

第 1 部

「構造計算適合性判定指摘事例」

A. よくある指摘事例とその解説

1. 基本事項

1.1 剛床仮定成立にかかる検証について

B

【よくある指摘事例】

剛床仮定の成立していることの検証についての説明・検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 3, 第 5
2020 年技術基準 p.338

【指摘の趣旨】

地震力を受ける骨組では、水平力は RC 造床や水平ブレースを介して柱や壁に伝わる。このとき、床は水平面内に変形するが、一般に層間変位に比べてかなり小さいために無視できる。これが剛床仮定である。この仮定により、建物にねじりが生じない限り各平面構面の層間変位は等しいことになり、応力変形解析が簡略化される。構造計算上有効な仮定であるが、剛床仮定が成立しているかどうかの検証を十分行わずに構造計算が進められている事例も散見される。

ここでは、剛床仮定の検討に関して特に注意が必要な事例を取り上げ、解説を行う。

【解説】

1. 大きな吹抜け等で床がない部分が存在する建物

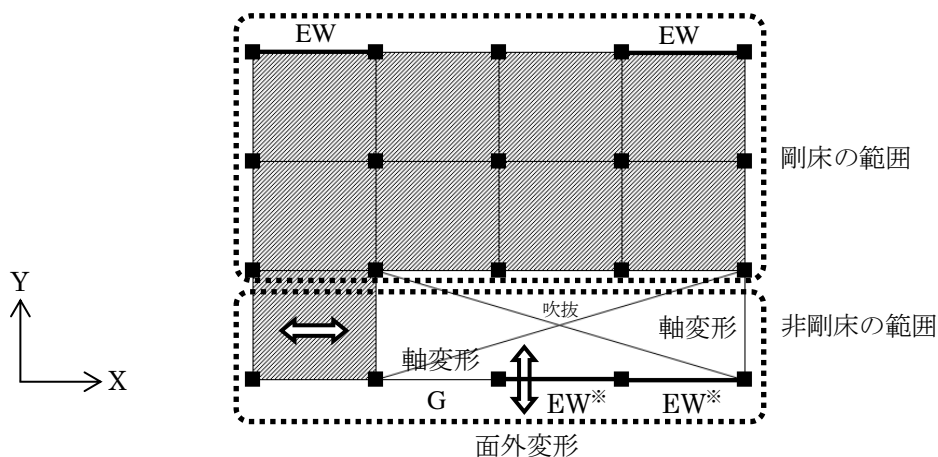


図-1 吹抜けを有する建物 (伏図)

図-1 に吹抜けを有する建物の例を示す。X 方向の地震力がスラブと梁を介して耐震要素 (EW**) に伝達できるかの検討が必要である。図-1 の建物では、地震時に矢印部 (⇔) のスラブが十分な耐力と剛性を有していることを確認する必要がある。また、地震力は、スラブが取り付けられない梁 (G) によって伝達されなければならないため、梁の軸耐力と剛性の検討も必要となる。

吹抜けなどにより部分的に剛床仮定が成立しない場合に非剛床の条件 (節点の剛床解除) で応力解析する際には、非剛床の範囲、考慮する変形、床部分のモデル化が重要である。

図-1 の建物で地震時に矢印部 (⇔) のスラブが十分な耐力と剛性を有していると見なせない場合の検討の一例として、以下のような方法が考えられる。

- (1) 図-1 の矢印部 (⇔) のスラブをブレースあるいはシェル要素などで置換して、床の面内せん断変形と梁の軸変形を考慮して非剛床としてモデル化し、剛床と非剛床の範囲を明確にする。
- (2) 応力解析を行って、非剛床部分のスラブに生じる面内せん断力や梁に生じる軸力を考慮して、そ

それぞれの部材の断面を設計する。

(3) 保有水平耐力の検討にあたっては、梁に生じる軸力が小さく、梁の部材耐力に影響しないことを確認する。もし軸力の影響が無視できない場合には、軸力を考慮して梁の部材耐力を算定し、保有水平耐力の検討に反映する。

(4) 吹抜けに面する部材が Y 方向地震時に面外変形した場合の安全性については別途検討する。

なお、偏心率は並進架構を想定した計算方法を用いることが原則であるが、立体解析の方法による場合など、剛床仮定が成り立つか否かによらず、1 次設計の地震力作用時の応力状態で計算することができる¹⁾。

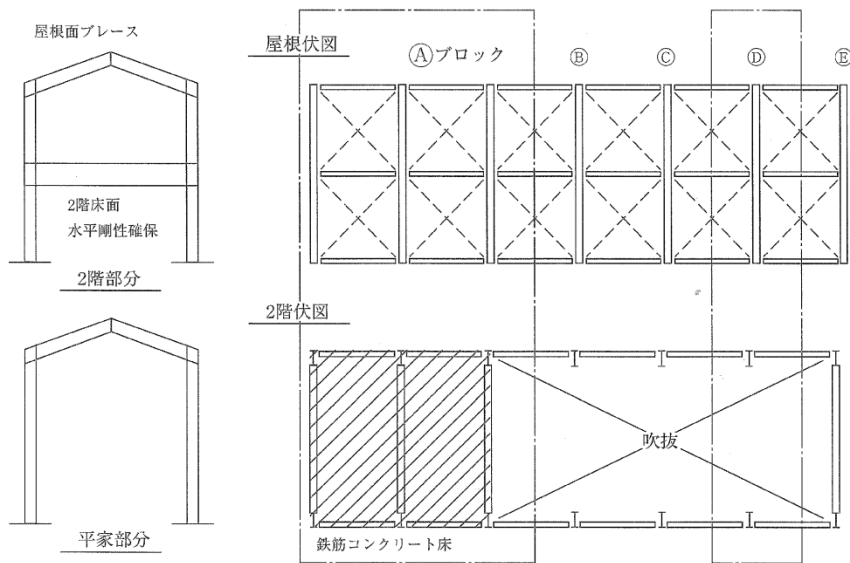


図-2 勾配屋根と吹抜けを有する建物¹⁾

図-2 に示す建物は、屋根面の剛床仮定が成立しないと仮定した場合で、2 階に吹抜けと RC 造の床がある建物である。短辺方向の地震力に対する構造計算にあたっては、A~E のブロックごとに分割して考える。ブロック A は 2 層建物、ブロック B, C, D, E は平家として各々個別に設計する。

2. 耐震要素が偏在した配置となっている建物

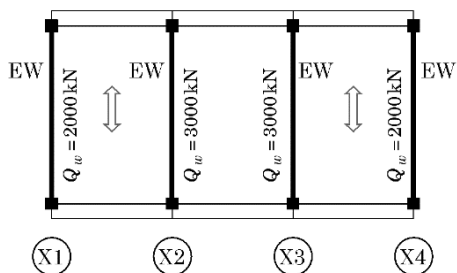


図-3 2階せん断力分担

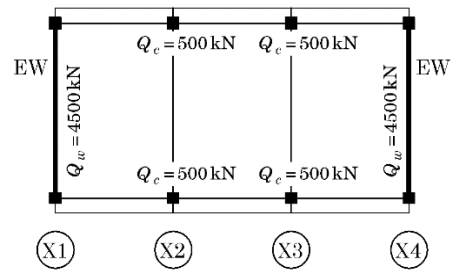


図-4 1階せん断力分担

1階がピロティで、連層耐力壁をもつ中層建物の一次設計時の2階せん断力分担を図-3に、1階のせん断力分担を図-4に示す。

ピロティ構面2階㊸通り、㊹通りの耐力壁が負担するせん断力は、2階矢印部（⇕）のスラブを介して1階の耐力壁へと伝達される。2階㊸通り、㊹通りの耐力壁の負担せん断力はそれぞれ3000kN、1階㊸通り㊹通りの柱の負担せん断力はそれぞれ $500 \times 2 = 1000\text{kN}$ となっているため、 $3000\text{kN} - 1000\text{kN} = 2000\text{kN}$ のせん断力がスラブを介して、1階㊸通り、㊹通りの耐力壁に伝達される。なお、それ以外に㊺通り、㊻通りには自重および周辺床の2階慣性力によるせん断力が500kN付加されている。

1階の耐力壁が有効に働くためには、2階のスラブが十分な耐力と剛性を有していることを確認する必要がある。

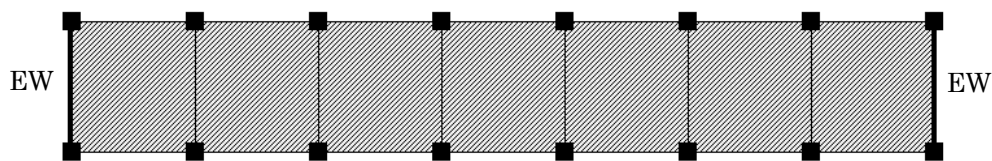


図-5 建物端部に耐震要素を有する建物

図-5に示すように、建物が長く両妻面に耐力壁がある建物では、建物中央部の地震力を耐力壁に伝達させるため、スラブが十分な耐力と剛性を有している必要がある。スラブの剛性や耐力が不足する場合は、柱と耐力壁の地震力分担を考慮して設計する必要がある。

3. 屋根面ブレースをもつ建物

屋根面ブレースをもつ1層のブレース構造の建物の設計において、屋根面の剛床仮定が成立するためには、地震時にも各フレームが一体として挙動するように屋根ブレースや周辺部材が十分な強度と剛性を持つ必要がある。

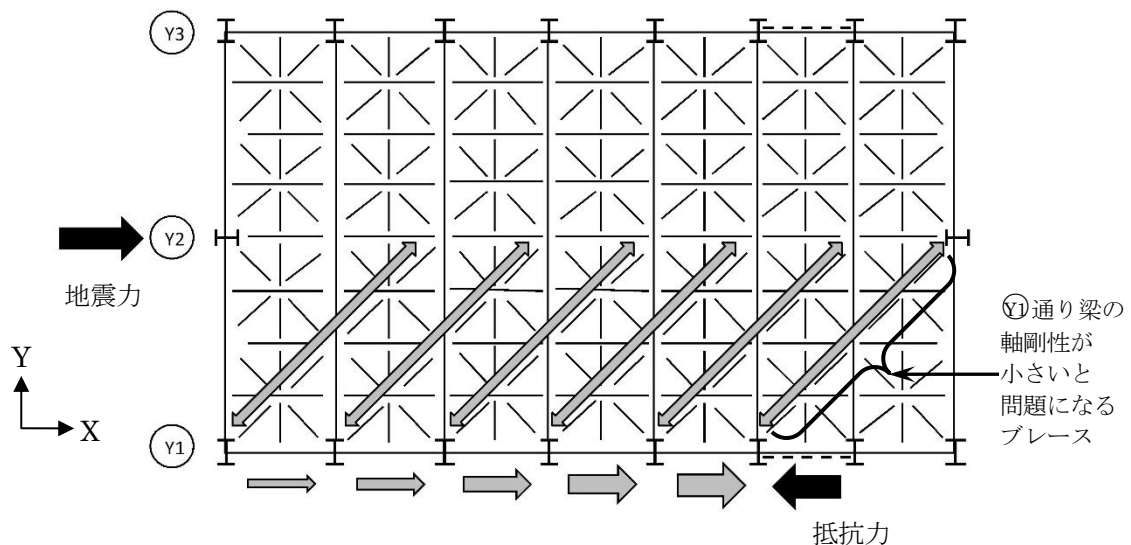


図-6 屋根面の応力伝達の概念図

X方向地震時の屋根面の応力伝達の概念図を図-6に示す。屋根面に作用する地震力を、㊸、㊹通りに配置された鉛直ブレースに伝達する必要がある。まず屋根面ブレースにより㊸、㊹通りに伝達さ

れた後、㉠、㉢通りの大梁によって鉛直ブレースに伝達される。

屋根面ブレースの耐力や剛性が十分でない場合には、屋根中央部の地震力が㉠、㉢フレームに伝達されないため、㉡フレームの変形が㉠、㉢フレームに比べて大きくなり、剛床仮定のもとに算定したものと異なる地震力の分担となる。また㉠、㉢通りの梁の耐力や剛性が十分でない場合には、屋根ブレースによって伝達された水平力が、梁を介して鉛直ブレースに伝達することができないため、鉛直ブレース構面に直接取り付く屋根面ブレースに応力が集中し、その屋根面ブレースの軸力が他の屋根面ブレースに比べて局所的に増大する可能性がある。特に大きな平面のもの、また鉛直ブレースが少ないものについては注意が必要である。

性状を正確に把握するためには、剛床仮定を適用せずに屋根面ブレースおよび梁の軸変形を考慮できる解析により応力と変形を算定し、㉠、㉢フレームまで地震力が伝達できる耐力と剛性を持った断面とする必要がある。このときの地震力は、一次設計時、保有水平耐力計算時ともに検討する。また、端部をピン接合としている場合には、母材同様、接合部の検討が必要である。

4. 注意が必要なその他の建物

図-7 に示すように、多層にわたり床を支持しているトラス梁やフィーレンディール梁は、組立材全体として梁部材となる。剛床仮定のもとで一貫計算を行った場合には、上弦材や下弦材の軸力が計算されないプログラムが多い。曲げ応力だけでなく軸力の検討を行い、また鉛直変形を正確に評価するためにも、非剛床解析を併せて行う等の対応が必要である。

図-8 に示すように、勾配のある山形屋根やアーチ屋根では、長期荷重時に柱頭にスラスト力が発生する。タイバーや剛強な水平部材が柱頭間に設けられていない場合は、斜めに架けられた梁やアーチの軸力を介して柱頭に水平力が作用する。また、地震時には柱頭に作用する水平力は、山形の梁またはアーチの軸力を介して隣接する柱に伝達される。

屋根面を剛床と仮定した場合はこのようなスラスト力による変形や応力は生ぜず、実際と異なる変形や応力となる。モデル化に留意し剛床を解除するなどして、柱頭に作用する水平力を考慮した検討や、作用する軸力を考慮した屋根材の設計を行う必要がある。

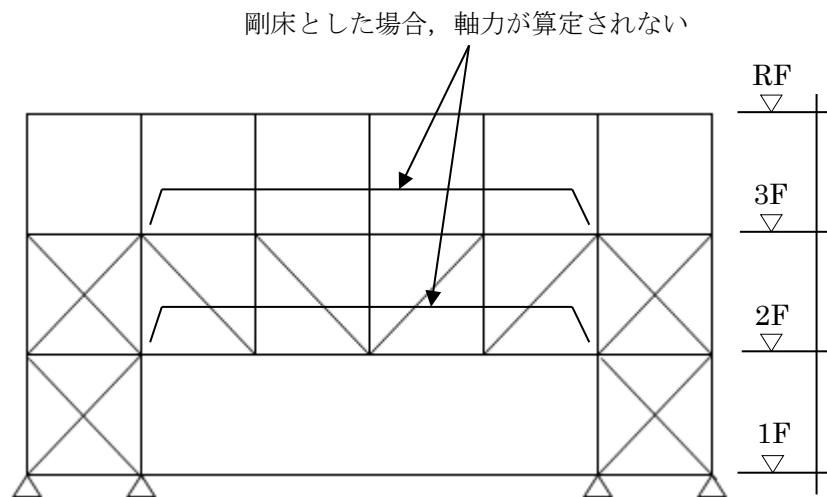


図-7 鉄骨トラス架構モデル

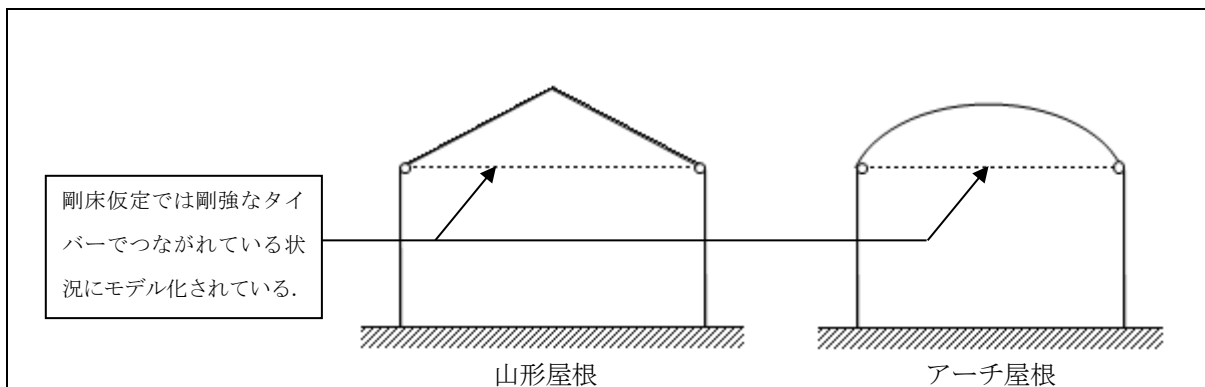


図-8 架構図

5. 剛床の確認方法

剛床仮定成立を確認する手法として、部材に生じる応力の検討で代用する方法が考えられる。例えば RC 造床の場合は、一次設計時にはコンクリートの短期許容せん断応力度以内、保有水平耐力算定時には $0.1F_c$ 以内に抑える。原則として RC 造床を耐力壁とみなし、鉄筋を考慮した壁の耐力式は適用できない。これは鉄筋を考慮した壁の耐力式はひび割れの発生を前提としているためである。

また S 造水平ブレースの場合は強度が高いことから RC 造に比べ水平剛性が不足する可能性が高いため、許容応力度を低く設定する必要があると想定できる。そこで一次設計時は長期許容応力度以内、保有水平耐力算定時には短期許容応力度以内に抑えるなどの方法も考えられる。なお、剛性に影響の少ない接合部の設計では、許容応力度を低く抑えることおよび保有耐力接合とする必要はない。

上記の制限を超える場合には剛床仮定が成立しない場合もあるので、変形する床をモデル化して立体解析を行い、耐震部材の水平力分担や偏心率などを確認するなどの対応が必要になる場合がある。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，6.2.3 剛性率・偏心率等

1.2 構造計算上地下部分とみなす部分の片面が地盤と十分に接していない場合の耐震設計上の考え方

【よくある指摘事例】

地階の壁面が地盤と十分に接していない場合において、地震力の考え方や地下部分の設定が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 82 条, 第 88 条

平成 19 年国交省告示第 592 号

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号, 第二号

2020 年技術基準 p.297

【指摘の趣旨】

2020 年技術基準¹⁾によれば、構造計算上地下部分とみなす判断基準は次のようになっている。「地階の階高の $2/3$ 以上がすべて地盤と接している場合、または右図のように地階の全周面積の 75% 以上が地盤と接している場合」。したがって、当該条件を満足すれば地下部分と判断し、満足しなければ地上部分と判断する。

しかし、地階全周面積の 75% 以上が地盤と接している場合にあっても、片面が地盤と十分に接していない場合、あるいはドライエリアを設けた場合など地震力の考え方が不明確な事例があるため、その解説を行う。

【解説】

1. 片面が地盤と十分に接していない事例

地階全周面積の 75% 以上が地盤と接していて構造計算上地下部分と扱える場合にあっても、図-2 に示すように X 方向で片面が地盤と十分に接していない場合は、地震時の土圧、周面摩擦等の正確な評価が難しいため、X 方向の地震力を割り増すなどして設計することが望ましい。割り増しの一例として、設計用一次固有周期算定用高さは H_2 を採用し、X 方向については地上部分相当の地震力に対して設計を行うことが考えられる。この事例の場合、構造計算上地下部分とみなすことができることから、剛性率・偏心率の算定および保有水平耐力計算については不要であるが、相当の安全性を確保することが望ましい。

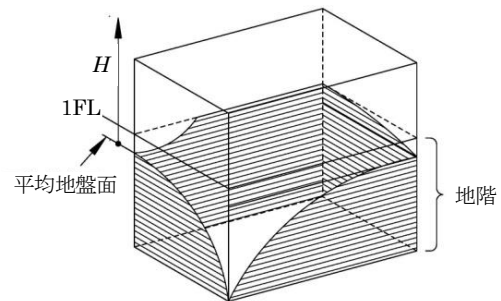


図-1 地下部分とみなす場合の判断基準¹⁾

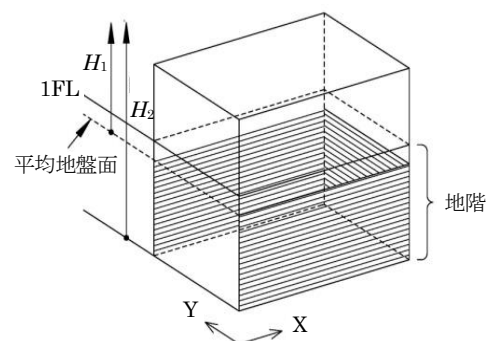


図-2 片面が地盤と十分に接していない事例

2. ドライエリアがある事例²⁾

ドライエリア外周の壁を、建物が地盤と接している壁としてみなすか否かを判断する事例を以下に示す。

図-3 に示すドライエリア壁 (W_1) のように剛強な梁等で一体となって挙動すると考えられる壁は、建物が地盤に接している壁と判断できる。しかし、ドライエリア壁 (W_2) については建物と一体となっているとは見なされないで、この壁は建物が地盤に接していない壁と判断する。

上記の判断により、ドライエリアを含む外壁全面に対して建物が地盤と接しているか否かを見極め、前述した判断基準に基づき地下部分としてみなすことの可否を判断する。

なお、剛強な梁等により剛床仮定が成り立ち、かつ耐力壁としての条件が確認できれば、ドライエリア壁を耐力壁として扱うこともできる。

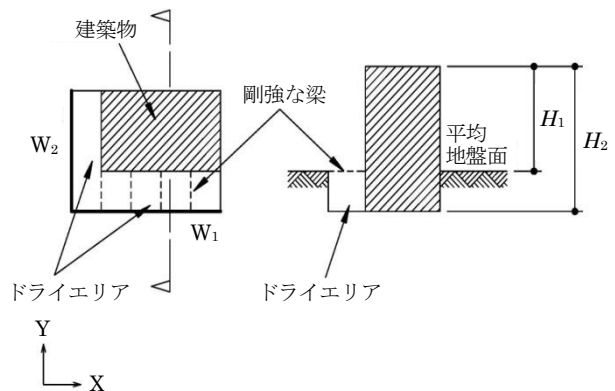


図-3 ドライエリアがある事例

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，5.5 地震力
- 2) 文献1)， p.302

1.3 部分地下を有する建物の分担せん断力

【よくある指摘事例】

部分地下を有する建物の負担せん断力の設定が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 82 条, 第 88 条

平成 19 年国交省告示第 592 号

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号, 第二号

2020 年技術基準 pp.431~434

【指摘の趣旨】

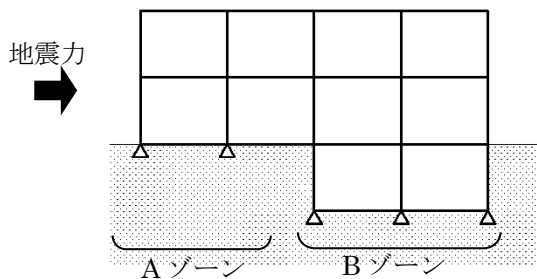


図-1 部分地下を有する建物

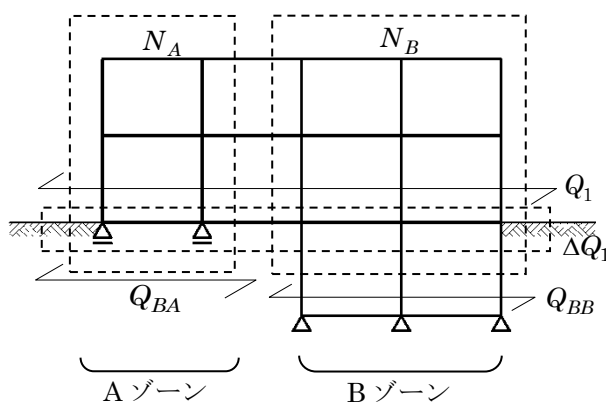
図-1 のような部分地下を有する建物の設計を行う場合、地震時に A ゾーンの基礎と B ゾーンの地下階および基礎の分担せん断力をどのようにして決定するかということが、設計上の課題のひとつとなる。A ゾーンの支点条件をピン支点とすると、地震力はすべて A ゾーンの基礎が分担することになり、A ゾーンにとっては安全側となるが、B ゾーンの地下および基礎にとっては危険側となる。また A ゾーンの支点条件をローラー支点とすると、地震力はすべて地下

階および基礎が分担することとなり、B ゾーンにとっては安全側となるが、A ゾーンにとっては危険側となる。地下部分の占める割合に応じて、構造モデルの支点条件を上述のように単純化することが工学的な判断として妥当な場合もあるが、地下部分の占める割合によっては実状に即した設計上の判断が必要となる場合もあり、以下に分担せん断力の決定方法について解説する。

【解説】

部分地下を有する建物の分担せん断力は設計者の多様な判断により決定されているが、主として採用されている地震時重量比による方法および基礎の水平バネ評価による方法について述べ、両者に共通する地下階外力について後述する。

1. 地震時重量比により分担せん断力を決定する方法



$$Q_{BA} = \frac{N_A}{N_A + N_B} \times (Q_1 + \Delta Q_1) \quad (1)$$

$$Q_{BB} = (Q_1 + \Delta Q_1) - Q_{BA} \quad (2)$$

Q_{BA} : A ゾーン基礎が分担するせん断力
 Q_{BB} : B ゾーン地下階が分担するせん断力
 N_A : A ゾーン地震時重量
 N_B : B ゾーン地震時重量
 Q_1 : 1 階の層せん断力
 ΔQ_1 : 1 階床・基礎の付加せん断力

図-2 地震時重量比による分担せん断力の算出

1.1 手順 (図-2 参照)

- ① 構造モデルの A ゾーンの支点をローラー支点, B ゾーンの支点をピン支点とする.
- ② 各ゾーンの地震時重量 N_A , N_B を算出する.
- ③ 地上階のせん断力 Q_1 , ΔQ_1 を算出する. (ΔQ_1 については震度 $k=0.1$ を考慮する.)
- ④ A ゾーン支点が分担するせん断力 Q_{BA} を地震時重量比により算出する. → (1) 式
- ⑤ B ゾーンが分担するせん断力 Q_{BB} を算出する. → (2) 式
- ⑥ 地下階のせん断力が Q_{BB} となるよう架構外力を設定する.

1.2 設計上の留意点

分担せん断力を地震時重量比で分担させるということは, A, B 各ゾーンに生じた地震力は各ゾーンの基礎で分担させることを前提としている. したがって当該方法は, 純ラーメン架構等, ゾーン間のせん断力の移行が少ない建物に適した方法であることに留意する.

2. 基礎の水平バネを評価し, 分担せん断力を決定する方法

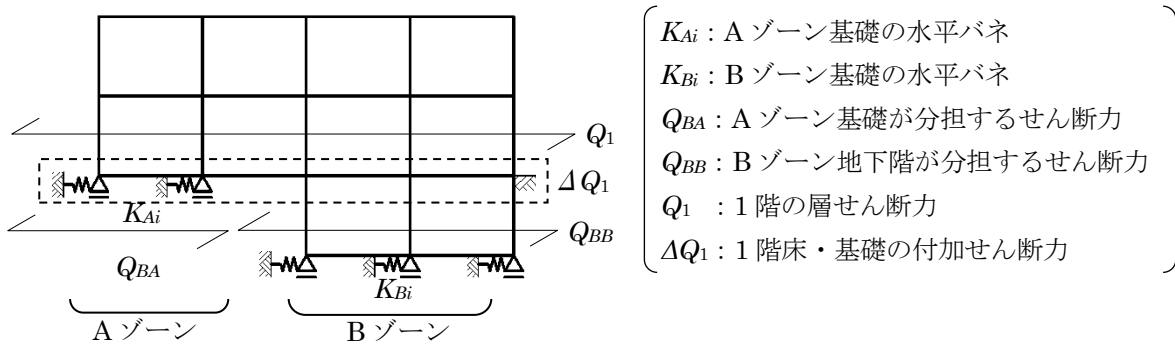


図-3 基礎バネ評価による分担せん断力の算出

2.1 手順 (図-3 参照)

- ① A ゾーン, B ゾーンの基礎の分担せん断力を仮定する.
- ② 当該分担せん断力を用いて, 基礎の概略設計を行い, 各ゾーン基礎の水平バネを算出する.
- ③ 水平バネ支点モデルにより, 応力解析を行い, 分担せん断力を算出する.

2.2 設計上の留意点

当該方法は, A, B 各ゾーン間のせん断力の移行が想定される建物に適した方法であり, 以下の項目について留意する.

2.2.1 1 階床の伝達せん断力に対する検討

地上 1 階に生じるせん断力は, 1 階床を介して A ゾーン基礎および地下階に伝達されるため, 伝達せん断力に対する床の検討が重要となる. 特に, 吹抜け, 階段, EV 等による床の開開口部がある場合には注意する.

2.2.2 ねじり挙動に対する検討

地下壁の配置が不均質な場合には, A ゾーン基礎と地下階の剛性差に起因するねじり挙動に対する安全性の検討が重要となる.

2.2.3 水平バネの評価

水平バネの評価に際しては、地盤定数に依存する部分が大きいので、ある一定の幅をもたせた定数設定を行い、安全率に配慮することが望ましい。

(1) 杭基礎の場合

杭および地盤を弾性とする方法を以下に示す¹⁾。杭の水平バネは K_p として与えられるが、水平地盤反力係数は杭頭変位が 1cm の時の値を基準として求められているので、1cm 以上の変位が生じる時には水平地盤反力係数の低減が必要である。また、液状化が予測される地盤の場合についても水平地盤反力係数の低減を行う²⁾。杭頭変位が 1cm 以下の場合等、水平地盤反力係数の評価には杭周地盤の非線形性を考慮した方法もあるので参考にすることができる³⁾。

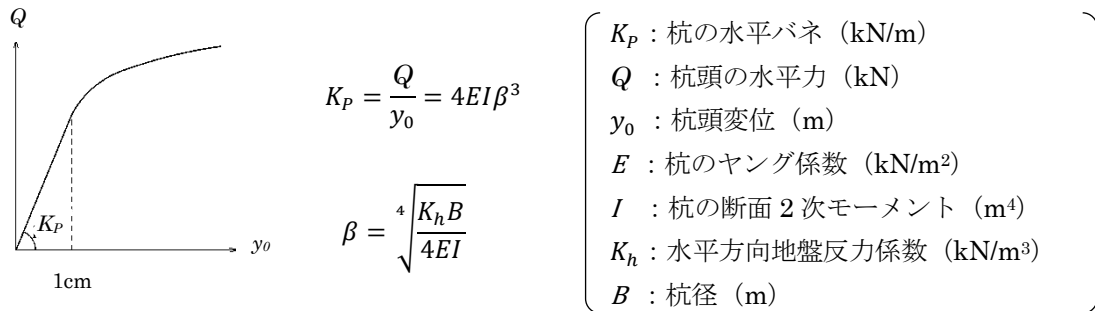


図-4 杭基礎の水平バネ

(2) 直接基礎の場合

直接基礎の水平バネについては、半無限弾性体上の円形基礎を仮定し、一様荷重分布とした場合の弾性論に基づく算定式を用いた事例がある。抵抗せん断力の最大値は最大摩擦力とし、軸力に基礎スラブ底面の摩擦係数を乗じた値とする考えに基づき評価している⁴⁾。土質試験等を実施しない場合、摩擦係数はおおむね 0.4~0.6 の値を採用して良いとしている(砂質土の場合)⁵⁾。

地上階基礎が直接基礎の場合、地下壁近傍の基礎については施工法の影響を受けやすく、支持地盤を乱すことも考えられるので、実状に即した水平バネの評価が必要である。

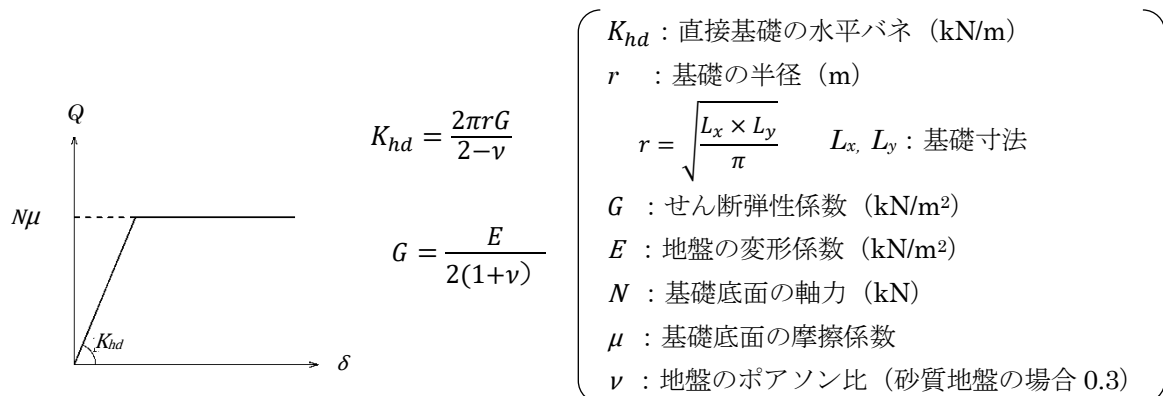


図-5 直接基礎の水平バネ

【補足事項】

地下階に作用する外力に関する補足事項として、地下部分の地震力の評価、杭基礎における基礎スラブの根入れ効果による水平力の低減、および土圧・水圧等を考慮する方法について以下に示す。

1. 地下部分の地震力の評価（令第88条第4項）

地下階および地上階基礎に考慮する地震力は下記に示す水平震度を考慮の上決定する⁶⁾。

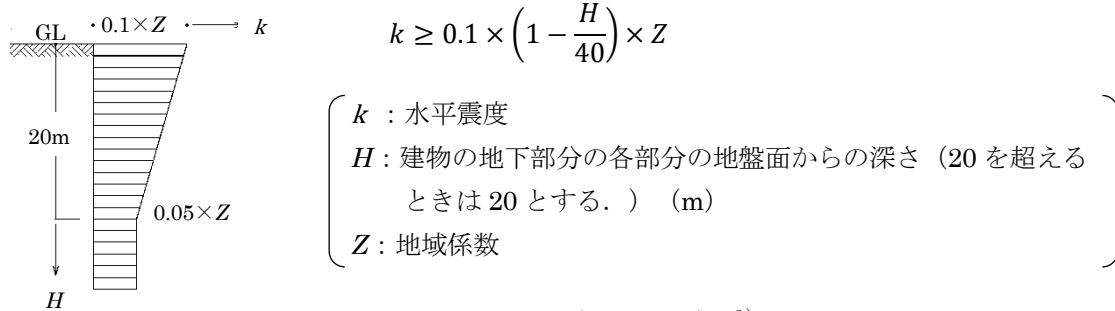


図-6 地下部分の地震力⁶⁾

2. 杭基礎における基礎スラブの根入れ効果による水平力の低減

地下部分の基礎が杭基礎の場合、地下の根入れ効果を適宜判断の上、水平力を低減できる。低減した場合、低減した水平力は地下外壁等に対して深さ方向に等分布荷重の外力として考慮する⁷⁾。

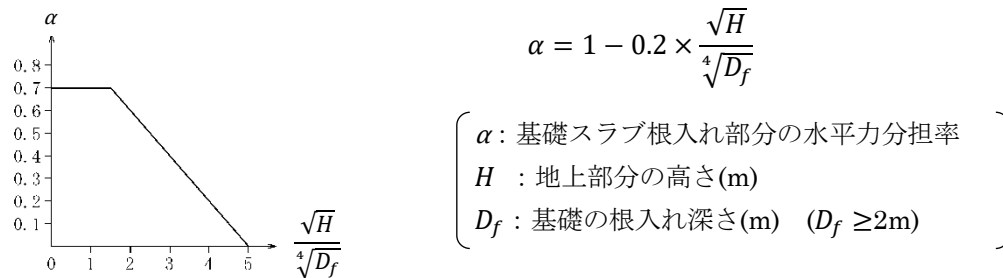


図-7 杭基礎の根入れ効果による水平力低減率⁷⁾

3. 土圧・水圧等の考慮

地下壁には土圧・水圧・地表面載荷による土圧等を考慮することとし、場合によっては地震時土圧を考慮する⁸⁾。

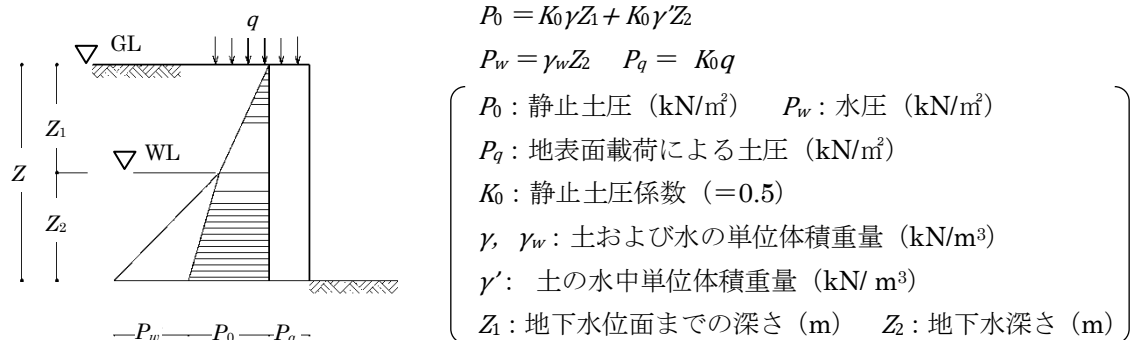


図-8 土圧・水圧・地表面載荷による土圧

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.270～271，2019
- 2) 文献1)，p.69
- 3) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，p.183，2006
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計例集，p.313，2004
- 5) 文献1)，p.157
- 6) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，5.5
地震力
- 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，6.7.1
基礎の耐震計算の原則
- 8) 文献1)，pp.21～28

【よくある指摘事例】

EXP.J 間隔に対する検討がなされていない事例がある。

【関係法令等】

法第 20 条第 2 項, 令第 36 条の 4

2020 年技術基準 pp.23~24, pp.765~772

【指摘の趣旨】

法第 20 条第 2 項及び令第 36 条の 4 により, 構造計算の規定を EXP.J 等を設けた棟ごとに適用し, それぞれ独立に安全性を確認してよいことになった。しかし, EXP.J 寸法が適切に決定され, 建築物相互に応力を伝えない構造として機能することにより, 建物相互を独立して設計することが可能となるが, 設計図書に寸法の未記入や寸法算出根拠が示されていない事例が見受けられる。以下に EXP.J を設けた建築物に関する留意事項について解説する。

【解説】

1. EXP.J に要求される性能

許容応力度計算レベル(中地震時程度)の荷重・水平力の変形に対しては, 建築物の衝突による損傷が生じないことが必要となる。したがって, 令第 88 条第 1 項に規定する地震力が作用する場合の建築物の各部分の層間変位を計算し, 地上部分の相互の間隔が当該部分の高さまでの累積の数値以上であること(衝突しないこと)を確かめる。

保有水平耐力計算レベル(大地震時程度)の荷重・水平力の変形に対しては, 建物が倒壊・崩壊しないことが求められている。したがって建築物の衝突に対する検討は要求されていないが, 衝突時における外壁等の落下や屋外避難階段等の損傷などは人命に関わる可能性があることの配慮や, 設計上想定した架構の変形性能が十分に発揮されるような建築物の隣棟間隔の確保等の配慮をしておく必要がある。

2. EXP.J 寸法の決定方法および設計上の留意事項

2.1 構造体の隣棟間隔

構造体に必要な隣棟間隔は, 保有水平耐力時において, 外壁等の落下や屋外避難階段等の損傷を防止できること, 架構の変形性能が十分発揮できることに配慮して決定する。

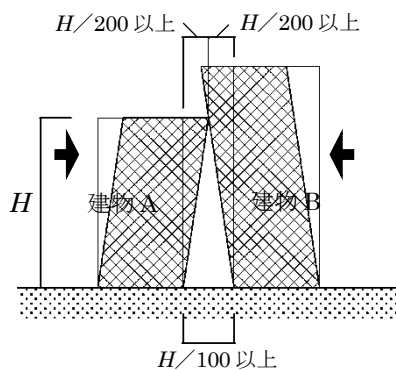


図-1 隣棟間隔に考慮する変位

保有水平耐力時の最大変位は, 構造種別や部材断面の余裕度等, 建物固有の条件により決定される。隣棟間隔は建物相互の変位に基づき設定することが原則であるが, RC 造では, 建物高さを H とした場合, 簡便的に $H/100$ 以上とする方法がある。これは建物 A, B の当該高さでの最大変位がそれぞれ $H/200$ となることを想定したものである(図-1)。

S 造等, RC 造と比較して剛性の低い建物, あるいは RC 造であっても D_s 値の小さな靱性型の建物については, 建物固有の条件を考慮し, $H/100$ の隣棟間隔を適切に割り増しを必要とする。その影響による建物全体変形の割り増しを考慮する必要がある。

ある。偏心率の大きな建物に対してはねじり振動に伴う回転変形による変形量の割り増し、アスペクト比の大きい建物に対しては連層耐力壁等を設けた場合などにおいて建物全体の曲げ変形の回転成分による割り増し、軟弱地盤上の建物に対しては杭頭部での水平変形の影響等に配慮して全体変形を想定することが望ましい。

2.2 歩廊等の脱落防止

歩廊を設ける場合にあっては、保有水平耐力時に EXP.J 部分が接近して衝突することの他、建物相互が離反することにより、歩廊が脱落することを防止する必要がある。保有水平耐力時における最大変位は建物高さを H とした場合、原則として各建物が $H/100$ 程度変位するものとする（図-2）。

特に歩廊の先端をローラー支承で支持するような形式の場合には歩廊が支承から脱落した際に歩廊全体が落下するおそれが高く、非常に危険であることから、保有水平耐力時の変形量に対して十分余裕のある塑性変形能力を有するストッパー等を設けて落下防止を図る等の設計上の配慮が必要である。

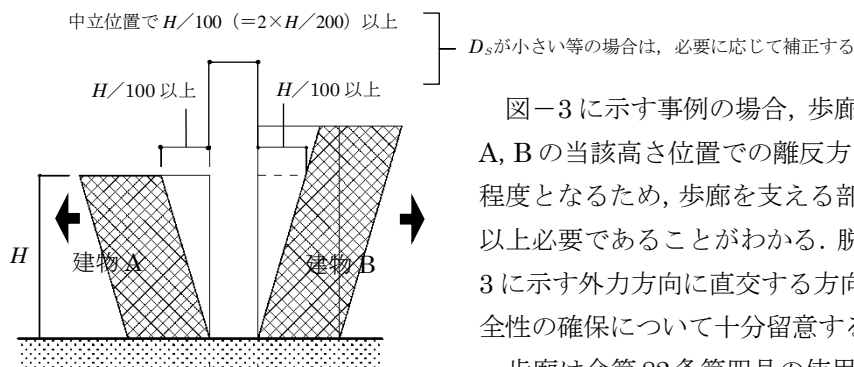


図-2 脱落防止に考慮する変位

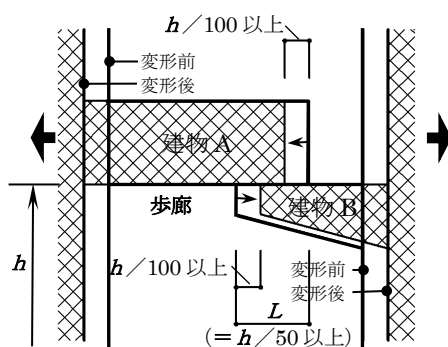


図-3 歩廊の事例

図-3 に示す事例の場合、歩廊の高さを h とすると、建物 A, B の当該高さ位置での離反方向の変位はそれぞれ $h/100$ 程度となるため、歩廊を支える部材のかかりしろ L は $h/50$ 以上必要であることがわかる。脱落防止については、図-2, 3 に示す外力方向に直交する方向についても検討を行い、安全性の確保について十分留意することが必要である。

歩廊は令第 82 条第四号の使用上の支障の検討の対象となる。また、歩廊が平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第三号ハおよびニの「外壁から突出する部分」に該当する場合には、付加的な水平震度・鉛直震度に対して取り付く建物およびその接合部等に支障のないことを確かめる必要がある。このとき、跳ね出し部分の先端が隣棟に適切に支持（ローラー支持など）がされている場合は、同号ハの鉛直震度の検討は省略できる。

2.3 EXP.J 関連の仕上材に対する配慮

EXP.J 部分が避難経路となる等、災害時に人の通行を想定する場合には、少なくとも中地震では金具等も衝突しないようにする必要がある。それ以外の場合は、EXP.J カバーを含めて、令第 39 条第 1 項の規定に従い「風圧並びに地震その他の震動及び衝撃によって脱落しないように」設計をしなければならない。このとき、隣棟間中心位置での $H/100$ および離間する方向の $H/50$ は最低限の目安の値としてとらえ、鉄骨造や D_s の小さな靱性型の設計とする場合には、接近時の衝突や離間時の変形を考慮した脱落防止の検討にあたり、さらに大きな変形を想定すべきことに注意が必要である。

【よくある指摘事例】

屋外階段その他これに類する建物の外壁から突出する部分を設ける場合の水平震度 1.0 に対する説明・検討が不十分な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第三号ハ
2020 年技術基準 pp.324～325

【指摘の趣旨】

地上 4 階以上又は高さが 20m を超える建物では、屋外階段その他これに類する建物の外壁から突出する部分を設ける場合、突出直交方向の水平震度を $1.0Z$ (Z は地震地域係数) 以上に割り増して、当該部分および当該部分が接続される構造耐力上主要な部分が安全であることを確かめる必要がある(平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第三号ハ)。しかし、水平震度 1.0 に対する突出部に関する説明・検討が不十分な事例があるため、以下では、本体との接続部分の水平力伝達および突出部の変形追従性について、日本建築センター「高層建築物の構造設計実務」¹⁾に記載されている設計例を転載して示す。

【設計例】**1. 設計方法**

屋外階段その他これに類する建物の外壁から突出する部分を設ける場合は、平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第三号ハの規定に基づく安全性の確認が必要である。告示では突出直交方向について、局部震度による割り増した一次設計用地震力に対する安全性の確認を要求しているため、短期許容応力度に基づく安全性の検討が必要である。突出方向については、局部震度による地震力の割増しは必要ないが、階段壁、EV シャフト壁等の当該部分の安全性の確認が必要である。一般的には、一次設計地震力に対する検討として、本体建物と同じ強制変形を与えたときに、階段壁、基礎梁等の各部分が短期許容応力度以下であることを確認することが行われている。

屋外階段等は避難経路として重要な機能を持っているので、二次設計地震力に対しても本体に先行して倒壊等が生じないように、接続部の引張耐力の確保、階段壁や基礎梁のせん断破壊防止等に配慮した設計が望ましい。また、高さが 20m 以下の建物でも、建物の性状によっては同様な検討が望まれる。

2. 屋外階段**2.1 検討方針**

集合住宅などで本体より外部側に突出して配置された外部階段の検討例¹⁾である。建物は 11 階建てで、図-1 に建物平面図、図-2 に階段平面図を示す。本体との接続部には梁を設けず、廊下片持ちスラブと階段の踊り場で接続されている。鉛直荷重は階段壁で基礎部に伝達し、水平荷重は廊下スラブを介して本体に負担させている。X 方向は突出直交方向なので告示に準拠して地震力を割り増し、水平震度 $K=1.0$ として接合部の安全性を検討する。Y 方向は地震力を割り増す必要が無いので、本体の変形を強制変形として与えて各部材の応力が短期許容応力度以内であることを確認する。

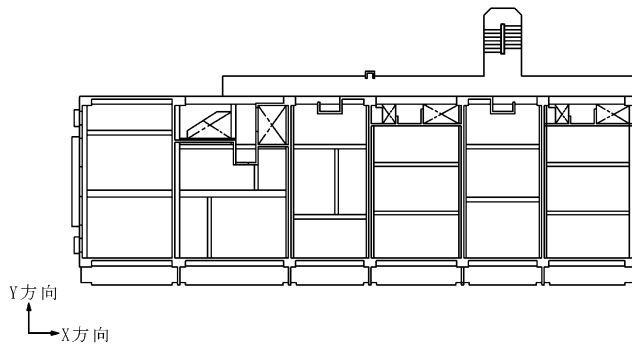


図-1 建物平面図¹⁾

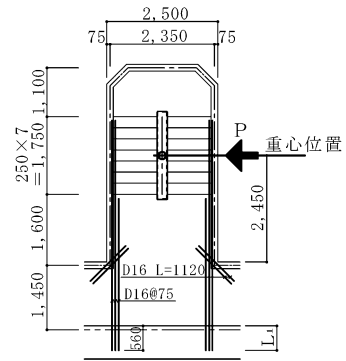


図-2 階段平面図¹⁾

2.2 X方向水平力伝達の確認

水平震度 $K=1.0$ として階段踊り場スラブから本体廊下スラブに応力を伝達させる。
 階段部重量 $W=144\text{kN/階}$ ，地震力 $P=144\text{kN}$ ，せん断力 $Q=144\text{kN}$ ，接合部曲げモーメント $M=144 \times 2.45 = 353\text{kN} \cdot \text{m}$ ，スラブ厚さ $t=15\text{cm}$ ，踊り場幅 $L=250\text{cm}$
 踊り場のせん断応力度 $\tau = 144000 / (150 \times 2350 \times 0.875) = 0.467\text{N/mm}^2$

$< f_s$ (短期許容せん断応力度)

接合部必要補強筋 $a_t = 35300 / (29.5 \times 235 \times 0.875) = 5.82\text{cm}^2 \rightarrow 3-D16 (5.97\text{cm}^2)$

廊下スラブへの定着は安全側の配慮として，大梁まで延ばし定着する。

なお，廊下スラブの接続部だけではなく，階段室自体の中でも伝達経路に沿ってそれぞれの位置で曲げ，せん断応力が伝達可能なことを確認する必要があるが，ここでは省略している。

2.3 Y方向変形追従性の確認

本体架構の変形を強制変形として与えて応力を計算し，各部応力度が短期許容応力度以下となっていることを確認するが，応力度の検討結果は省略する。図-3に計算モデル図，および応力図を示す。突出方向の水平力は局部震度の割増しを要求されないが，通常の A_i 分布による地震力に加えて，図-3に示す応力変動に伴う付加力を考慮して，接続部の引張筋等は余裕ある設計が望ましい。

階段壁 厚さ $t=25\text{cm}$ 長さ $L=175\text{cm}$ 断面二次モーメント $I=11.2 \times 10^6 \text{cm}^4$

断面積 $A=4375.0\text{cm}^2$

基礎小梁 $b \times D=40 \times 200\text{cm}$ 断面二次モーメント $I=26.7 \times 10^6 \text{cm}^4$ 断面積 $A=8000.0 \text{cm}^2$

【補足事項】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第三号ハで対象とする屋外階段以外の突出部分には、EV シャフト壁は含まれるものと考えられる。「突出する」とある趣旨は、形状以外に局部震度による振動の励起のおそれがあるということであり、そのような観点から規定の適用を考える必要がある。振動の励起のおそれがある水平突出部の長さについては具体的な数値は示されていないが、屋上からの突出が 2m 以下の場合には振動の励起が生じ難いものとされているので、水平突出部の長さが 2m を超える屋外階段等が対象になるものと考えられる。

入隅部で周囲に緊結されている場合や突出部に直交する昇降路を設ける等によって二方向に有効に拘束されている屋外階段や、本体架構と同等の振動特性を有する部分で地震時におおむね一体として挙動することが期待できる場合は、この適用を受けない。

外壁から突出する部分の水平震度は、原則 $1.0Z$ (Z は地震地域係数) 以上とするが、突出する部分を取り付く部分の高さに応じて地震動の増幅を考慮して定めた数値に Z を乗じた数値としてもよいこととされている²⁾。

【参考文献】

- 1) 日本建築センター：性能評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務，12.1 本体架構から突出した部分の設計，2019
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，6.1 許容応力度計算の方法

1.6 自走式駐車場設計の留意点

【よくある指摘事例】

自走式駐車場のモデル化等，設計の考え方が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 82 条

平成 19 年国交省告示第 592 号

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

2020 年技術基準 p.312

【指摘の趣旨】

自走式駐車場においてはスロープの形式により，解析方法，モデル化，部材剛性の評価等，構造計算上のいくつかの問題があり，自走式駐車場のモデル化等，設計の考え方が不明確な事例がある．ここではスロープの形式に応じてこれらの扱い方について解説する．

【解説】

1. 自走式駐車場の形式

自走式駐車場はスロープの形式により次の 3 形式に分類できる．①スロープ部分が取り付く形式，あるいは独立スロープ棟が取り付く形式，②部分的傾斜床の形式，③全体が傾斜床（スパイラル）の形式がある．

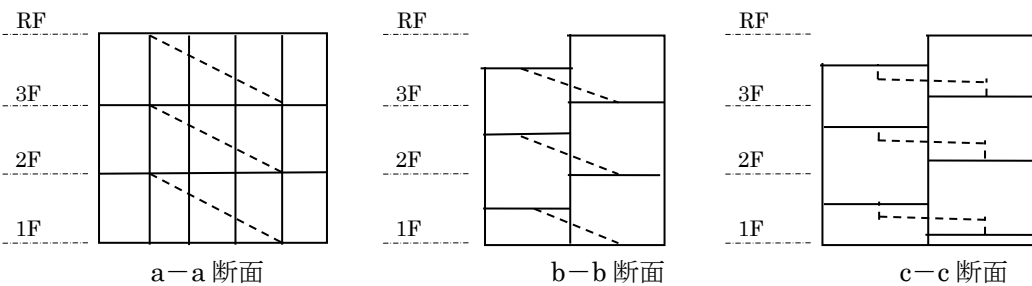
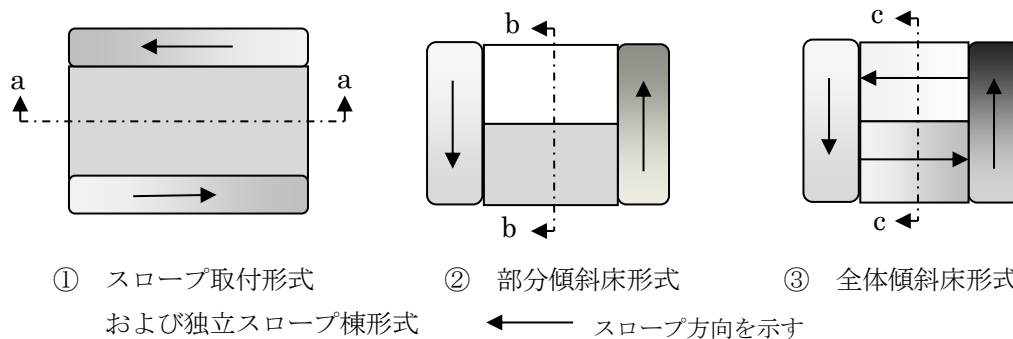


図-1 形式の分類

①は大部分がフラットな床となっている．②は各階でほぼ 1/2 の床面積が半階高さ分ずれている．③は 1 周で 1 階分の高さに変化する傾斜床となる．

2. 架構の特徴

2.1 スロープ取付形式および独立スロープ棟形式

一般に大規模なもので、フラットな部分の面積が大きく、架構の特性は通常の骨組と変わらない。しかしスロープ部分には斜めの梁が層間をつなぐように通るためブレース効果をもつ。またスロープ床とフラット床が隣り合う部分の柱では、フラット部梁と高さの異なるスロープ部梁が取り付く。また、柱によってはスロープを上がるにつれて柱長が長くなり剛性が変化する。

上記のようなスロープ部分を本体から切り離し、独立したスロープ棟を取り付ける形式がある。この場合は本体建物に問題はない。スロープ棟ではスロープ方向にすべての梁が斜め梁となりブレース効果があるが、偏心が生じることはない。なお1階の柱長さはスロープを上がるにつれて長くなり剛性は変化する。

2.2 部分傾斜床形式

この形式は同一階のほぼ1/2の面積で半階分高さがずれている。したがって同一階の剛床として扱うには無理がある。傾斜床部分（スロープ部）では斜め梁が1/2階高さの間に取り付いていて、柱長さが変化する。また半階ずれている部分が接する中央の通りでは柱に高さの違う梁が両側から取り付くことになり、柱の剛性が変化する。

2.3 全体傾斜床形式

床全面で傾斜床となり1周で1階分の高さ変化がある形式である。この場合も同一階として扱うには無理がある。またスロープに沿ってすべての梁が斜め梁となるが、その傾斜は上記2形式に比べて小さい。内部の各柱では取り付く梁の高さが徐々に変化し、平面中央部分では複雑な柱梁接合部となる。1階と最上階を除く中間階はそれぞれ同じ骨組となるが、1階と最上階では階の範囲を定める必要がある等の特徴が現れ、1階ではスロープを上がるにつれて柱長さが変化するとともに、基礎梁の高さも床スロープに応じて変化する。

3. モデル化と応力解析

2. で示したように、このような複雑な架構では以下のように扱うことが望ましい。

- (1) 形状通りに各節点位置を線材でつなぐ任意形状の応力解析を行う。なお床の面内剛性を考慮することで、より精度を高める事ができる。
- (2) 水平荷重は各柱節点位置に支配鉛直荷重相当分に水平震度をかけた値を与える。水平震度は適切に想定した層に相当する A_i 分布から設定した震度をその層に属する各節点に共通の値を採用してよい。
- (3) 保有水平耐力を求めるには任意形状弾塑性増分解析が必要となる。

当然ではあるが、設計者は使用する解析ツールの内容をよく理解しておく必要がある。

しかし設計者によっては、必ずしも上記のような任意形状解析ツールが使用可能とは限らない。一般の一貫計算ツールを使用して、フラットな床を設定して解析する場合は3.1~3.3に示すような便宜的な方法が考えられる。この場合も一貫計算ツールの内容を熟知しておく必要がある。

なお、上記のように実状に応じた解析をしても法的に要求される層間変形角、偏心率、剛性率は明確にする必要がある。

3.1 スロープ取付形式

スロープ部分の斜め梁は層間をつなぐ等価なブレースとしてモデル化し、全体の剛性、偏心に配慮

する。スロープ部とフラット部の境界の柱では、スロープ直交方向に高さが異なる梁が取り付くことになり、柱長さが短くなり剛性が増大し、かつ柱に中間荷重が作用することになる。スロープ部分のスロープ直交方向の梁はウェブのみ接合してピン接合とすることも多い。この場合には図-2に示すようにスロープ床の水平変位と取り付く柱位置の変位が異なり、接合部が面外方向に強制変形を受け、破損した例もある。接合部詳細には配慮することが望ましい。

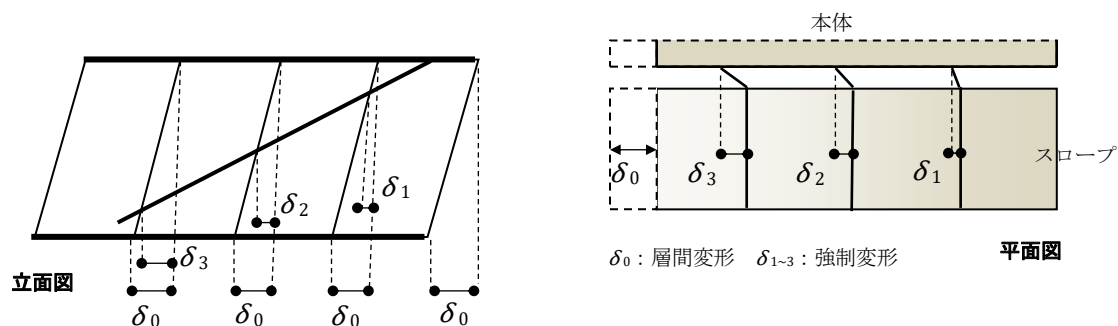


図-2 スロープ床による強制変形

またスロープ勾配に沿って柱の長さが増減し、せん断力は短い柱に集中する。このような影響は部分骨組を取り出し、解析する等、適切に評価する必要がある。独立したスロープ棟の場合はフラットな内部梁との関係はないが、その他は同様の配慮が必要である。

3.2 部分傾斜床形式の場合

半階分ずれるフラットな床間をそれぞれ階として設定し、床のない部分を吹抜け部として扱う。傾斜する床の部分もいずれかの階に分割してフラットな床としてモデル化する。傾斜床の斜め梁は想定された階の間をつなぐブレースとしてモデル化する。1階スロープ部分等で柱長さが変化する部分では、3.1と同様に適切に剛性、応力を補正して安全側の計算を行う。

偏心率の計算では吹抜け部分を無視した場合と、一体とした場合を比較して安全側となる対応が必要である。剛性率、層間変形角、地震荷重についても法的な階の設定で求めたものと比較して安全側の値を採用する必要がある。

3.3 全体傾斜床形式の場合

1周をフラットな床（階）として扱う場合は骨組の形が異なるため、そのままでは設計できない。各方向で形状の異なる代表的な骨組を選択し、支配面積当たりの荷重に対して平面解析を行い、それぞれの変形、応力を求める。この際、各架構の剛性の違いを確認してせん断力の分担が妥当かどうか繰り返し計算して確認する必要がある。以上の計算においても、骨組を分割した平面解析であるため実際の応力とは違いがある。したがって部材断面設計では適正な安全率を見ることが望ましい。

4. 床スラブの水平力伝達

自走式駐車場はブレース架構を採用することが多い。集中的に配置したブレースでは、分担水平力を床スラブで伝達することが困難となる場合がある。ブレースはできるだけ分散かつ均等配置として、床を介しての水平力伝達が円滑化されるように配慮する。傾斜床形式では特に水平力伝達経路が複雑なため分散かつ均等配置を行い、明確な方法で水平力伝達能力を確認する必要がある。また確実に水平力伝達能力を得るために梁フランジ上の頭付きスタッドの設置が望ましい。

5. 斜め梁のブレース効果

層間をつなぐ斜め梁では軸剛性が働いてブレース効果を発揮し、偏心が生じるなどの問題が生じる。また梁ウェブの高力ボルト接合部が破断する事例もあるため、慎重な配慮が望ましい。この影響を小さくするためには軸剛性の影響が相対的に小さくなるように、鉛直ブレースを十分に配置し剛性の高い構造計画とする方法がある。あるいは斜め梁に軸力が作用しないように接合部を工夫する、などの方法もある。

スロープ床のブレース効果も大きな影響を生じる。圧縮力が働く方向では剛性は高くなるが、引張方向ではひび割れが生じて剛性は低下し、複雑な挙動を示すと想定できる。圧縮力が働く方向ではスラブ剛性も考慮し、引張方向ではスラブ剛性は無視し、スラブにひび割れが生じることを許容するが、ひび割れ幅が過大にならないようスラブ筋を十分に配置する。スラブに完全スリットを設ける方法も考えられるが、スロープ床は常時に過酷な荷重を受けるためスリット部分に損傷を生じる可能性が高い。建築主との協議により個々に判断されることでよい。

6. 保有水平耐力計算

弾塑性解析を任意形で行わない場合は応力の補正はもちろん、ヒンジ発生についても実骨組での状態を想定して適切に補正していく必要がある。

7. 基礎、基礎梁の荷重伝達

スロープ部分では床高さが徐々に上昇していき、スロープ途中で RC 造から S 造に変化する。また 1 階床はアスファルト舗装で水平力の伝達が不可能な場合もある。このように地上階の地震力が基礎に伝達する経路は一般建物に比べて複雑である。力の伝達を十分に考慮して設計すべきである。

8. 鉄骨詳細の検討

自走式駐車場ではブレースや梁が柱に複雑に接合される。また梁の高さは複雑に変化する。高さの異なる梁同士が接合される場合も多い。スロープの回転する部分では鉄骨梁高さの取り方によっては、床のコンクリート増打厚さが異常に大きくなる。設計者は計算だけではなく、溶接性、寸法納まり等、十分な鉄骨詳細の検討が必要である。

【補足事項】

自走式駐車場では 2020 年技術基準¹⁾により落下防止柵の設計が求められる。ここでは設計用の衝撃荷重を定めて、部材設計は終局耐力を想定した（短期許容応力度の 1.5 倍）設計が示されている。防止柵が直接取付く部材に対しても同様な終局状態を想定した設計が必要となる。例えば防止柵が外力方向に直交する大梁フランジに取付く場合は該当梁の面外方向曲げとねじれの検討を行う。またこの位置に大梁に直交する剛接合の小梁がある場合には小梁の曲げ設計を行えばよい。なお、部材の接合部では保有耐力接合や保有耐力継手が必要となる。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，p.312