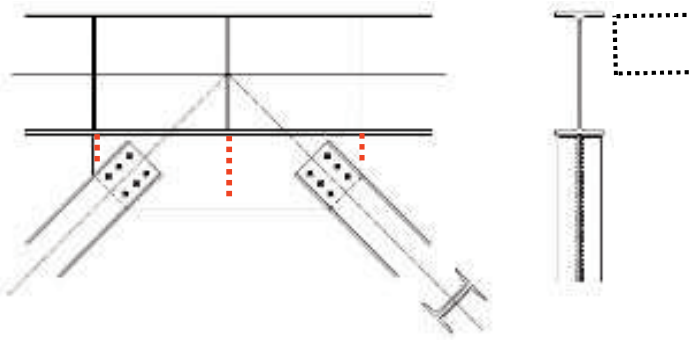
7. ブレース架構の接合部・仕口部



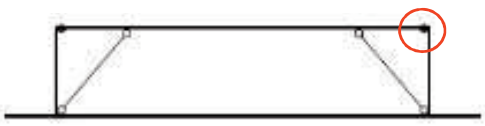
ⅰ）GPLが大きくなると、板座屈の懸念
板厚さ、スチフナの配慮が必要となる。

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



注意したいこと



○部で、ウエッブ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

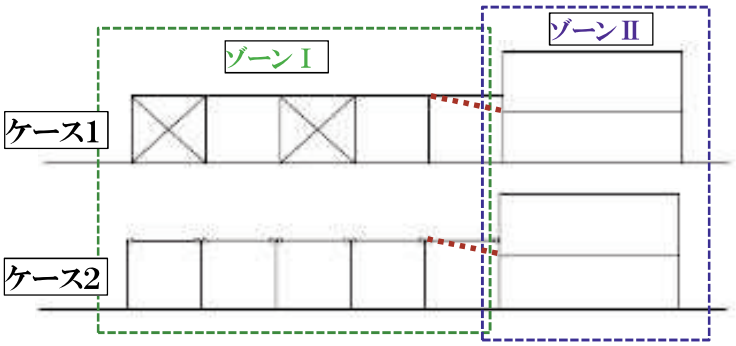
（間柱の場合もあり）

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60～80㎜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。

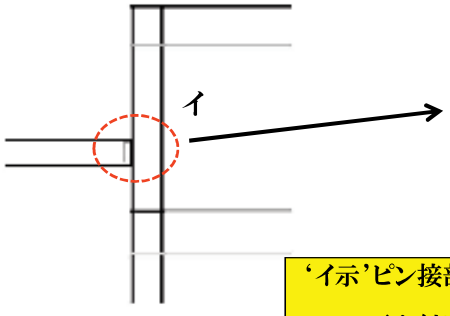
又、吊り材であるので、
2Ls、2[sとするのも1つの方法か。

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。

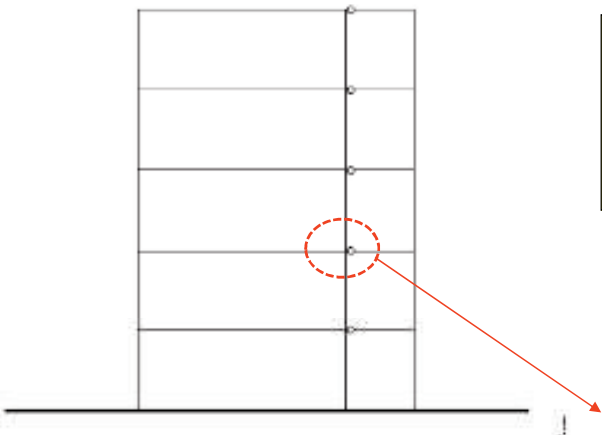
荷重と剛性を概ねゾーン毎にバランスさせる。



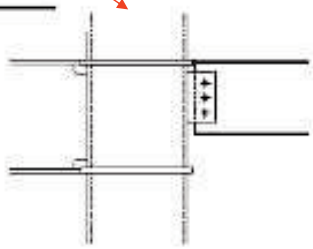
‘イ示’ピン接部が柱に単に薄いと感じられる
GPLで取り付けられただけのものが見られる。

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。

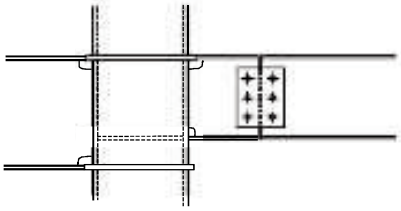
10. 梁段差部、付属架構接合部の納まり(2)



階段、エレベーター塔などが付設する場合の架構内接合で同様な事が見受けられる。
床が繋がってはいるが、鉄としては
ウエッブのGPLのみの接続



S造折版屋根などの場合
ウエッブのGPLのみの接続
となってしまっていることが
多い

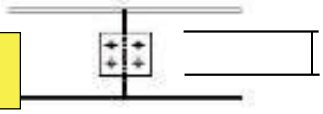


ウエッブ部を2枚の添板とするなど

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。

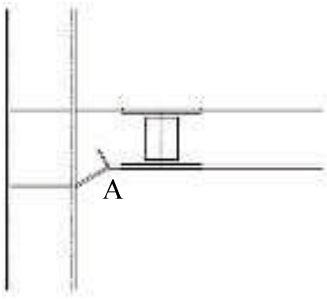
継手リストは、ボルト
仕様と板厚のみ記入

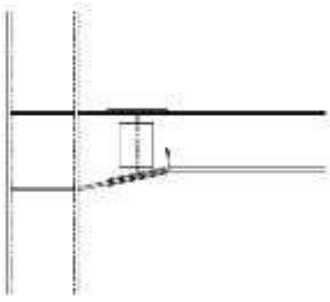


特にこのウエッブの添板の背
例えば、H-300×150 は、HTB 2－M20
添板の背が、40+60+40＝140 となる可能性がある。

●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

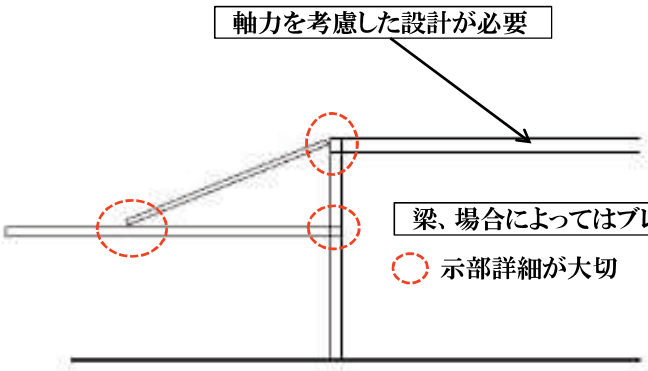


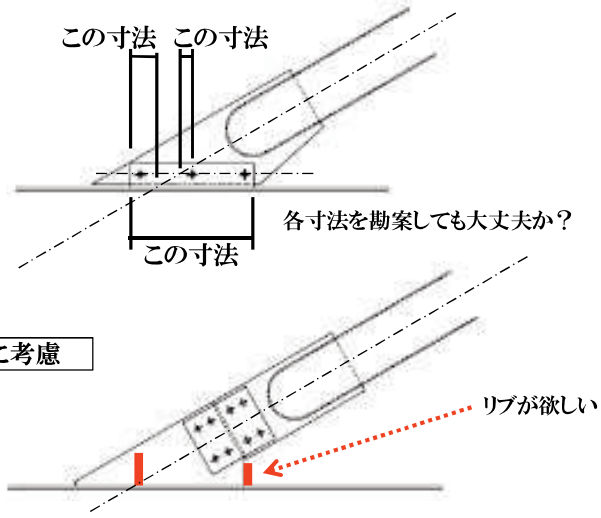


ハンチ勾配がきついと応力勾配とA点の断面性能
ヒンジゾーンが問題となってくる。

中央部材の加工性が悪い。

12. 大きな吊り庇





10～15mの大規模な庇

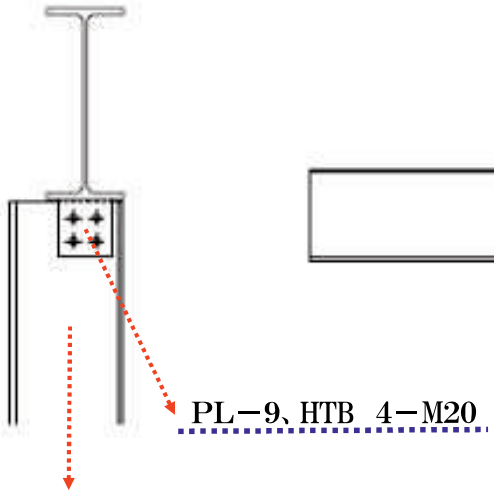
溶接面・ボルト群の偏りや、斜材と接合部耐力のアンバランスがみられる

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

13. その他

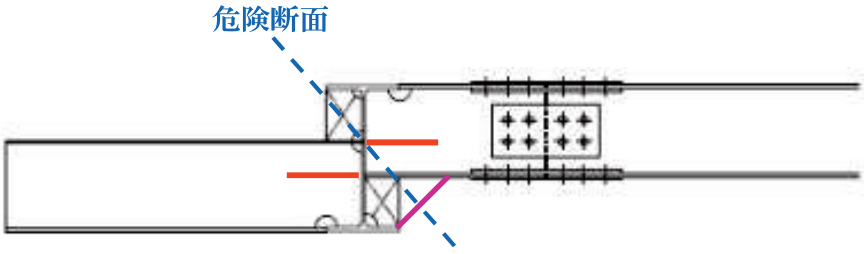
（ブレース部）間柱の取り合い



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