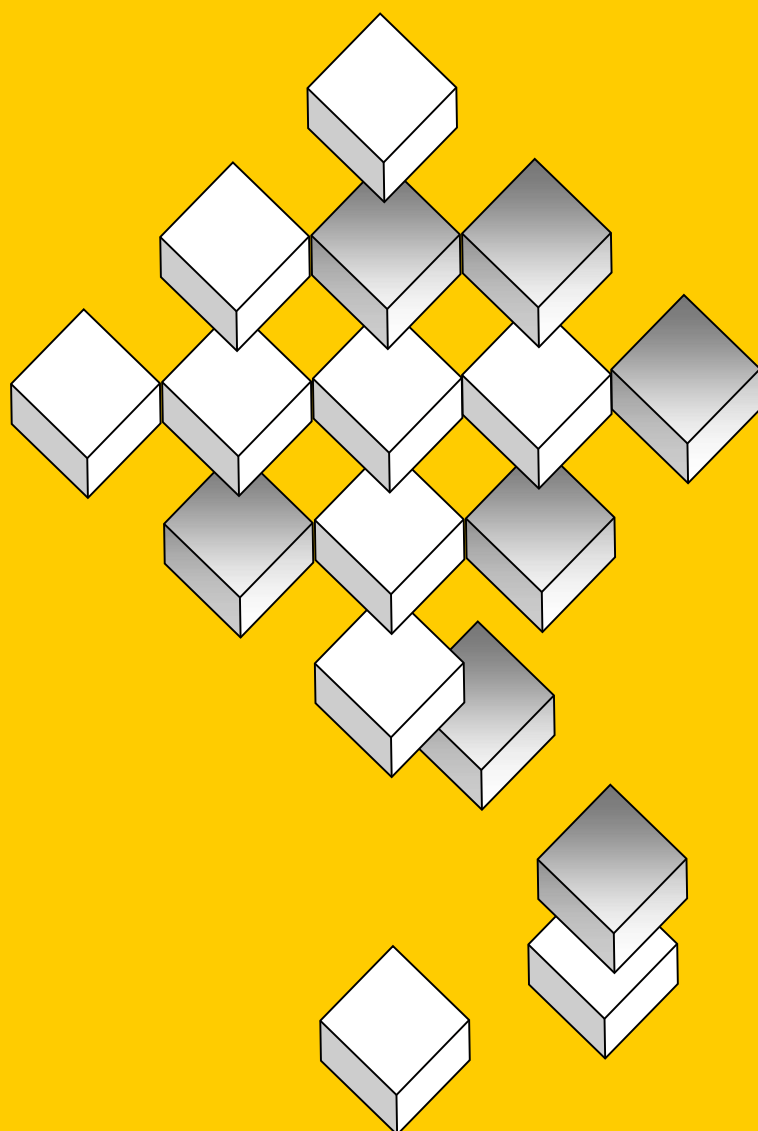


構造計算適合性判定 判定内容事例集 解説編(第3版改5)



一般財団法人 愛知県建築住宅センター

令和2年11月

はじめに

構造計算適合性判定 判定内容事例集 解説編 の改訂について

平成 19 年の機関発足後 程なくして、判定事例集(指摘文をほぼそのまま載せる)を、又、平成 21 年には事例の中から よくある事例、構造的に大切と思われる事項についての解説編を、逐次更新を重ねながら 設計・審査の参考となるよう指摘事例を掲載してまいりました。

令和 2 年には建築物の構造関係技術基準解説書の改訂も行われています。
今回、下記のことを考えて解説編の一部改定を行いました。

- (1) 2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書の改訂
- (2) これまで指摘してきた事項でも、当事例集・解説編の元は適判制度発足後比較的に早期に作成した経緯もあり、その後下記他に考え方等に若干はば等がみられるようになった事項もある
 - i) その後、一部項目について詳細解説がなされた
 - ii) 技術的助言の発表
 - iii) その後の知見の状況変化

尚、参考文献などは最新版を参照して頂くのが良いと思います。

改訂の主な点は以下の内容です。

- (1) 解説で載せない方が望ましいと考えられる事項の削除
- (2) 解説の中身についての一部追記・訂正

併せて、「指摘事項」の文章表現の変更も行っております。

以上の内容で、解説編を更新致しましたので、宜しくお願い致します。

.....

(参考) 当事例集_解説編 改訂・一部修正履歴

更新日	編集	備考
平成27年11月30日	第3版 改4	一部修正
平成27年6月22日	第3版 改4	一部修正・加筆
平成27年3月13日	第3版 改3	一部修正・加筆
平成26年2月1日	第3版 改 付録・補足追加版	付録・補足を追加、一部修正・加筆
平成24年10月5日	第3版 改	一部修正・加筆
平成24年8月15日	第3版	項目追加・一部修正・加筆
平成23年3月31日	第2版	蓄積による項目追加
平成21年7月17日	初版	

1. 構造計算の基本事項

1. 1 構造計画 p1

- ★ 1) プーニングによる保有水平耐力算定
- ★ 2) プーニングによる A_i 分布算定
- ~~★ 3) プーニングにおける固有周期~~
- ★ 5) 吹き抜け周辺での水平力伝達<24. 8. 15>
- ★ 6) 平面的に突出部を有する建築物の水平力伝達
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
- ★ 1 0) モデル化の設定層数と剛床解除
- ~~★ 1 2) 屋根面剛性の確保~~
- ★ 1 3) 土間コンクリートによる、
1階壁－基礎間のせん断力伝達<24. 8. 15>
- ★ 1 4) 突出部分の杭の水平力に対する検討
- ~~★ 1 6) 剛床仮定とモデル化との整合~~
- ★ 1 9) 雁行平面モデル
- ★ 2 0) 大きな跳ね出しを有する架構の変形

1. 2 設計手法 p16

- ★ 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<24. 8. 15>
- ★ 9) 大きな開口を有する壁のモデル化
- ★ 1 0) 構造スリット位置による柱の可撓長さ評価
- ★ 1 1) 耐力壁モデル化の注意点
- ★ 1 6) 設計用固有周期算定
- ★ 1 7) 柱材の座屈長さ
- ★ 1 8) 梁材の座屈長さ
- ★ 1 9) 柱等の剛性補正
- ~~★ 2 0) 壁式構造の一貫解析システムによる計算~~
- ★ 2 4) 床ブレースの評価
- ★ 2 5) 外周部への荷重伝達
- ★ 2 6) 支点鉛直力と支点への反力との釣合い
- ★ 2 8) 節点上下移動のモデル化の注意
- ★ 3 1) 耐震壁のモデル化
- ★ 3 5) 軸ブレース耐力の評価
- ★ 3 6) 外装の変形追随性
- ★ 3 7) 軸力に対する梁の検討

1. 3 塔状建築物 p38

- ★ 2) 塔状比 4 超の建築物の転倒

1. 4 たわみ・振動 p39

- ~~★ 1) 大スパンでせいの小さい小梁に取付く床版の撓み~~

1. 5 断面設定 p40

- ★ 1) 断面のバランス
- ★ 2) ビロティアー的柱での柱及び
下階耐力壁抜け枠梁の検討<24. 8. 15>

2. 荷重及び外力

2. 2 固定荷重及び積載荷重 p43

- ★ 3) 設計荷重の設定<24. 10. 5>

2. 3 特殊荷重 p44

- ~~★ 1) 屋上機械架台の荷重~~
- ~~★ 2) エレベーター等の特殊荷重~~
- ~~★ 3) 自動車の衝突による衝撃力~~

2. 5 風圧力 p45

- ★ 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 p49

- ★ 1) A_i 分布の直接入力
- ★ 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 A_i 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 p54

- ★ 2) 適用ルートの妥当性

4. 2 層間変形角・偏心率・剛性率 p56

- ★ 2) 雑壁の剛性評価

4. 3 保有水平耐力 p57

- ★ 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
- ~~★ 7) 地中梁ヒンジの適否~~
- ★ 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 p65

- ★ 1) 保有水平耐力計算における
浮き上り・圧壊の考慮
- ★ 2) 一次設計における基礎ぐい等の検討

5. 鉄骨造

5. 1 剛性 p71

- ~~★ 1) スラブによる梁剛性への影響~~
- ~~★ 2) 地中梁増打ちの柱脚剛域への考慮~~
- ★ 3) 地中梁のない基礎のモデル化
- ★ 5) 組み立て部材の断面性能評価
- ★ 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 p79

- ~~★ 1) 荷重の偏在による屋根ブレースの検討~~
- ★ 2) ブレースの分担が大きい架構の水平力分担
- ★ 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) トラス部材の力の流れ<24. 8. 15>

5. 3 断面検討 p88

- ★ 2) 不整形な建築物における 2 軸曲げの考慮
- ~~★ 3) 柱の座屈長さ~~
- ★ 4) ブレース架構の梁軸力<24. 8. 15>
- ★ 5) 梁ウェブ耐力の評価
- ~~★ 9) 間柱の設計~~
- ~~★ 1 0) 胴縁の設計~~
- ★ 1 2) 組み立て柱のラチス材
- ★ 1 3) 異種構造部材間での応力伝達

5. 4 接合部 p97

- ★ 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) 梁成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 p100

- ★ 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 p103

- ~~★ 1) F D 部材がある場合の保有水平耐力~~
- ★ 3) 鉄骨造の地中梁におけるヒンジと D_s 値<24. 8. 15>
- ★ 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 p110

- ★ 1) 底吊材、柱及び片持ち梁の取り付け
- ★ 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 p112

- ★ 1) クレーンがある場合の取り扱い
- ★ 2) バックガード
- ★ 3) クレーンによる柱応力の検討

6. 鉄筋コンクリート造

6. 1 剛性 p115

- ★ 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
- ~~★ 4) 袖壁付き柱の剛性評価~~
- ★ 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<24. 8. 15>
- ~~★ 9) 構造壁とならない小さな方立て壁~~
- ★ 10) 階段部のスリット<24. 8. 15>
- ★ 11) 外側袖壁の扱い<24. 8. 15>

6. 2 応力 p125

- ★ 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) ペタ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
- ~~★ 6) エレベーターシャフト及び屋外階段の鉛直荷重と水平荷重~~
- ~~★ 7) 耐力壁厚に対する枠梁の幅~~
- ★ 8) 梁増打ちの考慮

6. 3 断面検討 p132

- ★ 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) 中空スラブを受ける大梁の振じれの設計
- ★ 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) 梁の付着割裂の検討<24. 8. 15>
- ★ 14) 構造壁となる方立壁がある場合の梁のせん断設計
- ~~★ 15) 壁開口補強筋の検討<26. 3. 13>~~

6. 4 接合部 p144

- ★ 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 p147

- ★ 2) 最上階の柱主筋の定着の確保

6. 6 保有水平耐力 p148

- ★ 5) 保有水平耐力計算におけるスラブ筋の考慮

6. 7 納まり p149

- ★ 1) 柱際に極めて近接したスリットの施工 →6. 1. 8) へ<24. 8. 15>
- ★ 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 p150

- ★ 1) 柱脚の設計

7. 3 断面検討 p151

- ★ 1) 主筋孔の採り方
- ★ 2) 主筋の並び

10. 地盤及び基礎構造

10. 1 地盤の基本事項 p152

- ★ 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(エレベーター部分など) 基礎の取扱い
- ★ 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 p155

- ★ 2) 液状化の判定

10. 4 杭 p156

- ~~★ 1) 地中梁が取付かない基礎の設計<26. 3. 13>~~
- ★ 2) 杭頭処理
- ~~★ 3) 周辺摩擦計算時のN値~~
- ~~★ 6) ネガティブフリクション~~
- ★ 7) 群杭による影響
- ★ 8) 杭間隔がない場合の支持力低減
- ~~★ 9) 耐力壁直下の杭頭曲げモーメントの処理~~
- ~~★ 10) 杭の支持力~~
- ★ 11) 杭の水平変位

10. 5 基礎・基礎版 p165

- ★ 2) 基礎スラブの設計
- ~~★ 5) 複合基礎の偏心が水平荷重時に存在応力に及ぼす影響~~
- ★ 10) 礎柱の検討
- ★ 13) 耐荷ベタ基礎の設計<24. 8. 15>
- ★ 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<24. 8. 15>

10. 6 地下外壁・擁壁 p172

- ★ 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 p176

- ★ 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<24. 8. 15>

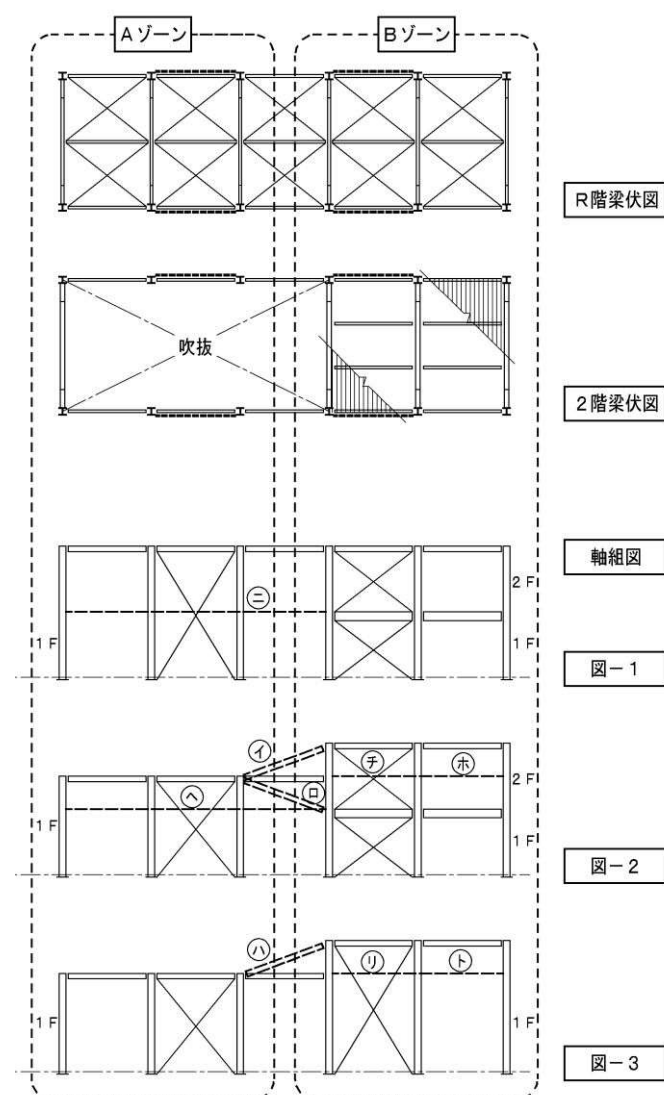
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

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A_i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A_i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) 指摘の背景

鉄骨造の工場や倉庫などに多くみられる図－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。



(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階建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

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、㊦、㊧、㊨の点線で示すような接続、あるいは㊩、㊪、㊫、㊬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、図一1、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、図一3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。
指摘は、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を求めるものです。

(2)設計者の対応例

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、図一2、3の㊦、㊨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ご注意ください。

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

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) 指摘の背景

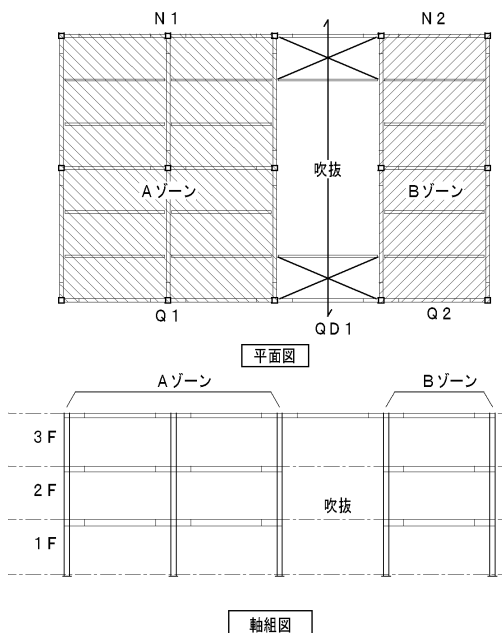
構造計算にあたり、床全体を剛床と仮定して応力計算することが多くみられます。しかし、部分的に吹き抜けがある場合などで剛床仮定を満足させることの検討を求めた指摘です。

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) 設計者の対応例

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。



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。

$$\Sigma N = N1 + N2$$

N1: Aゾーンの軸力

N2: Bゾーンの軸力

$$\Sigma Q = Q1 + Q2$$

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

$$Q_{D1} = (N1 / \Sigma N - Q1 / \Sigma Q) \times \Sigma Q \\ = - (N2 / \Sigma N - Q2 / \Sigma Q) \times \Sigma Q$$

【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, (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がありますのでご注意ください。

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

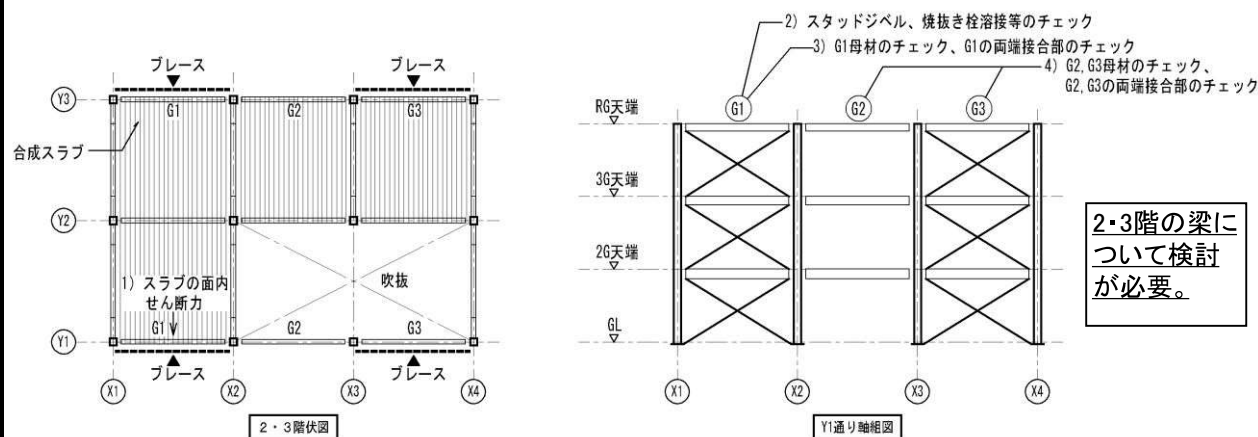
2、3階のX2～X4通り間が吹き抜けとなっている（剛床部でない）ところへの鉛直ブレースの配置されている時の水平力の伝達の検討事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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。



(2) 他機関の解説

(3) 設計者の対応例

スラブから2.3階梁への伝達について、スタッジベル、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

【備考】

「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がありますのでご注意ください。

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) 指摘の背景

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（E V、階段等）に作用する応力の割増しを以ての検討（H19国交告第594号第2第三号ハ）が求められていることに対する指摘です。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E V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 $M = P \cdot L$, $Q = P$ （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 $b \times$ 、幅 D の短期せん断応力度のチェック

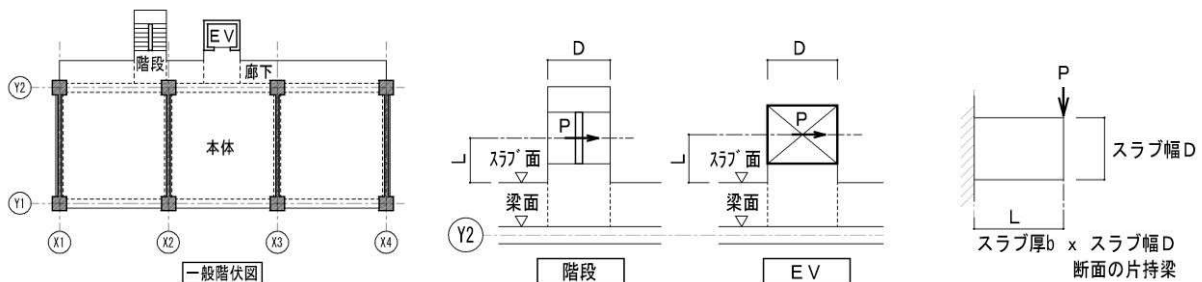
曲げモーメント

① $T = M/D$ として、スラブ両側に補強筋を入れる。

② $b \times D$ 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) 設計者の対応例

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】

- ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書、第2版、平成20年5月、p285～
- ・ 構造設計一級建築士資格取得講習テキスト、(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がありますのでご注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.1 構造計画

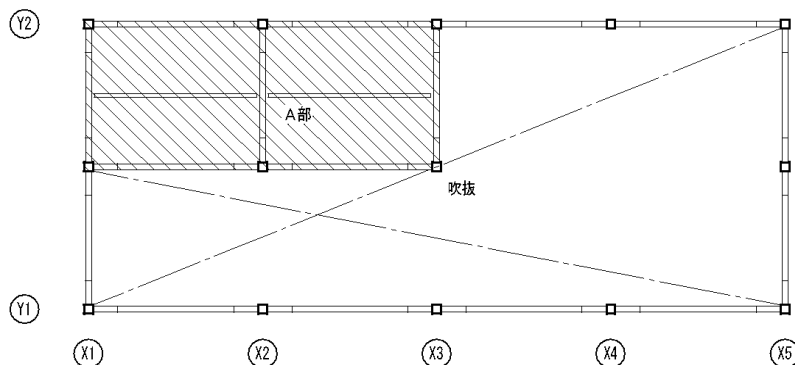
1.1.7) 吹き抜けで分断される各部分の保有水平耐力

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) 指摘の背景

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 Q_u/Q_{un} 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) 設計者の対応例

- ① 偏心率については、A部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。
- ② A部分のゾーニングとして、架構全体の A_i 分布の値、 D_s 、最も不利な $F_e s$ などを用いてA部分の重量にて Q_u/Q_{un} 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)，(株)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ご注意ください。

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) 指摘の背景

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。

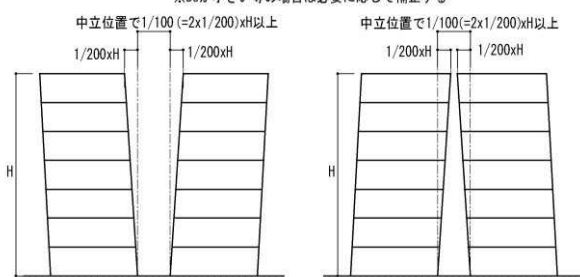
平成20年1月18日付けでH20国交告第37号および第38号が制定されるまで、エキスパンションジョイントの有効あき寸法の設定は、保有水平耐力算定時の層間変形角 $\times H$ （ H : 建築物の高さ）等で算出されていましたが、保有水平耐力の検討においては、建築物が倒壊・崩壊などしない事が求められており、建築物の衝突による損傷までは想定しておりません。建築物の隣棟間隔の確保として簡便的に、一次設計時の層間変形角（ $1/200$ ）の2倍以上であることを確かめる方法があります。

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。

構造躯体の変形量の原則

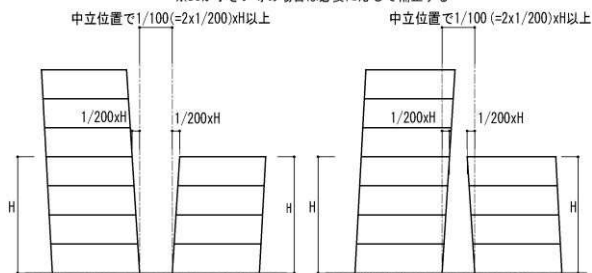
2棟の高さが同じの場合

※ D_s が小さい等の場合は必要に応じて補正する



2棟の高さが異なる場合

※ D_s が小さい等の場合は必要に応じて補正する



(2) 設計者の対応例

- 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 $1/100 \times H$ 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、一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、 $1/75 \times H$ 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がありますのでご注意ください。

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】

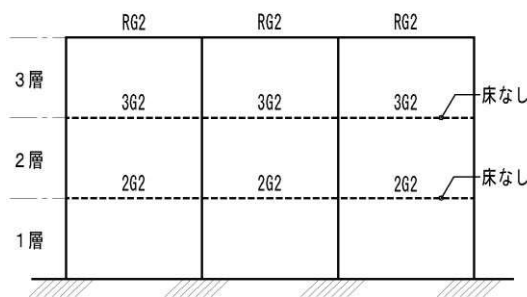
(1) 指摘の背景

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指摘です。

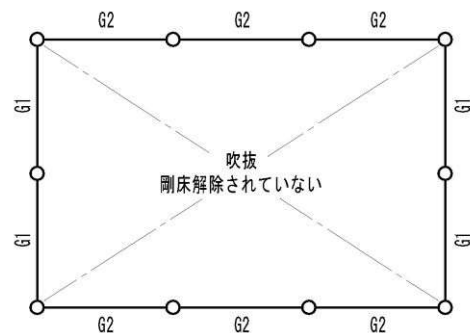
この場合、張間方向の変形・応力（特に鉛直荷重時及び地震時の応力）は不自然なものとなります。階数、 A_i 分布等は電算入力上の階の認識で決まります。剛床解除以外の問題として、これらについて、3階建てとして層間変形角、剛性率、偏心率、保有水平耐力をまとめられているものが多くみられますが、1層（平家）としてまとめるのがよいと思われます。

構造物のモデル化を忠実にを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間にあるという考え方をいとよいと思われます。



略軸組図



2・3層略伏図

(2) 設計者の対応例

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】

- ・ 構造設計一級建築士資格取得講習テキスト，（財）建築技術教育普及センター，p48～49，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ご注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.1	構造計画
	1.1.12) 屋根面剛性の確保 中列フレームに比べて水平剛性の大きい架構の場合、一次設計地震時においてもかなり大きな屋根面全体として面内変形となる構造的性状を有する場合について、屋根面ブレースが間引きされている事の妥当性、或いは、当該部分に屋根面ブレースを設置するなど、屋根面水平剛性を高める必要はないかの検討事例
削除	
(2) 設計者の対応例 ①屋根面ブレースを全面に配置し、水平剛性を高めている。 ②ブレースを間引きする場合は、水平ブレースの強度と軸変形による屋根面内変形の検討を行い、剛性および耐力の確認をしている。	
【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ご注意ください。

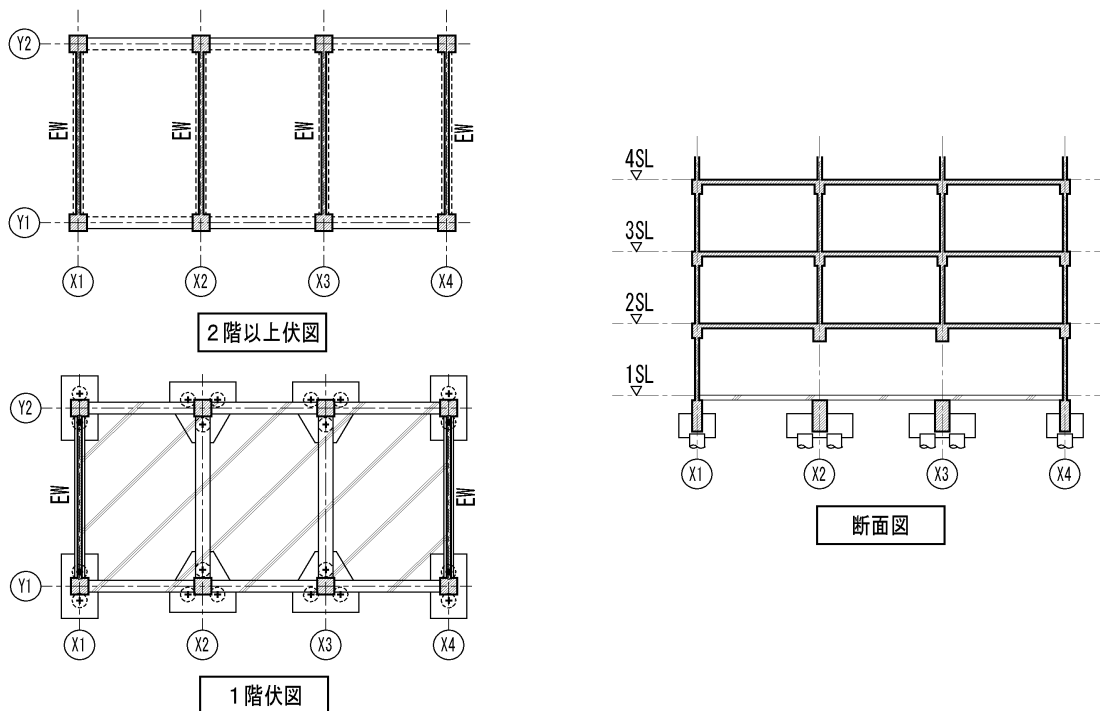
1	構造計算の基本事項
1.1	構造計画
	1.1.13) 土間コンクリートによる、1階壁－基礎間のせん断力伝達 杭の水平力に対する検討において、X1～X4通りの杭で均等に負担する設計をしているが、1階の水平力はX1、X4通りで大半を負担している状況にあって、土間コンクリートにより剛床仮定が成立する必要がある事の検討事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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、各杭が均等に負担し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) 他機関の解説

◆ 新・建築構造問題快答集2 (株)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 $0.1 \cdot F_c$ 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(株)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) 設計者の対応例

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】

【備 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。

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

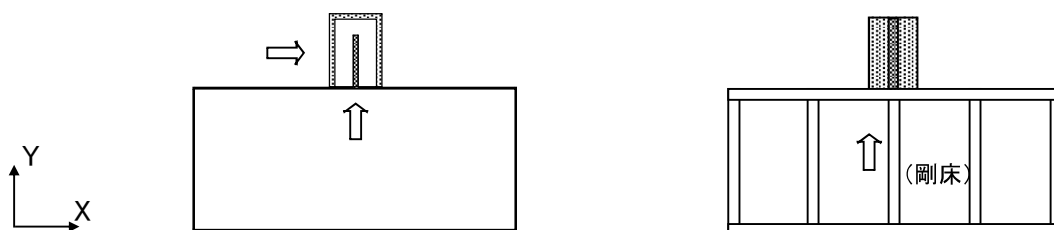
- ・建築物から突出した外階段やエレベーター部分の杭の水平力に対する検討について、本体部分の杭のみで全水平力に対する検討を行っている場合、外部階段やエレベーター部分の杭についての水平力の検討事例（本体の杭に対しては安全側の評価になっている）
- ・外部階段・エレベーター部分の杭において、Y方向について剛性の高い地中梁にて本体と接合されている場合の、本体の杭と同一水平変位による検討事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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指摘です。

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ご注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.1	構造計画
	1.1.16) 剛床仮定とモデル化との整合 ・同じレベルで隣り合う梁が別の剛床のグループに入る等モデル化が実状と異なっています。現状の正しいモデル化でこの建物の安全性が確保されていることについて説明して下さい。特に各部分での柱毎、又は、ゾーン毎の水平力分担の合理性、ゾーンの水平力のやりとり、またブレースの負担水平力が剛床仮定と整合しているかなど、実状とモデルとの違いについて、問題の有無を確認して下さい。
削除	
【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, (財)日本建築センター, p65~67 ・ 建築技術 2010年10月号, (株)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ご注意ください。

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) 指摘の背景

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指摘です。

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。

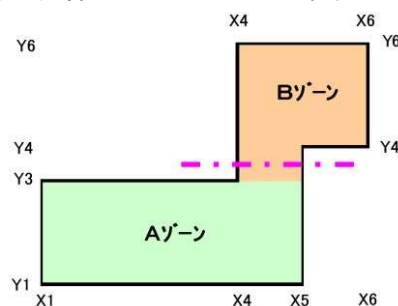
1) 剛床仮定が成立しない場合

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) 設計者の対応例

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), (株)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, (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ご注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.1 構造計画

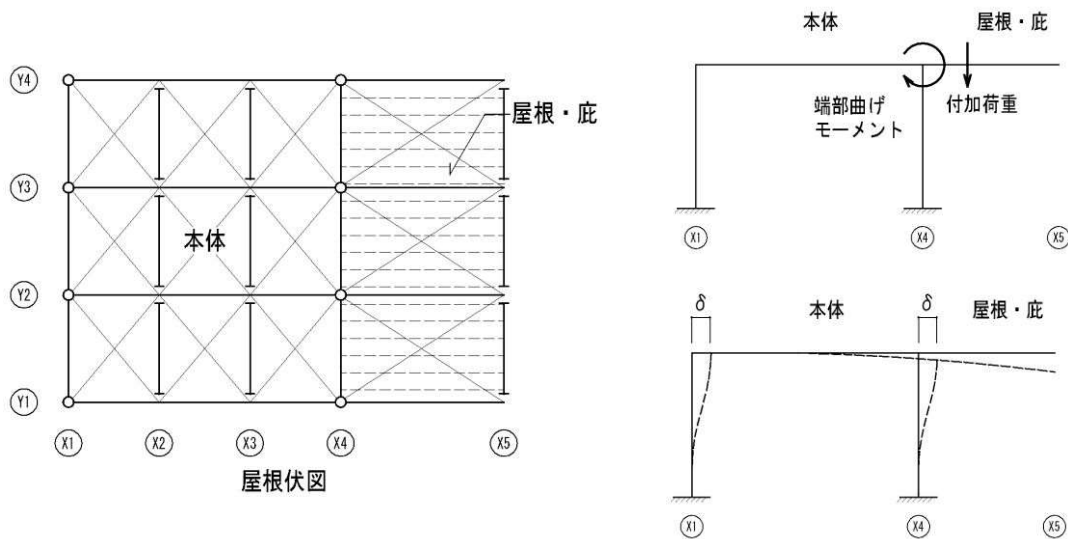
1.1.20) 大きな跳ねだしを有する架構の変形

本体架構に比べて非常に大きな跳ねだしを有する形状を持つ場合の、常時荷重時の架構の水平変形の検討事例

」

(1) 指摘の背景

本体架構に比べて庇が大きく跳ね出している建築物は、特に工場・荷捌所等によく見られる形状です。通常は、下図のような庇の荷重は特殊荷重として本体で負担させて計算を行っておりますが、長期又は積雪時には鉛直荷重が本体架構に影響を及ぼし、本体架構の水平変位が大きくなる場合があります、変形量を計算し問題がないことを確認する必要があります。
変形量については、下図のモデル化による検討、また、地震時での層間変形角にも δ も考慮する必要があります。



(2) 設計者の対応例

庇を含めた架構モデルとして変形量を算出し、問題がないことを確かめている。

【参考文献・資料】

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

1 構造計算の基本事項

1.2 設計手法

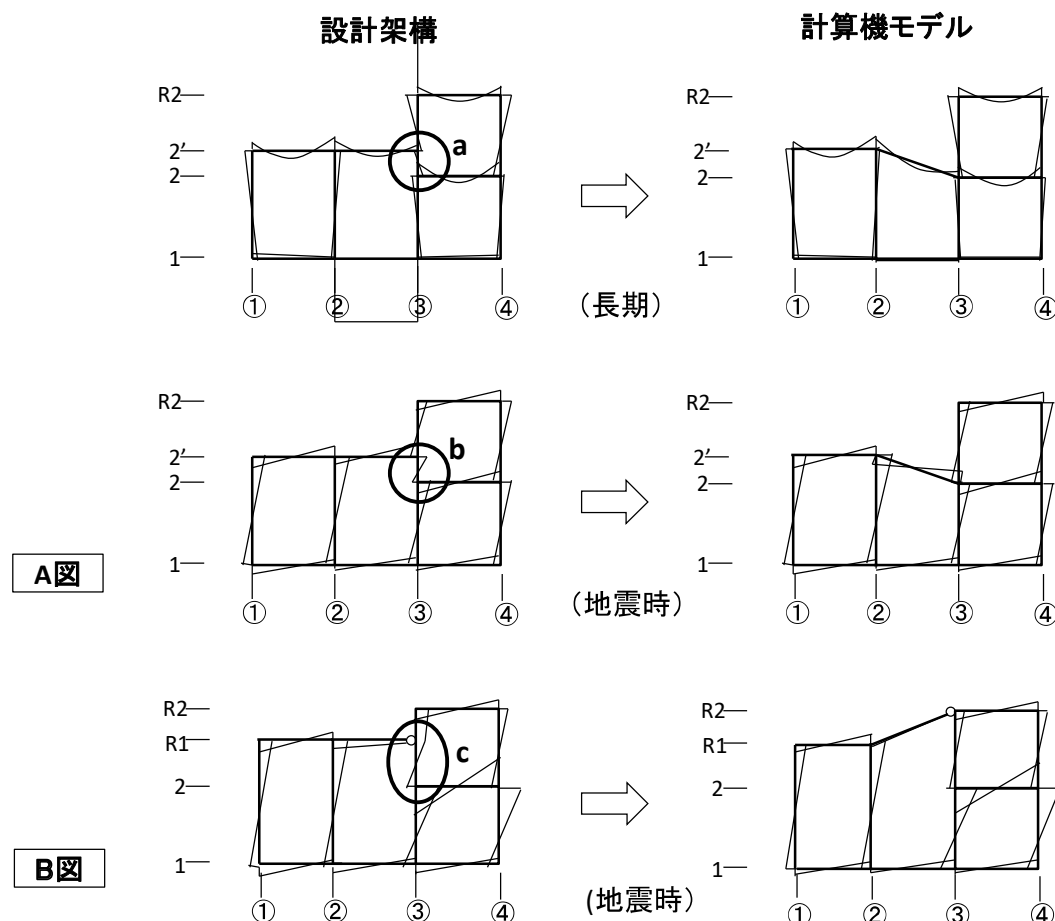
1.2.7) 梁段差部の節点上下移動によるモデル化、荷重伝達、納まり

- ・ 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けられている形状を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) 指摘の背景

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けます。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」とするかを選択肢と、解析モデルとして両レベルを「剛床」とするか、「多剛床」とするかを選択肢があります。



- 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になってしまうので、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)他機関の解説

(3)設計者の対応例

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ないと考えた。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, (株)建築技術, P. 65～70

【備 考】

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

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

袖壁を、開口際に仮想柱を設け両側柱付壁としてモデル化を行っている場合における検討事例

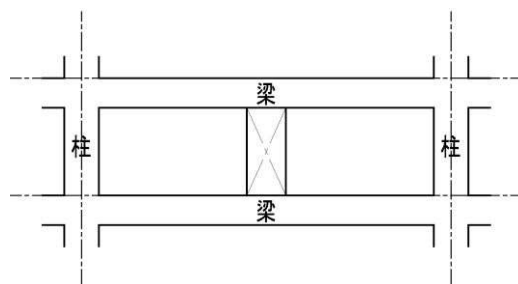
【解説】

(1) 指摘の背景

壁に開口部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壁は、剛性・耐力を低減した「一の壁（一枚の耐力壁）」として取扱ってはならないものとして、平19国交告示第594号第1三号により定められています。

このような開口部形状の耐力壁を、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計算を行うことに対する質疑です。

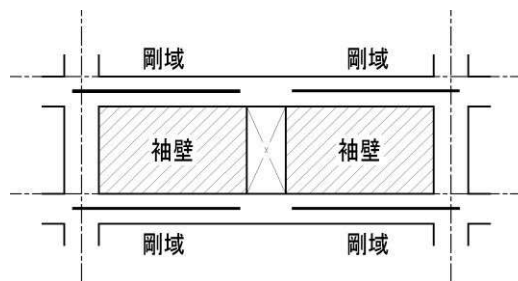
壁の開口際を補強してモデル化の前提を満たすか更に別の取扱いとするかが問われている内容と考えられます。



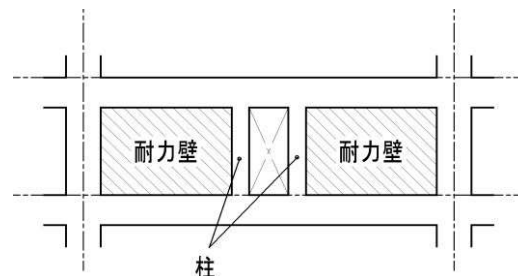
(2) 設計に対する考え方の事例

考え方としては、以下の方法等が考えられます。

① 袖壁付柱として扱い、柱に対してはその剛性と耐力に、梁に対してはその剛域に影響を与えるものとして考慮する考え方があります。なお、梁は、クリアスパン部においてせん断破壊が生じないように特に配慮する必要があります。



② モデル化に則して、開口際に仕様規定を満たす柱を設けて、2つの耐力壁として扱う。なお、梁のせん断力評価と設計に注意する必要があります。また、開口際の柱は、軸方向力に対する検討が必要です。連層でこのような開口形状で、開口際の柱に基礎がない場合は、地中梁・梁の曲げ耐力・剛性に影響しますが、剛性から精算した負担せん断力が作用したとき、地中梁・梁に曲げひび割れを超える程度（せん断破壊も降伏曲げも生じないこと）の耐力を確保する必要があります。



【参考文献・資料】

・ 平19国交告示第594号第1三号

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

1 構造計算の基本事項

1.2 設計手法

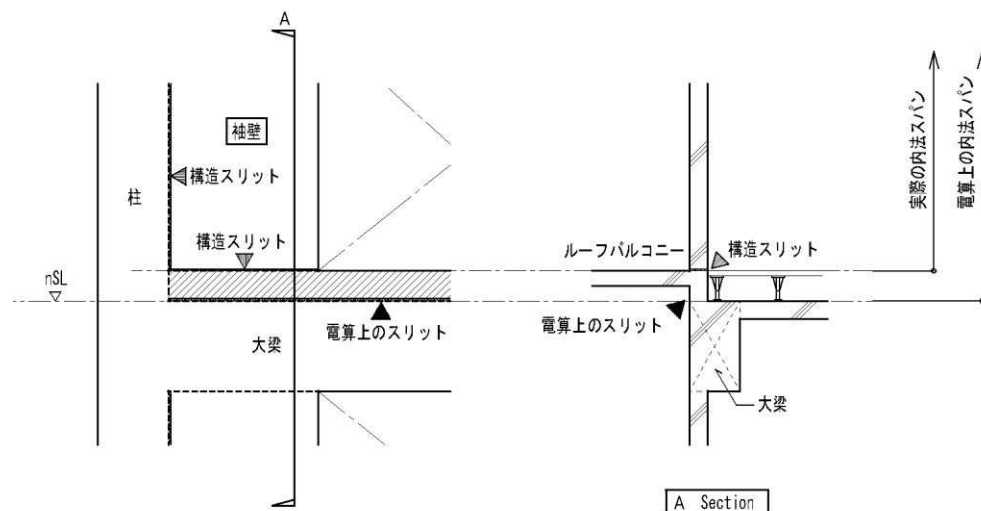
1.2.10) 構造スリット位置による柱の可撓長さ評価

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) 指摘の背景

構造設計の構造スリットのモデル化において、立ち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）が短くなることについての指摘です。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) 設計者の対応例

- ・ 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，（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

1階のみが耐力壁のスパンが広く、2階以上は下がる形でスパンが小さい形状をしている連層耐力壁の建築物をエレメント置換でモデル化しています。この場合、耐力壁モデル化のエレメント置換の影響で1階部分の耐力壁の剛梁が実際の剛性以上に軸力を両端に配分してしまいます。実情にあった応力状態において安全上問題ないことを確認して下さい。

【解説】

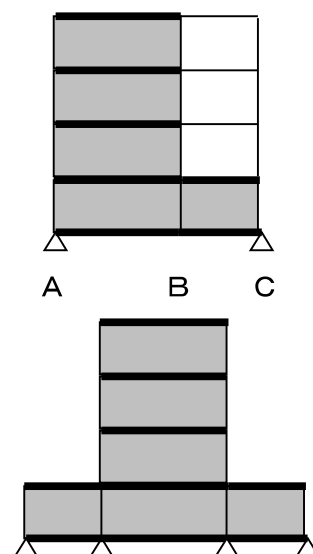
(1) 指摘の背景

耐力壁のモデル化において、耐力壁を長方形断面の1本の壁柱とし、その上下に水平な剛梁を設けて柱と梁の節点へピンで結合する壁エレメント置換法が採用されることが一般的ですが、この方法は上下端に水平な剛域を用いるので均一な耐力壁が上下に連なる連層耐力壁や単独の壁モデルに適用が可能で適しています。

しかし、上段図のように連層耐力壁の最下壁の形状が上階より広がっている場合等においては剛梁の影響で上部からの軸力配分が適正でなく梁・柱の設計に問題が考えられる場合があることに関する指摘です。上段図のケースでは i) A～C間としての梁の応力、B列に支点があるケースでは、ii) 支点鉛直反力が実状と異なる事が想定されます。

i)、ii)に応力的に大きく影響することを述べましたが、周辺部材への影響もあります。

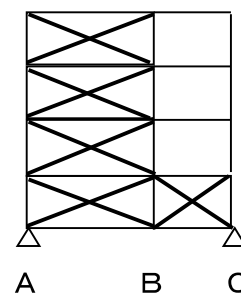
中段図のような形状の場合も同様なことが言えます。



(2) 設計者の対応例

i) 上段図のモデルでの壁エレメント置換において剛梁の剛性評価を剛なままではなく行い(例えば、 $1/2 \sim 1/3$ とする)、その解析結果での節点荷重他結果の諸元を用いて下段図のようなブレース置換モデルで検討を行っています。

ii) 上段図で壁エレメント置換を用い、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、各部の断面検討をすることで対応



【参考文献・資料】

・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第2版，平成20年5月，p633～

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

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】

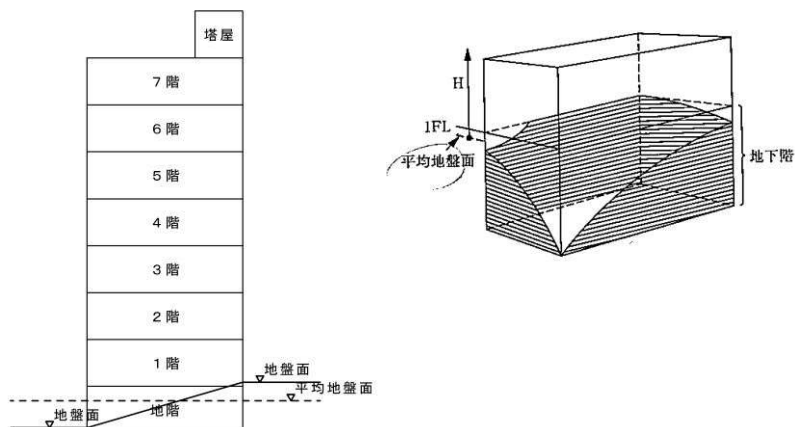
(1) 指摘の背景

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。

この指摘は、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) 設計者の対応例

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、 A_i 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ご注意ください。

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) 指摘の背景

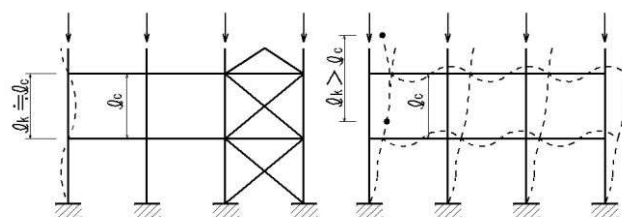
架構の一部に吹き抜け等、梁が取り付けしていない柱（図：Ca）があり、階高にて座屈長さを算出していたため、実際の柱長にて座屈長さの確認を求めた指摘です。

また、柱の座屈長さについては、指摘文にある「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 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 l_k (l : 材長)				
移動に対する条件	回転に対する条件	拘束			自由	
		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	$0.5l$	$0.7l$	l	$2l$
		理論値	$0.5l$	$0.7l$	l	$2l$
		推奨値	$0.65l$	$0.8l$	$1.2l$	$2.1l$

(2) 設計者の対応例

- 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），（株）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ご注意ください。

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る、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】

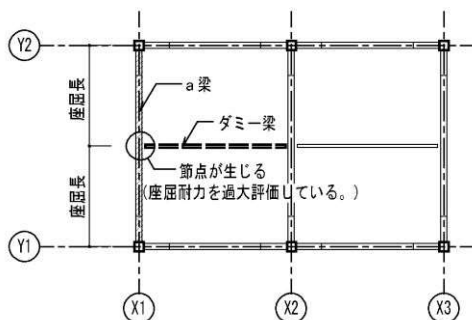
(1) 指摘の背景

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指摘です。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。

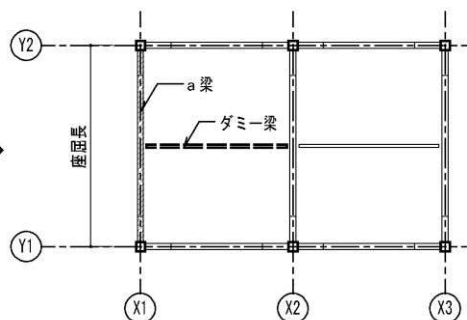
ダミー材は、一般的に柱・梁で囲まれていない位置に雑壁を入力する場合等に使用され、断面積： $A=0$ 、断面二次モーメント： $I=0$ の部材です。また、自重はなく、応力解析においては軸力の伝達がなく、曲げモーメント・せん断力の発生もなく、断面設計も行いません。

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）には使用してはいけません。

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) 設計者の対応例

ダミー梁の取り付け点の支点を解除し、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ご注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.2 設計手法

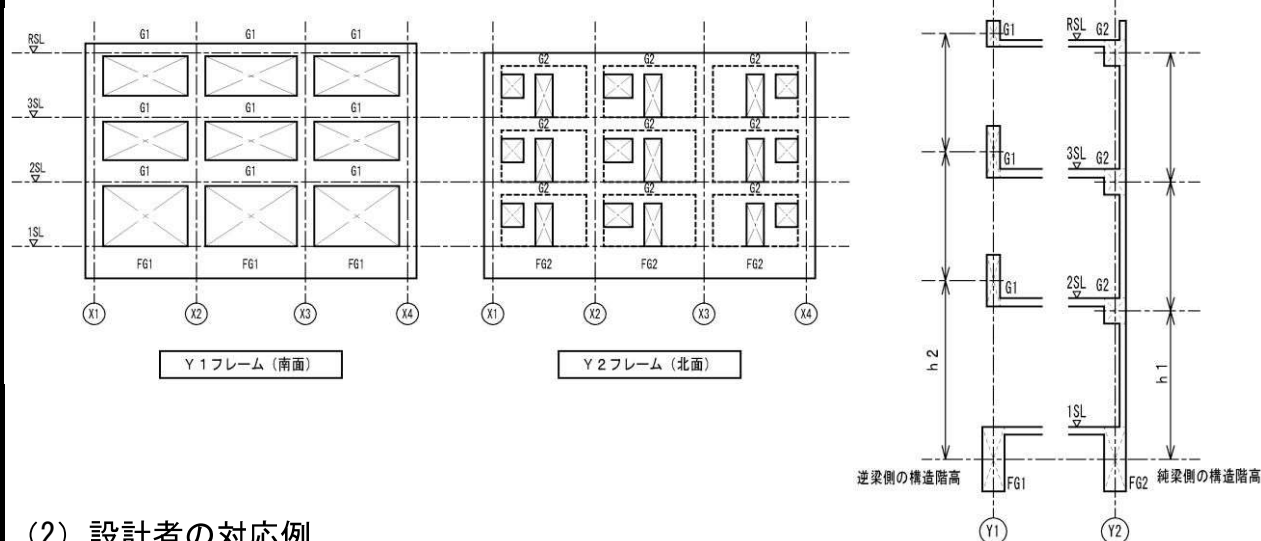
1.2.19) 柱等の剛性補正

- ・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) 指摘の背景

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。この指摘は、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」で評価を求めるものです。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) 設計者の対応例

- 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ご注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.2	設計手法
	1.2.20) 壁式構造の一貫解析システムによる計算 壁式構造の建物を一貫計算を使ってデータ入力する場合の、壁を様々な大きさの壁柱に置換すること、壁エレメントに置換することの根拠の説明事例
削除	
【参考文献・資料】 ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第2版，平成20年5月，p176 ・ 平13国交告第1026号 ・ 壁式構造関係設計規準集・同解説（壁式鉄筋コンクリート造偏），第2版，2006年10月，（社）日本建築学会，p14	

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

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

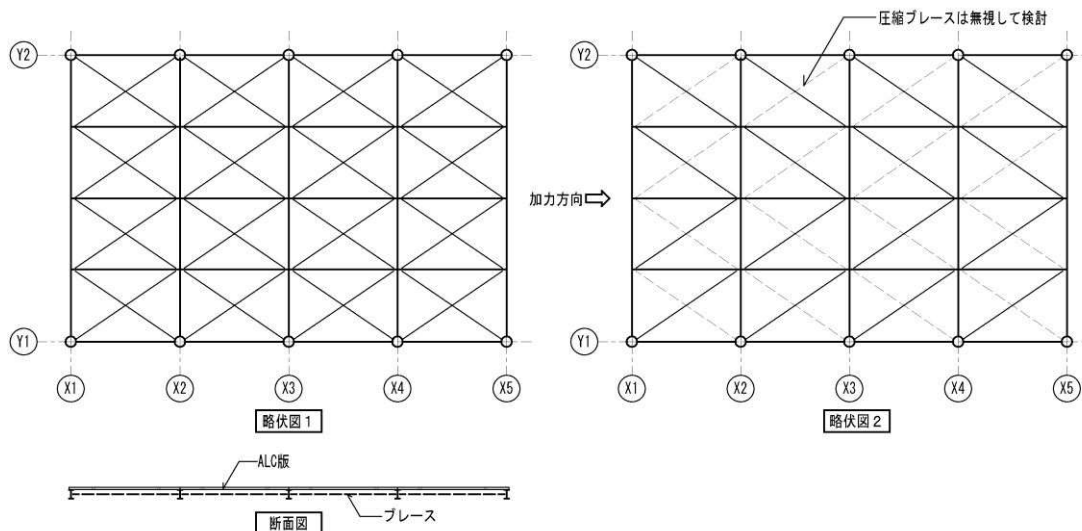
【解説】

(1) 指摘の背景

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) 設計者の対応例

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, (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ご注意ください。

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) 指摘の背景

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。

- 1) 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
- 2) 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

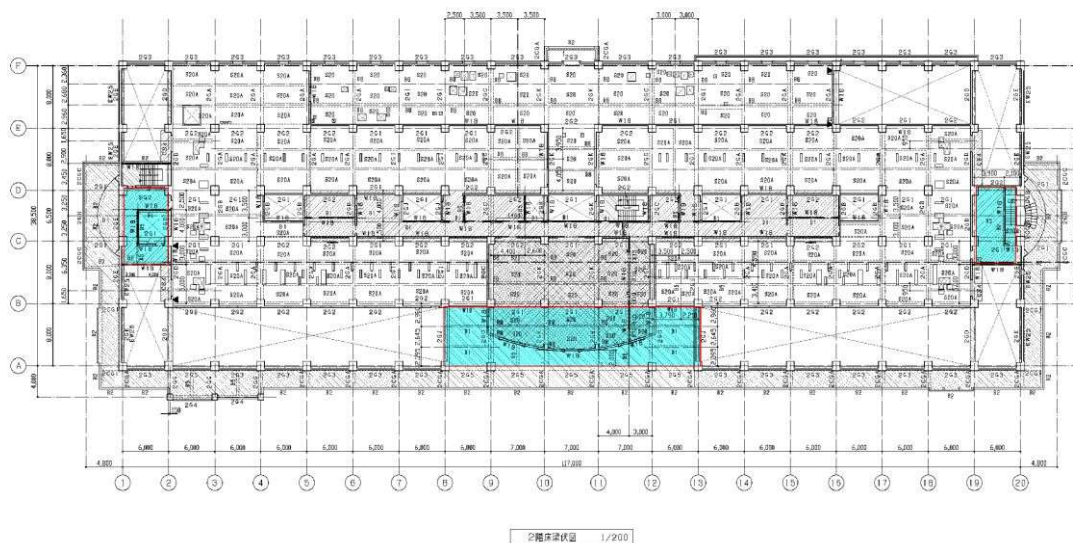


図 検討対象部材位置

(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・E Vシャフト等で床抜けの部分が多い。

(2) 設計者の対応例

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、 $D_s=0.50$)

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 Q_w 、 Q_c を Q_s 、 Q_g に読み替えることができる。

$$Q_A = \max(Q_1, Q_2) \quad (19.2)$$

$$Q_1 = t l f_s \quad (19.3)$$

$$Q_2 = \sum Q_w + \sum Q_c \quad (19.4)$$

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がありますのでご注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.2 設計手法

1.2.26) 支点鉛直力と支点への反力との釣り合い

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) 指摘の背景

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。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指摘です。
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。

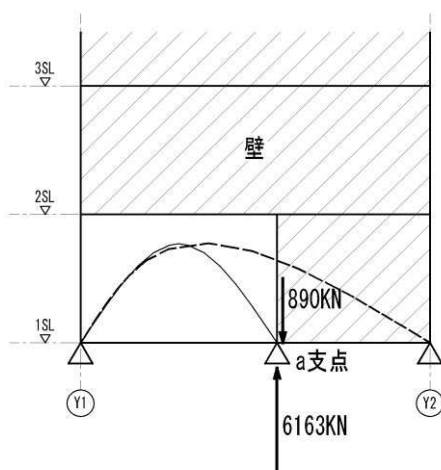


図 1

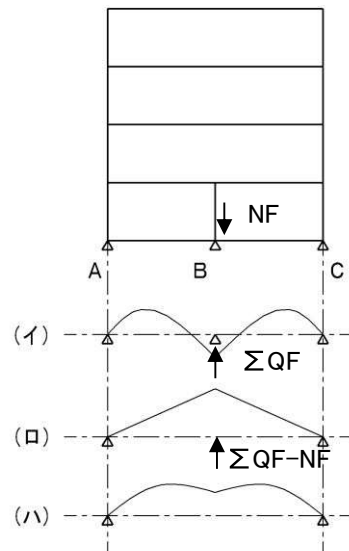


図 2

(2) 設計者の対応例

(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ご注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.2 設計手法

1.2.28) 節点上下移動のモデル化の注意点

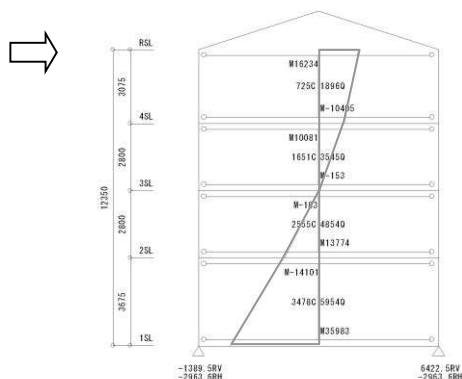
鉄筋コンクリート造建物において耐力壁方向の屋根が山形状をしている時、モデル化の際に頂部の節点を上部に移動させてモデル化する事がある。この時の剛床解除の必要性等の検討（連層耐力壁方向の地震時応力図をみると上部階に逆方向の曲げが生じて、不自然な応力図になっている、また、上部階において軸力も逆転している事など）

【解説】

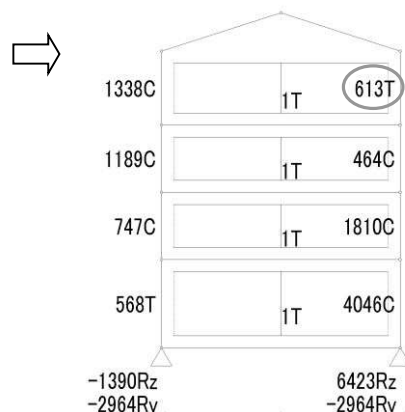
(1) 指摘の背景

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問題を指摘したものです。

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。指摘対象となった設計の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の設計を行っても適切とは言えません。



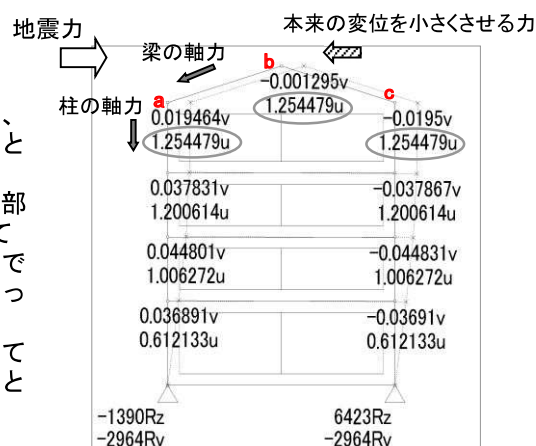
【A図】 保有水平耐力時の応力図 左⇒右加力



【B図】 保有水平耐力時の軸力 左⇒右加力

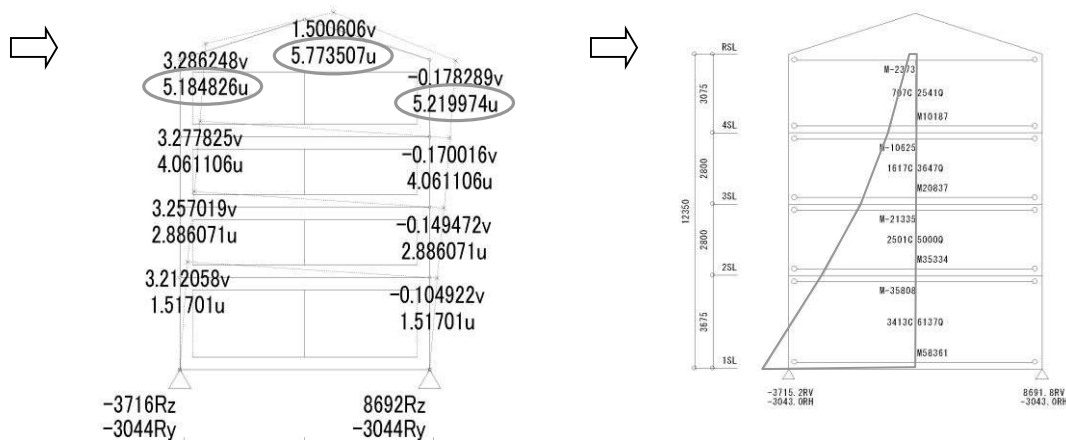
何故このような不自然な応力状態になっているかですが、山形架構部分における節点移動のモデル化が影響していると考えられます。

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は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

ここで最上層の剛床仮定を解除した場合の結果の例を【D図】、【E図】に示します。
保有水平耐力時の変位図【D図】をみると、上下方向で位置の異なる節点においてそれぞれ変位が独立していることがわかります。また、保有水平耐力時の応力図【E図】をみると、1SLを固定とした片持ち的な性状を示しており、実状に近い応力状態となっていると考えられます。



【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

この問題は構造種別を問わず、同一層の節点を上下移動した建物を剛床仮定（同一水平変位）で解析した場合に生じるプログラムの解析手法上の問題であると考えられます。よって、このような形状を持つ建物を設計する際には、個々の建物に応じてモデル化・設計条件の設定に配慮が必要になると考えられます。

(2)設計に対する考え方の事例

実状の建物に近い応力状態となるように、個々の案件ごとにモデル化・解析条件を設定し計算する必要があります。その際は応力図を確認すること等により設定したモデル化・解析条件が適切なものであったか判断することも重要です。

【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ご注意ください。

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) 指摘の背景

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、説明を求めた指摘です。

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（ $I=A=\infty$ ）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。

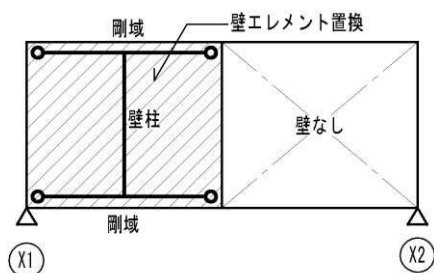


図1

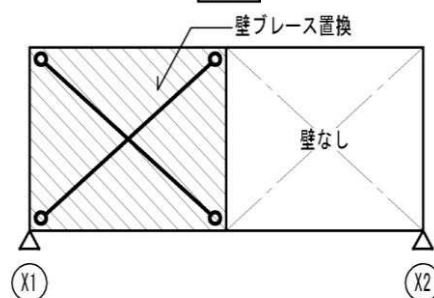


図2

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	ブレース置換断面性能Abは下式によります。 $Ab = \frac{\beta(\phi \cdot A' + A \cdot \gamma) S^3}{2 \cdot h \cdot \ell^2 \cdot \kappa} \times 0.4286$ 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）

(2) 設計者の対応例

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】

- ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第2版，平成20年5月，p634
- ・ 構造設計一級建築士資格取得講習テキスト，（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ご注意ください。

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はないか）

【解説】

(1) 指摘の背景

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ことに対する指摘です。

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

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

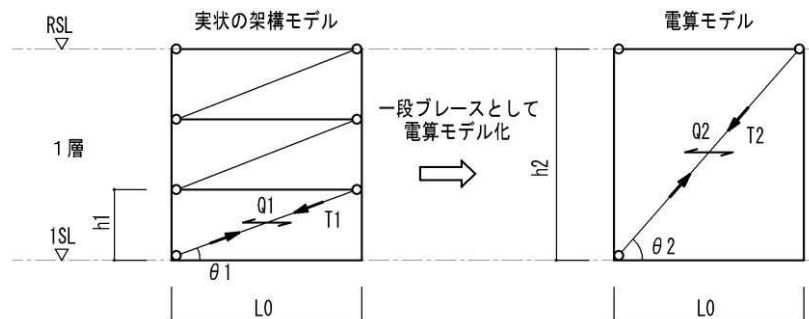
$$Q1 = T1 \cdot \cos \theta 1$$

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

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

$$\cos \theta 2 = \frac{L0}{\sqrt{(h2^2 + L0^2)}}$$

$$Q2 = T2 \cdot \cos \theta 2$$



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) 設計者の対応例

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、確認を行っている。

【参考文献・資料】

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

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) 指摘の背景

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、風除室には吹き抜けがあり、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。

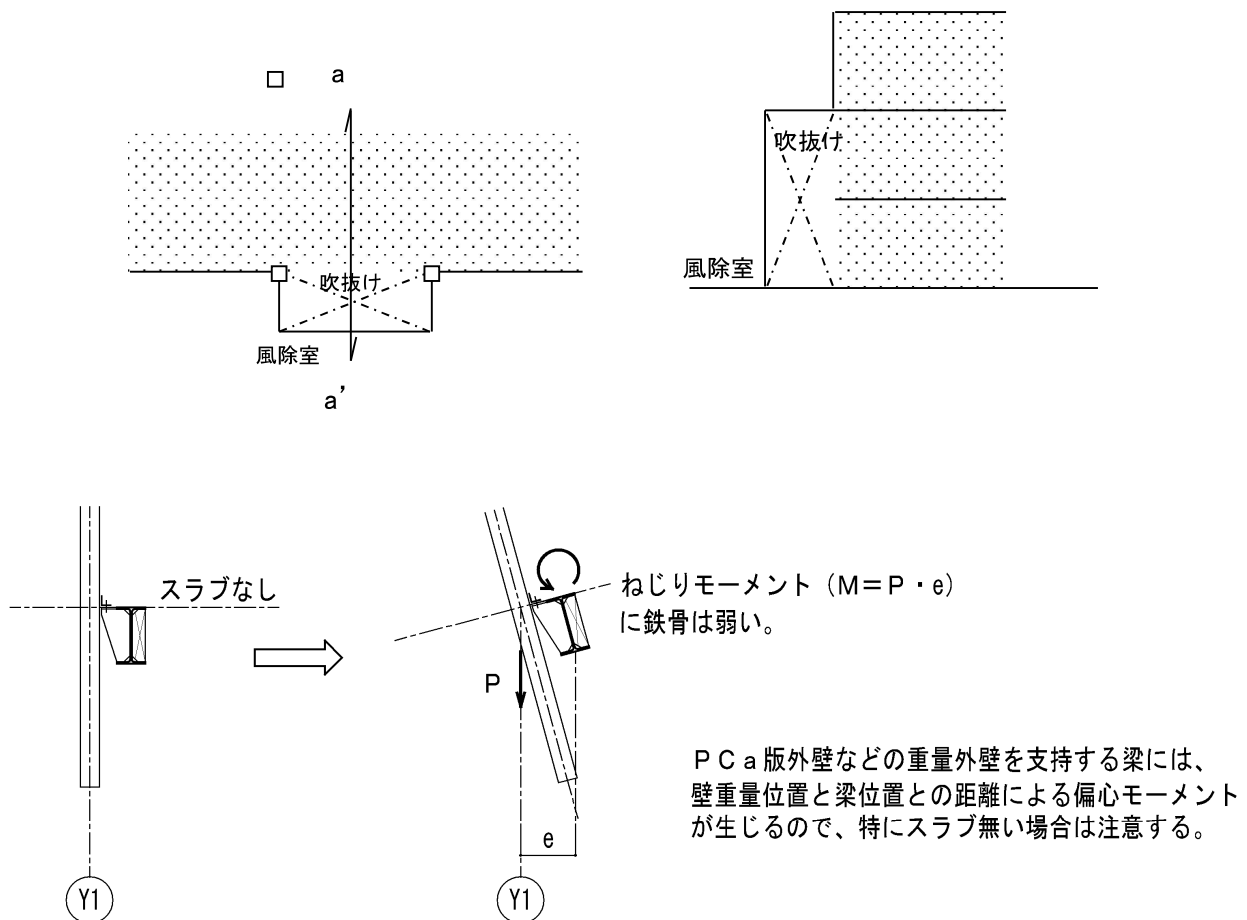
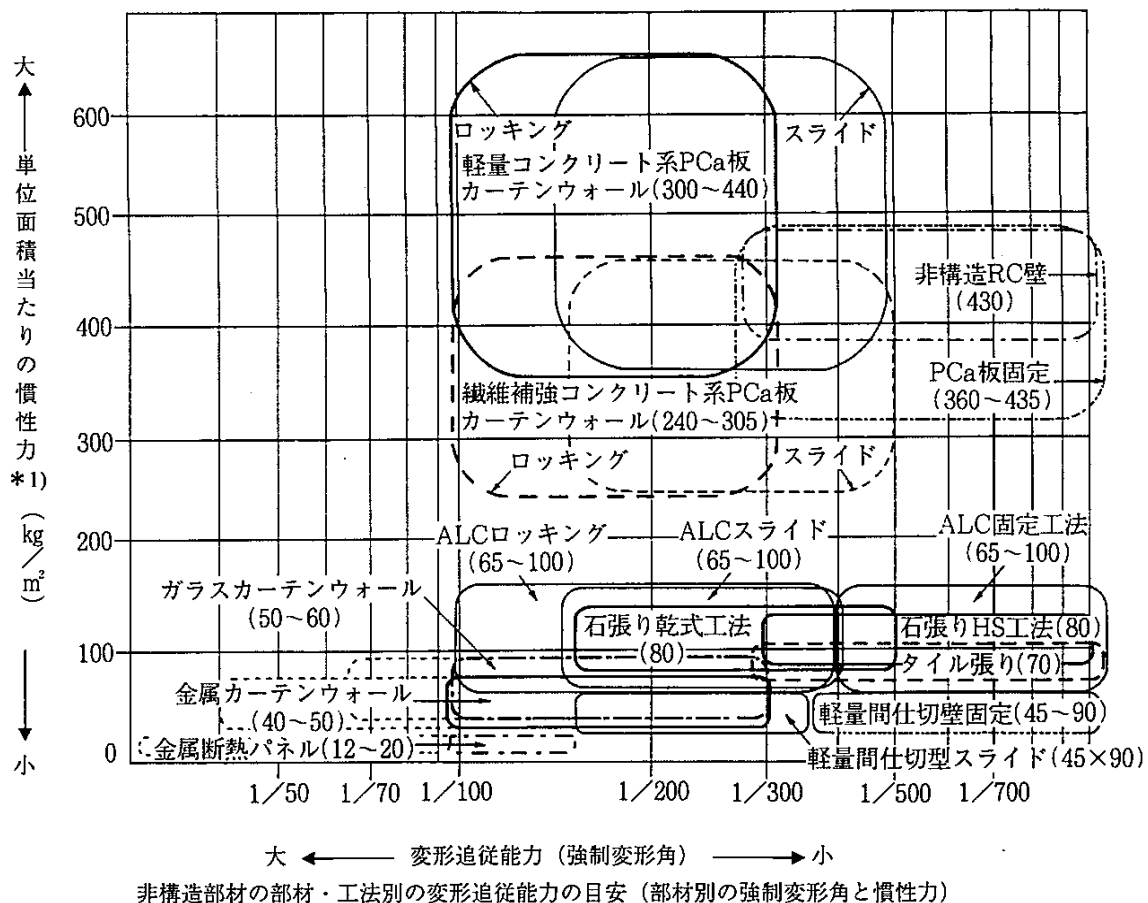


表1 各方式の耐震のメカニズム

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 上端：ピン 下端：水平ローラ 下置き 上端：水平ローラ 下端：ピン	上吊り 上端：上自由ピン 下端：上ローラ 下置き 上端：上下ローラ 下端：上自由ピン	上吊り 上端：上自由ピン 下端：水平上ローラ 下置き 上端：水平上下ローラ 下端：上自由ピン	上端：ピン 下端：ピン
選定基準	・横長の部材に適する ($L/H \geq 1.5$) ・パネル重量の重いもの 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)	・縦長の部材に適する ($L/H \leq 0.5$)	・正方形に近い部材に適する ($0.5 \leq L/H \leq 1.5$)	・梁固定で取付けられる横連窓 (スパンドレルタイプ) に適する。
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
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	ファスナーのルーズホール			他部材の吸収機構
	上吊り 下置き	上吊り 下置き	上吊り 下置き	(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 サッシ 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			



() : カッコ内の数字は非構造部材の単位重量 (kg/m²) を示す。

(2) 設計者の対応例

- 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、変形追従機構についても説明している。

【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, (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ご注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.2 設計手法

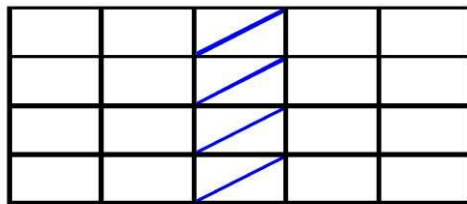
1.2.37) 軸力に対する梁の検討

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

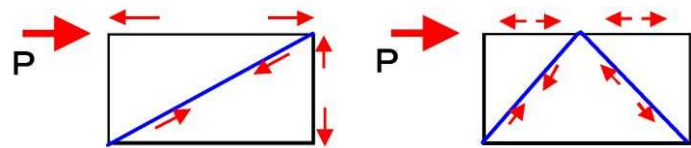
【解説】

(1) 指摘の背景

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、人形筋かい）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) 設計者の対応例

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がありますのでご注意ください。

1 構造計算の基本事項

1.3 塔状建築物

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、 $C_0=0.3$ 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

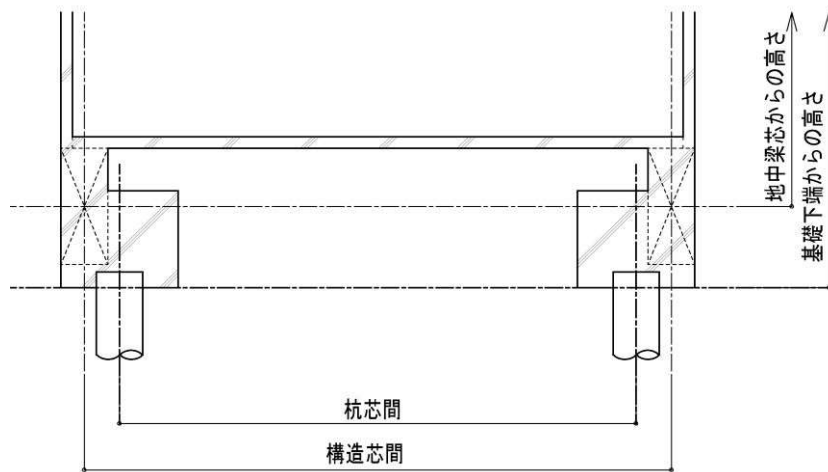
【解説】

(1) 指摘の背景

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判断しますが、転倒に対する検討は、基礎下端かつ杭心で行うのが一般的と思われます。

この指摘は、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（ $C_0=0.3$ の検討）は行っていました、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での検討を求めた指摘です。



(2) 設計者の対応例

転倒に対する検討（ $C_0=0.3$ 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
- ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第2版, 平成20年5月, p310

「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がありますのでご注意ください。

1	構造計算の基本事項
1.4	たわみ・振動
	1.4.1) 大スパンでせいの小さい小梁に取付く床版の撓み 大スパンのスラブの設計において、スラブ内の小梁を含めて四辺固定でスラブの検討を行っていますが、小梁のせい（剛性）が小さいので小梁の撓みを考慮しての検討事例
削除	
【参考文献・資料】 ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, p54 ・ 鉄筋コンクリート構造 計算基準・同解説2010, 日本建築学会, p 262～ ・ 建築技術 2010年10月号, (株)建築技術, p124～126	

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

1 構造計算の基本事項

1.5 断面設定

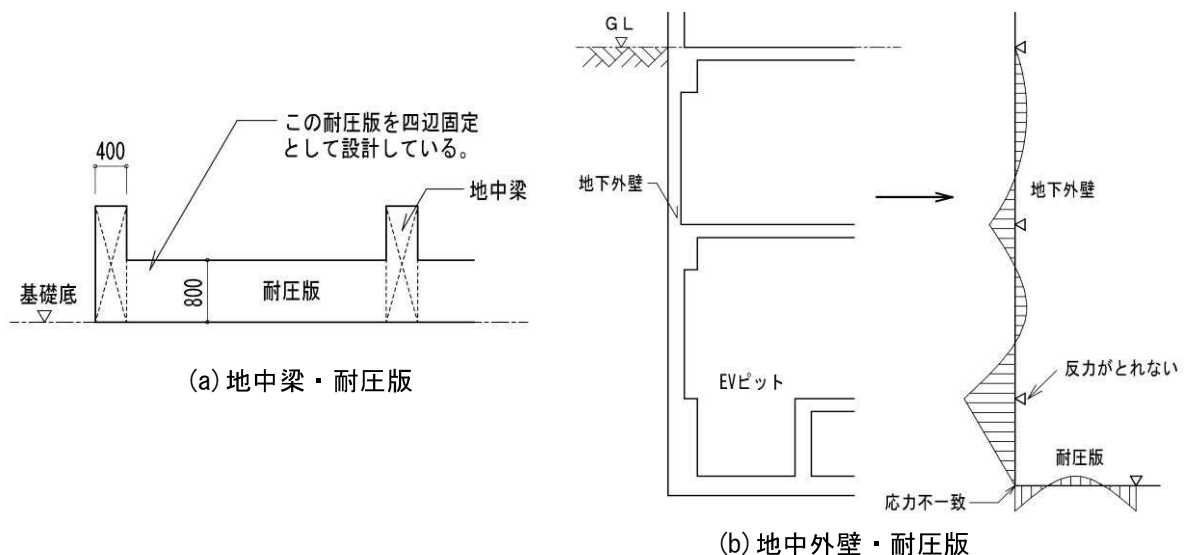
1.5.1) 断面のバランス

- ・ 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) 指摘の背景

各指摘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ための指摘です。



(2) 設計者の対応例

- 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中外壁の設計では、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】

- ・ 6.3.9)、10.5.13) も参照

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

1 構造計算の基本事項

1.5 断面設定

1.5.2) ピロティ的柱での柱及び下階耐力壁抜け枠梁の検討

解説欄の図のX3通りにある柱の設計についての検討事例
(X3軸の1階柱がピロティ的柱となっている場合で、 $\sigma_o/F_c < 0.55$ で、せん断破壊(FD部材)となっている時の考え方) また、この部分の2階大梁(耐力壁枠梁)断面設計の考え方を問う事例。

【解説】

(1) 指摘の背景

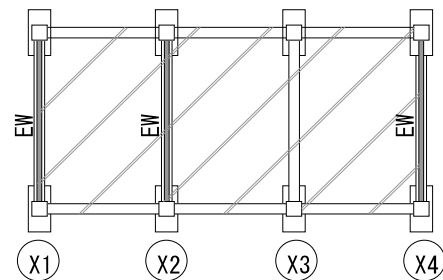
高層集合住宅によくみられる、1階柱が右図のX3通りのようにピロティ的柱であることに対する指摘です。

ピロティ階であるとはいえないケースですが、当該柱について、崩壊メカニズム時軸力(圧縮耐力の0.55以下、引張耐力の0.75以下)の配慮は必要ないかを問うものです。

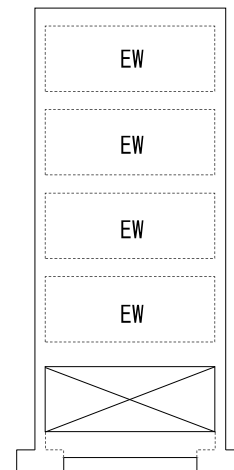
また、耐力壁が抜ける部分の耐力壁枠梁は、下階へ曲げモーメントとせん断力を伝達させるために、十分な強度を確保する必要があります。

ルート1として扱える場合は、柱については特に配慮の必要は無いとの考え方もあるでしょうが、耐力壁が抜ける部分の耐力壁枠梁は一定の配慮が必要だと思われます。

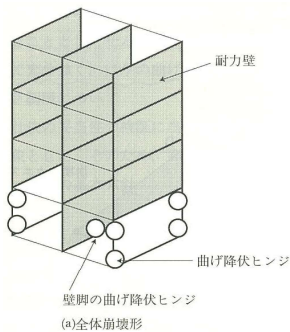
ピロティ形式建築物に対する耐震設計上の留意点は、「技術基準解説書2007年版」P. 685～P. 703に解説されています。参考として、ピロティ型建築物の推奨する架構形式と崩壊形式の例を下図に示します。



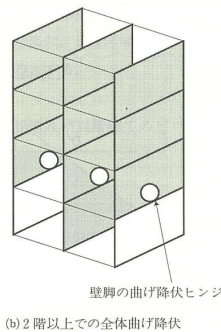
1階伏図



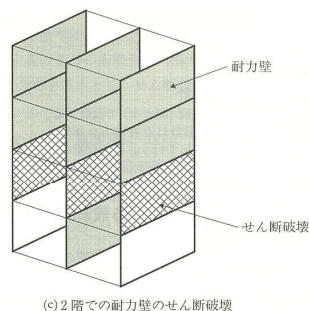
X3通り軸組図



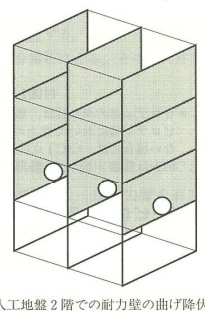
(a) 全体崩壊形



(b) 2階以上の全体曲げ降伏



(c) 2階での耐力壁のせん断破壊



(d) 人工地盤2階での耐力壁の曲げ降伏

(2) 他機関の解説

参考：枠梁の終局時の計算方法としては、以下の方法があります。

「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.273～P.275

①せん断力の設定

$$Q_f \geq \alpha \times Q_i$$

Q_f : $Q_D \cdot N_D$ を算定するため、耐力壁に作用させるせん断力 (N)

α : 耐力壁の検定用せん断力を算定するための応力割増係数

Q_i : メカニズム時の*i*階耐力壁の最大せん断力 (N)

②耐力壁枠梁のせん断力による検討

$$Q_A > Q_D$$

$$Q_A = 0.86b \times D + 0.26N_D + 0.37a_g \times f_t$$

$$Q_D = \frac{D}{2} \frac{Q_f}{L} + 0.5t(L'-2D) \left\{ \frac{Q_f}{t \times L} - p_s \times f_t \right\}$$

Q_A : 耐力壁枠梁のせん断耐力 (N)

Q_D : 設計用せん断力 (kN)

b : 梁幅 (mm)

D : 梁せい (mm)

N_D : 軸方向引張力(式) (kN)

a_g : 梁主筋全断面積 (mm²)

f_t : 鉄筋の短期許容引張応力度 (N/mm²)

L : 耐力壁の側柱中心間距離 (mm)

L' : 耐力壁の内法長さ (mm)

p_s : 耐力壁のせん断補強筋比

t : 耐力壁の厚さ (mm)

③耐力壁枠梁のあばら筋の算定

$$\min(P_{w1}, P_{w2})$$

$$P_{w1} = \frac{0.5Q_f}{b \times L \times_w f_t}$$

$$P_{w2} = \frac{1}{2b \times D \times_w f_t} \left\{ \frac{0.5D \times Q_f}{L} + t(L'-2D) \left\{ \frac{0.5Q_f}{t \times L} - p_s \times f_t \right\} \right\}$$

$_w f_t$: あばら筋のせん断補強用短期許容引張応力度 (N/mm²)

④耐力壁枠梁の軸方向筋の算定

$$N_D \leq a_g \times f_t$$

$$N_D = -\eta \left\{ \frac{D}{2} \frac{Q_f}{L} + 0.5t \times h' \left\{ \frac{Q_f}{t \times L} - p_s \times f_t \right\} \right\}$$

h' : 耐力壁の内法高さ (mm)

η : 低減係数 床スラブが両側に取り付く場合、0.25
床スラブが片側に取り付く場合、0.50

(3) 設計者の対応例

①ピロティ的柱については、メカニズム時応力に対して圧縮・引張耐力を「技術基準解説書2007年版」に準じて検討した。耐力壁枠梁については、せん断破壊を防止するため「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. 273～P. 275により検討した。

②本設計は耐力壁方向に設計ルート1を適用しているので、耐力壁枠梁の主筋量は、上部耐力壁のせん断力の一定割合(半分程度)を全主筋(軸方向筋として)で負担しうること(0.008・S'・t/2: RC規準2010版 P.319)、下階引張側柱の柱頭曲げモーメントに抵抗しうることを目安に算定した。

【参考文献・資料】

- ・2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, (財)日本建築センター, P. 685～P. 703
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010), (社)日本建築学会, P. 321

【備考】

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

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) 指摘の背景

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 $3900\text{N}/\text{m}^2$ 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、 $3900\text{N}/\text{m}^2$ 未満でも $3900\text{N}/\text{m}^2$ 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： $6000\text{N}/\text{m}^2$ 梁・柱・基礎用： $4900\text{N}/\text{m}^2$ 地震力用： $3900\text{N}/\text{m}^2$ 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

地震力用 $3900\text{N}/\text{m}^2$ 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。

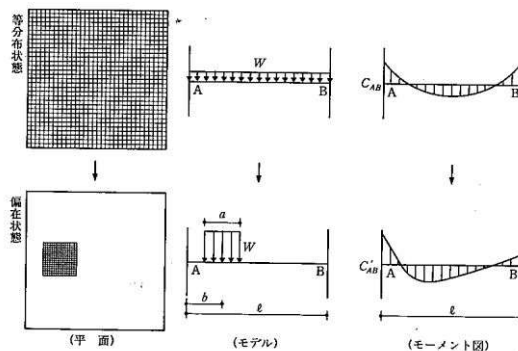
床用 地震力用の1.55倍以上 ラーメン用 地震力用の1.25倍以上”とあります。

例えば、床用： $6100\text{N}/\text{m}^2$ 梁・柱・基礎用： $4900\text{N}/\text{m}^2$ 地震力用： $3900\text{N}/\text{m}^2$ 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) 設計者の対応例

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】

令第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
2.3	特殊荷重
	2.3.1) 屋上機械架台の荷重 (屋上機械に基礎の荷重は含まれているか等を含め説明) 2.3.2) エレベーター等の特殊荷重 (エレベーター、補給水槽及び設備機器の、特殊荷重としての考慮) 2.3.3) 自動車の衝突による衝撃力 (自走式駐車場において、誤操作による自動車の転落防止のための装置の設計が、技術基準解説書 p276等に準拠しているかの説明)
削除	
【参考文献・資料】	

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

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) 指摘の背景

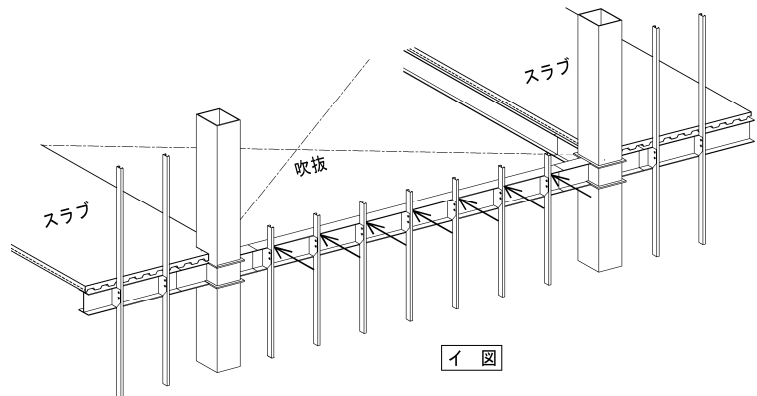
1) 構造種別に関わらず、建築基準法施行令第39条(屋根ふき材等の緊結)に基づき、屋根材等の安全性の確認が必要となってきます。(関連：令第82条の4、平12建告第1458号、令第87条、平12建告第1454号)
特に鉄骨造においては、風荷重が支配的になることもあります。

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。

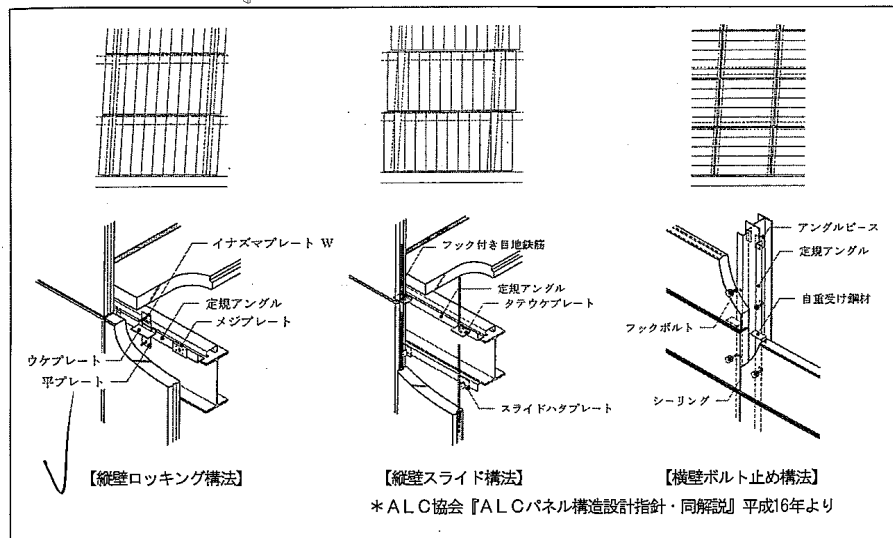
3) 鉄骨造等における柱、梁等各部材(層への水平力ではなく)への荷重付加による応力への検討は、床抜け部の梁弱軸(面外)方向への検討が必要な場合があります。⇒イ図



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。

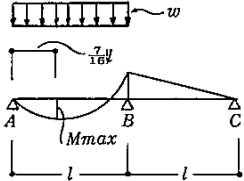
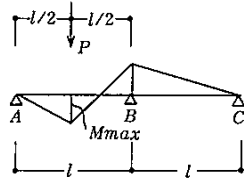
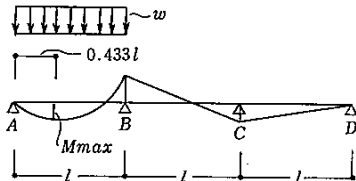
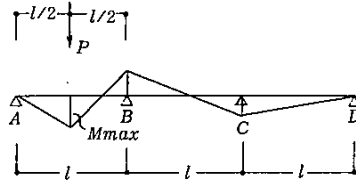
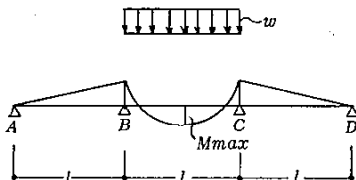
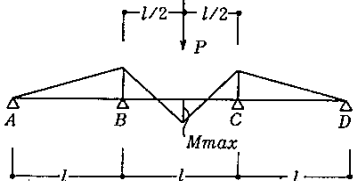
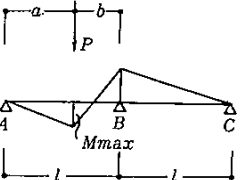
建物の使用上差し支えないこと、例えば外壁の剥落等の恐れが無い程度の確認はする必要があると思われます。

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

(3) 連続ばりの応力

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

(4) 鉄骨はりのたわみ略算式

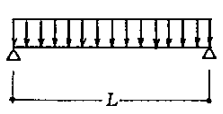
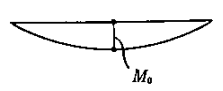
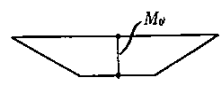
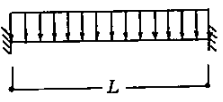
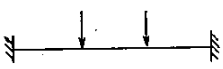
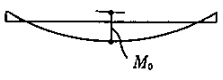
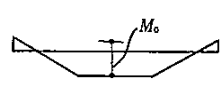
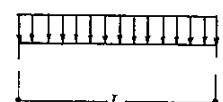
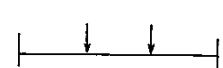
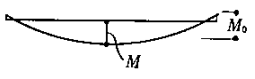
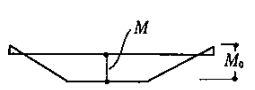
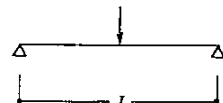
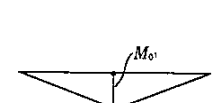
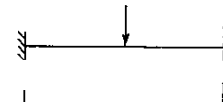
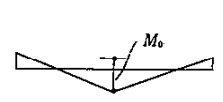
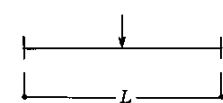
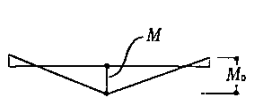
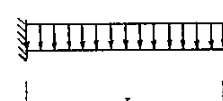
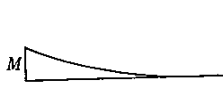
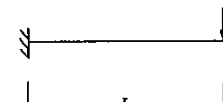
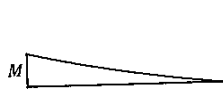
単位 δ : cm

L : m

$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

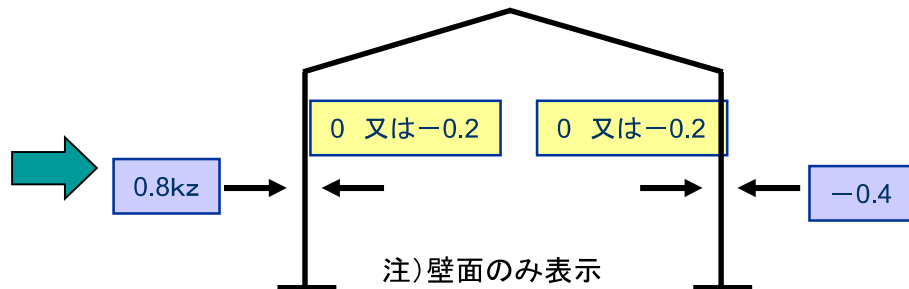
M_o, M : t · cm

I : cm⁴

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

(2) 設計者の対応例

- 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 C_f は
外圧係数 C_{pe} - 内圧係数 C_{pi} で算定する。
上図の場合、 $C_f = 0.8kz - (-0.2)$

- 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ご注意ください。

2 荷重及び外力

2.6 地震力

2.6.1) 外力分布の直接入力

平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にて保有水平耐力を求めることとなっていますが、外力分布が直接入力(Qun分布)されている事理由・妥当性の説明

【解説】

(1) 指摘の背景

外力分布にQun分布を採用する場合は、適切性については合理的な説明が必要です。

技術基準解説書には、以下の解説があります。

①Ds・Fesが全層一定とならない場合(剛性率が0.6以下、あるいは偏心率が0.15以上でバランスが悪い建物)には、必要保有水平耐力に基づく外力分布(Qun分布)を外力分布として保有水平耐力を計算してもよい。

ただし、この場合も構造特性係数DsはAi分布に基づく外力分布を用いて求めます。

荷重増分法により保有水平耐力を求める場合、原則としてAi分布を採用します。

しかし、建物形状が悪く(剛性率が0.6以下、あるいは偏心率が0.15以上の場合等)Ai分布では、保有水平耐力を確保することが困難なので、以下の条件を満足する場合Qun分布を用いることが可能です。

②更に次の条件に拠ります。

1) Ai分布に基づく外力分布が作用するするときの崩壊メカニズムが全体崩壊形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。

2) Ai分布に基づく外力分布による崩壊メカニズムが部分崩壊または局部崩壊となる建築物で、崩壊層以外の層について別途想定される崩壊メカニズムが全体崩壊形となるものについて、部分崩壊、局部崩壊する層以外の層の保有水平耐力を算出するとき。

3) 上記2)は、Ai分布に基づく外力分布による崩壊メカニズムが部分崩壊、局部崩壊となる場合、部分崩壊、局部崩壊する層の保有水平耐力はAi分布に基づく外力分布による崩壊メカニズム時の地震層せん断力としなければならない。

(2) 設計者の対応例

電算で保有耐力算定時に、XY方向の正負加力時において基礎が浮き上がることを確認し、全体崩壊形メカニズムであることを明確に示した。

そして、必要保有水平耐力を求める外力分布は、Qun分布を採用している。

尚、これに類する内容が下記参考書に分かり易く掲載されていますので参考にされると良いのではと思われます。

「(一財)日本建築センター編著：建築物の構造設計実務のポイント」

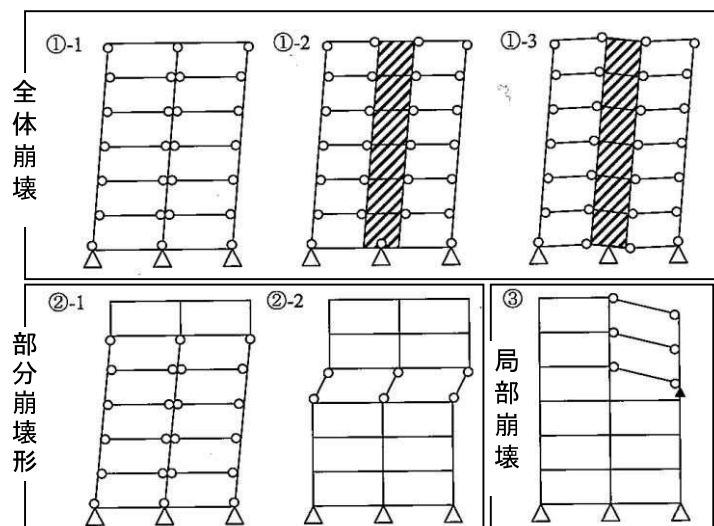


図6.2-7 崩壊メカニズムの例

【参考文献・資料】

- ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第2版，平成20年5月，p304～
- ・ 4.3.3) も参照

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

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) 指摘の背景

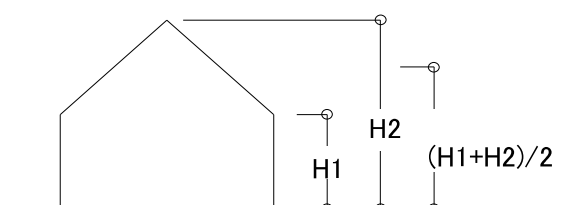
構造計算規準の適応（ルート判定）用の高さ h と、弾性域における固有周期 T の計算に用いられる建築物の高さ h の違いについての指摘です。

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十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。」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

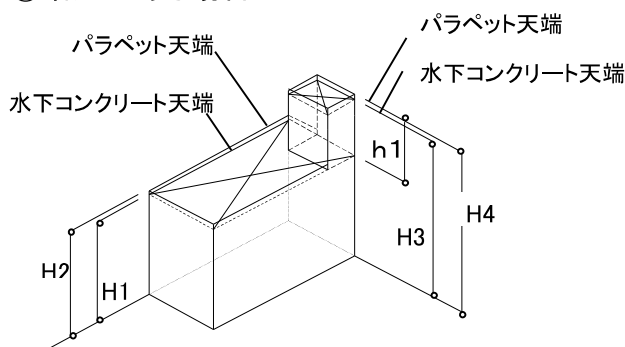
① 山型架構の場合



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。

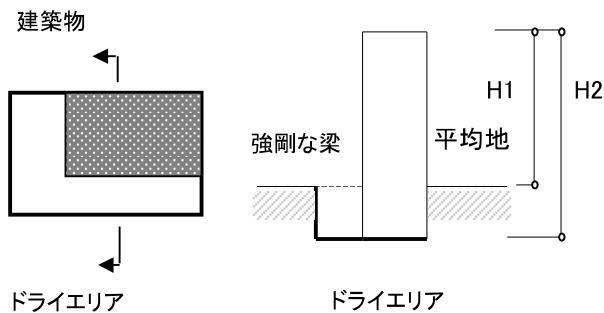
② 塔屋のある場合



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



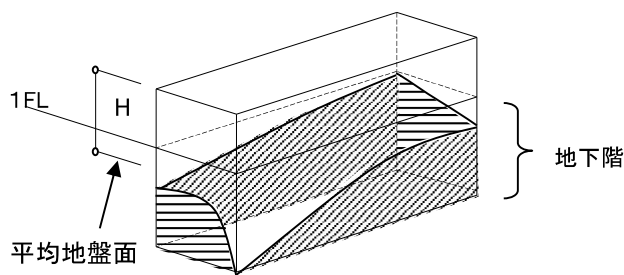
構造計算規準の適応(ルート判定)用の高さは、H1とする。

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】

- ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書、第2版、平成20年5月、p266
- ・ 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ご注意ください。

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) 指摘の背景

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
るべき高さとは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。

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

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。

αi 建築物のAiを算出しようとする高さの部分を支える部分の固定荷重と積載荷重との和

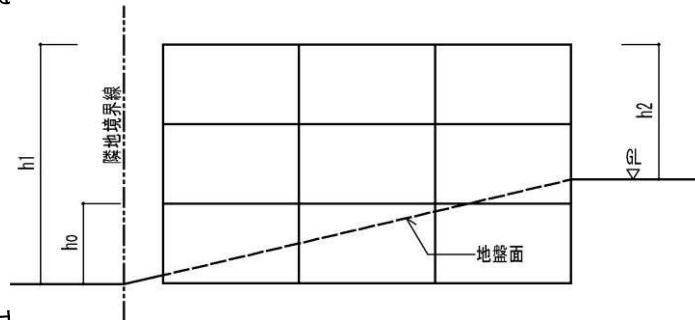
$T = h(0.02 + 0.01\alpha)$

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、構造的な高さは h_1 を採用する



(2) 設計者の対応例

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】

- ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第2版, 平成20年5月, p262～
- ・ 建築構造問題快答集No. 3 問8、No. 5 問11, (株)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がありますのでご注意ください。

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2 m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ところでの問題の説明事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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問う指摘です。

くい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

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

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)

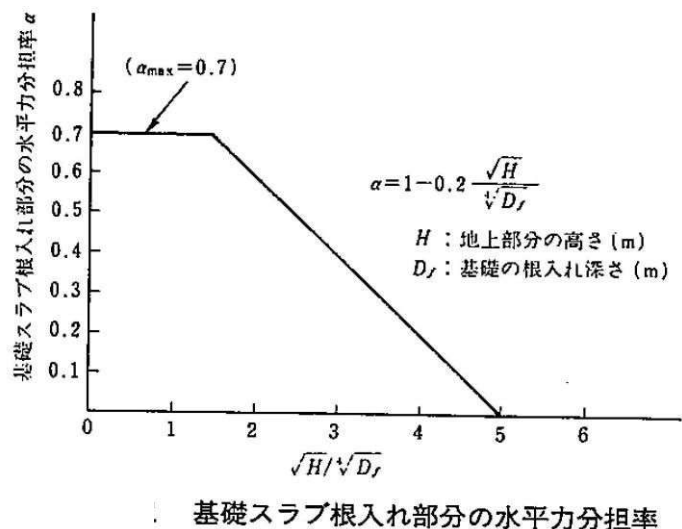
くい基礎のある建築物では、地上階に生じる地震力は、基礎スラブ根入れ部分(地下部分)の受動土圧や側面の摩擦力で地盤に伝達され、残りがくい頭に伝えられる。その割合を指針ではグラフのようになるとしたものです。

(2) 設計者の対応例

①地盤の性状を適切に判断して基礎及びくいの設計している。
基礎スラブ根入れ部分の水平力の分担率は

$$\alpha = 1 - 0.2 \frac{\sqrt{H}}{\sqrt[4]{D_f}} \quad \text{の式に基づき求めている。}$$

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。



【参考文献・資料】

- ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第2版，平成20年5月，p398～
- ・ 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ご注意ください。

4 構造計算の方法

4.1 設計ルート

指摘事項

4.1.2) 適用ルートの妥当性

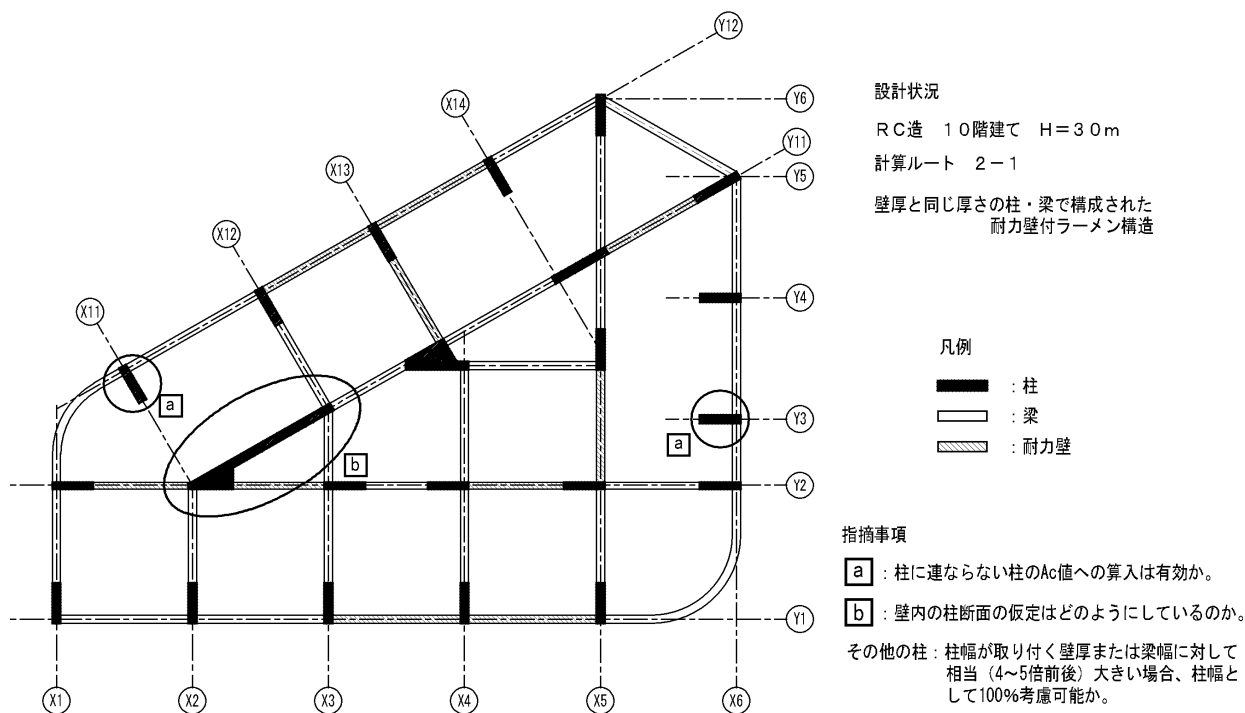
計算ルート 2-1 の適用に関して下記の事項について説明事例

- i) 一般的なRC架構ではない壁厚と同じ厚さ（幅）の柱梁で構成された耐震壁付きラーメン架構の設計でルート 2-1 を適用することの妥当性
- ii) 扁平柱の柱せいの考え方で全せいを有効としていることについて、直交部材の効果を考慮し有効せいを適切に評価する必要があると思われることにたいする説明、及び壁内に含まれる柱せいの決め方
- iii) 取付く梁のない柱（架構を構成していない柱）を A_c として算入した壁量算定

【解説】

(1) 指摘の背景

下図の建物形状においてルート 2-1 を採用することについての妥当性を尋ねるものですが、その際の A_c 、 A_w に算入する断面の考え方についての指摘です。



図に示すように構造上の特徴としては、以下の様な点があげられます。

1. 建物外周部に水平抵抗要素が少ない。
2. 各階平面の中心付近から外周部へ放射状に伸びた壁や柱で水平力に抵抗している。
3. 柱幅と壁厚が同じである。
4. 扁平な柱形状が存在する。

i) 計算ルート2-1の前提として、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大きくはないが、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、ある程度の靱性を持たせる必要があります。

ルート2-1 告示 昭55建告第1791号第3第一号 $\Sigma 2.5\alpha A_w + \Sigma 0.7\alpha A_c \geq 0.75ZWA_i$

ii) ②に示すような扁平柱の柱せいを全せいを有効として、iii) ①に示すような架構を構成していない柱も全断面有効として A_c に算入して検討しています。

(2) 設計者の対応例

i) ルート3の規定を満足するように検討している。

ii) RC規準8条を参考にした有効断面を用いて検討している。

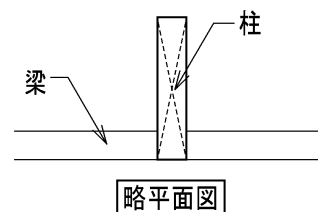
iii) ΣA_c の算定には、床版で拘束している事等から全断面有効としている。
壁内の柱せいは、2倍程度としている。

また、応力解析時には、

— 方向については、有効断面としない。

— 方向については、梁幅の2倍程度を有効とした考え方とした。

iv) ③についても両端壁厚の2倍を柱、その他を耐震壁としている。



【参考文献・資料】

・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第2版，平成20年5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がありますのでご注意ください。

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) 指摘の背景

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ください。

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

「 $Dw=n \cdot Aw \cdot \sum Dc / \sum Ac$ 」で求めています。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、 $\sum Ac$ 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、 $\sum Dc$ と $\sum Ac$ 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」入力出来ますので、DwD.csvに出力される各階の ($\sum Dc / \sum Ac$)を入力してはいかがでしょうか。

(2) 設計者の対応例

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ご注意ください。

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、 $X \cdot Y$ 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) 指摘の背景

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 $X \cdot Y$ 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指摘です。

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せんが、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ことがあり、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

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。

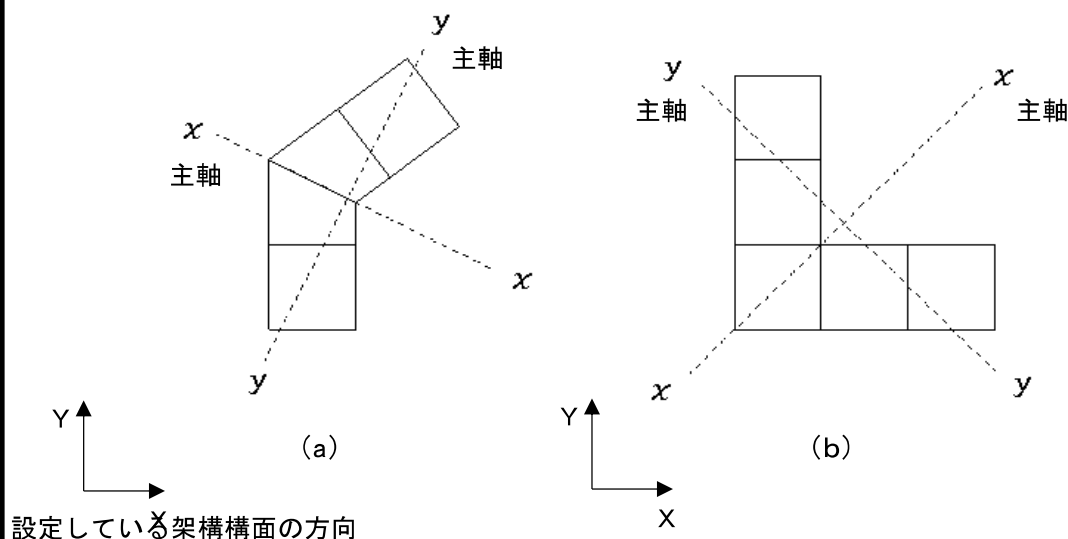


図-1 主軸と架構構面 (1)

(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えられます。

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。

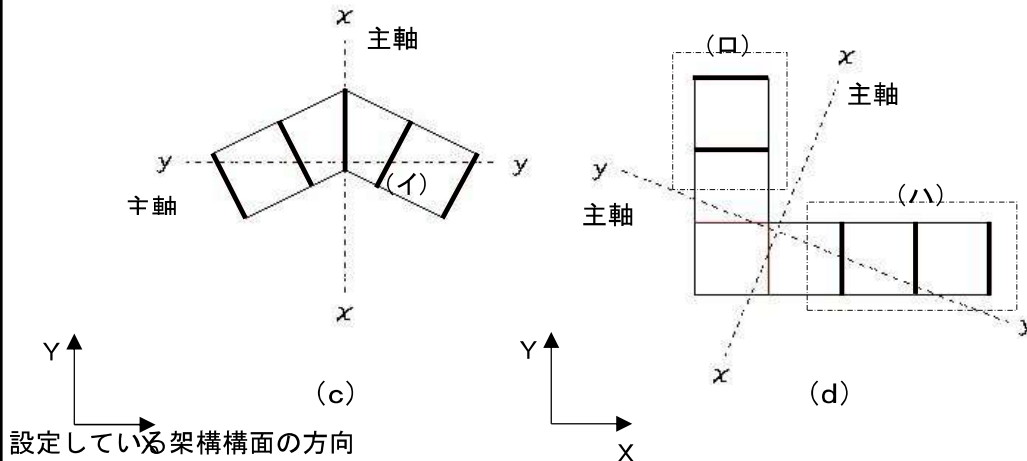


図-2 主軸と架構構面 (2)

【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

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

4 構造計算の方法

4.3 保有水平耐力

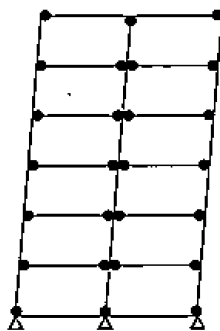
4.3.3) 保有水平耐力計算時の外力分布

- ・節点振り分け法により分配比を剛比分配としており、 A_i 分布と大きく逸脱した分布となっていること
の考え方の説明（技術基準解説書P304～参照）
- ・保有水平耐力を必要保有水平耐力分布で求めることの適切性の説明

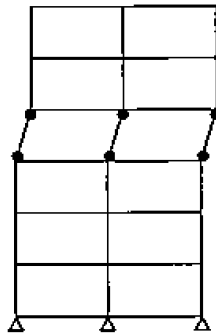
【解説】

(1) 指摘の背景

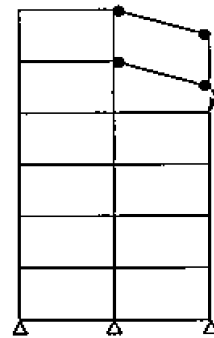
保有水平耐力時の外力分布を A_i 分布に基づく分布形ではなく、必要保有水平耐力に基づく分布形としていることについて説明を求めた指摘です。



（全体崩壊形）



（部分崩壊形）



（局部崩壊形）

上図のような部分崩壊形の場合、4階が早期に崩壊を生じて部分崩壊形を形成し、他の階の保有耐力が大きく不足する場合があります。このような場合、告示第594号第4では「 D_s 」および「 F_{es} 」を乗じた数値に基づく分布「 Q_{un} 分布」を、 A_i 分布に替えて用いることが出来るとしています。

告示第594号第4では、「 Q_{un} 分布」を用いる時、以下の条件をもうけています。

- ① A_i 分布を用いて増分解析を行い、架構の崩壊状態が全体崩壊形となること。
 - ② A_i 分布による崩壊メカニズムが部分崩壊、局部崩壊となる場合、部分崩壊層、局部崩壊層については A_i 分布に基づく外力分布としなければならない。
- 尚、これらの場合でも、構造特性係数 D_s は A_i 分布に基づく外力分布を用いて求めます。

(2) 設計者の対応例

- ① A_i 分布による増分解析で全体崩壊形を確認した上で、「 Q_{un} 分布」に基づく外力分布で設計している。
- ② A_i 分布による増分解析が部分崩壊形、局部崩壊形になるので、イ)ロ)のように設計
 - イ) 部分崩壊、局部崩壊する層は、 A_i 分布に基づく外力分布で保有耐力計算を満足させている。
 - ロ) 部分崩壊、局部崩壊する層以外の層について全体崩壊形を確認の上、「 Q_{un} 分布」に基づく外力分布により保有水平耐力計算を満足させている。

【参考文献・資料】

- ・2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書、第2版、平成20年5月、p304～
- ・2.6.1)も参照

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

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
- ・ S S 3 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

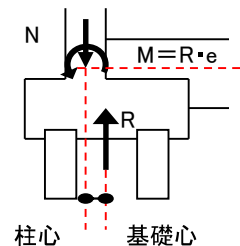
基礎杭が内側に偏心し、保有水平耐力算定で荷重増分解析をする場合、柱軸力が変化することにより偏心曲げモーメントも変化するが、保有水平耐力、崩壊形に影響がないかの説明

【解説】

(1) 指摘の背景

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) 設計者の対応例

・ 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。

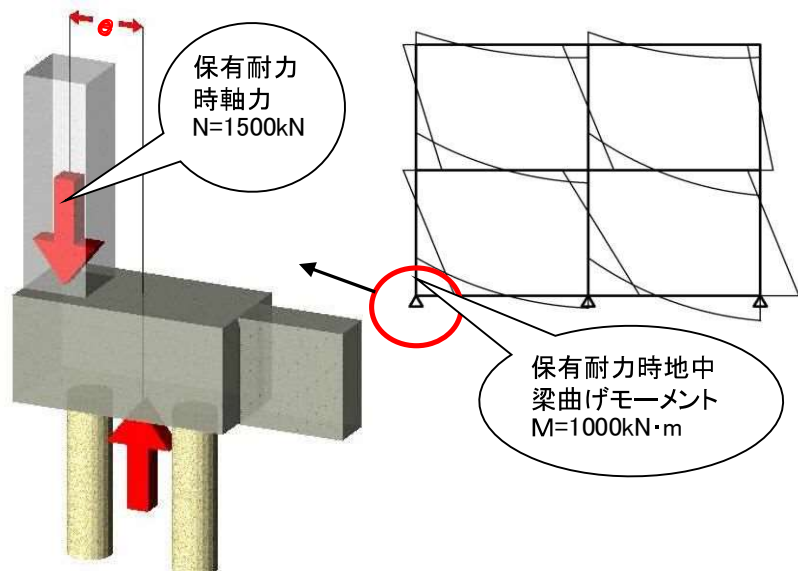
(計算例)

・ 偏心による曲げモーメント
 $= \text{メカニズム時軸力} \times \text{偏心距離}(e)$
 $= 1500(\text{kN}) \times e(\text{m}) = 1000\text{kNm}$

・ 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
 $= 1000(\text{kNm}) + 1000(\text{kNm})$

地中梁終局曲げ耐力
 $\geq 1000 + 1000(\text{kNm})$
 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がありますのでご注意ください。

4 構造計算の方法

4.3 保有水平耐力

4.3.7) 地中梁ヒンジの適否

保有水平耐力時に地中梁にヒンジが形成されています。地中梁は地中に設けられるため地震後の降伏状態の確認・補修が困難であること、および大地震の場合に考えられる地盤の破壊が生じた場合、建築物全体の安全性の確保の面から一般的に望ましくない降伏機構とされています。設計者の見解を説明して下さい。

削除

【参考文献・資料】

- ・鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・解説, 日本建築学会, p51～
- ・鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, p47～
- ・構造計算適合性判定 判定内容事例集(ver. 090210) 解説編 5.6. (3)

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

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】 <u>(1) 指摘の背景</u> 本指摘は、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指摘しています。 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・耐震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判断すると思われます。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）靱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による不測の事態にも対応できるように、建築物には十分な耐力（強度）と想定される変形よりも十分大きな変形能力を確保することが必要です。 <u>(2) 設計者の対応例または設計に対する考え方の事例</u> 「指定層間変形角」を次のように決定する 2) -1 設計者の対応例 落下・脱落の生じる恐れのない層間変形角の時点を「指定層間変形角1/75」とし、保有水平耐力が必要保有水平耐力を満足することを確認しました。 2) -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ご注意ください。

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】 <u>(1)指摘の背景</u> 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検討が確認できない設計に対する指摘です。 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。 <u>(2)設計に対する考え方の事例</u> 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$\leq$上部構造モデル化による応力 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ご注意ください。

4 構造計算の方法

4.4 浮き上り・圧壊

4.4.1) 保有水平耐力計算における浮き上り・圧壊の考慮①

・建物は全フレームが全層連層耐力壁架構ではありませんが、基礎固定として保有水平耐力を求めています。

【解説】

(1) 指摘の背景

板状建物の保有水平耐力の算定において、必要保有水平耐力のための構造特性係数（ D_s ）の決定では、基本的に基礎固定（支点ピン支持）にて崩壊形を確認する必要があります。ただし、保有水平耐力の算定においては、支点（基礎）が引き抜きにより浮き上ること、または圧縮側が沈み込む状態の時、これを無視すると建物の保有水平耐力を過大に評価することがあります。したがって、保有水平耐力の算定に際しては、耐力壁架構の脚部など部分的に生ずる浮き上りについては実状に応じて適切に考慮する必要があります。

確認申請において、これらが不明快なまま、一貫計算システムでの数値が保有水平耐力として採用されていることのほか、部分浮き上りに関する検討を行っていないものに対して、多くの指摘（計算条件の確認）が見られます。

板状の共同住宅の張り間方向の保有水平耐力計算では建築技術2008年5月号「特集：改正建築基準法と構造設計」でも取り上げられ説明されています。図-1に示す1スパンで全層連層耐力壁架構ではICBA「構造関係基準に関する質疑」N0.132の回答にあるように、 D_s 算定時も保有水平耐力時も基礎固定でよいとしています。ただし、図-2に示す多スパンモデルでは部分的な浮き上り、圧壊を考慮して保有水平耐力を算定する場合があります。

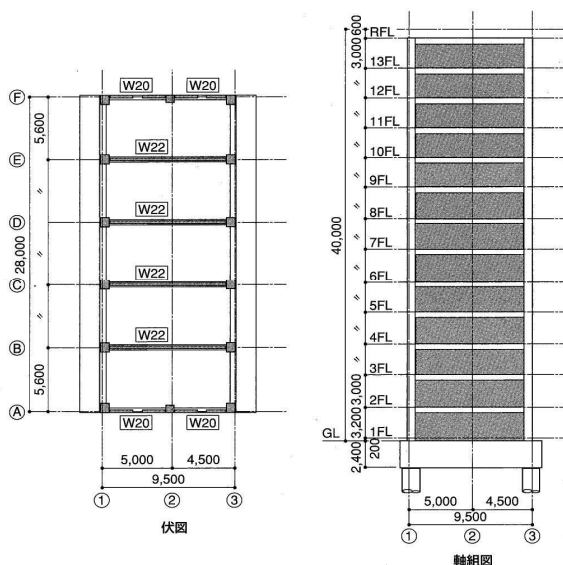


図-1 基礎固定とできる例

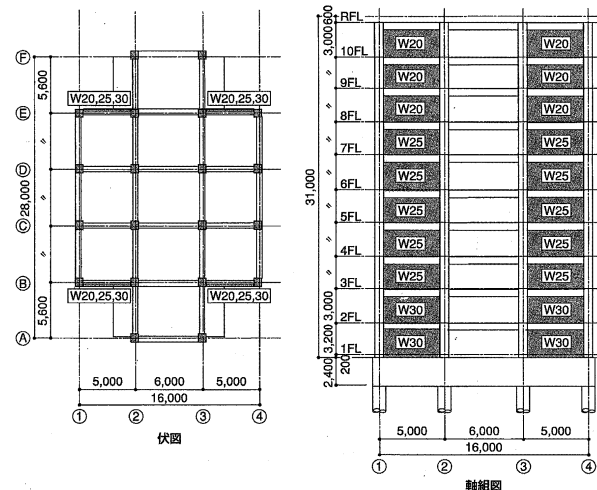


図-2 部分的な耐力壁の浮き上りを考慮する例

平面計画は全層連層耐力壁架構とはならず、例えば図-3に示すように、両妻純ラーメン架構、内部全層連層耐力壁架構という例がよくあります。保有水平耐力時の支点の取り扱い（特に浮き上りに対して）は以下の2つの方法が考えられます。

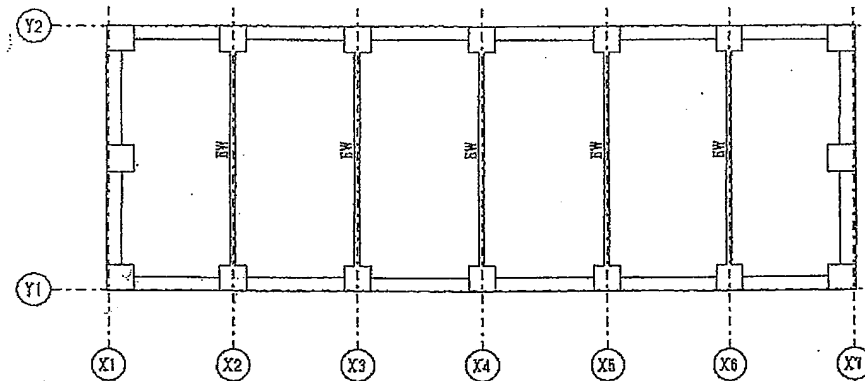


図-3 両妻純ラーメン、その他は全層連層耐力壁の例

I. 部分浮き上りモデル

ICBAの回答にもあるように、1スパンの耐力壁架構に関しては、Ds算定と保有水平耐力の計算との連続性、つまり構造計算上の仮定やモデル化に配慮するという、工学的な判断に基づいていると解説しています。

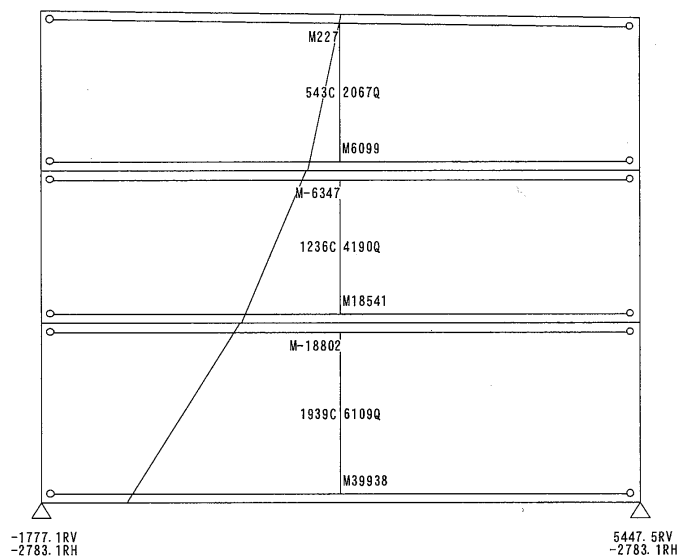


図-4 保有水平耐力時の応力図(例)

保有水平耐力時は図-4に示す、1スパン全層連層耐力壁の応力図からもわかるように、壁脚固定とした片持梁の応力図となります。片持梁では曲げ、あるいはせん断破壊のみが考えられることを踏まえて基礎固定モデルとできると解釈できます。ICBAの文面を忠実に解釈すると、保有水平耐力時、内部全層連層耐力壁架構は基礎固定にすることができ、純ラーメン架構は支点の浮上り、圧壊を考慮する場合があります。（周辺支点への浮上り力の伝達が接続する地中梁で成立していることを示すこともあります。）

Ⅱ. 全体浮き上りモデル

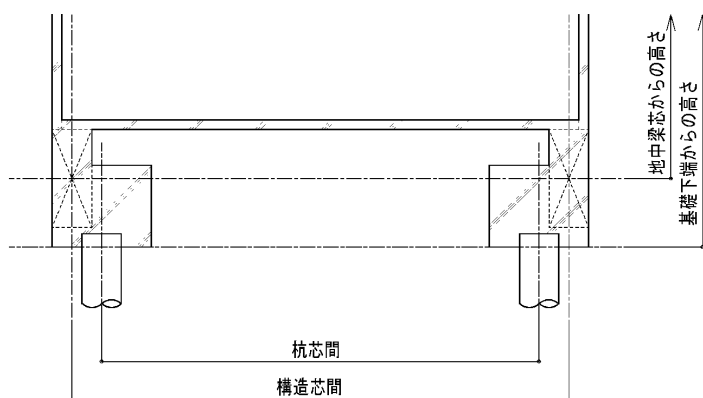
もう一度ICBAの文面を読み返してみると、「保有水平耐力時は基礎固定としてよい」としているので、浮き上り、圧壊で決定してもかまわないともいえます。

具体的には、保有水平耐力計算を以下のステップで行います。まず、塔状比が4を超える場合、平19国交告594号第4 第五号の規定により、 C_0 を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、建築物が転倒ないことを確認します。 D_s 算定時は基礎固定の前提で行うので、転倒崩壊メカニズムはなく、上部構造の曲げ、せん断破壊のどちらかに決まり、 D_s 値は容易に決定します。

条件① $C_0=0.3$ で全体転倒しない、条件②曲げあるいはせん断破壊する必要保有水平耐力時以下で全体転倒することを示し、保有水平耐力時は基礎固定として求めます。

この場合、一貫計算のモデル化では、地中梁芯を支点として、支点の浮き上り、圧壊耐力を考慮した保有水平耐力計算で条件①、②を満足することを確認します。

しかし、両妻ラーメン架構の中柱が浮き上らず、全体転倒が難しいものもあります。この場合、建物は剛体と考え、局所的な浮き上りがあっても全体で抵抗できればよいとします。条件①、②を同時に検討する方法として、(財)愛知県建築住宅センター「構造計算適合性判定、判定内容事例集解説編(第2版)」1.3 塔状建築物による方法、つまり基礎下端レベルにおける転倒モーメントと杭芯間における安定モーメントを比較する方法も考えられます。



図ー5 転倒モーメントの算出法（事例集1.3）

いずれのモデルでも、基礎の圧壊は脆性的であることを考慮し、支点の浮き上り耐力は考慮しない、圧壊耐力は考慮するのが望ましいと考えられます。

(2) 他機関の解説

・(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.132 2008/8/1 回答更新

質問内容	回答
板状のRC造共同住宅のような張り間方向が1スパンで全層連層耐力壁となる架構の建築物について、連層耐力壁の構面を基礎固定(浮き上がり変形を拘束)として必要保有水平耐力(D_s)を求める場合、 1) 保有水平耐力を計算するに当たっては、別途基礎の浮き上がりを考慮して保有水平耐力を求めなければならないのか。 2) また、基礎の圧壊の検討も必要となるのか。	1) については、張り間(耐力壁)方向の保有水平耐力計算において、必要保有水平耐力(D_s)を基礎固定として算定する場合には、保有水平耐力についても基礎固定として算定することで構いません。 この質問にあるような1スパンの耐力壁架構に関しては、D_sの算定と保有水平耐力の計算との連続性(構造計算上の仮定やモデル化の一貫性)に配慮するという、工学的な判断に基づき、それでよいこととしています。 2) については、塔状比が4を超える場合には、平19国交告第594号第4第五号の規定により、C_0を0.30以上とした地震力あるいは保有水平耐力に相当する地震力のいずれかを用いて建築物の構造計算を行った時の支点反力に対し、局所的な浮き上がりはあっても、建築物全体が転倒する崩壊メカニズムとならないことを確認し、地盤の圧壊および杭の引き抜きと圧壊に対する検討をする必要があります。基礎固定として計算した全層の必要保有水平耐力用のD_sが0.3を上回る(例えば$D_s=0.55$など)場合でも、全体転倒の検討は、C_0を0.30以上として建築物の構造計算を行った時の支点反力により検討を行えばよいこととなります。 塔状比が4以下の場合には、このような検討は義務付けられていません。 なお、上記の2つの回答は、いずれも保有水平耐力の計算における扱いについてであり、一次設計においては、直接基礎の場合、全体として浮上りが生じないことを確認する必要があること、圧縮側で接地圧が地盤の短期許容応力度を超えないことを確認する必要があることは、構造計算の前提として満足しなければなりません。また、杭基礎の場合、引張側で引抜き力が杭の短期許容引抜き抵抗力を超えないことや圧縮側で鉛直力が杭の短期許容支持力を超えないことを確認する必要もあります。いずれの場合についても、計算上で支点到局所的に引抜きが作用する場合には、平19国交告第594号第2第一号口の規定などに基づき、力のつりあい条件を満足するような検討が必要です。このとき、直交ばり等で隣接する架構に力を分担させる等の検討を別途行うことで、実際には浮き上がりや転倒が生じないことを示すこともできます。

(3) 設計者の対応例

【参考文献・資料】

- 浮き上りによる転倒モードの考え方の判断基準をまとめた参考資料
 - ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書 P. 308～310
 - ・ ICBA「構造関係基準に関する質疑」NO. 25, 90, 132
 - ・ 建築技術2008年5月号「特集：改正建築基準法と構造設計」
 - ・ (社)日本建築士事務所協会連合会 構造設計Q&A集 P. 88, 89
- 一次設計における基礎杭などの検討の考え方の判断基準をまとめた参考資料
 - ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書 P. 287
 - ・ ICBA「構造関係基準に関する質疑」NO. 132

【備考】

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

4.4 浮き上り・圧壊

・平面上部分的に鉛直ブレースが配置された建築物を支点固定として保有水平耐力計算を行っています。当該ブレースが負担する水平力の割合が大きく建築物に与える影響が大きいため、浮き上がり・圧壊に対する検討を追加して下さい。

・保有水平耐力計算時において、支点を固定として浮き上りを考慮しない解析を行っておりますが、非常に大きな引抜力が生じています。基礎ぐいの支持力・杭体・杭頭補強など実情に合わせた検討を追加してください。

4.4.2) 一次設計における基礎ぐい等の検討

・直接基礎の設計において、一次設計で全体として浮き上がりが生じないこと、圧縮側の接地圧が地盤の短期許容支持力を超えないことを確認して下さい。

(1) 指摘の背景

尚、板状集合住宅の梁間方向について、全体転倒となることを確認し、保有水平耐力も支点支持として算出すること等は問題ないと思われます。但し、塔状建物の場合は、全体で支点の圧壊及び引き抜きが生じないことを確かめることになります。

事例：
板状集合住宅で
両妻架構を除き
連層耐力壁架構
の場合

圖一 1 基礎伏圖概要圖

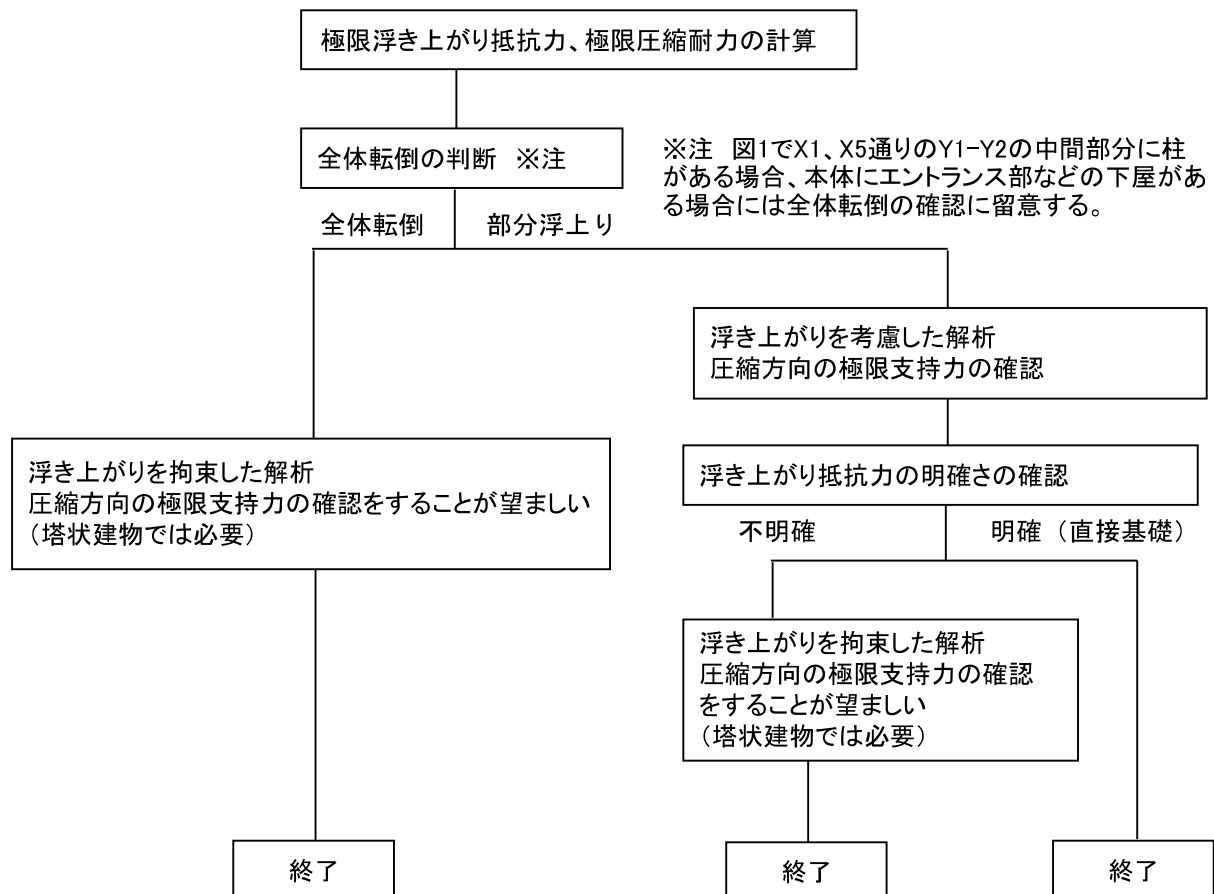
1) X方向について、X1-Y1支点と見るとき、浮上り抵抗として、基礎自重（と杭が存在する場合、杭の引き抜き抵抗）を見込み、浮上った時点を保有水平耐力とする。また、G1梁にて、X2-Y1支点（Y2通りも同様）へ荷重伝達できるような対処した場合は支点支持と考え、保有水平耐力を算出する。

2) Y方向について、1)と同様に浮上り抵抗として基礎自重（と杭が存在する場合、杭の引き抜き抵抗）を見込み、正加力時、X2～X4-Y1支点が浮上った地点を保有水平耐力とする。また、G1梁にて、X2-Y1（X4-Y1）支点の浮上り力がX1-Y1（X5-Y1）支点での浮上り拘束力分の荷重伝達が可能である事の対処がなされていれば、全体転倒と考え、X1～X5-Y1支点が浮上った時点を保有水平耐力とする。または支点支持として保有水平耐力を算出する。

3) 圧縮側について、当該支点が地盤（、杭基礎の場合杭）の極限支持力にて沈み込まないことの確認をする事が望ましい。

4) また、以下のような注意が必要です。

- i) 杭基礎の一次設計においては、浮き上がり抵抗を考慮した上で支点に浮上りを生じないこと確認する。
- ii) 電算システムによる解析において、浮上り考慮としているのにもかかわらず、基礎自重、杭の引き抜き抵抗を設定していないものがみられる。
- iii) 浮き上りを考慮しないと指定している場合、解析後に支点に浮き上がり力が出ている時にはその値が基礎自重（杭がある場合は杭の引き抜き抵抗を考慮）の範囲内か確認する。
- iv) 次のフローに示す考え方もあります。



【参考文献・資料】

- 浮き上がりによる転倒モードの考え方の判断基準をまとめた参考資料
2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書 P308、309
ICBAのQ&A 構造関係基準に関する質疑 NO25、90、132
日本建築士事務所協会連合会 構造設計Q&A集 P88、89
- 一次設計における基礎ぐい等の検討の考え方の判断基準をまとめた参考資料
2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書 P287
ICBAのQ&A 構造関係基準に関する質疑 NO132

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

5	鉄骨造
5.1	剛性
	5.1.1) スラブによる梁剛性への影響 ・鉄骨大梁の剛性を床（スタッドボルト）による剛性の影響を考慮せずに鉄骨大梁断面のみにより応力解析が行われています。スラブによる剛性の影響を考慮した場合も安全上問題ないことを追加検討して下さい。
削除	
【参考文献・資料】 各種合成構造設計指針同解説 日本建築学会 p. 52～	

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

5	鉄骨造
5.1	剛性
	5.1.2) 地中梁増打ちの柱脚剛域への考慮 ・ 柱脚剛域に地中梁増打ち部も含まれていることの適切性の検討事例
削除	
【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

5.1.3) 地中梁のない基礎のモデル化

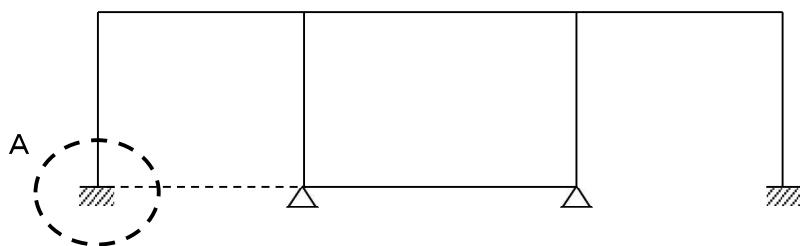
地中梁のある基礎とない基礎が混在しているが、地中梁なしの部分は支点固定、地中梁ありの部分は支点ピンとモデル化して解析していることについて、地中梁のない独立基礎部分の回転剛性の評価方法についての説明事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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第一号口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情だと思われる。

指摘事項のように、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、基礎が妥当であるかの質疑をするものです。



(2) 設計に対する考え方

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、妥当であるかを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、応力分布に影響のす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。

【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)
2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書 P401～404

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

5 鉄骨造

5.1 剛性

5.1.5) 組み立て部材の断面性能評価

- ・トラスで構成された梁の断面二次モーメントを線材置換している場合、その置換方法の説明事例
- ・トラス材をH形鋼に換算して計算している場合、仕口部において段差のあるトラス梁とH形鋼の応力伝達について説明事例

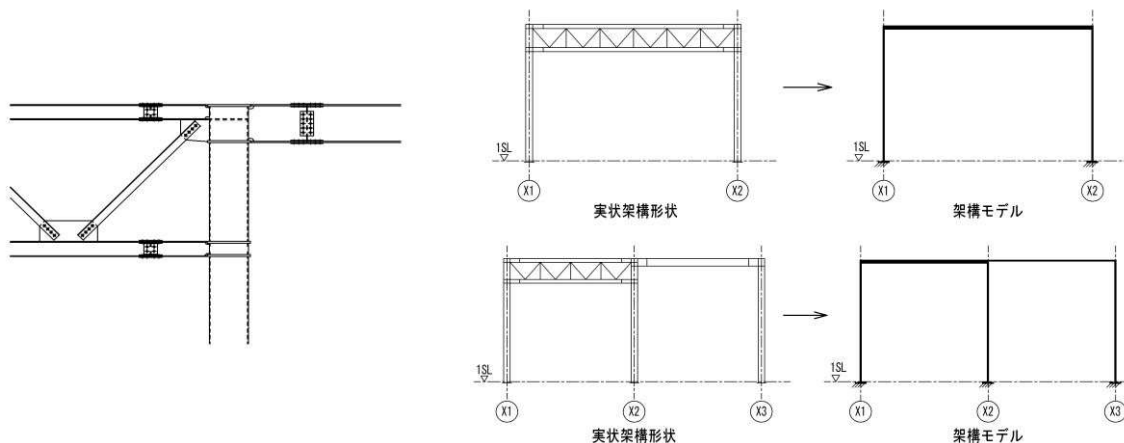
【解説】

(1) 指摘の背景

トラスは通常、任意形状平面フレーム解析で行なう他は、図のように線材に置換して検討するのが一般的です。(下図)

置換方法、仕口部分の応力伝達、トラスの各部材の断面算定は、設計の要であり、線材での全体解析値を個々のトラス材へ戻す際には詳細に設計を行なう必要があります。

下図のようなケースでトラス材を線材にて解析した場合は、柱の検討を別途行う必要があります。



(2) 設計者の対応例

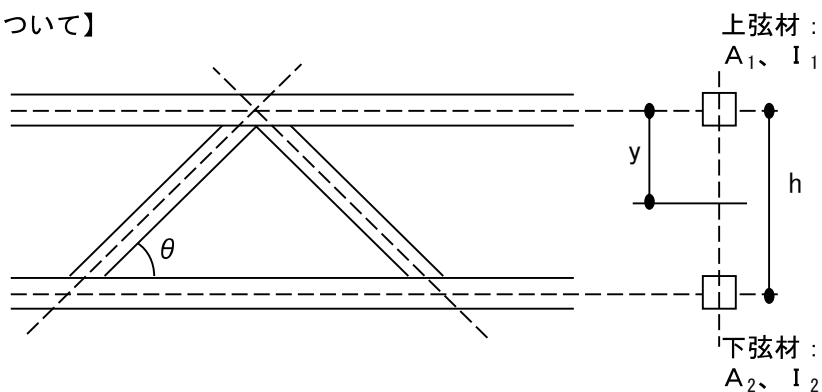
- ・トラスを線材に置換した曲げ剛性 I と軸断面積 A 、せん断断面積を入力している。
それを踏まえた上で、置換方法を設計概要に明記している。⇒置換方法は次ページに記載
- ・仕口部分の応力伝達に支障のないようにディテールを含めて検討している。
⇒曲げは上下弦材の軸力に分解されるので、 $N = M/y$ 、せん断は斜材と考え軸力に換算し求める。
- ・置換応力をトラス弦材及び斜材の軸力に換算し、部材の安全性を確認している。

(参考)

トラス梁の等価せん断剛性に関して、次のような解説も有ります。

- ・任意立体解析フレーム FAPホームページ Q&A FAP00021(文書番号)

【置換方法について】



上下弦材の重心の計算

$$y = \frac{A_2 h}{A_1 + A_2}$$

重心軸まわりの断面二次モーメント

$$\begin{aligned} I &= A_1 y^2 + A_2 (h - y)^2 + I_1 + I_2 \\ &= A_1 \left(\frac{A_2 h}{A_1 + A_2} \right)^2 + A_2 \left(h - \frac{A_2 h}{A_1 + A_2} \right)^2 + I_1 + I_2 \\ &= A_1 \left(\frac{A_2 h}{A_1 + A_2} \right)^2 + A_2 \left(\frac{A_1 h}{A_1 + A_2} \right)^2 + I_1 + I_2 \\ &= \frac{A_1 A_2^2 h^2 + A_2 A_1^2 h^2}{(A_1 + A_2)^2} + I_1 + I_2 \\ &= \frac{A_1 A_2 (A_1 + A_2)}{(A_1 + A_2)^2} h^2 + I_1 + I_2 \\ &= \frac{A_1 A_2}{A_1 + A_2} h^2 + I_1 + I_2 \end{aligned}$$

$A = A_1 = A_2$ とすると

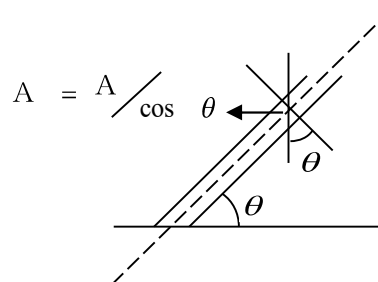
$$\begin{aligned} &= \frac{A_1^2}{2A} h^2 + I_1 + I_2 \\ &= \frac{A_1}{2} h^2 + I_1 + I_2 \\ &= 2A_1 \left(\frac{h}{2} \right)^2 + I_1 + I_2 \\ &= \frac{A_1 h^2}{2} + I_1 + I_2 \end{aligned}$$

せん断断面積

$$A_\theta = A_1 + A_2 + \frac{A_3}{\cos \theta}$$

軸断面積

$$A_N = A_1 + A_2$$



【参考文献・資料】

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

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

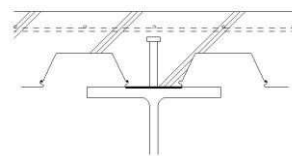
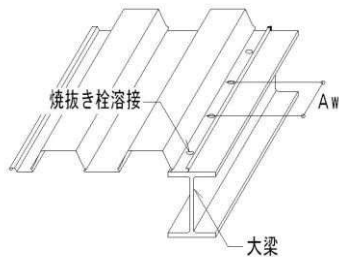
【解説】

(1) 指摘の背景

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300mm、弱辺部は600mm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は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られます。

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	φ16 40.7kN
コンクリート強度Fc21	φ19 57.4kN

(2) 設計者の対応例

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ため、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】

- ・ 合成スラブ工業会一合成スラブのQ & A (インターネット)
- ・ QLデッキ設計マニュアル JFE建材(株) 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ご注意ください。

5 鉄骨造

5.1 剛性

指摘事項

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) 指摘の背景

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	軸部面積	ねじ部有効断面積	引張降伏耐力	ねじ部せん断耐力 (kN)	
	(mm)	(mm ²)	(mm ²)	(kN)	降伏耐力	最大耐力
M16	14.54	166.0	155.7	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	815.7	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

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	軸部面積	ねじ部有効断面積	引張耐力 (kN)		せん断耐力 (kN)	
	(mm)	(mm ²)	(mm ²)	ねじ部降伏耐力	ねじ部最大耐力	ねじ部降伏耐力	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

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	軸部面積	ねじ部有効断面積	引張降伏耐力	ねじ部せん断耐力 (kN)	
	(mm)	(mm ²)	(mm ²)	(kN)	降伏耐力	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

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	軸部面積	ねじ部有効断面積	引張耐力 (kN)		せん断耐力 (kN)	
	(mm)	(mm ²)	(mm ²)	ねじ部降伏耐力	ねじ部最大耐力	ねじ部降伏耐力	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

① ABR: 転造並目ねじ M30

② 規格外: 切削並目ねじ M30

③ ABM: 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) 設計者の対応例

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ご注意ください。

5	鉄骨造
5.2	応力
	5.2.1) 荷重の偏在による屋根ブレースの検討 ・屋根面ブレースの設計において、全体の荷重をならして検討していますが、妻面外壁部分の荷重等、荷重の偏在を考慮のうえブレースおよび周辺梁材の追加検討して下さい。
削除	
【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

5.2.2) ブレースの分担が大きい架構の水平力分担

軸ブレースが偏在した平面計画となっている架構における軸ブレースへの荷重伝達の検討事例

【解説】

(1) 指摘の背景

同一方向において、ブレース架構とラーメン架構が混在した場合、一貫計算で一次設計及び二次設計時の水平力分担の大部分がブレース架構で負担している場合に、ラーメン架構に対する設計上の配慮に対する指摘事項です。

右図において下記の問題点があります。

図1の例では、

- i) 2～4通りの荷重が1,5通りへ伝達するよう屋根ブレースの設計がなされていない。
- ii) 1,5通り架構の支点の浮き上がりが検討されていない。

図2の例では、

- i) 応力を多く負担しているY2列への荷重伝達の検討がされていない。
- ii) Y1列の耐力が小さくなりすぎる懸念がある。

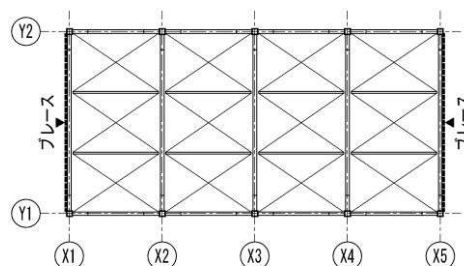


図 1

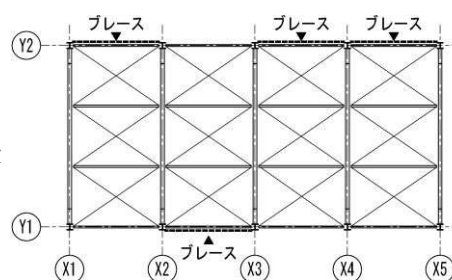


図 2

(2) 設計者の対応例

図1の例では、

- i) 床面が剛床となるよう(荷重伝達が可能)、屋根ブレースの設計を行い、併せて両妻の架構(支点の浮き上がりなど)の検討を行っている。
- ii) 設計上の配慮として2～4の各列を屋根ブレースの変形を考慮した②～④フレームの変位(強制変位)又は、ブレース変形適合によるフレーム解析により検討している。

図2の例では、

- ①耐震要素が集中しているY2列への荷重伝達を明確に示している。(水平ブレース及びつなぎ材の力の流れに沿った検討を行っている。)
- ②Y1列に、例えば1/3程度の負担が出来る配慮を行っている。又は、ブレースの配置を再考するのも1つの方法です。

【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ご注意ください。

5 鉄骨造

5.2 応力

(参考)5.3.4)に類似の項目があります

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) 指摘の背景

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。

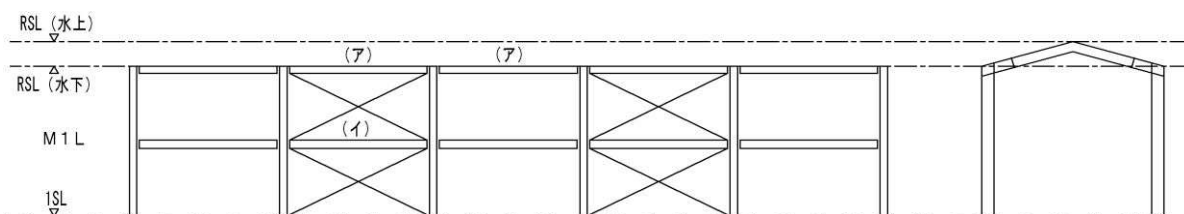


図1: 軸組図

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。

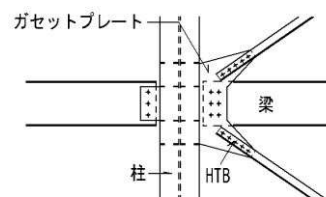


図2: 接合部要領

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。

【参考文献・資料】

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

5 鉄骨造

5.2 応力

指
摘
事
項

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します。軸力を考慮して追加検討して下さい。

【解説】

(1) 指摘の背景

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。

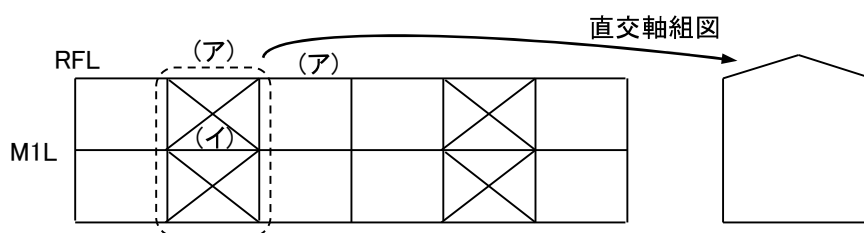


図1: 軸組図

(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。

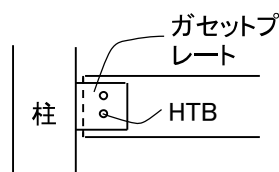


図2 接合部要領

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

【参考文献・資料】

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

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

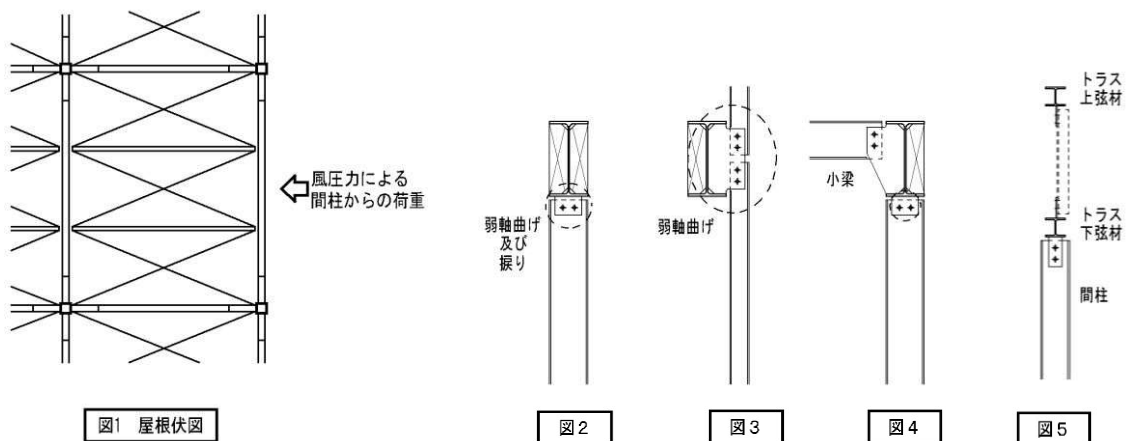
風圧力を受ける間柱を梁で支持している場合、間柱を支持する梁に弱軸方向曲げ、振れが作用した時の検討事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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振れ
- 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振れに対する検討。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



(2) 設計に対する考え方の事例

指摘の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ご注意ください。

5 鉄骨造

5.2 応力

指摘事項

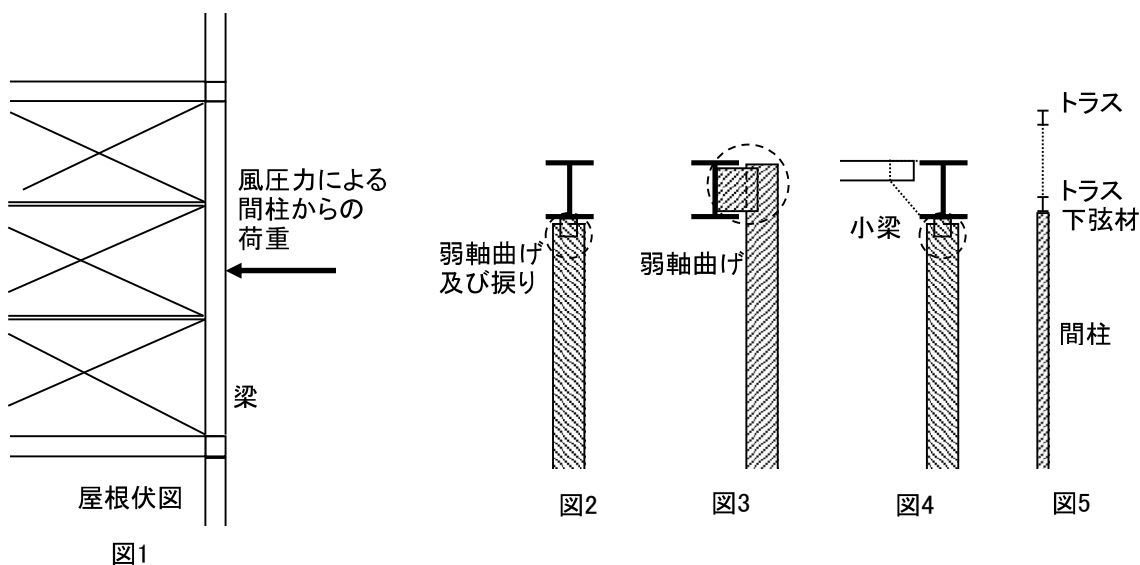
5.2.5) 間柱からの影響を考慮した梁の検討
・風圧力を受ける間柱を梁で支持していますが、間柱を支持する梁に弱軸方向曲げが作用した時の検討を追加して下さい。

【解説】

(1) 指摘の背景

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振れ
- 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振れに対する検討。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



(2) 設計に対する考え方の事例

指摘の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がありますのでご注意ください。

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】

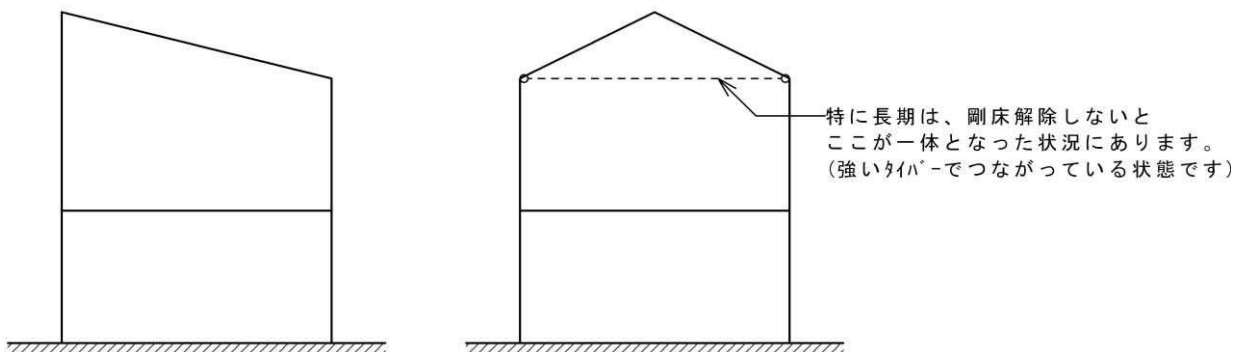
(1) 指摘の背景

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ってきます。

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) 設計者の対応例

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。
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ご注意ください。

5	鉄骨造
5.2	応力
指摘事項	5.2.8) トラス部材の力の流れ トラス材の計算で屋根面ブレースから軸ブレースへの力の流れについて、弦材、トラス斜材、束材の応力を算出の上、断面の確認
【解説】 (1) 指摘の背景 屋根水平ブレース、屋根つなぎ材から桁梁（図-1中b）を通して軸ブレースへの力の流れを明確にすることについての指摘です。 屋根水平ブレースを全ての構面に設けず、部分的に設置する設計がありますが、軸ブレースに応力が無理なく流れるように配置する必要があります。 軸ブレースの取り付け構面に、屋根水平ブレースがないケースも見られますが、無理なく応力が流れるか疑問です。 図-2 図-1 また、トラス部材を線材置換して入力し、一貫計算プログラムで計算していますが、例えば地震力の場合 ● 水平力はトラス部材(a材)内部で、イ) 上弦材と斜材の各節点（実情はその中間もあり得る）で生じた力と屋根ブレースから伝わってきた力とが合わさって、上弦材により先の節点へ再配分される。 ↓ ロ) 斜材の軸力 ↓ ハ) 下弦材の各節点を通じて その各節点で生じた水平力を伴いつつ下弦材の軸力となる。 ↓ ● 下弦材から接合部を通じて、軸ブレース(V)の軸力となる。 修正後屋根伏図	

この流れを考慮して部材と接合部の応力とディテールを明確にし、構造図に示すと共に、仕様も含め安全性を確認する必要があります。トラスの場合は、トラス成が一般の階高になるようなものもあります。特に大きなトラスでは、各部位での力を明確にして計算する必要があります。

また、成の高いトラスでは線材置換した場合に、図-3のように屋根荷重に対して成の半分の高さの曲げモーメント($\angle M$)が生ずることも、上下の荷重分布にもよりますが、考慮の必要がある場合があります。

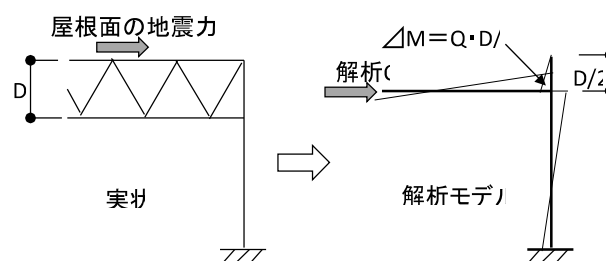


図-3

(2) 他機関の解説

(3) 設計者の対応例

屋根水平ブレースに作用した応力が軸ブレースに無理なく流れるように、軸ブレースの接する構面には屋根水平ブレースを新たに設けた。

また、各部材を通しての力の流れに問題ないことを確認した。併せて、接合部の詳細を構造図に追記した。

【参考文献・資料】

【備考】

「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。

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) 指摘の背景

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。

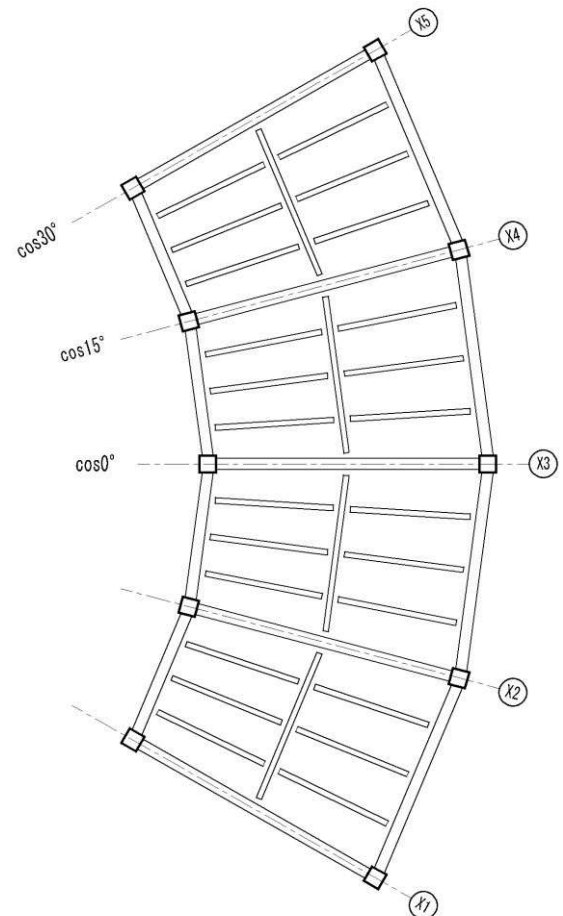
(2) 設計者の対応例

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 $\sigma_c = N_x + N_y + N_L / A$ 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 $Z_x = Z_y$ なので、 $Z = Z_x = Z_y$ と考え、
 $\sigma_b = (M_x + M_y) / Z$
 $(M_x + M_y)$ には鉛直時曲げを含む)
- (4) $\lambda = L_k / i_y$ を求め、表より f_c を求める。
- (5) 許容曲げ応力度 f_b は、角形部材の場合、 $f_b = f_t$ とする。
- (6) $\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b \leq 1$ を確認する。
- (7) $\tau = Q / A_w \leq f_s$ 確認する)
 $\rightarrow Q_x, Q_y$ の大きい方を採用
 (Q_x, Q_y) には鉛直時せん断力を含む)

σ_c : 圧縮応力度 σ_b : 曲げ応力度
 N : 軸方向力 A : 柱の断面積
 M_x, M_y : 曲げモーメント
 Z : 断面係数 ($Z_x = Z_y$)
 λ : 細長比 L_k : 座屈長さ
 i_y : 断面2次半径 ($i_y = i_x$)
 f_b : 許容曲げ応力度
 f_c : 許容圧縮応力度
 f_t : 許容引張応力度
 τ : せん断応力度 Q : せん断力
 A_w : ウェブの断面積
(角形の場合は断面積の $1/2$)
 f_s : 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ご注意ください。

5	鉄骨造
5.3	断面検討
	5.3.3) 柱の座屈長さ 純ラーメンの場合、座屈長さが階高より長くなることがあるが、柱の座屈長さ係数を1.0として検討していることに対する説明事例
削除	
【参考文献・資料】 ・ 鋼構造型設計指針，第2版，2010年2月，（社）日本建築学会，p112～ ・ 建築構造問題快答集15【問73】，（株）建築技術，p222 ・ 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	

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

5	鉄骨造
5.3	断面検討 (参考)5.2.3)に類似の項目がありま
	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厚さ形状等の検討の必要性を問う事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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(Q_L)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 $N=(X1 \sim X3 \text{ 節点重量}) \times C_i \times A_i$ と大まかには直接ブレースの取り付け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。

本解説書 関連:負担せん断力を考慮の場合 (1.2.25)

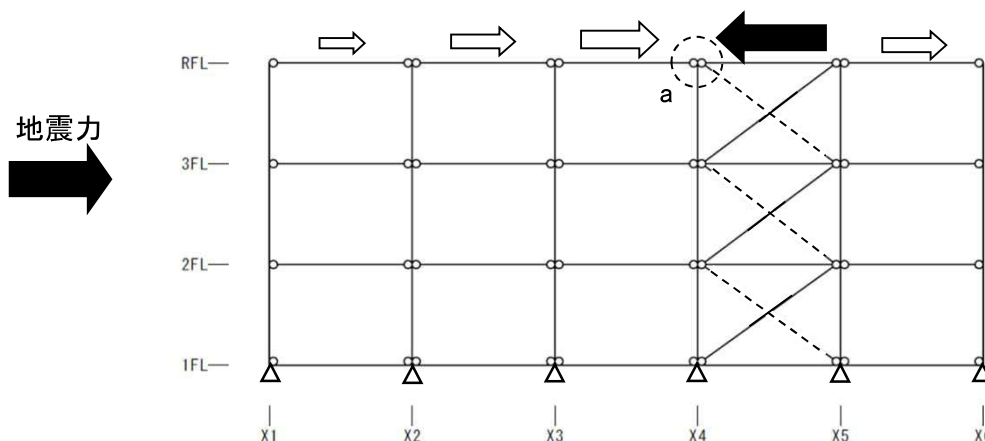
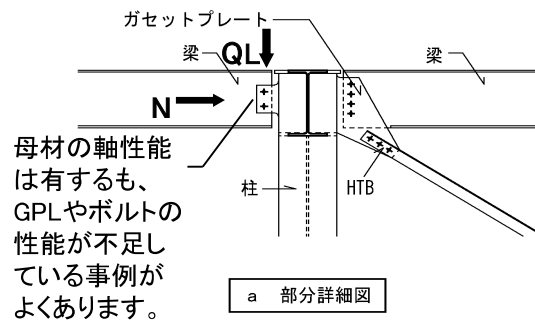


図-1

(2) 他機関の解説

(3)設計者の対応例

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。



【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～

【備考】

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

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を確認事例
- ・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を確認事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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) 設計者の対応例

(2)-1

1次設計及び保有水平耐力時には、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。

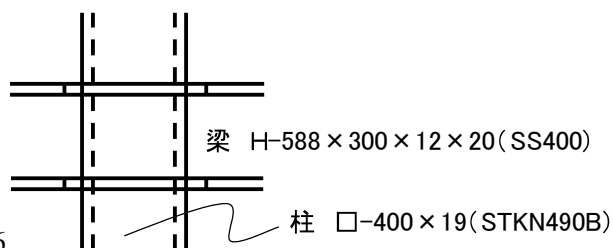
(2)-2

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

梁Webの無次元化曲げ耐力を求めます。

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

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



ここで、H-588 x 300 x 12 x 20での

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

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

$$\Sigma Z = 3664 \text{ cm}^3$$

※注 ウェブの溶接仕様により採用値確認

H-588×300のウェブについて、mを考慮すると

$$Z_{we} = 371 \times 0.86 = 319 \text{ cm}^3$$

梁の有効断面性能

$$\Sigma Z_e = 3293 + 319 = 3612 \text{ cm}^3$$

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

$$Z_w = 3610 \text{ cm}^3$$

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がありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.3	断面検討
	5.3.9), 5.3.10) 間柱、胴縁、母屋の設計 ・間柱の設計において、軸力と曲げを考慮し検討 ・胴縁の設計において、鉛直荷重（自重等）と水平荷重（風圧力等）を考慮し、組み合わせ応力にて検討
削除	
【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がありますのでご注意ください。

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) 指摘の背景

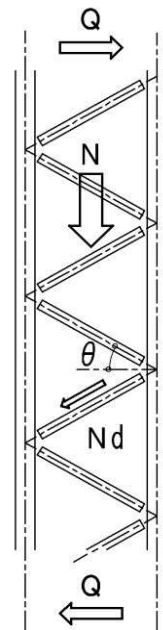
組立圧縮柱の各部において、せん断力のみで検討している場合の指摘です。鋼構造設計規準によると、「組立圧縮材の各部分は、組立圧縮柱の座屈に伴うせん断力として設計用圧縮力の2%のせん断力が作用するものとして設計する。圧縮力のほかにせん断を受ける組立圧縮材では、上記のせん断力を加算して設計する。」とあります。最低でも圧縮力の2%のせん断力にて検討し、その他応力が発生するものについては随時組み合わせて検討することになります。

(2) 設計者の対応例

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ご注意ください。

5 鉄骨造

5.3 断面検討

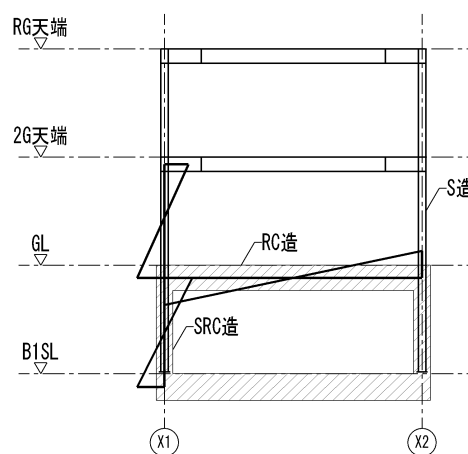
5.3.13) 異種構造部材間での応力伝達

解説の図の例のように、1F Lの梁に鉄骨が入っていない場合で、応力図では1階柱脚モーメントは鉄骨の有無に関係なく、1階梁も負担していることに関する角形鋼管とRC梁の応力伝達についての説明事例

【解説】

(1) 指摘の背景

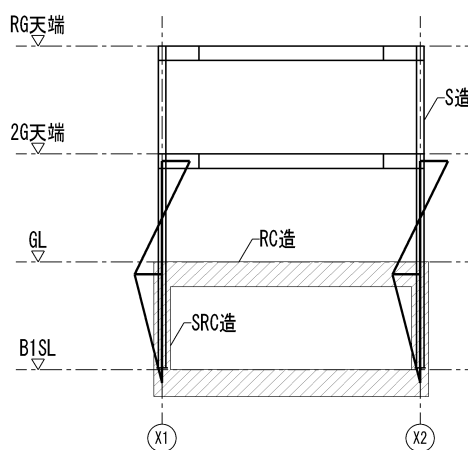
鉄骨造、鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造を併用した構造に関する指摘です。併用構造とした場合、接合部や構造が切り替わる部分等、一般的な検討に加えて実況に応じた検討が必要になります。標題の事例では角形鋼管柱から角形鋼管を心材とした鉄骨鉄筋コンクリート造柱となり、梁は通常の鉄筋コンクリートが取り合う場合での応力伝達について指摘したものです。



解析時応力図

(2) 設計者の対応例

- 1) 1F柱脚モーメントを伝達できるようにRC部分の柱、梁断面（主に梁幅）を十分大きくしている。
- 2) パネルゾーンより梁の1/4の位置まで鉄骨梁を設けている。
- 3) RC梁への応力伝達は無いものと仮定し、1F柱脚モーメントはSRC柱頭で全て負担させている。またその際、基礎の剛性は十分高いものとしています。



【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

5.4 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) 指摘の背景

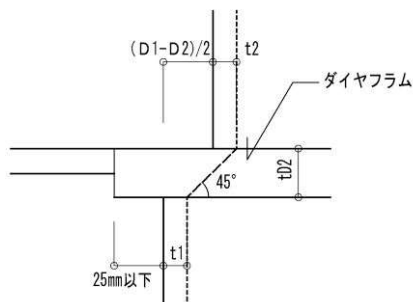
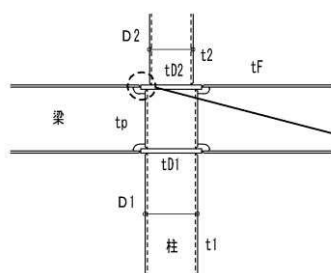
上下階で柱断面成が異なる場合にダイアフラム部分での応力伝達の配慮がされていないことに対する指摘です。

(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 ダイアフラム板厚の確認

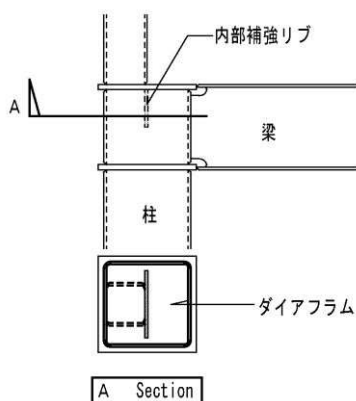
通しダイアフラム使用の場合 $(D1-D2) \leq 50\text{mm}$



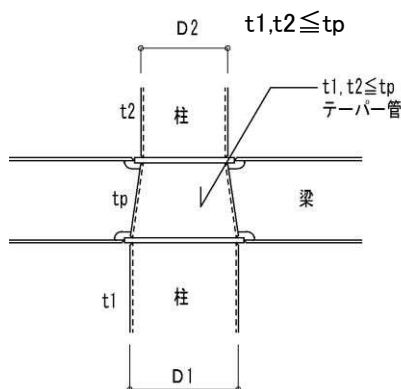
下式を満たすことを確認する

$$\begin{aligned} tp &\geq t1 \\ tD1 &\geq tF \\ tD2 &\geq ((D1-D2)/2 - t1 + t2) \\ &\text{かつ } tD2 \geq 2t2 \text{ かつ } 16\text{mm} \end{aligned}$$

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 $(D1-D2) > 100\text{mm}$



【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ご注意ください。

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

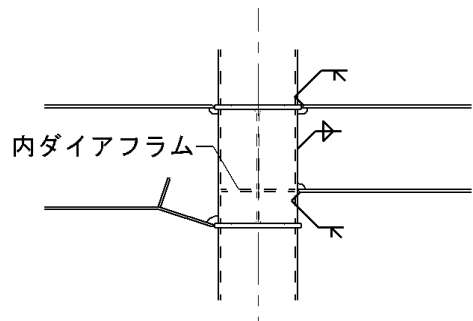
【解説】

(1) 指摘の背景

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。

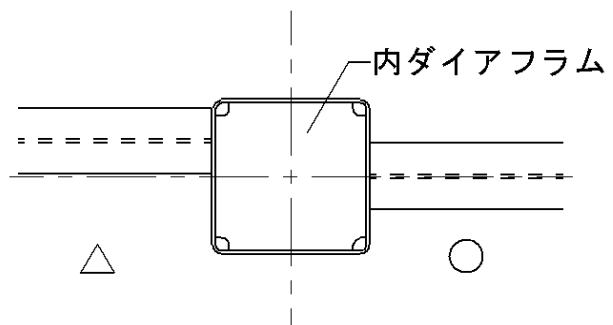
また、R部分は成形時に塑性化しているので、この部分に梁フランジを溶接すると脆性破壊を生じやすいことから、施工的な納まりについて対処法の検討を求めた指摘です。

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) 設計者の対応例

- 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ご注意ください。

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

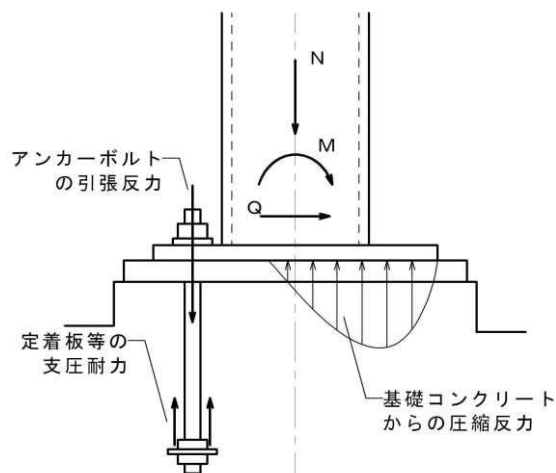
【解説】

(1) 指摘の背景

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に対する指摘です。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5mm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。



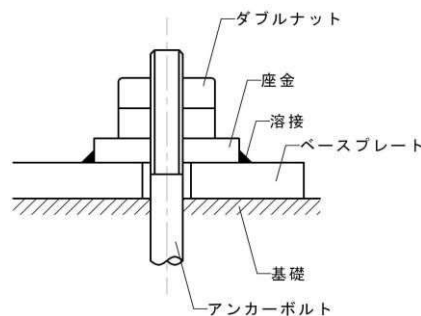
柱脚の応力状態

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プレートやシャ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（ $\mu=0.4$ ）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) 設計者の対応例

- 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】

- ・2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第2版，平成20年5月，p597～
- ・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ご注意ください。

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が、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けられているが、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φ100で補剛材として有効であることの説明事例

【解説】

(1) 指摘の背景

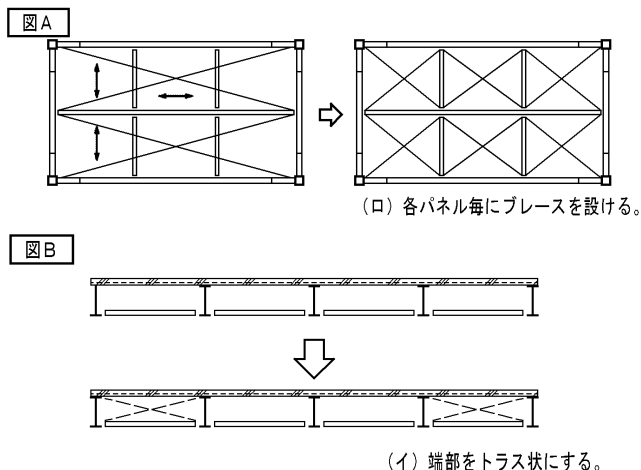
鉄骨造建築物で靱性に期待する設計をする場合、座屈（曲げねじれ座屈、横座屈、局部座屈）の防止と接合部破断の防止が重要となります。本指摘は、その梁の変形能力を制約する要因の一つである横座屈を防止するために用いられる横補剛が有効に作用するために求められる事項について確認をするものです。
横座屈が生じると梁全体の曲げ抵抗モーメントが低下し、変形能力も確保できません。その横座屈を制御する方法としては、適切な横補剛間隔（均等間隔、または端部に近い部分に設ける）を設定し、横補剛材を設けることが有効な方法として用いられています。

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架構を設けている、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け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。



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

$$F = 0.02 C$$

$$C = \frac{\sigma_y A}{2}$$

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

$$k \geq 5.0 \frac{C}{l_b}$$

なる剛性を有しなければならない。

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に事例

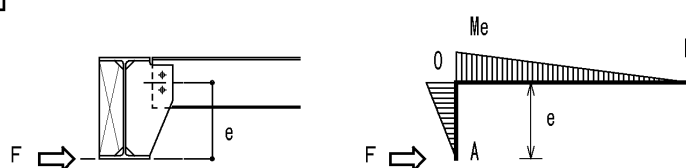
①「横補剛材の水平変位の拘束」について

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



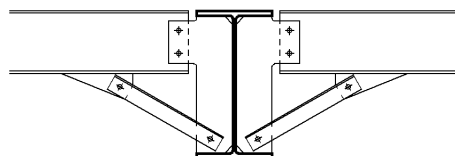
ここで、考え方の一例として、上記のようなディテールについて鋼構造塑性設計指針の式を用いると

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、

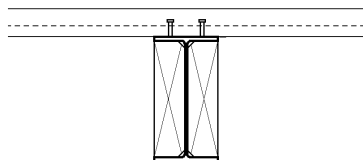
O点にかかる力としては 軸方向力 F と 曲げモーメント $Me = F \cdot e$ があります。

この応力に対して横補剛材およびその周辺部材（G P L 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》

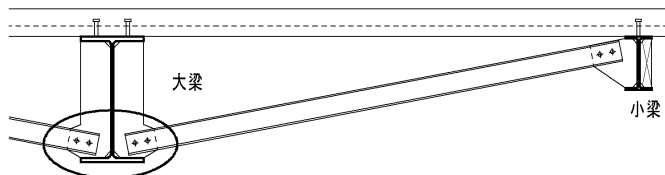


(A)方づえによる下端フランジの横補剛例



(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がありますのでご注意ください。

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】

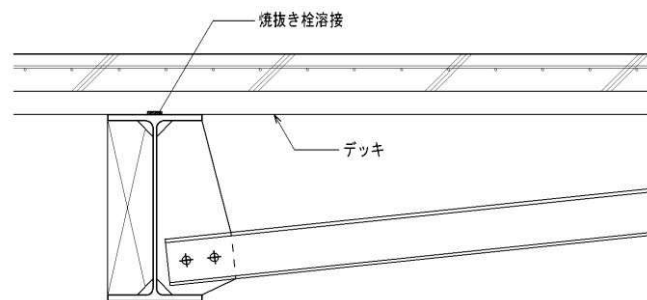
(1) 指摘の背景

剛性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指摘です。

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) 設計者の対応例

- 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
	5.6.1) FD部材がある場合の保有水平耐力 R階梁で横補剛不足としてFD部材があり、保有水平耐力（FD部材）はR階梁にヒンジ発生後の“指定層間変形角”になっている場合、横補剛不足の梁に最初にヒンジを生じた時点を保有水平耐力とする必要はないか、そうしない場合は、横座屈発生以降の変形で保有水平耐力を採用する適切性についての説明事例
削除	
【参考文献・資料】 鋼構造塑性設計指針（日本建築学会） P89 （財）建築技術教育普及センター 構造一級建築士資格取得テキスト P286	

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

5 鉄骨造

5.6 保有水平耐力

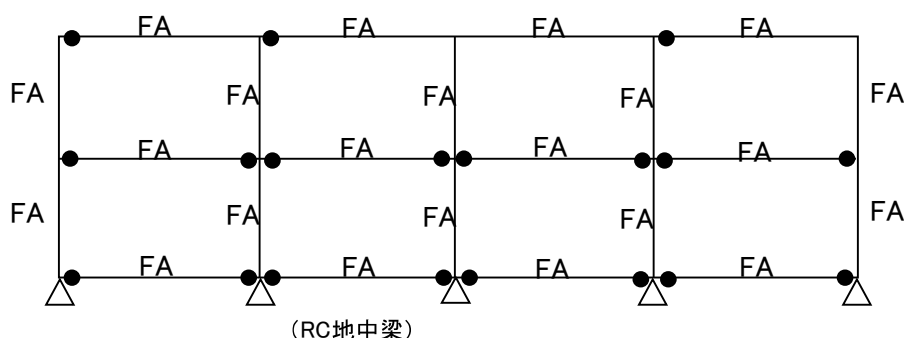
5.6.3) 鉄骨造の地中梁におけるヒンジとDs値

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) 指摘の背景

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指摘です。



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値は表一1となります。

表一 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_u/F_c の数値		
	0.15 以下	F A	0.3
	0.2 以下	F B	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			
	F A	F B	F C	F D
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)	$\gamma_A \geq 0.5$ かつ $\gamma_C \leq 0.2$	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)	$\gamma_C \geq 0.5$	C

(2)他機関の解説

(3) 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】

2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書 P. 361～

【備 考】

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

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) 指摘の背景

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。

本指摘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。

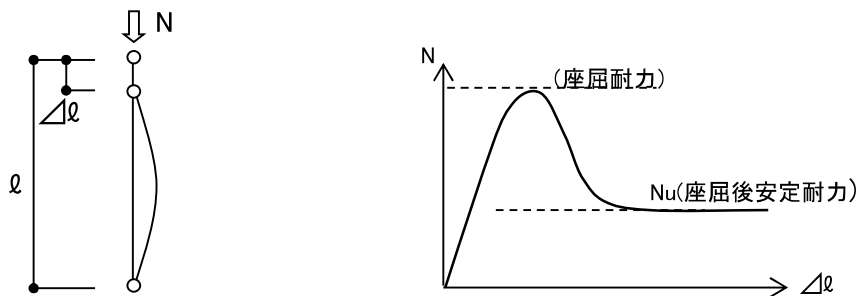
$$N_u = N_y \quad \lambda_B \leq 0.15 \quad (a)$$

$$N_u = \frac{1}{11\lambda_B - 0.65} N_y \quad 0.15 < \lambda_B \leq 0.3 \quad (b)$$

$$N_u = \frac{1}{6\lambda_B - 0.85} N_y \quad \lambda_B > 0.3 \quad (c)$$

(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

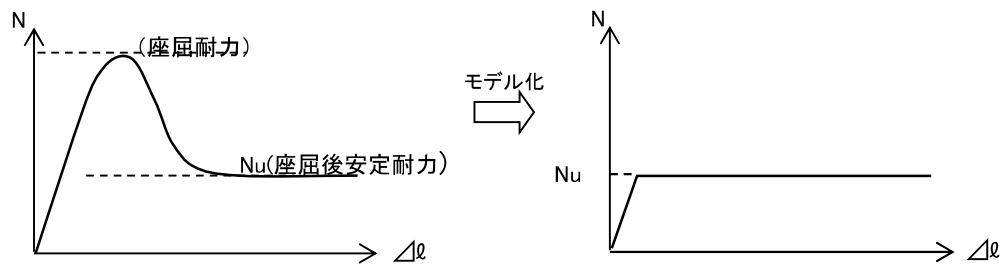
実際の設計において、このような圧縮筋かいを含む筋かい付き架構を増分解析法で保有水平耐力計算を行う際には、こういった挙動を把握した上で、適切に設計を行う必要があります。なお、保有耐力接合を満足していることの確認も前提条件として必要です。

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）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】

- ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書 P328～、P333～、P497～
- ・ 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ご注意ください。

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 ($\Sigma M_{pc} \leq \Sigma \min \{1.5M_{pb}, 1.3\Sigma M_{pp}\}$) 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) 指摘の背景

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ものに対する指摘です。指摘文にもあるとおり、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と比較しているため、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が判定し、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) 設計者の対応例

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。

尚、この事については下記事項があります。

「局部崩壊となる場合、当該層の柱耐力を低減し、はりが塑性化しないとした計算の他に、通常の計算（耐力低減を考慮せず、はりが塑性化するものとした保有水平耐力計算）も必要となる。」

z

【参考文献・資料】

2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, P. 325～

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ご注意ください。

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) 指摘の背景

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に対する指摘です。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に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。上記2例について優劣をつけるものではありませんが、各特長を掴み、注意した検討が必要です。

(2) 設計者の対応例

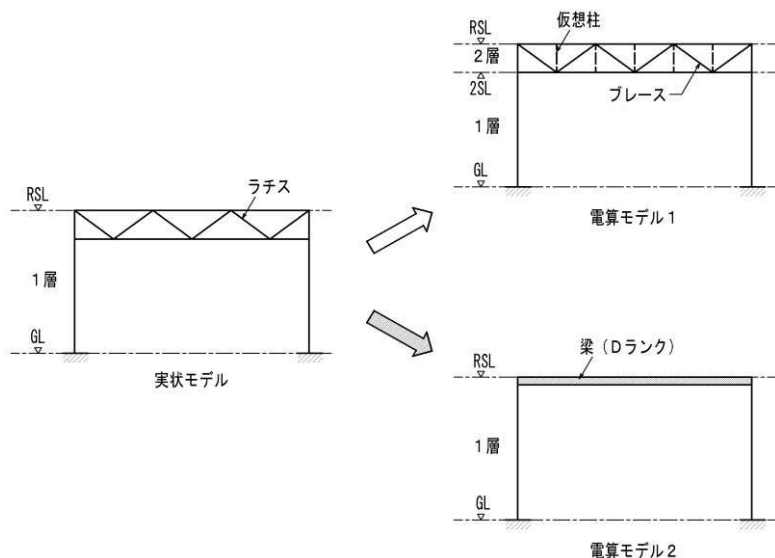
・トラス梁を等価断面の線材に置換し、柱ヒンジを確認したうえで、柱のDsにより保有水平耐力を検討します。また、各部断面算定について、応力を安全側となるよう手計算にて補正します。

柱ヒンジの確認例

($M_{ug} \geq 1.2 \times M_{uc}$ を確かめたもの。 M_{ug} : トラス梁の降伏モーメント、 M_{uc} : 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) 底吊材、柱及び片持ち梁の取り合い

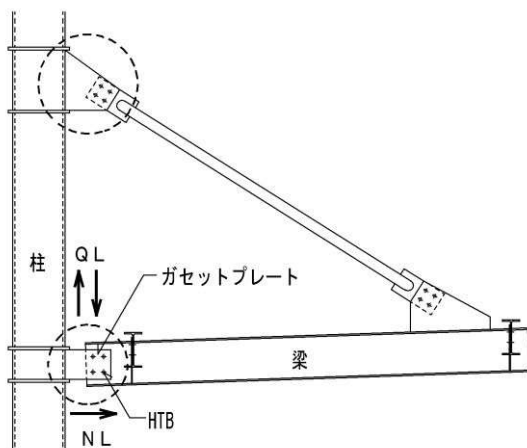
底吊材、柱及び片持ち梁の各取合い部について地震時面外方向の検討事例

【解説】

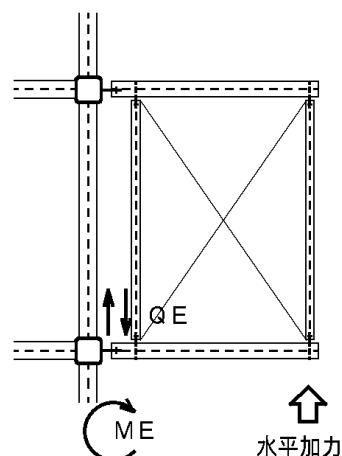
(1) 指摘の背景

本指摘事項は、図に示す鉄骨造の吊底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、底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】

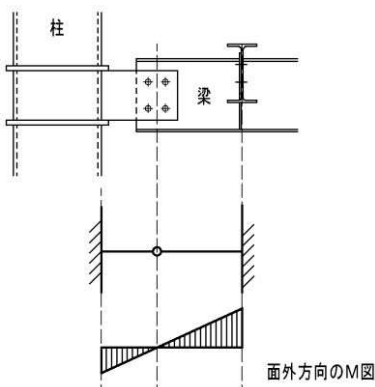


詳細図（長期応力）



伏図（地震時応力）

(2) 設計に対する考え方の事例



面外方向のM図

底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がありますのでご注意ください。

5 鉄骨造

5.7 納まり

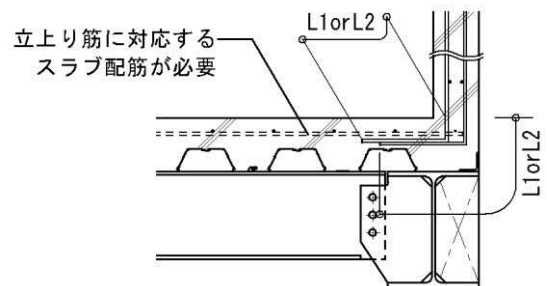
5.7.6) パラペットとデッキ部コンクリートの定着等

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】

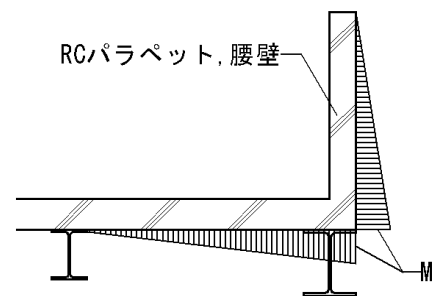
（1）指摘の背景

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）設計者の対応例

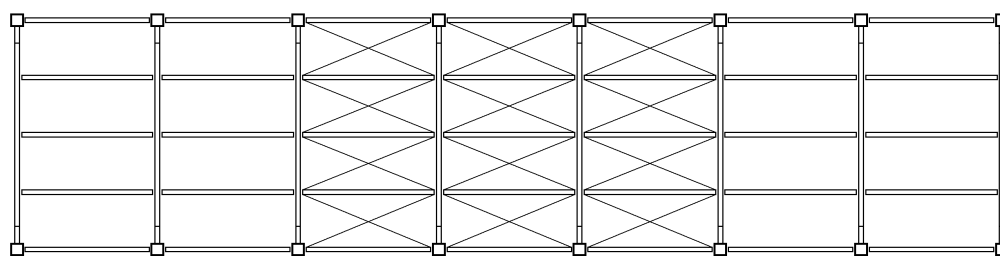
壁脚の曲げモーメントにてスラブ配筋の検討を行います。併せて壁主筋をスラブへL2かつ $Lx/4$ 定着させた設計としています。



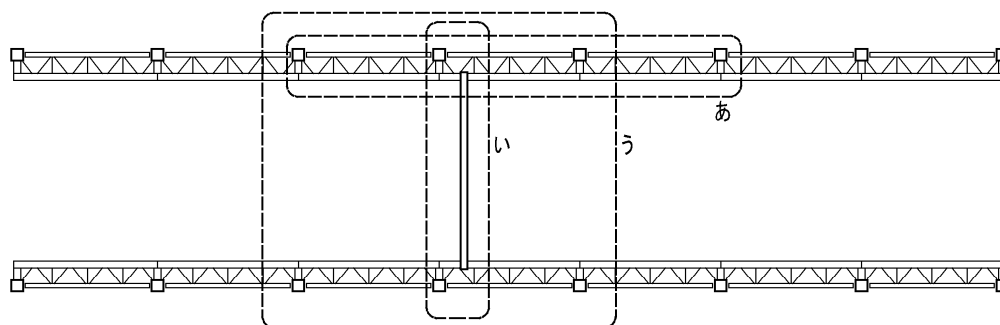
【参考文献・資料】

「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ご注意ください。

5	鉄骨造
5.8	クレーン
	5.8.1) クレーンがある場合の取り扱い ・ クレーン走行時の長期水平荷重（走行方向及び直角方向）について説明 ・ クレーン鉛直荷重の架構への追加入力の理由を説明 ・ 屋根を剛床として計算する場合、クレーンによる長期及び地震時の水平荷重を全フレームで負担することになるが、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条件で検討をする必要はないかの検討 ・ クレーンが建物の一方向に寄った場合の偏心率の考え方 ・ クレーンが、1スパン間に2つ近接した場合の検討 ・ 2台のクレーンが1本の柱の両側に近接する場合の検討 5.8.2) バックガーダー ・ クレーンの走行方向と直交方向に荷重が作用した場合のバックガーダーの検討
【解説】 <u>(1) 指摘の背景</u> クレーン付き工場建屋等の設計において、クレーンによる荷重、応力の算定に下記等の事項に不明解なことがみられ、指摘が出されます。 1) クレーン付き工場建屋等の設計において、近年全て解析システムにて一貫計算で行う事が多く、i) クレーンによる荷重条件がわかりにくいもの ii) 剛床仮定による解析でクレーン荷重等を建物全体に配分して解析するものがよく見られます。 2) クレーンによる荷重条件はスパン上のどこにクレーンがあるのか、複数基ある場合は近接条件はどのようなになっているか、不明確なものも多く見られます。 3) クレーン走行時の水平力（走行方向及びそれとの直行方向）が明確に提示されていないものも多く見られます。 4) 1) 項と相まって多く見られるのは、桁方向ではブレースへ、梁間方向ではラーメン架構への荷重の流れが十分に説明ないものがあります。 5) クレーンガーダーの変形、面外方向の応力処理及び変形の確認が不十分なものが多くあります。 6) 剛床仮定による偏心率算定は1) 項 ii) と相まって不適切と思われるものがあります。 <u>(2) 設計に対する考え方の事例</u> クレーン付き建屋の設計に於いて、クレーン部荷重の設定、部材の応力・断面検討に以下に挙げる事項に留意願います。 1) クレーン稼動による長期荷重として、次のように考える。 鉛直荷重P_v＝車輪加重×1.2（クレーン走行速度が60m/min未満は1.1） 走行方向水平荷重P_L＝車輪荷重×0.15 走行方向に直角な水平荷重P_s＝車輪荷重×0.1 2) (1) 指摘の背景2) に準じた明確な荷重条件で上記1) を考え、柱からのブラケット、クレーンガーダーの検討を行う。 クレーンガーダーについては、上フランジ面外方向の断面性能（これで不足しているものはバックガーダーを構成）にて応力、たわみの検討を行う。 3) このブラケットによる応力を付加して、張間方向架構の長期応力による検討を行う。 4) 長期水平力及び地震時水平力については桁方向にあっては、近傍3～4スパン、梁間方向にあってはクレーン載荷の1つの架構もしくは屋根ブレース等による荷重伝達を考慮した2～3列分の架構にて処理する。 桁方向においては、ブレース架構が多く見られるが、このブレース架構までの力の流れが明示されていることが大切です。	



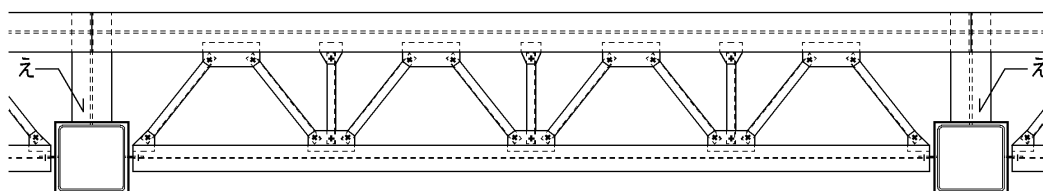
R階伏図



ガーダー階伏図

クレーンによる応力について、桁方向は(あ)示の近傍3～4スパン、張間方向は(い)示の1架構又は(う)示の2～3列分架構にて水平力処理を行う。

クレーンガーダー



バックガーダーの構成

- i) ガーダー上フランジ面外性能で処理
- ii) バックガーダーを構成する
- iii) ガーダー受けのブラケット部材はガーダーと同部材程度以上とする。
- i) ii) いずれも(え)示の支持と考えられるつなぎ材が必要となる。

【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－実例とその解説－」(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ご注意ください。

5 鉄骨造

5.8 クレーン

5.8.3) クレーンによる柱応力の検討

桁方向の軸ブレースはクレーンガーダーレベルに関係なくFLと屋根面を結ぶように配置されていることについて、クレーン走行時水平力が柱に直接作用し柱弱軸に曲げ応力が発生するため、この応力に対する検討、或いは、地震時はクレーンの自重等により柱のクレーン車輪位置に水平荷重が作用することについて、屋根、外壁等の荷重とあわせて検討事例

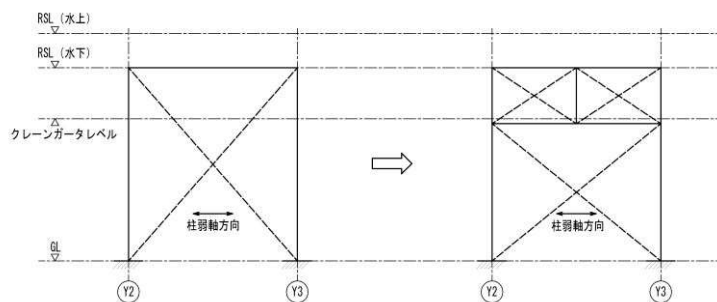
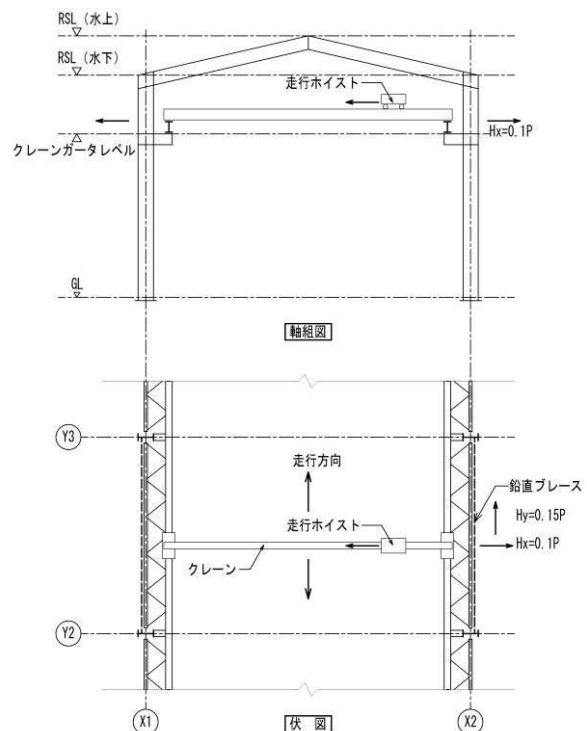
【解説】

(1) 指摘の背景

柱に1方向H形鋼を採用したクレーンがある工場等の設計でクレーンガーダーレベルの直交方向に受け梁(バックガーダー)を設けない設計に対する指摘です。クレーンガーダーには鉛直方向車輪圧 P 、制動輪による走行方向制動力(P_L =図中 H_y)、走行方向に直角に作用する水平力(P_S =図中 H_x)が作用します。ガーダーレベルに受け梁(バックガーダー)があり、それぞれの構面にブレースがある場合、問題は少ないと思われますが、ない場合には柱の弱軸曲げの検討が必要になります。尚、受け梁は耐風梁と兼用することも可能です。

(2) 設計者の対応例

・桁方向ブレースの配置をクレーンガーダーレベルに横架材を設け、2層に配置します。クレーン走行方向についてはブレースがあるため検討を省略し、ホイスト走行方向については柱の強軸にて $0.1P$ を考慮した水平力にて検討している。



【参考文献・資料】

・天井クレーン支持架構の設計 ー事例とその解説ー, 昭和54年7月, 高橋慶夫・石田満斎, 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) 指摘の背景 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ではありません。 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） $b \cdot D = 35\text{cm} \times 75\text{cm}$ $t = 15\text{cm}$ $h1 = 70\text{cm}$ $h2 = 50\text{cm}$ $I = 8.18I_o$ I_o: 梁のみの断面2次モーメント $I = 11.4I_o$ 【断面積】と【壁を含む成】が(O)と等しい長方形断面に置換する $I = 4.79I_o$ 【断面積】と【幅】が(O)と等しい長方形断面に置換する $I = 1.69I_o$ 【断面積】と【壁を含まない成】が(O)と等しい長方形断面に置換する	

例として、上記の3つの方法で計算すると、大梁の剛度増大率は $\phi=1.7\sim11.4$ となる。

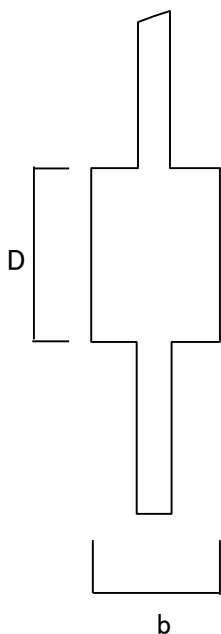
一方、有限要素法による弾性解析によれば、 $\phi=4.29$ となることから、(B)の評価方法とほぼ同じ結果となる。(建築構造問題快答集5 P170参照)
従って今回は(B)の方法で剛性を評価した。

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

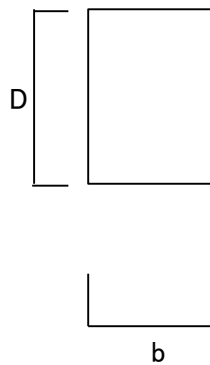
(備考)精算法では壁の取り付く部材に応力集中し、ストリップ部材が危険側となることもある。

以下は大臣認定プログラム(SEIN La CREA認定版)の設計者指定による評価方法です。

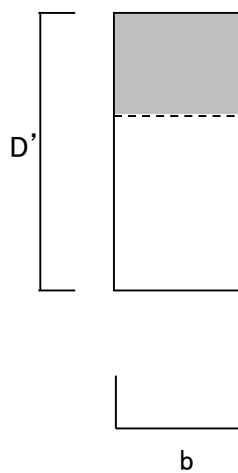
(イ) 腰壁・垂壁は全断面有効



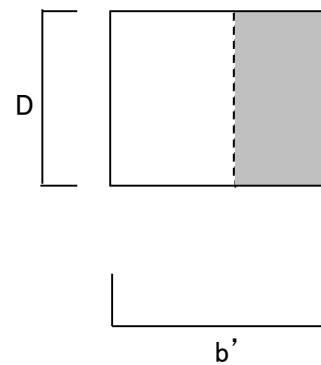
(ロ) 腰壁・袖壁は無視



(ハ)【断面積】と【幅】が
等しい長方形断面



(ニ)【断面積】と【成】が
等しい長方形断面



腰壁、垂壁と大梁の剛性の関係

但し、(ハ)と(ニ)は大臣認定の適用範囲外となっています。

【参考文献・資料】

構造設計Q&A集 (社)日本建築士事務所協会連合会 P162

建築構造問題快答集5 P170

2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書 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がありますのでご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.1	剛性
	6.1.4) 袖壁付き柱の剛性評価 袖壁が取付いた柱の、剛性割増しや剛域の考慮などの検討
削除	
【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がありますのでご注意ください。

6 鉄筋コンクリート造

6.1 剛性

(参考) 6.1.3) に類似の項目があります。

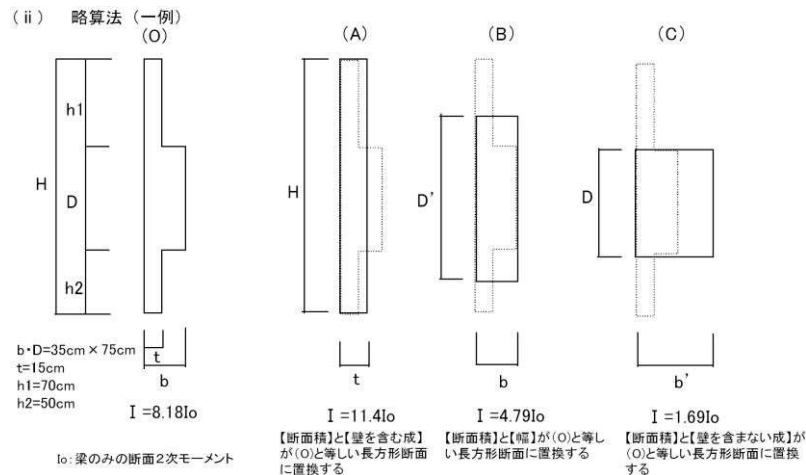
6.1.5) 柱・梁の剛性評価における置換

柱・大梁の剛性評価を「壁を含まない成が等しい長方形断面」に置換していることの説明事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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つの評価方法があります。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判断します。

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) 設計者の対応例

前解説編 (ver. 090210) に、詳細な解説が掲載されていますが、現在では「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】

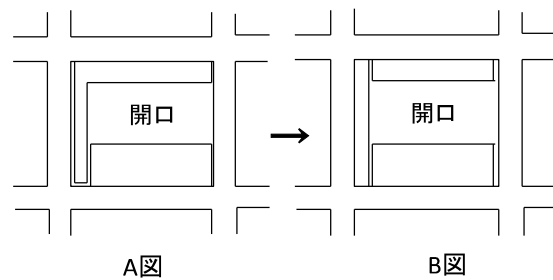
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010), 日本建築学会
- ・構造スリット設計指針, (社)日本建築構造技術者協会, p16~

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

6	鉄筋コンクリート造
6.1	剛性
指摘事項	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) 指摘の背景	
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に対する指摘です。 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「6.1.4) 袖壁付柱の剛性評価」「6.1.5) 柱・梁の剛性評価における置換」を参照して下さい。ただし、袖壁の影響は施工精度・ひび割れなどを含め、現在のところ定量的に評価することは困難と思われるので、平19年国交告594号 第1 第二号の観点から、袖壁の評価が過大である場合を考え、袖壁の無い一般の柱の一次設計における負担せん断力が減少しすぎないように注意することも必要かと思われます。	
(2) 他機関の解説	
「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200mm未満の袖壁にはスリットは不要である。」と述べられています。	

(3)設計者の対応例

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以下の場合には鉛直スリット及び直下の水平スリットを取り止める、柱に対しては断面積比で剛性を考慮し、梁に対しては袖壁による剛域を考慮した(B図)。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】

【備 考】

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

6	鉄筋コンクリート造
6.1	剛性
	6.1.9) 構造壁とならない 小さな方立て壁 見付幅の小さな方立て壁下部に水平スリットを設けていることについて、面外性能・構造上の有効性・施工性など問題の有無
削除	
【参考文献・資料】	
【備 考】	

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

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) 指摘の背景

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

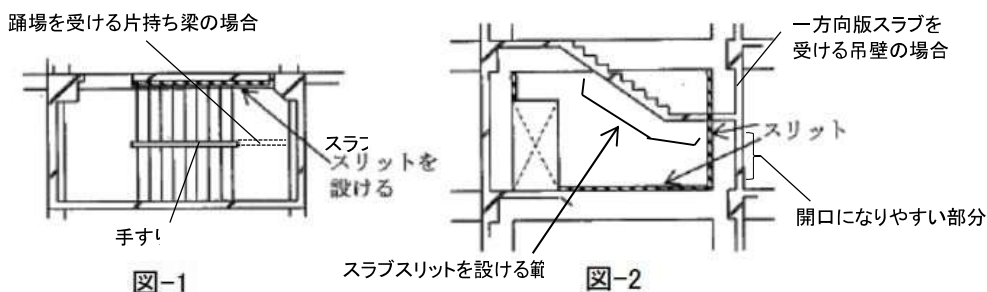
図-1、図-2は同じ階段室を表しています。このような形状では、階段室の壁にスリットを設けても柱と踊り場が一体なので壁が柱を拘束します。また こうした部分は重量も重く壁厚も厚くできることが多いので、出来れば図-2に示される開口部寸法を調整して耐力壁とすることが望ましいと思われれます。それが困難な場合は、壁と階段・踊り場の間にスラブスリット(スラブに設けるスリット)を設けるか、階段を鉄骨造とするなどして柱を拘束しないようする必要があります。

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れます。

が、両脇を鉛直スリットとして梁からの吊壁でスラブを受けると言うのも一つの考え方として無いわけではありません。(踊り場下が開口部であることが多い。また、その場合は踊り場床版と柱との間にスラブスリットが必要になります。)

中央の階段手すりを階段受壁として踊り場へ片持ち梁を出して踊り場を受けると言うのも考え方の一つです。

いずれにしろ、こうした部分は計画段階で意匠サイドとも十分打合せをして検討をしておくことが必要と思われれます。



(2) 他機関の解説

(3) 設計者の対応例

- 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)、(社)日本建築学会
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

【備考】

「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。

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けしており、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けしており、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

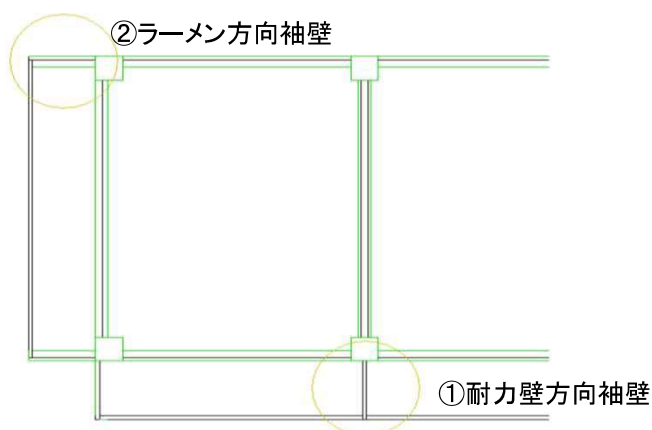
【解説】

(1)指摘の背景

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)他機関の解説

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 2007年版」P. 652 タイプAの袖壁と同様な状態となると思われます。(図-1) 以下に同書の説明を抜粋します。腰壁を袖壁、はり柱を入れ替え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。」

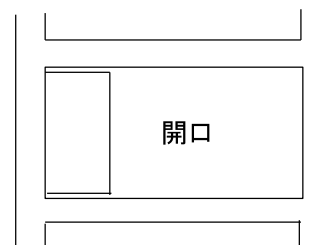


図-1

(3)設計者の対応例

①耐力壁方向について

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

②ラーメン方向について

・袖壁が比較的小さく剛性評価を行っても架構全体に及ぼす影響が小さいので、スリットを取り止めて柱への剛性評価を行う設計とした。

・持ち出し部につき、柱際に鉛直スリットを設ければ 水平スリットが無くともフレームに与える影響は少ないと考えられるので(図-2)、袖壁の水平スリットを取り止め 柱際の鉛直スリットのみ設け、柱への剛度割り増しを行わない設計とした(図-3)。

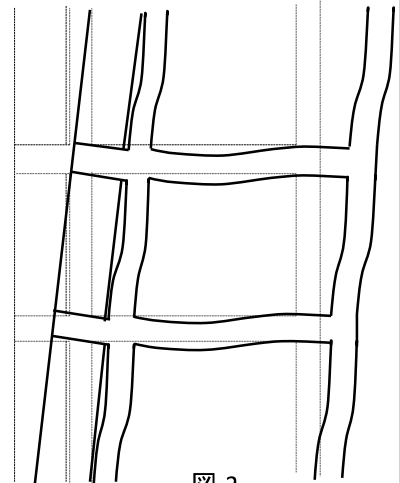
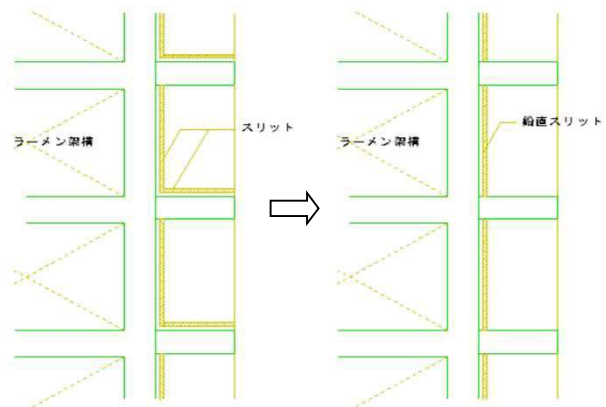


図-2

ラーメン方向の袖壁について(片持ち梁あり)

- ・水平スリットを取り止め。
- ・鉛直スリットのみとした。

図-3



【参考文献・資料】

【備 考】

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

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

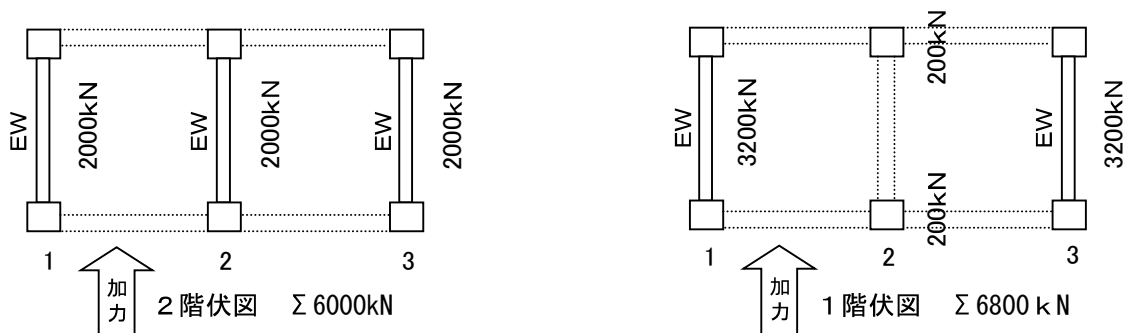
【解説】

(1) 指摘の背景

本指摘事項は、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を求める指摘です。

(2) 設計に対する考え方の事例

【例】



ここで、2階床部分に作用する地震力が900kNであったとし、3構面に均等に作用すると仮定すると2通りに作用する地震力は、 $900/3=300\text{kN}$ になるものとします。

例では、2通りの2階EWの負担せん断力は、2000kNですが、1階柱の負担せん断力は、 $200\text{kN} \times 2 = 400\text{kN}$ となっています。この400kNには2通りの2階床部分に作用する地震力（300kN）が含まれていることから $(2000 - 400 + 300) / 2 = 950\text{kN}$ のせん断力が2階床スラブを介して両側の耐震壁に移行したことになります。この面内せん断力がコンクリートの短期許容せん断力（鉄筋非考慮）以下であることを確認します。また、保有水平耐力時については、面内せん断耐力を0.1Fc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。

【1.1.11) に類似の解説有】

【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がありますのでご注意ください。

6 鉄筋コンクリート造

6.2 応力

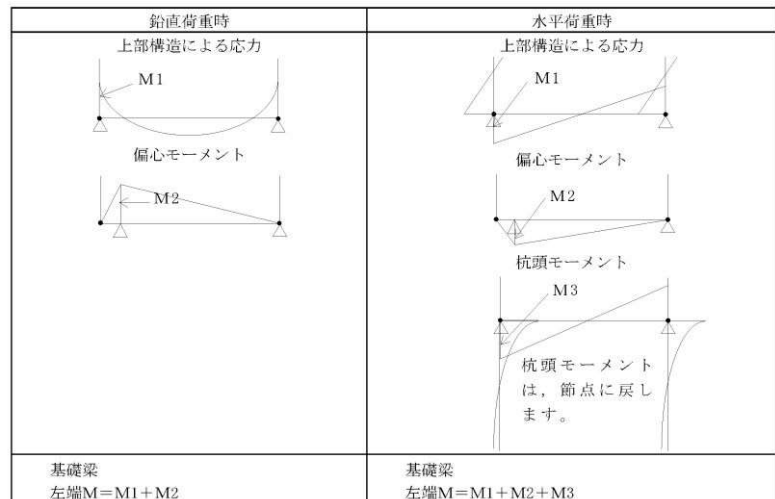
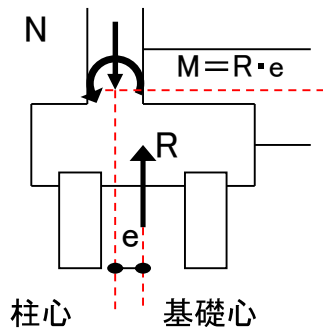
6.2.2) 基礎の偏心による付加曲げモーメント

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) 指摘の背景

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、かつ、保有耐力への考慮について確認をするための指摘です。



応力状態

(2) 設計者の対応例

- 1) 地中梁で処理を行っている。
- 2) 支点反力の計算に偏心、杭頭モーメントの考慮した検討を行っている。
- 3) 保有耐力時は、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がありますのでご注意ください。

6 鉄筋コンクリート造

6.2 応力 (参考) 6.3.9)、10.5.13) に類似の項目があります。

6.2.3) ベタ基礎による地中梁のねじりモーメント

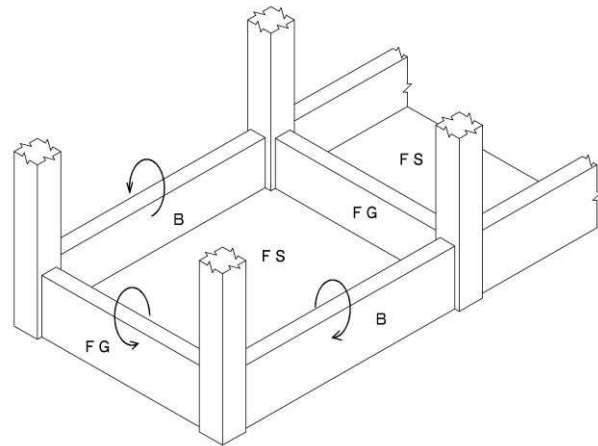
べた基礎を4辺固定スラブとして設計されていることについて、固定端の曲げモーメントは地中梁にねじりモーメントとして作用するので、地中梁の安全性を検討、または、版外端の固定度を低下させた場合の検討事例

【解説】

(1) 指摘の背景

6.3.9)と類似である。
FSベタ基礎版の設計が四辺固定としてなされている。
(電算システムでの計算によく見られる。)
この時、FSの固定端モーメントをG,B地中梁の振り抵抗で支点に伝達することの確認が必要である。

【10.5.13)の指摘の背景を参照】



(2) 設計者の対応例

- 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】

【10.5.13)に類似指摘あり】

「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がありますのでご注意ください。

6 鉄筋コンクリート造

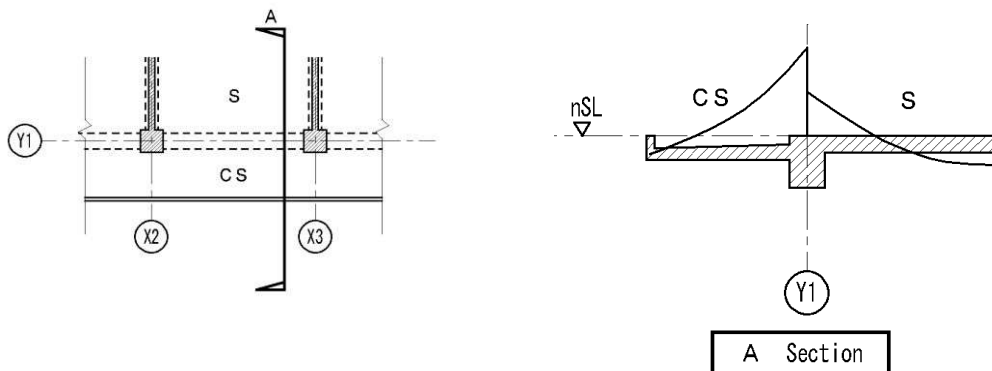
6.2 応力

6.2.4) 片持ち部分からの大梁へのねじれ

片持ち部分における大梁のねじれの検討事例

【解説】

(1) 指摘の背景



Y通りを境界に、CSとSの応力、配筋が釣合っていないことへの指摘です。
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) 設計者の対応例

- 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ご注意ください。

6	鉄筋コンクリート造
6.2	応力
	6.2.6) エレベーターシャフト及び屋外階段の鉛直荷重と水平荷重 構造計算概要書の「構造上の特徴」において、エレベーターシャフト及び屋外階段の鉛直荷重は直下の基礎で支持するものとし、水平荷重は建築物本体で支持するものとの記載がある。しかし、エレベーター部壁を耐力壁としてエレメント置換させ、自ら抵抗するものと考えていることについて、耐力壁の条件の可否、および剛性評価と偏心率の計算を含め設計内容を明確に説明するよう求める事例。
削除	
【参考文献・資料】 ・ 評定・評価を踏まえた構造建築物の構造設計実務 P373～ ・ 構造設計一級建築士資格取得講習テキスト P281～	

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

6	鉄筋コンクリート造
6.2	応力
	6.2.7) 耐力壁厚に対する枠梁の幅 ・ 枠梁の幅が耐力壁厚の2倍確保されていないですが、考え方を説明して下さい。
削除	
【参考文献・資料】 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説(1999) 付11 壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説 p133「技術資料3」 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説 p221「7.9 層間のせん断力の伝達」 鉄筋コンクリート造の終局強度型耐震設計指針・同解説 p122 「6.4 耐震壁のせん断強度」 中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説 1987年版,(財)日本建築センター, p24	

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

6 鉄筋コンクリート造

6.2 応力

6.2.8) 梁増打ちの考慮

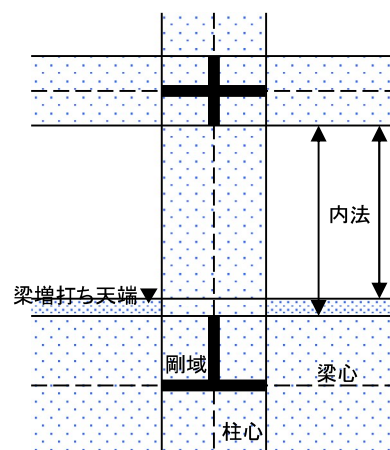
梁が増打ちされているため、これを考慮した内法高さは考慮しない場合よりも小さいものとなっている、また、増打ちを考慮した位置での応力を断面算定用の応力として採用しているため、考慮しない場合（梁フェイス位置）の応力よりも小さくなっていることについての説明事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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) 設計者の対応例

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。

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がありますのでご注意ください。

6 鉄筋コンクリート造

6.3 断面検討

6.3.1) 複数開口を有する耐力壁の設計

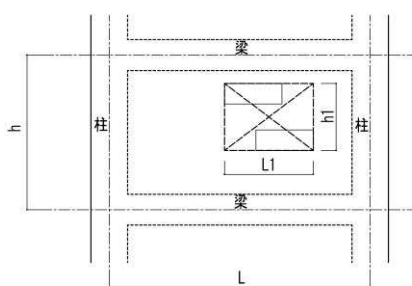
複数開口のある耐力壁の開口の扱いの説明事例

【解説】

(1) 指摘の背景

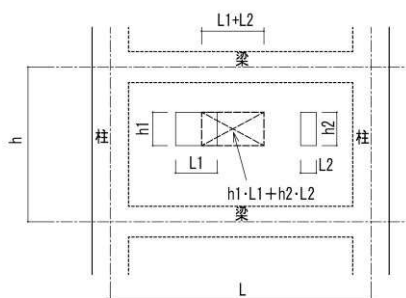
耐力壁の開口を有する耐力壁を、開口の大きさ、位置のそれぞれの評価の妥当性を確認した指摘です。

- 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、剛域の設定及び部材剛性の評価が実状に合わない等の問題が多くみられます。



高さ h_1 、長さ L_1 の開口とみなす。

(a) 包絡する開口部とみなす方法。

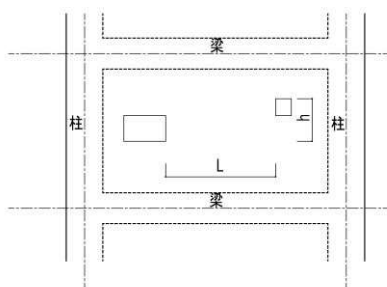


$\sqrt{h_0 \cdot L_0} / h \cdot L$ において、 $h_0 \cdot L_0$ を $h_1 \cdot L_1 + h_2 \cdot L_2$ とみなす。
 L_0 / L において、 $L_0 = L_1 + L_2$ とする。

(b) 面積等価の開口部とみなす方法。

(2) 設計者の対応例

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



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

【参考文献・資料】

- ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書、第2版、平成20年5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、p275～

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

6 鉄筋コンクリート造

6.3 断面検討

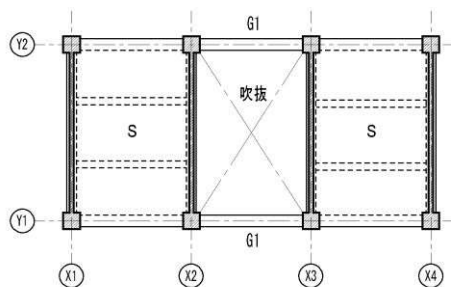
6.3.4) 大梁への軸方向力の考慮

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

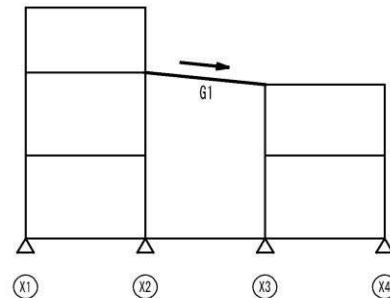
【解説】

(1) 指摘の背景

床版等が抜けていて、梁が単独に存在する状況に対しての指摘です。
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項です。



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) 設計者の対応例

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ご注意ください。

6 鉄筋コンクリート造

6.3 断面検討

6.3.5) スリットを設けた雑壁の面外方向の検討

- ・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

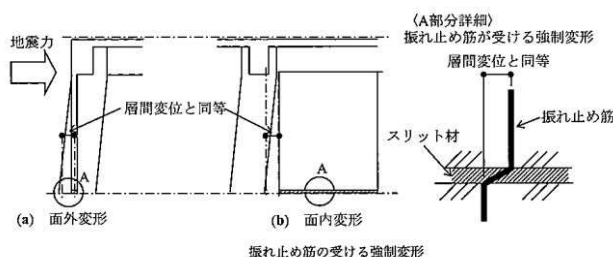
【解説】

(1) 指摘の背景

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。

面外方向の検討は、例えばせいが大きい場合や雑壁に当該壁からの片持ち階段が取り付け場合等において指摘として求めます。

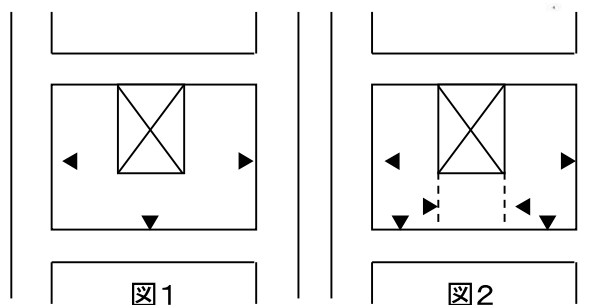
窓開口の場合、図2のようにスリットを設けるのが一般的ですが、図1のスリットが設けられる場合があります。この場合の窓下の壁は一端ピン、他端自由で面外方向力に抵抗できません。



(2) 設計者の対応例

- ① 雑壁を片持ちとして検討している。
(図2の窓下)
 - ② 一边固定他端ピン支持として検討している。
(図1、2の斜線部。ただし、図1については窓下部の地震力も負担)
- なお、どちらの場合も C_0 を適切に設定し、

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



となるように振れ止め筋の径及び間隔を設計する必要があります。

さらに、下記のように記述した文献もあります。

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

【参考文献・資料】

- ・鉄筋コンクリート造建築物における 構造スリット設計指針，2009年7月，（社）日本建築構造技術者協会，p46

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

6 鉄筋コンクリート造

6.3 断面検討

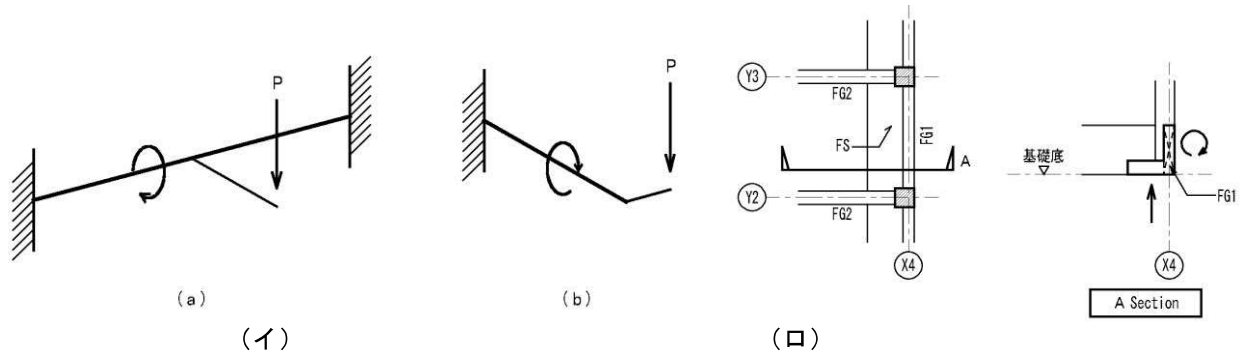
6.3.7) ねじれに対する地中梁の検討

地中梁のねじれに対して長期曲げ負担とねじれによる負担の組合せにより軸方向筋及び腹筋の検討事例

【解説】

(1) 指摘の背景

(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を求める指摘です。



(2) 設計者の対応例

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)，日本建築学会，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ご注意ください。

6 鉄筋コンクリート造

6.3 断面検討

6.3.8) 中空スラブを受ける大梁の振れの設計

中空スラブ周辺の大梁は大きな振れを伴うため、その補強筋として大梁には腹筋を配置し、更にこれを大梁に取り付く柱に定着（L2）するなど振れ対応の明記の事例

【解説】

(1) 指摘の背景

中空スラブの連続端の大梁は応力が互いに釣合い、大梁自身の振れは少ないので問題ないが、外端部側は固定度を適切に評価し正確な応力を求める必要があります。その応力を大梁が負担する為、振れモーメントにて処理をする必要があります。

RC造の大梁の振れ応力の処理は、一般には軸方向筋（上端筋・下端筋・腹筋）と閉鎖形のあばら筋で処理します。大梁断面の腹筋に振れを負担させるには、引張りを受ける主筋と同様に、接合部に十分に定着する必要があります。継手も一般の主筋と同様に考えます。

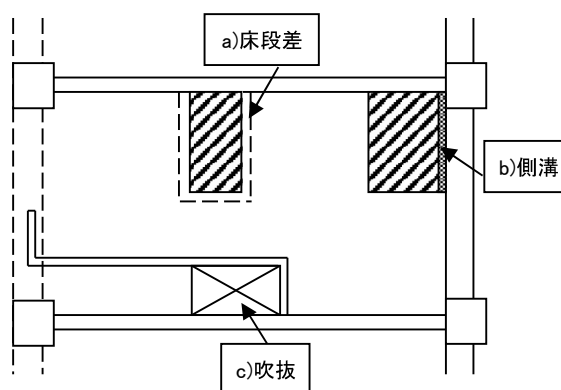
また、あばら筋は末端部を十分に重ねるか、フレアグループ溶接して全応力を伝達させます。

(2) 設計者の対応例

中空スラブの外端部側の応力は適切に固定度を評価し、大梁にて負担させます。振れ応力の補強筋の計算方法は学会RC規準（1999）により、大梁の上端筋・下端筋・腹筋とあばら筋で処理するよう検討を行いました。振れ処理を大梁の腹筋にも負担させた為、腹筋は柱内定着（L2）としました。

また、中空スラブの端部固定度が下がった為、スラブ中央下端配筋の安全性の確認をしました。

（注意）右図a)～c)のような計画の場合にも、補強筋の検討や端部固定度を考慮した設計を行って下さい。



【参考文献・資料】

中空スラブ設計要覧，鹿島出版会

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，（社）日本建築学会，1999，P274～

構造設計Q&A集，（社）日本建築士事務所協会連合会，P196

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

6 鉄筋コンクリート造

6.3 断面検討

(参考) 6.2.3)、10.5.13) に類似の項目があります。

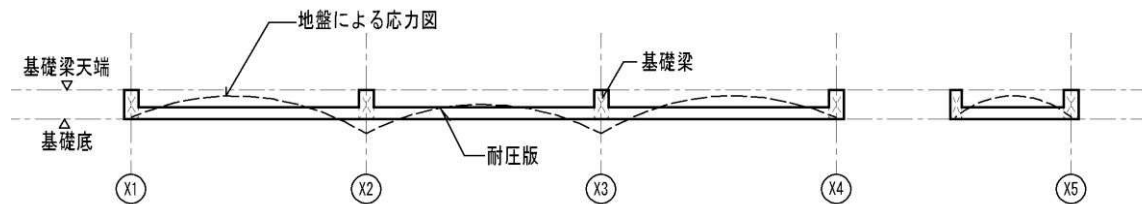
6.3.9) 耐圧版の設計

耐圧版は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) 指摘の背景

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ることへの指摘です。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) も参照】



(2) 設計者の対応例

- 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F S1とF S2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F G1のねじれ抵抗の検討も必要です。

【参考文献・資料】

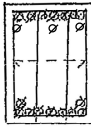
- ・ 1.5.1)、10.5.13) も参照

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

6	鉄筋コンクリート造
6.3	断面検討
	6.3.10) 端部と中央で配筋量が大きく異なる大梁 大梁端部主筋本数に対して中央主筋本数が$1/3 \sim 1/2$程度のものが多く見られる状況での、スパンの$1/4$付近において断面算定を行い、中央主筋本数に問題がないかの確認事例
【解説】 <u>(1)指摘の背景</u> 短スパンを含む連続梁等で長期応力と水平荷重時応力（地震時）の和がスパンの$1/4$付近で比較的大きく大梁に生じる場合があります。このような場合に大梁の中央主筋本数が端部側の主筋本数に対して$1/2$以下の断面配筋が見受けられ、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、スパンの部分応力に対しての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です。 <u>(2)設計者の対応例</u> 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です。	
【参考文献・資料】	

6	鉄筋コンクリート	
6.3	断面算定	
	6.3.11) 梁の付着割裂の検討 ・ 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)」により大梁のカットオフ長さの検討がされている中で、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について、「RC規準(1999年版)」、ただし、引張鉄筋の引張応力度 σ_t は引張鉄筋の降伏強度 σ_y として検討 ・ 終局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) 指摘の背景		
「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。このたびの改定の最大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。一次設計としての付着許容応力度の検討は、「RC規準(1991年版)」の方法によることができます。 ●終局における付着割裂の検討 ルート1、ルート2－1、2－2では検討を省略することができます。（付着応力度が大きい部材では検討することが望ましいといえます。） 付着割裂の検討は、引張鉄筋が多い場合、強度の高いコンクリートと鉄筋を用いている場合、鉄筋をカットオフしている部材では特に重要となります。検討方法の例としては「RC規準(1999年版)」の16条（付着および継手）、17条(定着)に示される方法。ただし、引張鉄筋の引張応力度σ_tは引張鉄筋の降伏強度σ_y（基準強度の1.1倍）と置き換えます。すなわち「RC規準（2010年版）」の規定といえます。 ICBA Q&A NO. 29に対する判定支援ネットワーク「受付番号000099」の回答において、梁の付着割裂破壊の防止のため、荒川式を適用する条件として、圧縮強度が60N/mm²以下の普通コンクリートとSD390以下の強度の鉄筋を用いた場合としています。荒川式はせん断破壊と付着割裂破壊の2つを含めて終局せん断耐力を評価する実験式ですが、必ずしも付着割裂破壊を保証したものではありません。場合によっては付着割裂の検討が必要になることがあります。カットオフ鉄筋がある場合は別途検討を行う必要があるとしています。 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。		
表－1 配筋による検討の要否		
梁符号	通し筋の付着割裂の検討	カットオフ筋の付着割裂の検討
G1	必要	不要
G2	必要	必要

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。

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

図—1 大梁配筋例

付着割裂の検討式には、「技術基準解説書2007年版」、「RC規準(2010年版)」のほかに「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」(以後「靱性指針」と略記)、「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」などがあります。後者2つは若干係数が異なりますがほぼ同等と考え、「RC規準(2010年版)」、「技術基準解説書2007年版」、「靱性指針」の3文献について設計用付着応力度、付着強度の算定式、鉄筋の降伏強度の取り方、引張鉄筋の付着長さの取り方を比較します。式の詳しい内容については各文献を参照して下さい。

①設計用付着応力度、付着強度の算定式

・「RC規準(2010年版)」

$$\tau_v = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4(l_d - d)} \leq K \cdot f_b \quad (16.5)$$

左辺が引張鉄筋の降伏時の平均付着応力度、右辺が付着割裂強度

ただし、梁上端筋の付着割裂の基準強度は0.8倍、2段目主筋に対してはさらに0.6倍とします。

・「技術基準解説書2007年版」(通し筋のみの規定)

○主筋の(信頼)付着強度

$$\tau_{bu} = (1.2 + 5\rho_w' b/d_b) \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (\text{付1.3-22})$$

ただし、梁上端筋に対しては0.8倍。

○設計用付着応力度

$$\tau_f = \frac{d_b \Delta \sigma}{4(L - d)} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (\text{付1.3-23})$$

$$\tau_t = \frac{b \rho_w \sigma_{wy} \cot \phi}{\sum \phi} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (\text{付1.3-24})$$

両端降伏ヒンジを計画する場合、(付1.3-23)式とし、一端のみに降伏ヒンジを計画する部材及び降伏ヒンジを計画しない部材では(付1.3-23)式又は(付1.3-24)式による値の小さい方とします。

・「靱性指針」

○主筋の(信頼)付着強度

$$\tau_{bu} = \alpha_t \{ (0.086 b_i + 0.11) \sqrt{\sigma_B} + k_{st} \} \quad (\sigma_B \text{ の単位は } \text{N/mm}^2 \text{ とする}) \quad (6.8.4)$$

ただし、梁上端筋に対する付着強度低減係数は次式によります。2段目主筋に対してはさらに0.6倍とします。

$$\alpha_t = \begin{cases} 0.75 + \sigma_B / 400 & (\text{梁の上端主筋}) \\ 1 & (\text{上記以外の主筋}) \end{cases} \quad (6.8.5)$$

○設計用付着応力度

$$\tau_f = d_b \Delta \sigma / \{ 4(L - d) \} \quad (6.8.1)$$

②鉄筋の降伏強度の取り方

降伏ヒンジを計画する部材の鉄筋引張強度と付着割裂強度は表－2によります。

表－2 算定式による鉄筋引張強度と付着割裂強度

参考文献名	付着割裂強度	鉄筋強度
「RC 規準(2010 年版)」	(3) 式の $K \cdot f_b$	信頼強度 ($1.1 \sigma_y$)
「技術基準解説書2007年版」「靱性指針」	信頼付着強度	上限強度 ($1.25 \sigma_y$)

SD490 では信頼強度 $1.05 \sigma_y$ 、上限強度 $1.1 \sigma_y$ とします。

(注) 通し筋の場合、「RC規準(2010年版)」では鉄筋引張強度はヒンジ端の σ_y として、③の付着長さで対応し、「技術基準解説書2007年版」「靱性指針」では鉄筋引張強度は $\Delta \sigma$ として部材両端部の主筋の応力度の差とします。 $\Delta \sigma$ の詳細は文献を参照して下さい。

③引張鉄筋の付着長さの取り方

・「RC規準(2010年版)」

○通し筋の場合

Ldは表－3によります。

表－3 梁通し筋の付着長さ

梁端の状態	付着長さ
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)	$(L + d) / 2$
両端塑性 (せん断ひび割れ発生せず)	$L / 2$

ここで、L：梁の内法長さ

d：梁の有効せい

カットオフ筋の場合のLdは、表－4とする

表－4 梁カットオフ筋の付着長さ

梁端の状態	付着長さ
梁端塑性 (せん断ひび割れ発生)	Lc
梁端塑性 (せん断ひび割れ発生せず)	$Lc + d$

ここで、Lc：カットオフ長さ

・「技術基準解説書2007年版」「靱性指針」

式中、通し筋では梁の内法長さL、カットオフ筋ではカットオフ長さLcとします。

(2) 他機関の解説

・(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 2010/3/5 回答更新

質問内容	回答
どのような場合に柱や梁部材の終局における付着割裂の検討を行うべきか。またその検討方法はどうすればよいか。	終局における付着割裂の検討は、本来全ての場合に行う必要がありますが、ルート1、2-1、2-2では検討を省略することができます。(付着応力度が大きな部材では検討することが望ましいといえます。)引張り鉄筋が多い部材や、強度の高いコンクリートと鉄筋を用いている部材、鉄筋をカットオフしている部材では、特に検討が重要となります。 検討方法の例としては、p.630のd)に示される方法、鉄筋コンクリート構造計算規準・解説(1999)の16条(付着および継手)、17条(定着)に示される方法(ただし、 σ_{ti} は σ_y (鉄筋の降伏強度)と置き換えるものとする)などが考えられます。 なお、付着割裂の検討とは別に、一次設計としての付着の許容応力度の検討は、令第82条第一号から第三号の計算の一環として、ルート1～3のすべての場合に必要となります。この場合には、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1991)の方法によることができます。

・判定支援ネットワーク： 受付番号00099

問い合わせ内容	回答内容
ICBA Q&A No.65の回答が2010.03.05付けで更新され、終局における付着割裂の検討が重要となるケースについて明示されています。一方、同No.29には「一般に荒川式によるせん断の検討は、同時に付着割裂の検討も行っていると考えられます。」と記載されています。このため設計者が、荒川式によるせん断の検討があればどのような場合(例えば、カットオフ筋が存在する場合等)でも、付着割裂の検討は不要と解釈しているケースがあります。この解釈の適否についてご教示ください。	ICBAで公開されている質疑No.29は、ルート3の計算を行う場合のDsの算定基準(昭55建告第1792号第4の表)において、はりの種別をFA・FB・FCにする場合に付着割裂破壊の検討が必要なケースを示した上で、その検討の方法の例として荒川式を示したものです。その回答で述べているとおり、荒川式によるせん断破壊の検討を行うことで、梁の付着割裂破壊の防止のための検討も同時に行ったものと見なすことができますが、それは、当然ながら、荒川式を適用することができる条件を満たしている場合に限られます。具体的には、荒川式が適用できることが既往の実験等で確かめられた範囲として、圧縮強度が60N/mm ² 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などが考えられます。ただし、カットオフ筋がある場合は、その付着性状について別途検討を行う必要がありますので、荒川式による検討で代用することはできません。以上から、ICBAの質疑No.29において梁の付着割裂破壊の検討が必要な場合に該当し、かつ、荒川式が適用できない場合においては、質疑No.65で示された方法など、適切な方法で付着割裂破壊の検討を行うか、または部材種別をFDとする必要があります。

(3) 設計者の対応例

【参考文献・資料】

- ・2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書、P. 630～632
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1991・1999・2010)、(社)日本建築学会
- ・鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」、(社)日本建築学会
- ・「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」、(社)日本建築学会
- ・「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
- ・(ICBA)「構造関係基準に関するQ&A」NO. 65 (最終更新日2010/03/05)
- ・判定支援ネットワーク「受付番号000099」

【備考】

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

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

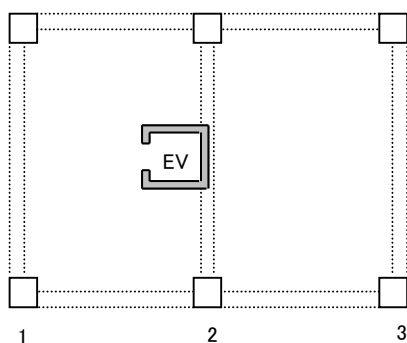
【解説】

(1) 指摘の背景

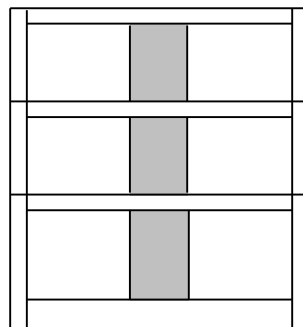
本指摘事項は、RC造純ラーメン構造等において、エレベーターシャフトや階段受け等のためにフレーム内に方立て壁を配置した時のせん断設計についての指摘です。構造計算に当たって、方立て壁を構造壁と非構造壁とに明確に区別するわけですが、遮音性、防火性等の関係から方立壁に水平スリットを設けることができない場合が考えられます。この場合、安易に耐震要素でないと判断して方立て壁の剛性、耐力を無視して解析をすることは適切とは言えません。方立壁の剛性に見合ったせん断耐力を保有しているかの確認をし、さらに方立壁の構面についても、影響する柱梁について応力を割増して検討することが必要です。

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に事例

【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P651 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。柱と考える方法もあると思われます。

【参考文献・資料】

2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書 P651

「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がありますのでご注意ください。

6 鉄筋コンクリート造

6.4 接合部

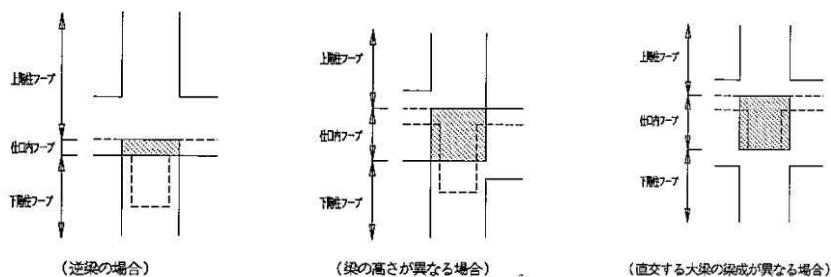
6.4.2) 逆梁が取付く柱の仕口フープ

逆梁が取り付く柱の、仕口フープの範囲の明記を求める事例

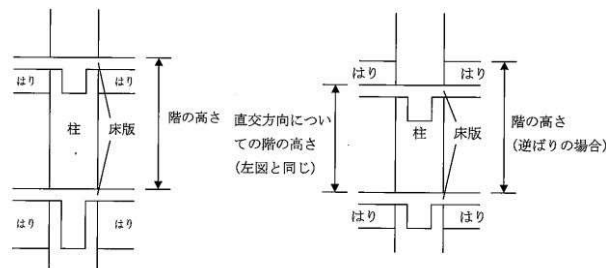
【解説】

(1) 指摘の背景

共同住宅等において、逆梁を採用した場合の仕口部に関する指摘です。
逆梁の場合の他に梁の高さが異なる場合、直交する梁の梁成が異なる場合の仕口内フープの範囲は下図のとおりです。



なお、層間変形角の計算に用いる階の高さは逆梁により梁上面と床版上面が一致しない場合は下図のとおりです。また、逆梁の取り付け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) 設計者の対応例

- ・仕口フープの範囲を記入した。

【参考文献・資料】

2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書 P295

「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がありますのでご注意ください。

6 鉄筋コンクリート造

6.4 接合部

6.4.4) 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) 指摘の背景

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すが、カプラー長さがスターラップピッチを超える部分があるため、その対応を指摘しています。

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。

$$T=0.2a\phi\sigma_s/1000$$

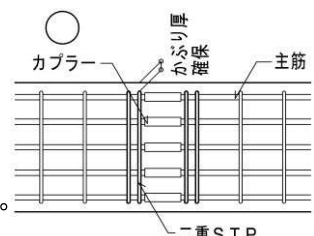
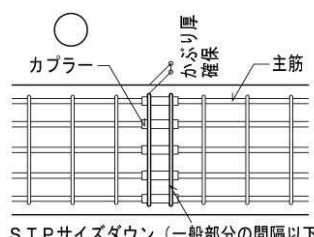
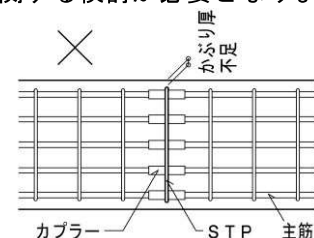
T: 固定部分の最低トルク値 (単位 N・m)

a: 主筋等の断面積 (単位 mm²)

φ: 主筋等の径 (単位 mm)

σ_s: 単位面積当たりの導入軸力 (単位 N/mm²)

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) 設計者の対応例

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ご注意ください。

6 鉄筋コンクリート造

6.4 接合部

6.4.5) 接合部のメカニズム時の検討

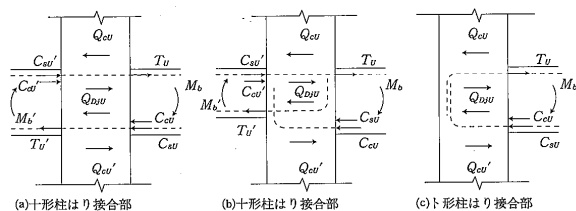
接合部の設計においてNG部分は必要保有水平耐力時の応力で再検討されていることについて、Dsを決定する要素であるため、メカニズム時で考慮する検討事例

【解説】

(1) 指摘の背景

建築物の技術基準解説書において、「架構の靱性を確保するため、原則として柱梁接合部は破壊させてはならない。ただし、当該接合部に接する柱の部材種別をFDとする場合にはこの限りではない。（中略）なお、柱梁接合部が破壊しないことが確かめられれば、柱梁接合部の許容応力度計算は省略することができる。」と記載されています。計算式(i)が技術基準解説書P.371～372に記載されていますが、この採用数値に対する指摘です。なお、技術基準解説書P.372～373に設計の考え方についても記載されています。建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990）においては柱梁接合部の破壊モードとしては、実験的に接合部パネルのせん断破壊と引張主筋のパネルからの抜け出しが検討されていますが、国内でこれらの事象が確認された例は非常に少ないとも記載されています。柱梁接合部パネルの耐力及び主筋の抜け出しの破壊モードに対して影響の大きい因子について以下があります。

- ①接合部の形状寸法と主筋量
- ②直交梁の有無
- ③帯筋の効果
- ④床スラブの影響
- ⑤梁の偏心取り付け
- ⑥パネル内の主筋の付着応力度



(a)十形柱はり接合部 (左右のはりせい同一の場合) (b)十形柱はり接合部 (左右のはりせい異なる場合) (c)ト形柱はり接合部
はり降伏型柱はり接合部のメカニズム時設計用せん断力

$$Q_{du} = \alpha \{ T_u + (C_{su} + C_{cu}) - Q_{cu} \} = \alpha \{ T_u + T_u' - Q_{cu} \} \quad \text{計算式(i)}$$

技術基準解説書では柱梁接合部のせん断強度について、接合部せん断補強筋を増やしても柱梁接合部のせん断耐力の上昇は小さい、多くの補強筋配筋は施工上困難とも記載されています。従って、柱梁接合部パネルは、コンクリートのみの耐力で評価しています。

(2) 設計者の対応例

- ①Ds決定の趣旨から、各応力をメカニズム時で検討する。
- ②接合部は破壊しないものとして増分解析を行い、柱梁ヒンジの決定後、柱梁接合部の検討をする。

【参考文献・資料】

- ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第2版，平成20年5月，p371～373
- ・ ビルディングレター 2010・12(No.540)，(財)日本建築センター，p34

「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がありますのでご注意ください。

6 鉄筋コンクリート造

6.5 定着

6.5.2) 最上階の柱主筋の定着の確保

最上階の柱主筋の定着（L2寸法）の確保について検討事例

【解説】

(1) 指摘の背景

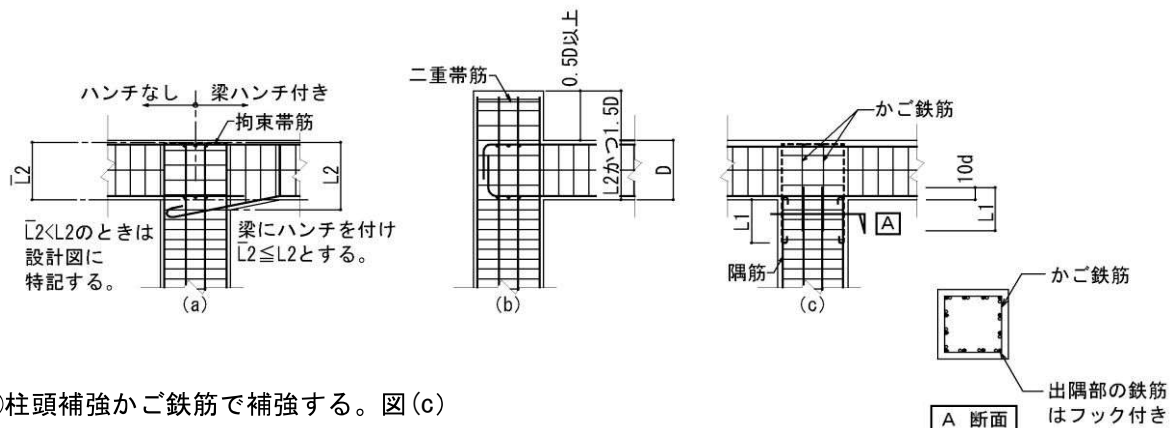
最上階の柱主筋の定着を配筋標準図等によりL2とされているが、最上階の大梁のせいを考慮するとL2を確保できない場合に対する指摘です。

(2) 設計者の対応例

①四隅の主筋(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)

梁せいの目安

柱主筋 (SD345)	L2 (35d)	最小かぶり厚	梁せい
D19	665	30	695
D22	770	30	800
D25	875	30	905
D29	1015	30	1045
D32	1120	30	1150



【参考文献・資料】

鉄筋コンクリート構造配筋指針・同解説 P189

※梁主筋の柱への定着に関しては鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010 P229

「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がありますのでご注意ください。

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】

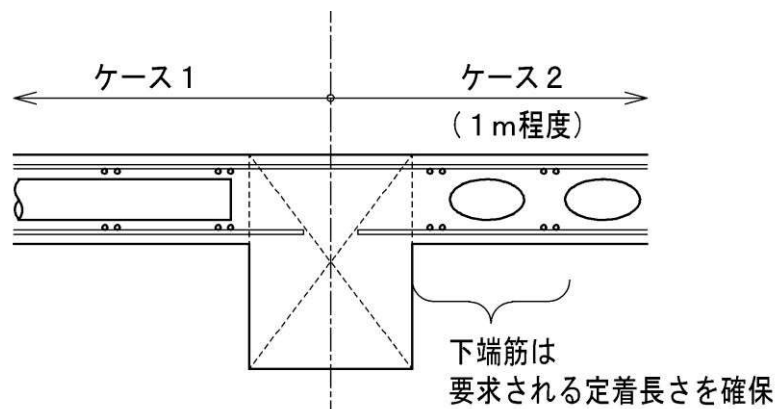
(1) 指摘の背景

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。指摘は中空スラブが取り付け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) 設計者の対応例

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がありますのでご注意ください。

6 鉄筋コンクリート造

6.7 納まり

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) 指摘の背景

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指摘です。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。



(2) 設計者の対応例

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)，日本建築学会，p364

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

7 鉄骨鉄筋コンクリート造

7.2 応力

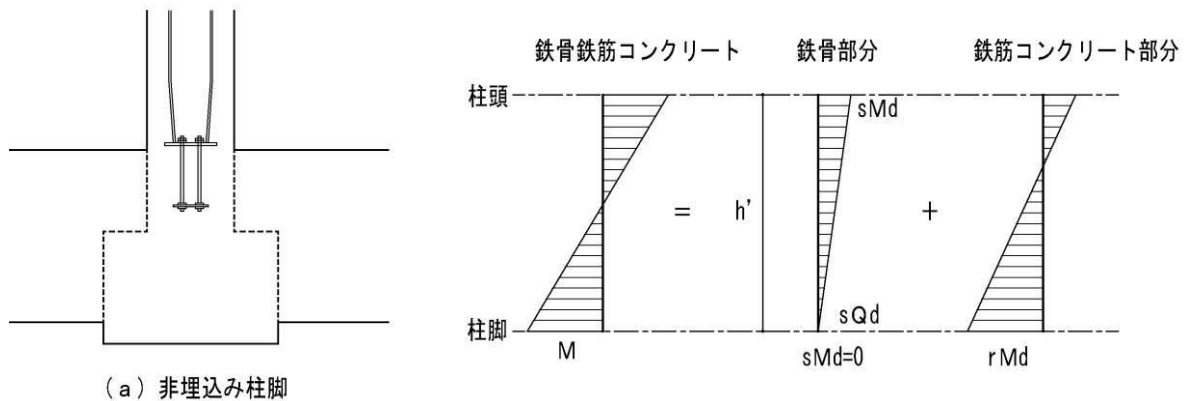
7.2.1) 柱脚の設計

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) 指摘の背景

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、ベースプレート部にせん断力 $sQd = sMd/h'$ が鉄骨柱脚に生じることへの指摘です。なお、建築物の構造関係技術基準解説書において、「柱脚に曲げ降伏が発生する場合は良好な曲げ靱性が得られるとは言い難いため、その柱を鉄筋コンクリート造とみなしてDsを算定する」と記載されています。



(2) 設計者の対応例

① 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 P59
建築物の構造関係技術基準解説書P384

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

7 鉄骨鉄筋コンクリート造

7.3 断面検討

7.3.1) -2) 主筋孔の採り方・主筋の並び

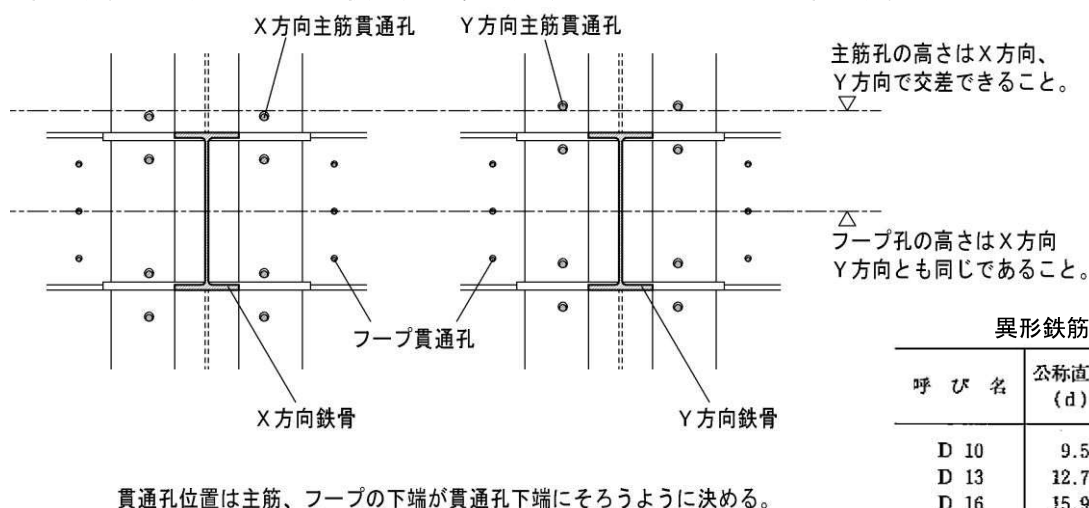
- ・SRC梁の主筋が横並びとなっていることの問題の有無を問う事例
- ・直交方向のRC梁の主筋の並びを考えると柱ウェブの欠損が多くなることへの対処を考慮した部分詳細図の提示事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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。

指摘事項はSRC梁の主筋が縦並びではなく横並びになっている場合、フランジにあたる恐れがあるための指摘です。また、ウェブの欠損が多い場合、その対処法を求めた指摘です。



(2) 設計者の対応例

- 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、カバース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, 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ご注意ください。

10 地盤及び基礎構造

10.1 地盤の基本事項

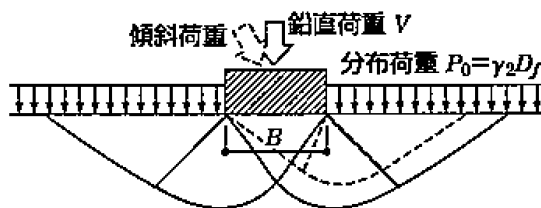
10.1.7) 荷重の傾斜に対する補正係数を考慮した設計地耐力

荷重の傾斜に対する補正係数を考慮した設計地耐力の算出事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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、抵抗値が小さくなる。）尚、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。その事に対して検討を求めた指摘です。



傾斜荷重の場合のすべり線

(2) 設計者の対応例

①告示 平13国交第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倍とま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】

2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, p517～

平13国交第1113号第2

参考 判定支援ネットワーク No. 94

基礎指針 P. 110～

建築技術2008. 5 (P171未考慮), 2009. 9 (P. 168図等参考)

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

10 地盤及び基礎構造

10.1 地盤の基本事項

10.1.13) 附属棟等基礎の取扱い

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

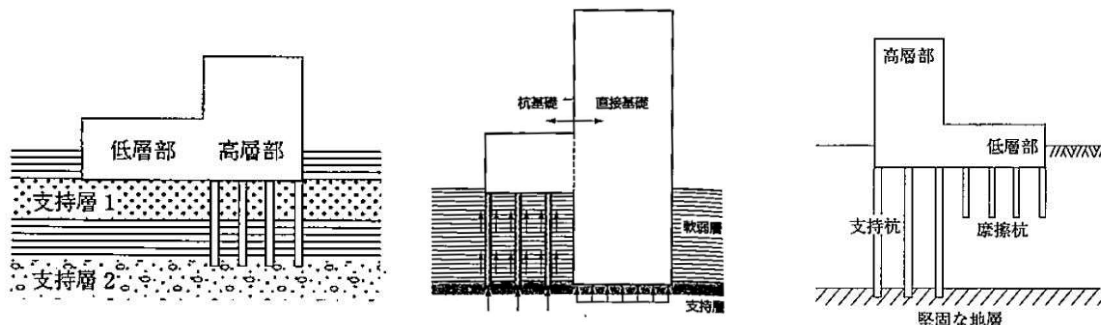
【解説】

(1) 指摘の背景

指摘例は“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基礎や突出部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かを求めた指摘です。

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) 設計者の対応例

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

【参考文献・資料】

- ・ 建築基礎構造設計指針，日本建築学会，p190, 327～

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

10 地盤及び基礎構造

10.1 地盤の基本事項

(参考) 2.6.6) に類似の項目があります。

10.1.14) 隣地に近接する基礎スラブ根入れ効果による低減

基礎スラブ根入れ効果により水平力の低減を行っていることについて、根入れ深さを考慮すると低減できないと思われることに対する検討事例

【解説】

(1) 指摘の背景

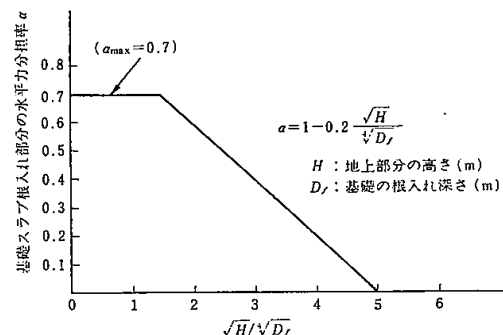
杭基礎の設計において、杭基礎における基礎スラブ根入れ効果による水平力の低減として、地上部分の高さおよび基礎スラブの根入れ深さに応じて0.7を超えない範囲で下式による割合だけ低減できるという指針により、水平力の低減をおこなって検討している場合においての指摘です。根入れ深さ D_f は、建築物の供用期間に対して十分な支持能力を期待できる深さとしなければなりません。敷地境界付近での掘削により周辺地盤の支えを失って地盤の状況が変わるおそれがあることや、逆に基礎の設置等で隣地の周辺建物に悪影響をもたらすおそれがあることに注意が必要です。尚、2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書p396によると、下式は $D_f \geq 2\text{m}$ の場合に適用できるものとしています。

基礎スラブ根入れ部分の水平力分担率

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

H: 地上部分の高さ(m)

D_f : 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) 設計者の対応例

① $D_f < 2\text{m}$ であったが、「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」(P. 14)により、埋め戻し土を原地盤の強度・変形特性より良好になるように施工した。

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～
- ・2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書，p396, 398

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

10 地盤及び基礎構造

10.2 地盤の液状化

10.2.2) 液状化の判定

液状化の判定として、 F_L 値又は PL 値による検討

【解説】

(1) 指摘の背景

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)p513や(ロ)p62に示されていますが、当該建設地の地盤性状を考慮し、必要に応じて判定を行ってください。判定方法は、同様に下記文献(イ)、(ロ)に示されていますが、 F_L 値もしくは PL 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 K_h の低減による水平抵抗力の低減や摩擦力の無視などの対策が必要となります。

(2) 設計者の対応例

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 PL 値 ≤ 5 となることを確認できたので、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 F_c の値は、原則として細粒度試験の結果を用いて下さい。

『道路橋示方書[下記文献(ハ)]より、細砂の $F_c=30\%$ を引用して、 F_L 値 >1.0 となり、液状化しないとした。』というような回答も見られますが、その地盤性状や経験から判断した F_c の値としては妥当ではない場合があります。文献などから引用する場合でも、当該建設地の地盤性状やその他文献・資料などから総合的に妥当性を判断する必要があります。

特に、告示免震の場合、留意が必要です。

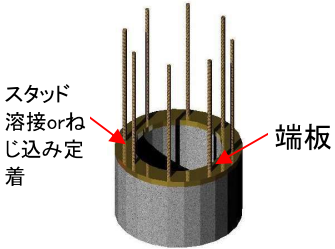
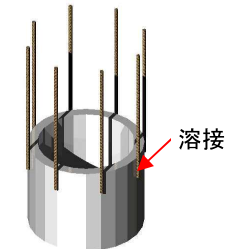
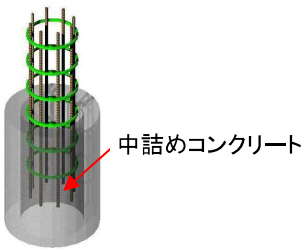
【参考文献・資料】

(イ) 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書 p512～

(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ご注意ください。

10 地盤及び基礎構造			
10.4 杭			
10.4.2) 杭頭処理			
- 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) 指摘の背景			
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を下記に示す。			
	杭頭端板にアンカー筋をスタッド溶接	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
	杭頭端板ねじ穴にねじ込み定着		
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いる - ねじ込み定着アンカー筋においては、各工法にて、最大本数や定着長が決められている	- 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
	その他	(主筋位置に対するdtの設定に注意をした。) - 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柱の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標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ご注意ください。

10	地盤及び基礎構造
10.4	杭
	10.4.3) 周辺摩擦計算時のN値 杭周辺摩擦の計算においてN値が単純平均値になっていることに対して、$\sum N \cdot L$での検討
削除	
【参考文献・資料】 ・平13国交告第1113号第5二号	

「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がありますのでご注意ください。

10 地盤及び基礎構造

10.4 杭

10.4.6) ネガティブフリクション
・杭のネガティブフリクションについて、検討して下さい。

削除

負の摩擦力が作用する杭の挙動
(日本建築学会:「建築基礎構造設計指針」より)

【参考文献・資料】

- ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, p272～
- ・ 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, p251～

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

10 地盤及び基礎構造

10.4 杭

10.4.7) 群杭による影響

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

【解説】

(1) 指摘の背景

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する必要があります。このことに対する指摘です。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) 設計者の対応例

①2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書P. 528により、群杭効果を考慮して、下記算定式により支持力を算出した。

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

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

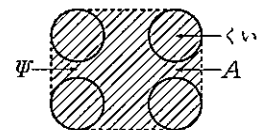
R_{ac} : 群杭の効果を考慮した杭の許容支持力 (kN)

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

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

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

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



群杭で考慮する面積
($n=4$ の場合)

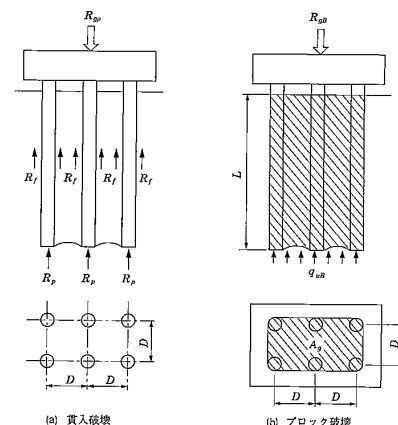


図 6.3.12 群杭の支持力機構説明図

【参考文献・資料】

- ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, p528～
- ・ 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, p220～

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

10 地盤及び基礎構造

10.4 杭

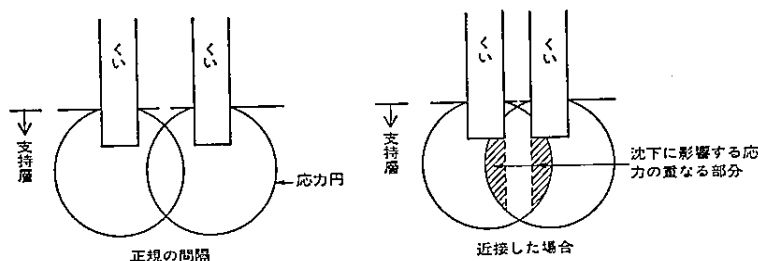
10.4.8) 杭間隔がない場合の支持力低減

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

【解説】

(1) 指摘の背景

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を求めた指摘です。



(2) 設計者の対応例

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)

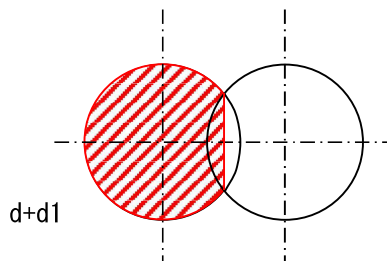
場所打ちコンクリート杭の間隔、へりあき (mm)

杭径d (mm)	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1500	2000	2500
$\geq (2.0d \text{ 以上かつ } d+1000\text{mm})$	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ずつとしている。



【参考文献・資料】

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

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

10	地盤及び基礎構造
10.4	杭
	10.4.9) 耐力壁直下の杭頭曲げモーメントの処理 ・耐力壁直下の地中梁について、杭頭曲げモーメントを負担できるか検討、また、設計上の考え方の説明
削除	
【参考文献・資料】	

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

10	地盤及び基礎構造
10.4	杭
	10.4.10) 杭の支持力 ・当地盤下での杭仕様について、単に600φの断面積でみると耐力を過大評価（11323KN/m²）しているように思われますので考え方を説明して下さい。
削除	
【参考文献・資料】 ・ 建築構造設計指針，2010年6月，（社）東京都建築士事務所協会，p553～ ・ 建築基礎構造設計指針，第2版，2001年10月，（社）日本建築学会，p205～ ・ 建築技術 2007年6月号，（株）建築技術，p158～	

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

10 地盤及び基礎構造

10.4 杭

10.4.11) 杭の水平変位

場所打ち杭の水平変位が2.64cmと、1cm程度を大きく越えていることへの説明事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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

①水平載荷試験による評価方法

②地盤調査結果により推定する方法

特に②の地盤調査に基づく k_h の推定式を次式により定めているが、

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

k_h : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
 E_0 : 変形係数 (kN/m²)
 B : 杭径 (cm)

この式は杭頭の水平変位がおおむね1cm程度以下の場合を想定しているので、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、指摘事例のように、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。

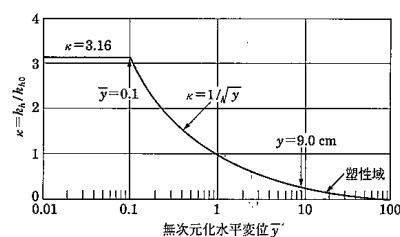
(2) 設計者の対応例

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_{h0} に対して無次元化水平変位 $\bar{y}$ の-0.5乗との積で表現できることがしめされており、その算定式（下記）により算出した水平地盤反力係数を用いて水平力に対する検討をおこなった。

参考までに、水平地盤反力係数と杭水平変位量との関係図を下記に示す。

$$k_h = k_{h0} \times \bar{y}^{-0.5}$$

k_{h0} : 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



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。

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）

【参考文献・資料】

- ・ 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, p397～
- ・ 建築基礎構造設計指針, 日本建築学会, p276～
- ・ 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), 日本建築学会, p163～

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

10 地盤及び基礎構造

10.5 基礎・基礎版

指摘事項

10.5.2) 基礎スラブの設計

- ・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) 指摘の背景

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

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

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

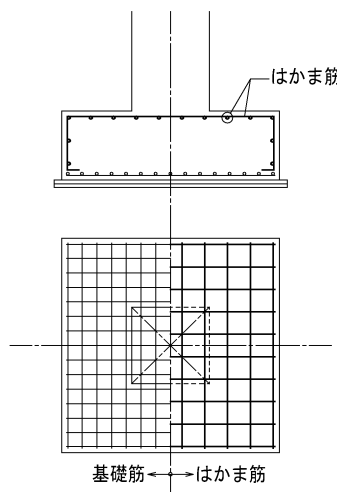


図1 直接基礎配筋(例)

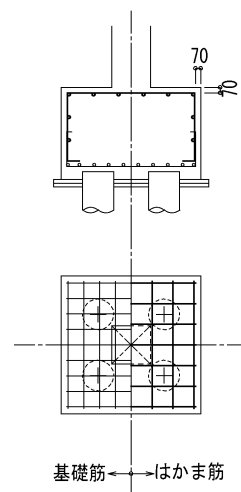


図2 杭基礎配筋(例)

(2) 設計者の対応例

杭引抜き力を考慮して、上端筋（はかま筋）の検討を行っている。

【参考文献・資料】

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

10 地盤及び基礎構造

10.5 基礎・基礎版

10.5.2) 基礎スラブの設計

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は、ベース筋（基礎筋）の検討事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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

同時に、接地圧も検討する必要があります。

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

・保有水平耐力

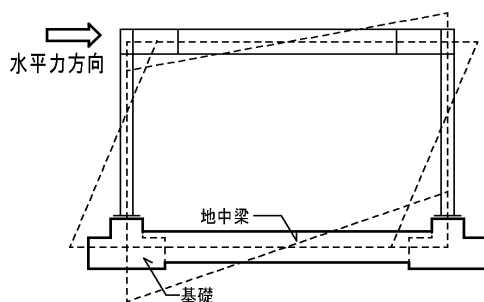


図1 基礎梁が取付く場合

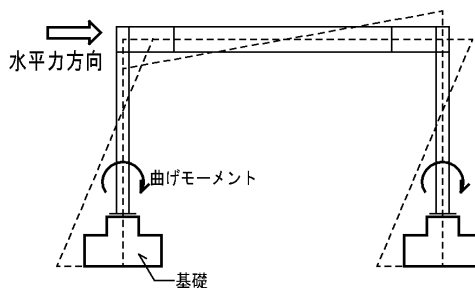


図2 基礎梁が取付かない場合

(2) 設計者の対応例

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。）

③基礎スラブの接地圧分布が一次設計時 $e/l \leq 1/6$ であることを確認した。

【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

- ・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) 指摘の背景

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によって荷重構面内の基礎梁に伝達されます(図1-②、③)。

フーチングに発生するねじりモーメントでフーチングに斜めひび割れが発生し、剛性が低下する可能性や、ねじりとせん断あるいは曲げの複合応力でフーチングが破壊し、鉛直支持能力を失う可能性があります。

よって、杭頭の曲げモーメントをフーチングのねじり抵抗で基礎梁へ伝達できるかどうか検討する必要があります。

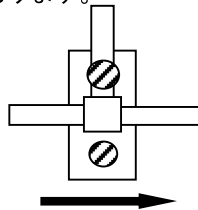


図1
杭の並びの直交方向の水平荷重時

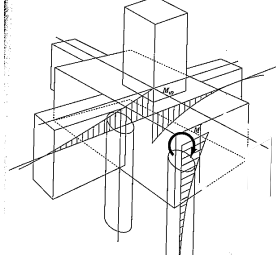


図1-②
杭応力概念図

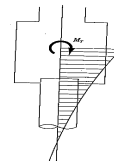


図1-③
杭及びフーチングの応力図

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。

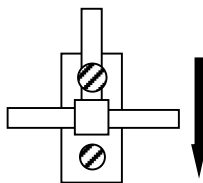


図2
杭の並び方向の水平荷重時
(上部から見た図)

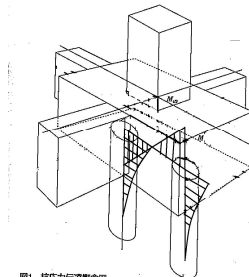


図2-②
杭応力概念図

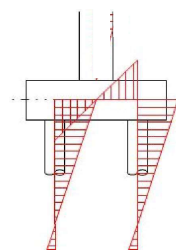


図2-③
杭及びフーチングの応力図

【参考文献・資料】

- ・建築技術 2010年10月号, (株)建築技術, p116～
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, p364～

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

10	地盤及び基礎構造
10.5	基礎・基礎版
	10.5.5) 複合基礎の偏心が水平荷重時に存在応力に及ぼす影響 ・ 複合基礎の偏心を考慮して長期応力を計算していますが、短期応力は偏心を考慮していますか。
削除	
【参考文献・資料】 ・改訂版 実務から見たRC構造設計, 上野嘉久, 学芸出版社, p270～	

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

10 地盤及び基礎構造

10.5 基礎・基礎版

10.5.10) 礎柱の検討

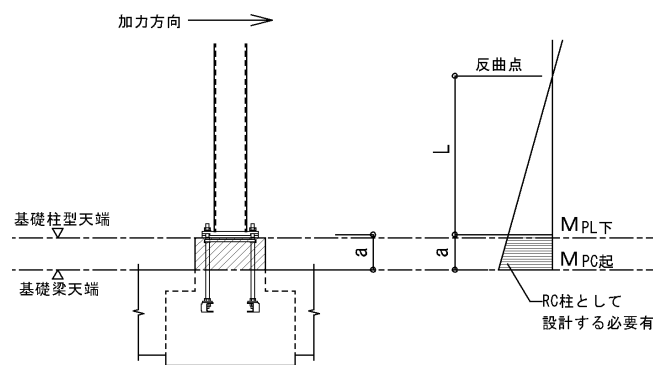
基礎に立ち上がりがあるため、基礎梁天端から基礎柱形天端まで差がある場合の基礎柱形部（礎柱）の検討事例

【解説】

(1) 指摘の背景

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) 設計者の対応例

- 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「2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書 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ご注意ください。

10 地盤及び基礎構造

10.5 基礎・基礎版

(参考)6.2.3)、6.3.9)に類似の項目があります

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) 指摘の背景

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ます。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。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

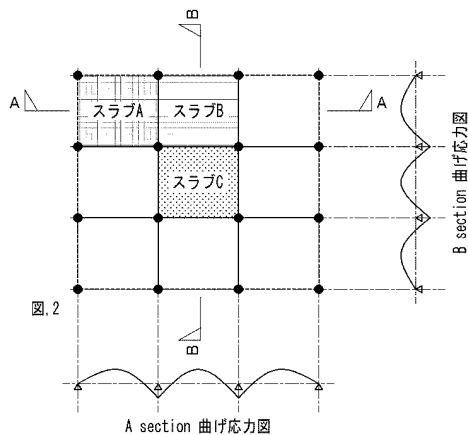


図2

- ・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

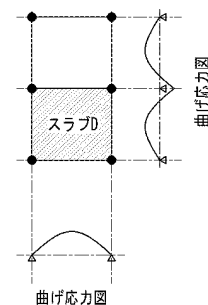


図3

- ・スラブD 1辺固定・3辺ピン支持

また、2隣辺固定2隣辺ピン、3辺固定1辺ピンなどの条件では固定端側の下端曲げの増加が大きくなるため、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、バランスを考慮し適切に割り増す必要もあります。

(2)他機関の解説

(3)設計者の対応例

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)，(社)日本建築学会，P. 99, 340～
- ・本解説書 1.5.1)、6.3.9)も参照

【備 考】

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

10 地盤及び基礎構造

10.5 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2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

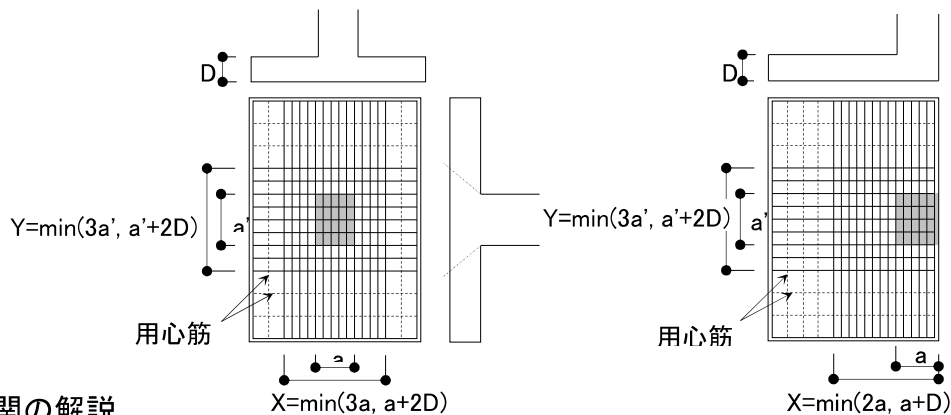
【解説】

(1) 指摘の背景

基礎スラブの持ち出し長さに対して厚さの薄い基礎や 偏心がある基礎で配筋方法に配慮が無いことに対する指摘です。

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うこと、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。



(2) 他機関の解説

<偏心基礎の場合>

(3) 設計者の対応例

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), (社)日本建築学会, P. 331~P. 339

【備考】

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

10 地盤及び基礎構造

10.6 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
- ②
 - ・1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) 指摘の背景

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ツ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変わら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求められることが多い指摘です。

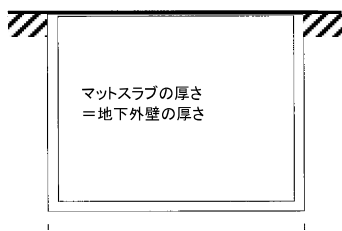


図1 マツスラブと地下外壁

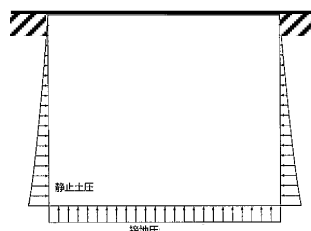


図2 作用する土圧と接地圧



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。

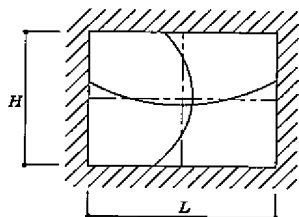


図5 地下外壁の応力分布モデル
-4辺固定版-

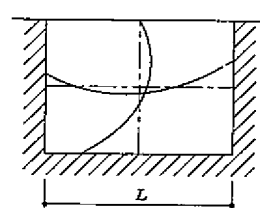


図6 地下外壁の応力分布モデル
-3辺固定1辺自由版-

(2) 設計者の対応例

- 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, (株)建築技術, p112～
- ・新構造計算の実務 知っておきたい根拠と常識, SE委員会, (株)建築技術, p88

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

10 地盤及び基礎構造

10.6 地下外壁・擁壁

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) 指摘の背景

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、根入部の受働抵抗が抵抗力として考えられますが、原則として基礎底面と地盤との摩擦抵抗のみによって評価することが望ましいです。特に今回のようなケースでは大きな

抵抗力を持つ受働抵抗が期待できません。基礎底面の摩擦力 R は建築物重量 W と摩擦係数 μ を用いて $R=W \cdot \mu$ で算出されます。 μ の値は、基礎底面直下の土のせん断抵抗を摩擦係数に換算して決定すればよいと思われます。土質試験などを実施しない場合は、0.4～0.6の範囲を採用すればよいと思われます。

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。

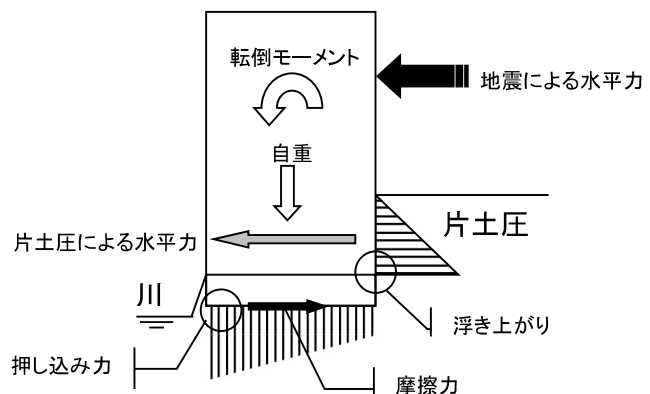


図 片土圧を受ける直接基礎の建築物に働く力

(2) 設計者の対応例

- ・ 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ご注意ください。

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) 指摘の背景

・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、

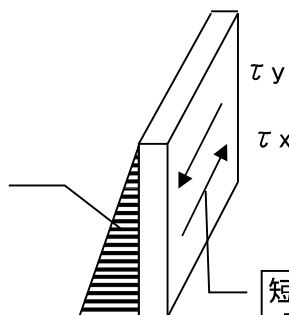
①面外に作用する曲げモーメント

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。

土圧・水圧等による
・面外に作用する曲げモーメント
・面外せん断力



短期荷重による
・面内せん断力

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 $Q_A = \max(Q_1, Q_2)$ において、 Q_1 で決定する場合、土圧による面外せん断力による応力度を τ_y 、耐震壁による面内せん断力による応力度を τ_x として、

$$\sqrt{(\tau_x)^2 + (\tau_y)^2} < f_s$$

Q_2 で決まる場合、 $Q_2 = \sum Q_c + \sum Q_w$ における耐震壁の壁筋によるせん断耐力 $\sum Q_w$ を土圧による面外曲げモーメントに使用される壁筋分を減らして算出する。

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) 設計者の対応例

・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ご注意ください。

12	その他
	12.2) 電算システムにおける浮き上りの処理 保有水平耐力時に浮き上がりを「考慮する」とし、浮き上がり耐力を“0”としている又は入力していないため、浮き上がりが考慮されていないのではの検討事例（Q&Aでは、‘長期軸力のみを浮き上り抵抗力とする場合は小さな値として1kNを入力して下さい’とある）
【解説】 （1）指摘の背景 一般に、保有水平耐力時に支点浮き上がりを考慮する場合、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）設計者の対応例 ・ 保有水平耐力時に浮き上がりを考慮すると指定し、適切な浮き上がり耐力を入力した。 【参考文献・資料】 ・ ユニオンシステム㈱ホームページQ&A	

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

12 その他

12.3) プログラムのデフォルト値・計算条件

吹抜け部で、層をまたいだ1本柱となる柱の断面算定で、1本柱となる方向の座屈長さの確認事例

【解説】

(1) 指摘の背景

一貫計算プログラムの鉄骨コラム柱の断面検定出力で、細長比(λ)が200を超えているものがあったことに対する指摘です。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。この場合は、座屈長さ係数(L_k/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。

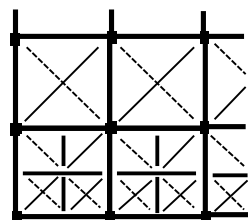
【応力関連】

●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。

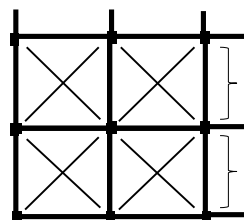
【S造関連】

●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。



設計 断面積は全てA



解析モデル

ブレース断面積=AB

ブレース断面積は設計断面積を
フレームグリッドの×型に
置換する必要がある。

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

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

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

【基礎関連】

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

(2) 他機関の解説

(3) 設計者の対応例

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

【備考】