

第5章 建築物の計画と設計

5.1 計画と設計の基本事項

1. 斜面地において建築物を計画する場合には、建築物の建設前、建設中、建設後における斜面の安定性を確保する。
また、建築物の建設に際し、斜面の切取り、盛土が必要となる場合は、それらが斜面の安定に与える悪影響が小さくなるよう、あらかじめ建築物の計画時に配慮する。
2. 建築物の計画に当たっては、これが敷地周辺に与える影響を考慮する。また、将来敷地周辺に建設される構造物等によって受ける影響も併せて考慮しておくことが望ましい。
3. 基礎は、建築物の建設に伴う荷重の増加が斜面の安定に大きな影響を与えない深さまで根入れし、かつ建築物を構造耐力上安全に支持し得る地盤に支持させることを原則とする。
4. 基礎は、建築物の規模・形状・構造に応じて、敷地の地形及び地盤の状況に適合する形式を選択する。また、基礎は、上部構造を安全に支持し有害な沈下・傾斜・滑動等を起こさないように設計する。特に、斜面地における地形・地層構成の特徴から、以下のような条件下で基礎を設計する場合には、これらの条件が基礎に与える影響を十分考慮し、上部構造及び基礎の安全性を確保する必要がある。
 - (1) 建築物に偏土圧が作用する場合
 - (2) 支持層が傾斜しているため直接基礎と杭基礎を併用する場合、あるいは根入れ長さが異なる杭を使用する場合

[解説]

1. 斜面地に建築物を建設するに当たっては、斜面の安定性が確保されていることが前提である。斜面の崩壊やすべりの危険性が高い斜面地での建設は、原則として避けるべきであるが、やむを得ず建設する場合は十分な対策を講じ斜面の安定性を確保する必要がある。また、切土・盛土工事、根切り・山留め工事等の建築物の建設中、さらには斜面に建築物の荷重が作用する建設後においても斜面の安定性を確保する必要がある。

斜面地に建築物を計画する場合の原則は、現況のつり合状態にある斜面のバランスを可能な限り崩さないような計画を立案することである。斜面の途中に切土を行って造成された平坦部に、切土の重量より重い建築物を建設する場合を例にとると、切土部より上部の斜面については図 5.1.1に示すようにそれまで上部の斜面を支えていた土塊の一部がカットされるため、安定性は悪化する。さらに、

切土部より下部の斜面についても、斜面に作用する鉛直荷重が増加するので安定性は悪化すると考えられる。これに対して斜面の法尻部に盛土を行う場合は、盛土の重量が斜面の抑え荷重となるので、盛土によって地下水の流れを阻害するようなことがなければ斜面の安定性は増大すると考えられる。

切土や盛土を行って建築物を建設する場合は、上記のようにそれが斜面の安定に与える影響を概略把握し、斜面の安定性の悪化を最小限に抑えるような計画を立案することが望ましい。

また、切土部に建築物の地下壁を設ける場合、地下壁部分が地下水の流れる経路に当たっていると、地下壁によって地下水の流れが阻害され、地下水が滞留して大きな水圧が地下壁に作用したり、滞留した地下水によって地盤が緩み、斜面の崩壊やすべりの原因となる。このように斜面地に建築物を建設する場合は、地下水の処理に十分留意する必要がある(4.1参照)。

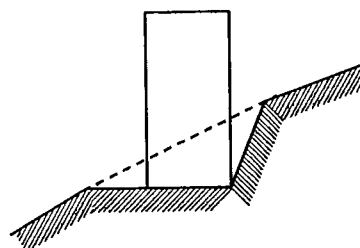


図 5.1.1 斜面を切土し
建てた建物

2. 斜面の上や斜面の途中に建築物を建設する場合、あるいは斜面の下に建築物を構築するための根切り工事を行う場合等においては、建築物の建設が斜面全体の安定性に影響を与えると考えられる。したがって、同一斜面地内に既設の建築物があれば、新設建築物の敷地外であっても斜面の安定性に関して影響を受けることになる。建築物の建設後、敷地周辺に他の建築物が建設される場合も全く同様である。斜面の上に重量建築物を建設したため、斜面全体のすべりに対する安全率が限界値に達し、敷地周辺の斜面地に新たな荷重増加を伴う建築物を建設することがきわめて困難となった例もある。このように、斜面地内の建築物が斜面安定に与える影響は、敷地内にとどまらず敷地周辺にも及ぶことに留意する必要がある。

3. 斜面の上及び斜面の途中に建築物を建設すると、建築物の荷重によって斜面の安定性が低下することは避けられない。しかしながら、基礎の根入れを深く設定し、建築物の荷重の作用深さを安定性の高い良好な地盤に伝達することによって、斜面の安定性の低下を軽減することができると考えられる。

一方、斜面の安定性を判断する際に安定勾配が目安となる。斜面の高さと地盤条件に応じて表 5.1.1に示すような値が提案されており、勾配がこの値以下の斜面は、安定性が高いとされている。したがって、図 5.1.2に示すように直接基礎にあっては基礎底面を、また杭基礎にあっては杭先端を表 5.1.1の安定勾配以深の地盤に根入れさせることを原則とする。なお、斜面の安定の検討において、直

直接基礎に当たっては建物荷重を考慮するが、杭基礎については、杭先端を安定勾配以深でかつ良質な地盤に支持させた場合に限り、原則として建物荷重を考慮しなくてよい（5.2.2参照）。

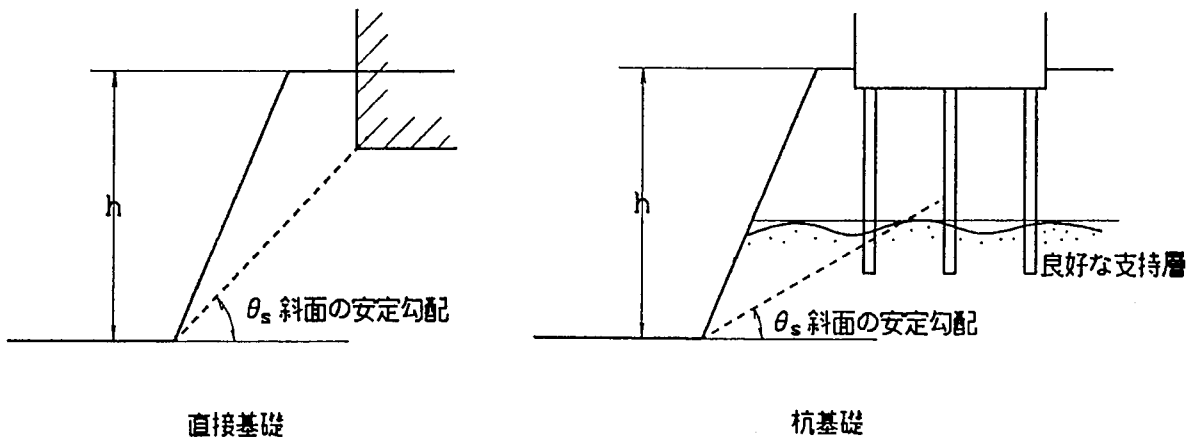


図 5.1.2 基礎の根入れ深さ

表 5.1.1 斜面の安定勾配

地 質		斜面の高さ h (m)	
		h ≤ 5	h > 5
土	軟 岩	$\theta_s = 80^\circ$	$\theta_s = 60^\circ$
丹	風化岩	$\theta_s = 50^\circ$	$\theta_s = 40^\circ$
ローム		$\theta_s = 45^\circ$	$\theta_s = 35^\circ$
盛土および砂		30°	

基礎は、建築物の規模・形状・構造、敷地の地形・地盤状況等を勘察し、建築物に有害な障害が生じないよう、安全かつ確実に支持できる地盤を選定し、支持させることが必要である。特に、斜面地は、敷地自体に不安定な要因を含んでいるため、基礎は平地と比較してより安定性の高い良好な地盤に支持させることが望ましい。

4. 斜面地では、建築物の基礎を斜面の勾配に合わせて階段状に設置することが多い。また、偏土圧の作用による建築物の滑動を防止するため、杭基礎を採用しなければならない場合がある。支持層が傾斜している場合は、直接基礎と杭基礎を併用したり、あるいは根入れ長が異なる杭で建築物を支持させることが少なくない。このように、斜面地では建築物の規模・形状・構造に応じて、敷地の地形・

地盤の状況に適合する基礎形式を選定する必要がある。また、斜面地では、基礎の形態や地盤の状況が複雑な場合が多く、これに伴い設計条件も偏土圧の作用、地震時水平力に対する基礎のねじれ、斜面近傍での基礎の鉛直支持力や水平抵抗力の評価等、平地と比較して複雑になりやすい。2.4に規定したように基礎は、このような諸条件を十分考慮に入れ、上部構造を安全に支持し、有害な障害を与えないように設計しなければならない。

5.2 斜面の安定

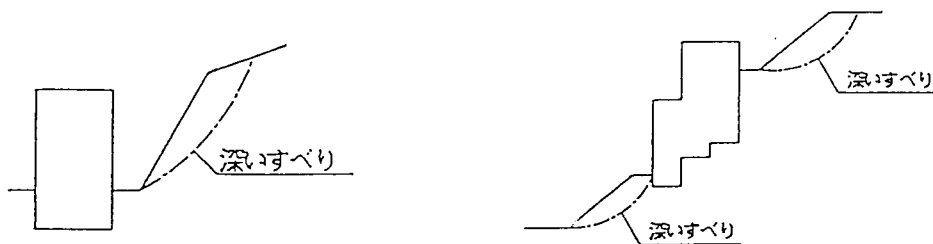
5.2.1 設計の基本

斜面地において建物を計画する場合には、以下に示す斜面の安定を確認する必要がある。(1)～(3)は深いすべりに関する検討であり、(4)は表層の崩壊に関する事項を規定している。

- (1) 現況または残地斜面の安定を検討する。この場合には、降雨などによる浸透水の影響を考慮する必要がある。
- (2) 建物完了後の斜面の安定を検討する。この場合には、建物荷重をその基礎形式と根入れの深さに応じて考慮する必要がある他、降雨などによる浸透水の影響も考慮する必要がある。
- (3) 建築物の建設に際して、建築物の位置が斜面の途中や斜面の下にある場合には、掘削による影響を考慮する必要がある。
- (4) 表層崩壊の検討は、周辺斜面地の崩壊履歴も含め十分な調査を行うことが必要であり、崩壊に対する対策工は土質条件や湧水の状態、地層の構成、斜面の勾配など斜面状況に適応した工法を選定する必要がある。

[解説]

- (1) 図 5.2.1 に示すように斜面が崩壊することで建物に影響を与えたり、当該敷地下方の建物に被害を及ぼす可能性も考えられるため、現況または残地斜面の安定を検討する必要がある。この場合、降雨などによる浸透水の影響を考慮する必要がある。また、地盤の強度が低い場合や斜面の高さが高い場合など地震の影響を大きく受ける斜面については、地震時の安定も合わせて確認する必要がある。



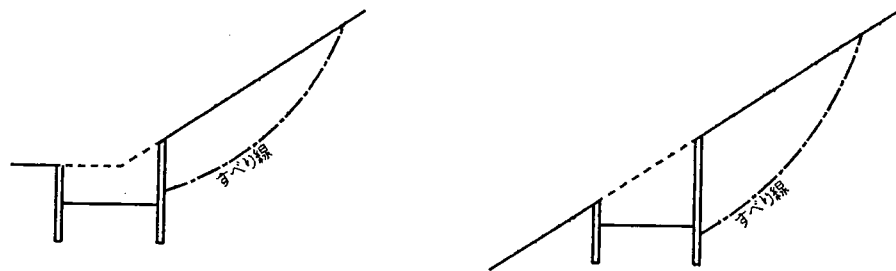
(a) 斜面の下に位置する場合
の現況斜面のすべり

(b) 斜面の途中に位置する場合
の残地斜面のすべり

図 5.2.1 現況斜面や残地斜面の安定

(2) 建物完了後の斜面の安定を検討する場合には、建物荷重を考慮する必要がある。また、降雨時の安定を確認する他、地盤の強度が低い場合や建物の大きな慣性力が作用する斜面または斜面高が高い場合など地震の影響を大きく受ける斜面については、地震時の安定も併わせて確認する必要がある。

(3) 建築物の建設に際して、図 5.2.2 のような斜面の下や斜面の途中での掘削を行う場合、すべり荷重に対しての抑止荷重となっている部分が除去されるため斜面が不安定となることがあるので注意を要する。



(a) 斜面下での施工

(b) 斜面の途中での施工

図 5.2.2 施工時の斜面安定

(4) 斜面崩壊は、自然斜面の場合には崩壊事例の約半数が表土層、崩壊土層の滑落であり、盛土斜面の場合には大半が豪雨時の雨水の浸透による砂質土のり面の表層崩壊であるとの報告もある。表層崩壊に関する安定解析は、現在の技術レベルでは信頼性のある検討結果を得ることは難しい。すべり解析を行う場合には、すべり面の深さを土の透水性、降雨条件等を考慮し推定した上で行う必要があり、条件の設定に難しさがある。

このように、解析のみで安定を判断することが難しいため、斜面の植生、表層の土性、分布や厚さ、基盤との境界面の勾配、境界面での降雨時の浸透水の浸み出しの有無、周辺斜面の崩壊履歴等について調査することが崩壊の検討を行う上で重要となる。また、周辺に崩壊履歴がある場合、すべった地層の土性や境界面の勾配をよく調べることで対象斜面の安定検討に参考とすることができる。

以上の斜面安定検討の他に、斜面地建築物が長期にわたり安定であるためには、第4章の斜面の維持管理や斜面の安定に影響を与える行為に関する規定を準拠する必要がある。

5.2.2 荷重

1. 5.2.1(2)に規定した斜面の安定を確認する際には、建物荷重をその基礎形式に応じて以下のように取り扱うことを原則とする。
 - (1) 直接基礎の建物で、斜面の上または斜面の途中に位置する場合には、建物規模に応じて荷重を考慮する。
 - (2) 杭基礎の建物で、安定した地盤まで根入れした場合には、一般に建物荷重を考慮しなくてもよい。ただし、安定度の低い地盤へ建物荷重が伝達される場合や、摩擦杭のように建物荷重が斜面の安定に大きく影響すると考えられる場合には、その荷重を考慮する必要がある。
2. 施工時においては基礎杭の施工機械のような大きな荷重が載荷される場合もあるので、施工法に応じた荷重を考慮する必要がある。

[解説]

1. 支持杭のような杭基礎の場合でも、杭先端の地盤の他に杭と地盤との摩擦によって杭の上部付近でも建物荷重が地盤に伝達されている。しかし、基礎杭によるせん断抵抗や土の変形に対する抑止効果も考えられるため、安定した地盤へ根入れした杭基礎の場合には、一般に建物荷重を考慮しなくてもよいものとした。この場合のすべり面は、支持層となる安定した地盤では発生しないで、図 5.2.3に示すように基礎杭の支持地盤の上部を通過する。

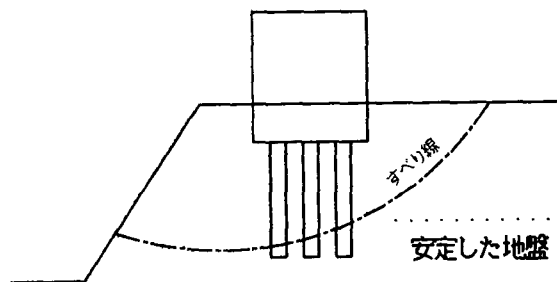


図 5.2.3 安定した地盤へ根入れした場合のすべり線

安定度の低い地盤へ建物荷重が伝達される場合には、図 5.2.4に示すように基礎の下方ですべり面が発生する可能性がある。このような場合には、建物荷重を考慮して斜面の安定を検討する必要がある。

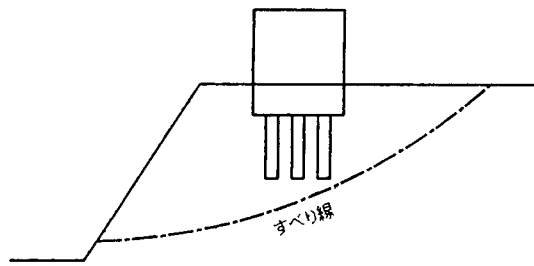


図 5.2.4 安定度の低い地盤に根入れした場合のすべり線

2. 施工時においては、施工法に応じた荷重を載荷してすべりの検討をしなければならない。

また、法肩付近に重機が移動する場合には法肩付近の崩壊が懸念されるので、図 5.2.5に示すように仮設構台を設置したり、大型機械を必要としない施工法を計画するなどの対応も必要となる。

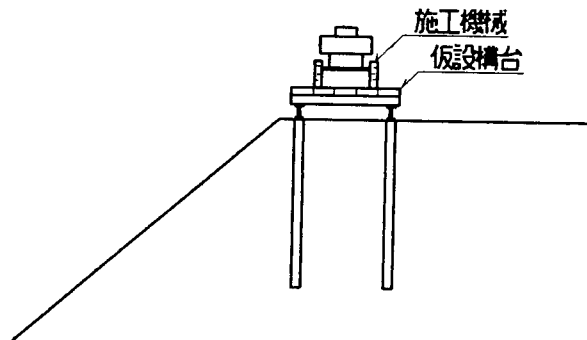


図 5.2.5 法肩付近での大型施工機械に対する配慮例

5.2.3 安定の検討

斜面の安定は、5.2.2に規定した荷重を考慮して円弧または直線のすべり面を仮定した2次元の問題として一般には解析してよい。この安定解析では、与えられた条件のもとでいくつかのすべり面を仮定して求めた安全率のうち、最小のものをその斜面のすべり安定に対する安全率 F_s といい、 $F_s \geq 1.5$ を確保することを原則とする。

斜面の安定は、土中水の排水や荷重の載荷あるいは除去などの条件を適切に評価して土のせん断強度を定め、解析する必要がある。

[解説]

自然斜面は不均一な地質より成り立っていることが多く、計算によってのみ斜面の安定性を把握することは難しいが、斜面の安定を定量的に評価する目的ですべり面を仮定した斜面の安定解析を行うこととした。しかし、安定解析に際していくら精密な土質試験を行ったとしても、なお多くの仮定や不確定要素が解析に含まれているため原則として $F_s \geq 1.5$ を確保することとした。ただし、入念な調査に基づいて確実性の高い安定解析を行った場合は、安全率 $F_s \geq 1.2$ とすることができる。

すべり面の形としては、円弧すべり面または直線すべり面を仮定することが多い。また、特に弱い層があってその層を通るすべりが予想される場合には、複合すべり面または適当な形のすべり面を仮定することもある。一般にすべり面の形を仮定する場合には、そのすべり面に沿って土塊が円滑にすべるように想定することが必要で、土塊の運動が不自然に思われるような曲線や急な折れ線などを仮定してはならない。

砂地盤におけるすべり形状は、表層付近を直線形状で崩壊することが理論的に指摘されており、実際のすべり面もそれに類似している。

砂地盤の斜面安定は、解析によって十分な結果を得ることが難しいため表5.1.1に示す斜面の安定勾配を目安とするのがよい。また、地震時に繰り返しせん断力が作用して土のせん断抵抗が低下する場合もあり注意を要する。この他、砂斜面では、表層の崩壊防止対策等を行うことが必要である。

粘性土の場合、実際のすべり面の形は円弧に近い。砂の斜面に生ずるすべりが斜面の表層に近く浅いものが多いのに反し、粘性土の場合には底部すべりといわれる深いすべりが生ずることが多い。

すべりを生ずる原因のうち重要なものは、土の自重、載荷重、浸透圧などである。このほかには地震力などの荷重も考えられる。この地震力の大きさは、設計水平震度 $K_h = 0.15 \sim 0.20$ として解析している事例が多い。この場合、安全率 $F_s \geq 1.2$ とするのが望ましい。

すべりに抵抗する要素は土のせん断抵抗と押さえ荷重などである。せん断抵抗の大きさは土中水の排水条件や有効重量によって変化するため、土の安定問題は二つの場合に分類される。すなわち、土中水の排水が行われない短期的な状態と土中水の排水*¹や吸水*²が生じる長期的な状態である。

*1 建物や盛土の荷重によって排水が生じ、圧密状態となる。

*2 過圧密粘土地盤での掘削除去によって吸水作用が生じ、体積膨張状態となる。

また、解析方法としては、せん断強度に係わる間隙水圧の取り扱いの違いによって全応力法と有効応力法がある。

せん断強度と解析法によって表 5.2.1に示すような強度定数を用いて解析する必要がある。

表 5.2.1 安定計算に用いる強度定数および間隙水圧

検討時期	全 応 力 法		有 効 応 力 法
短 期	透水性が低い場合	C_u, ϕ_u, U_0, U_1	C', ϕ', U_0, U_1 U_r
	透水性が高い場合	C_d, ϕ_d, U_0, U_1	
長 期	透水性が低い場合	$C_{cu}, \phi_{cu}, U_0, U_1$	C', ϕ', U_0, U_1
	透水性が高い場合	C_d, ϕ_d, U_0, U_1	

ここに C_u, ϕ_u : 非圧密非排水試験 (UU) より求められる強度定数

C_d, ϕ_d : 圧密排水試験 (CD) より求められる強度定数

C_{cu}, ϕ_{cu} : 圧密非排水試験 (CU) より求められる強度定数

C', ϕ' : 間隙水圧の測定を伴う圧密非排水試験 (CU) より求められる強度定数

U_0 : 通常の地下水による間隙水圧

U_1 : 降雨などの浸透流による間隙水圧

U_r : 施工直後の残留間隙水圧

参考文献

宅地防災マニュアルの解説 (建設省建設経済局民間宅地指導室監修)

道路土工 のり面工・斜面安定工指針

(日本道路協会)

5.2.4 地震時の液状化

地震時の斜面の安定は、液状化現象が発生しないことが前提条件となる。このため、地下水位の高い緩い砂地盤のように液状化が懸念される地盤では、液状化に対する安定を確認することが必要となる。液状化に対して不安定な斜面は、対策工を施すものとする。

[解説]

平地での杭基礎の建築物では地震時の液状化が発生しても剛性の高い杭にするなどで対応が可能であるが、斜面地においては斜面の安定そのものが失われることになり液状化の発生を事前に防ぐ必要がある。

この場合、液状化の発生が懸念される地盤をセメントなどを用いて非液状化地盤に改良するのが最も効果的な手法である。

5.3 斜面地での土圧・水圧

5.3.1 設計の基本

斜面地において建築物を計画する場合には、斜面の影響を考慮した土圧や水圧を用いて設計する必要がある。常時及び地震時の土圧は、表 5.3.1 のように求める。

表 5.3.1 常時及び地震時の土圧

常時	静止土圧
地震時	地震時主働土圧と常時の静止土圧を比較して大きい方を設計土圧とする

[解説]

この項で規定した土圧や水圧は、図 5.3.1 の(a)に示すように建物本体が直接に土圧や水圧に抵抗する場合や(b)のようにストラットを通じて建物本体に土圧や水圧が伝達する場合を対象としている。(c)のように建物本体と完全に分離した擁壁構造の場合には、宅地造成等規制法に準拠した設計となる。

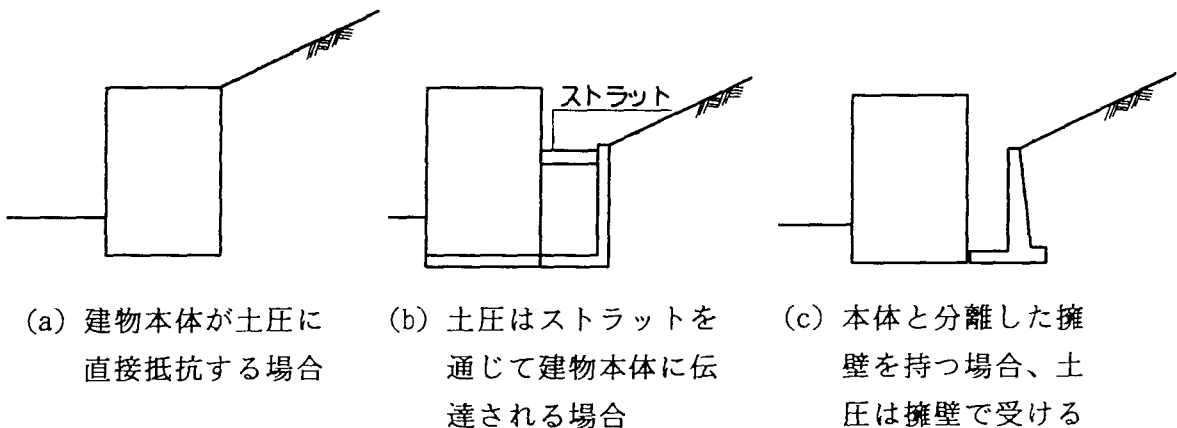


図 5.3.1 土圧や水圧が作用する構造体

常時の場合には、変形が生じない壁面に作用する土圧として静止土圧を用いて設計するのが一般的である。

また、地震時の場合には作用する土圧の大きさについて不明な点が多いため、地震時の主働土圧と常時で考えた静止土圧を比較して大きいほうを採用することとした。

5.3.2 静止土圧

静止土圧の大きさは、土質に応じて表 5.3.2に示す静止土圧係数によって求めることを原則とする。

表 5.3.2 静止土圧係数

土 質	静止土圧係数	備 考
泥 岩 (土丹)	$K_0=0.3$	風化していない状態
泥岩以外	$K_0=0.5$	風化の進んだ泥岩も含む

[解説]

表 5.3.2に示した泥岩以外の静止土圧係数 $K_0=0.5$ は、広く用いられている一般的な数値である。川崎市の地質的特徴に配慮して泥岩についても静止土圧係数を規定したものである。泥岩のような地盤の場合、それ自身が変化しにくく自立性が高いことから $K_0=0.3$ とした。

泥岩と同様にローム層などにおいても高い自立性を期待できる場合もある。しかし、このような地盤では、粘着力のバラツキや降雨などの影響によって粘着力が低下することも考えられる。このようなことからローム層などの粘性土地盤では、静止土圧係数 $K_0=0.5$ として設計することとする。

地表面が傾斜している場合の土圧は図 5.3.2に示すように、地表面の傾斜部分を上載荷重と仮定して、式 (5.3.1)により求める。

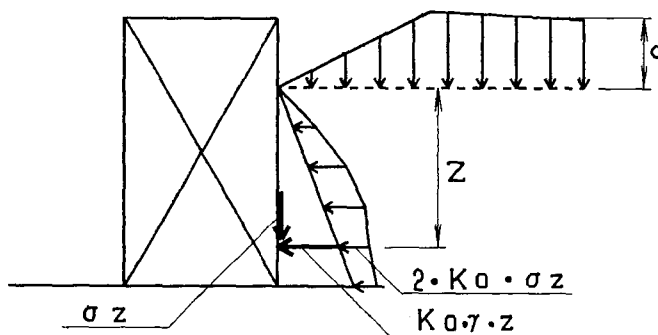


図 5.3.2 地表面が傾斜している場合の土圧の説明図

$$P_o = K_o (\gamma Z + 2 \sigma_z) \quad \text{式 (5.3.1)}$$

ここに P_o : 外壁に接する地表面から Z の深さにおける単位面積当たりの土圧 (tf/m²)

K_0 : 静止土圧係数

γ : 土の単位体積重量 (tf/m³)

Z : 外壁に接する地表面から土圧を求めようとする位置までの深さ (m)

σ_z : 外壁に接する地表面から Z の深さにおける仮想上載荷重による地中応力の鉛直成分 (tf/m²)

$$\sigma_z = I \sigma \cdot q$$

$I \sigma$: 四角形荷重による鉛直地中応力の影響値で図 5.3.3 から求める。

q : 図 5.3.3 の斜面部分のうち水平部分の仮想上載荷重 (tf/m²)

従って式 (5.3.1) は式 (5.3.2) のようになる。

$$P_0 = K_0 (\gamma \cdot Z + 2 \cdot I \sigma \cdot q) \quad \text{式 (5.3.2)}$$

なお、式中で $2 \sigma_z$ としているのは建築物外壁が変位しないものと仮定して求めたものであり、詳細については建築基礎構造設計指針を参照されたい。

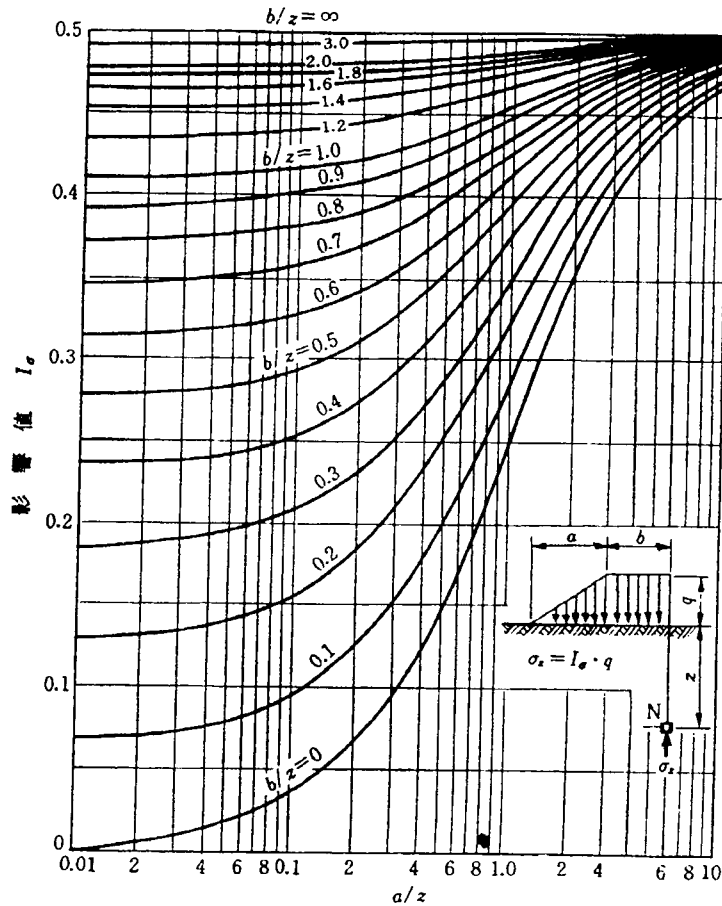


図 5.3.3 四角形荷重による鉛直地中応力の影響値

(引用：実用数式・図表の解説 (土質工学会))

平地における設計では土圧の大きさが設計全体の良否に係わることは少ないが、斜面地においては建物の滑動や杭の設計に直接的に影響するため、土圧の設定には慎重な配慮が必要となる。このため、実際の運用に当たっては、常時の場合もランキン土圧やクーロン土圧による主働土圧と $K_0 = 0.5$ （泥岩の場合には 0.3 ）により求めた静止土圧とを比較して大きな方の土圧を用いて設計するものとする。

5.3.3. 地震時の主働土圧

地震時の主働土圧は、設計水平震度 $kh=0.2$ として式 (5.3.3) より求める。

主働土圧強度

$$P_{Ea} = \gamma \cdot x \cdot K_{EA} - 2c \cdot \sqrt{K_{EA}} + w' \cdot K_{EA} \dots \dots \dots \text{式 (5.3.3)}$$

$$\cos^2 (\phi - \theta_0 - \theta)$$

$$K_{EA} = \frac{1}{\cos \theta_0 \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2$$

ここに、

P_{Ea} : 深さ x における地震時主働土圧強度 (tf/m²)

K_{EA} : 地震時主働土圧係数

γ : 土の単位体積重量 (tf/m³)

x : 土圧 P_{Ea} が壁面に作用する深さ (m)

c : 土の粘着力 (tf/m²)

w' : 地震時の地表面載荷荷重 (tf/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

α : 地表面と水平面とのなす角 (度)

θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (度)

δ_E : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度)

土とコンクリートの場合では $\delta_E = 0$ とする。

θ_0 : $\tan^{-1} kh$ (度)

kh : 設計水平震度

ただし、 $\phi - \alpha - \theta_0 < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha - \theta_0) = 0$ とする。また、 w' は地震時に確実に作用するもののみとし、自動車荷重等は含まないものとする。

なお、図 5.3.4 における $N-N$ 面は壁背面に垂直な面である。ここで用いている角度 δ は、反時計回りを正とする。

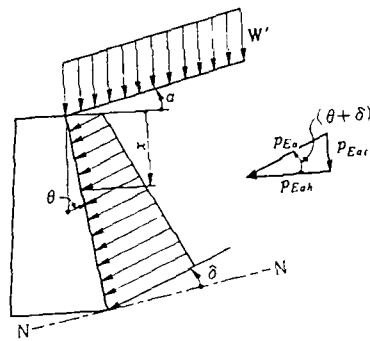


図 5.3.4 地震時主働土圧

[解説]

地震時の土圧は不明な点が多く、研究途上にある。建築基礎設計指針によれば地震時主働土圧の大きさは、設計水平震度 $kh=0.2$ 程度あれば、 $1.2\sim 1.3$ 倍以下の増加に納まっており、短期の許容応力度の割増し率 1.5 を考え合わせると安全域であるとの考え方も示されている。

地震時の主働及び受働土圧として設計に多く用いられているものとして物部・岡部の地震時土圧がある。この土圧は設計水平震度を地震合成角 $\tan^{-1}kh$ で考慮するものである。

本指針では、設計水平震度 $kh=0.2$ を基本として物部・岡部の式によって地震時主働土圧を求めることとした。

なお、地震時においては、極限的な主働土圧に至らないで静止土圧との中間的な土圧となることも考えられるため、5.3.1に示したように5.3.2で規定した静止土圧と本項で規定した地震時主働土圧の大きいほうを用いることとする。

参考文献

道路橋示方書 耐震編 (日本道路協会)

建築基礎構造設計施工指針

(日本建築学会)

5.3.4 水圧

斜面地での建築物は、3.3に規定する地下水に関する調査をもとに水圧を考慮して設計する必要がある。

[解説]

斜面地での地下水の状況はきわめて複雑であり、また降雨に敏感に影響して変動することが多い。したがって3.3に述べた地下水に関する調査を実施し、地質や周辺の地形状況、または施工の影響等を考え合わせた上で設計用の地下水位や水圧を決定しなければならない。

斜面での地下水は、被圧水となっている場合や不透水層の上を斜面の傾斜に沿って流れている場合も多く見受けられ、これが施工時の埋戻し材や山留め工法の種類によって建物完成後に作用する水圧に複雑に影響することがある。また、建築物の建設に起因する地下水環境の変化は、長期にわたって広範囲に影響を及ぼすこともあり、建築物の計画に当たっては慎重な配慮が必要となる。

地下壁が地下水面下に位置する場合は、水圧を考慮した設計が必要である。その際に被圧水の場合はその圧力に見合う水圧を考慮しなければならない。地下水位下の土圧・水圧は原則として建築基礎構造設計指針に示されているように、土圧と水圧を分離して求めるものとする。なお、常時地下水が無くても雨水等の浸透水に対して排水施設を設ける必要がある。さらに雨水等の処理については4.1に示すように、地表面の排水施設を適切に整備しておくことが勘要である。

5.4 斜面地での直接基礎

5.4.1 設計の基本

斜面の上または斜面の途中に直接基礎で建築物を計画する場合には、斜面の影響や傾斜した支持層の影響を考慮して以下に示す事項の安定を確認する必要がある。

- ① 基礎地盤を含む全体の安定
- ② 支持力に対する安定
- ③ 滑動に対する安定
- ④ 転倒に対する安定

[解説]

斜面地における建築物の安定は、平地におけるそれとは異なり、2.4に示すような斜面地特有の問題が多く含まれている。特に本文の①基礎地盤を含む全体の安定や③滑動に対する安定は、平地における建物では一般に取り扱わない事項である。

本文に示したそれぞれの事項は、以下の章にて規定されている。

- ① 基礎地盤を含む全体の安定は、5.2で規定する。
- ② 支持力に対する安定は、5.4.2で規定する。
- ③ 滑動に対する安定は、5.4.3で規定する。
- ④ 転倒に対する安定は、5.4.4で規定する

5.4.2 支持力に対する安定

鉛直地盤反力度は、底面地盤の許容鉛直支持力度を超えてはならない。かつ、沈下によって上部構造に有害な影響を与えてはならない。これら鉛直支持力や沈下に関しては、斜面や傾斜した支持層の影響を考慮して設計する必要がある。

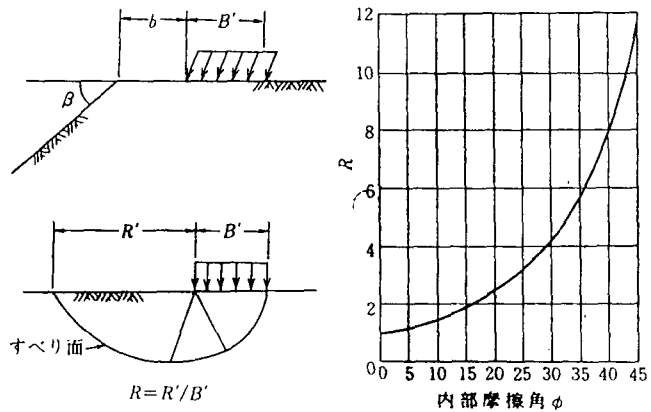
[解説]

1. 許容鉛直支持力

斜面の上または斜面の途中に位置する建築物の極限鉛直支持力を求める方法には、古典的支持力理論に基づく方法、分割法による支持力算定法、内部消散エネルギーと土塊の外力仕事との関係からとらえた速度場法による上界値計算法あるいは、有限要素法 (FEM) や剛体ばねモデル (RBSM) などの数値解析法などが挙げられる。

(1) 古典的支持力理論に基づく方法とは、Terzaghi

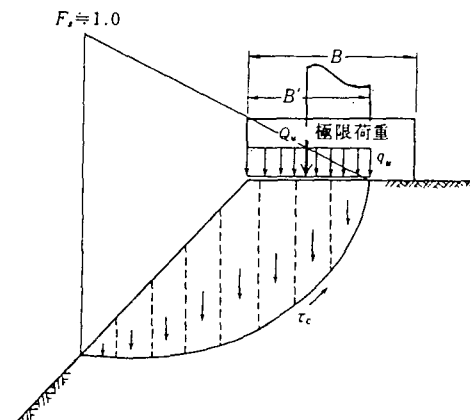
系の古典的な支持力理論から出発したもので、Kotterの研究によって与えられたすべり形状を適合させて、塑性場に関する力のつり合いを求めるもので、具体的には図 5.4.1 に示すような日本道路公団に示されている手法がある。



R の求め方 R を求めるグラフ

図 5.4.1 道路公団に示されている手法

(2) 分割法による支持力算定法とは、斜面の安定性を検討する解析法を支持力計算に利用するもので、図 5.4.2 に示すように安全率 $F_s=1.0$ となる時の付加荷重が極限支持力となる。この方法は、多層地盤や複雑な斜面形状にも対応できるため、実用性の高い方法であるが、二次元の帯基礎がその対象となり三次元の支持力問題を解くまでには至っていない。



B' : 有効載荷幅

図 5.4.2 円弧すべりによる極限支持力計算の模式図

(3) 速度場法による上界値計算法の例として日下部の研究を以下に示す。

図5.4.3は帯基礎の破壊メカニズムであるが、支持力の求め方としては、遷移領域を表現する角度 (θ) あるいはすべり深さ ($h \cdot B$) のいずれかを変化させて支持力の計算を繰返し行い最小値をもってその地盤の極限支持力とするものである。図5.4.4に日下部の破壊メカニズムにより得られた斜面傾斜角と支持力の低減係数の関係の一例を示す。また、この方法は二次元の帯基礎を対象とした破壊メカニズムであるため、三次元基礎への適用には工夫が必要となる。

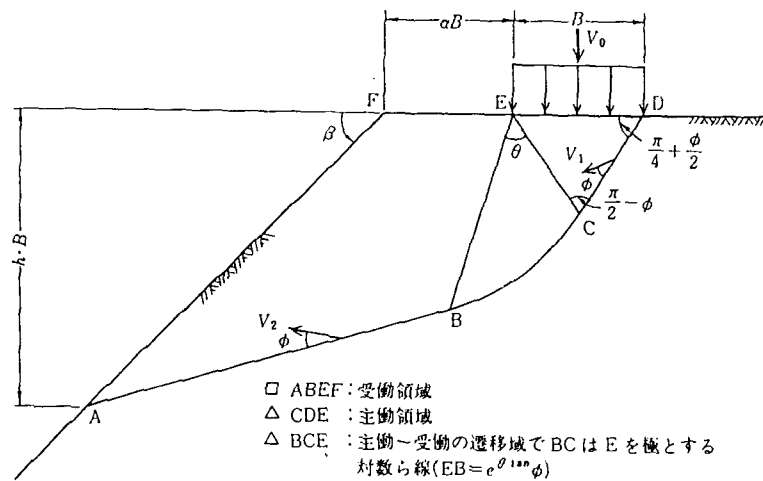


図 5.4.3 斜面上直接基礎の破壊メカニズム (可容速度場)

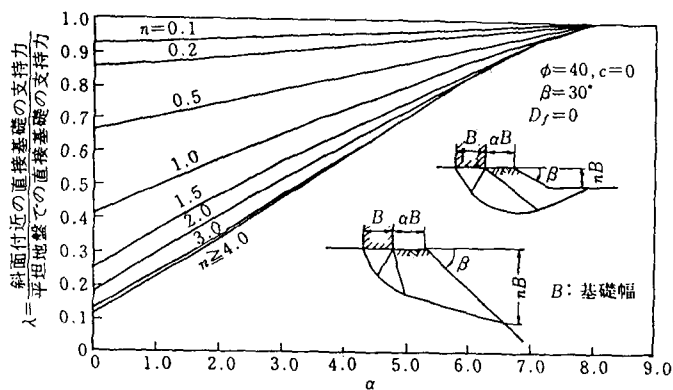


図 5.4.4 斜面による鉛直支持力補正係数 λ の算定図表の一例

(4) RBSMやFEMなどの数値解析方法は、コンピューターの利用によって複雑な境界条件の場合においても支持力の計算が可能ではあるが、費用や時間の面から重要構造物等の基礎や地盤改良を併用した場合などの特殊な場合に限られて用いられている。

(1)～(4)などの手法を用いて算定した極限支持力度 Q_d に表5.4.1に示す係数 α を剰じて許容鉛直支持力度とする。

表 5.4.1 許容鉛直支持力度

許容鉛直支持力度 $q_a = \alpha \cdot Q_d$	α
長期荷重時	1/3
短期荷重時	2/3

斜面地において支持力を算定する際の注意事項を以下に示す。

- ① Terzaghi系の支持力理論においては、 ϕ の設定値如何によって支持力が大きく変動する。このため、支持力を求める際に必要となる ϕ の設定が重要となる。 ϕ の値は地盤の調査方法、調査を実施した位置、調査の数などから数値のバラツキを考慮して総合的に判断して設定する必要がある。
- ② 斜面地では平地に比べて崩壊領域が大きくなることが予測され、その領域が他人の敷地に及ぶことがあり、切土等の改造により安定が保障されない可能性もある。特に、荷重の載荷幅が大きくなると崩壊領域も大きくなるので、このような注意が必要となる。
- ③ 斜面の安定問題も浅い基礎の支持力問題も、土のせん断抵抗に基づいた塑性理論で考えられている。一般には、斜面の安定問題は斜面形状、土のせん断強度、載荷重の大きさを考慮し、最小の安全率となるすべり線によって解析される。一方、浅い基礎の支持力問題は、基礎下の主働くさび領域とそのくさびが押し下がる時の抵抗領域を想定することで解析される。この両者においてせん断抵抗角 ϕ を考慮した解析では、すべり線の形状が異なるため、同じ塑性理論でも得られる解が異なる値となる。

分割法による支持力算定では、円弧すべりによる方法が多く用いられる。

円弧すべりにもいくつかの解析方法があり、例えば支持力の理論解である剛塑性解とビショップ法やフェレニウス法（スウェーデン法）を比較すると支持力に差があることが明かとなっている。

また、内部摩擦角 ϕ' が増大すると分割法による解と剛塑性解との開きは大きくなり、分割法による解の誤差が増大することも指摘されている。

- ④ 砂地盤や砂質地盤では、単純な円弧形状のすべり線は形成されないことが指摘されており、支持力問題ではこのすべり線の決定が重要な意味を持つ。そのため、一般にこのような地盤では、道路公団の方法や速度場法による解析などによる支持力算定が多く用いられる。
- ⑤ 道路公団の方法や速度場法による支持力解析は、均一な地盤や単純な斜面形状に適用されるが、複雑な地形や地層構成の場合には(2)分割法を用いるのがよい。
- ⑥ 斜面地における支持力算定は、十分に解明されていない部分も多く、また実測値との比較研究も十分なされていないと難しい。このため複数の解析により安定を確認したり、表 5.4.1に示す許容支持力に余裕を持たせるなどの配慮が必要となる。

参考文献：傾斜地と構造物・その調査設計および維持管理（土質工学会）
日本道路公団 設計要領第2集
土の強さと地盤の破壊入門（土質工学会）
軟弱地盤の理論と実際（土質工学会）

2. 沈下

斜面地において、以下に示すような場合には、沈下または不等沈下に対して特に注意する必要がある。

- ① 盛土と切土の両方に基礎がまたがる場合
- ② 支持層が異なる場合
- ③ 支持層の下に軟弱な粘性土があり、層厚が変化している場合

斜面の上または斜面の途中に建つ建築物の弾性的な沈下量の推定は以下の手法によって求めることができる。

- ① 法面近傍の地盤バネを低減した弾性床上の梁モデルによる解析
- ② 地盤や構造物の変形特性を取り込んだFEM解析

上記2法の解析法を比較すると、理論的に根拠づけることが困難な法面近傍の地盤バネを用いる解析手法より、地盤や構造物の変形特性を取り込んだFEM解析の方が理論的には明解である。

しかし、FEM解析においては、地盤定数の設定や境界条件の設定に難しさがある。

また、①②の解析は弾性的な沈下すなわち即時沈下を求めるものであり、粘性土におけるクリープ的な沈下を求めるものではない。しかし、この問題に関しては、支持地盤となり得る程度の地盤であるならばこのクリープ変形も一般に大きなものでないこと、また、地盤の変形に対応して上部構造においてもクリープ変形が生じ構造体に過大な応力を発生しないということも考え合わせると一般には、即時沈下に対して十分な配慮を行えばよいとも考えられる。

このように、斜面地では沈下量を正確に推定することは難しいので、安定性の高い表5.1.1の安定勾配以深に基礎を根入れするなどの配慮が必要となる。また、過大な沈下や不等沈下の発生が避けられないと予測される場合には、構造的な対応が必要となる。その方法として以下のようなものが上げられる。

- ① 基礎杭によって支持する。
- ② エクспанションジョイント等によって沈下を許容する。

5.4.3 滑動に対する安定

斜面地に建つ建築物で偏土圧を受ける場合には、滑動に対する安定を確認する必要がある。特に、以下に示すような場合には、前面の受働抵抗を無視し、基礎底面の抵抗だけで安定を確保することを原則とする。

- (1) 斜面の上または斜面の途中に位置する建築物で、地震時に確実な受働抵抗が得られないと予測される場合。

地震時に確実な受働抵抗が得られない場合としては、図 5.4.6 に示すように斜面の近傍に位置するために十分な受働抵抗が得られない場合や、図 5.4.7 に示すように地震による変位の小さい堅い地盤に建物が支持されて前面の地盤が軟弱なために建築物から離れる方向に地盤が変位し、十分な受働抵抗領域とならない場合などが考えられる。

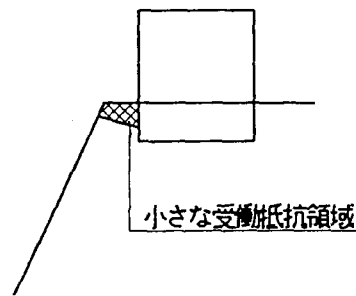


図 5.4.6 斜面の近傍に位置するために問題となる場合

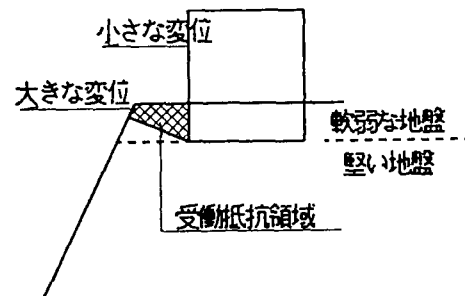


図 5.4.7 建築物と地盤の相対変位が問題となる場合

- (2) 斜面の上または途中に位置する建築物で、常時においても図 5.4.8(a) に示すように受働領域が法面にかかっていたり不安定な表土の部分が受働領域となっている場合。

また、図 5.4.8(b) に示すように建物前面の受働領域が他の土地所有者の場合には、将来人為的に土が取り除かれるおそれがあるため、長期にわたる確実性が期待できない。

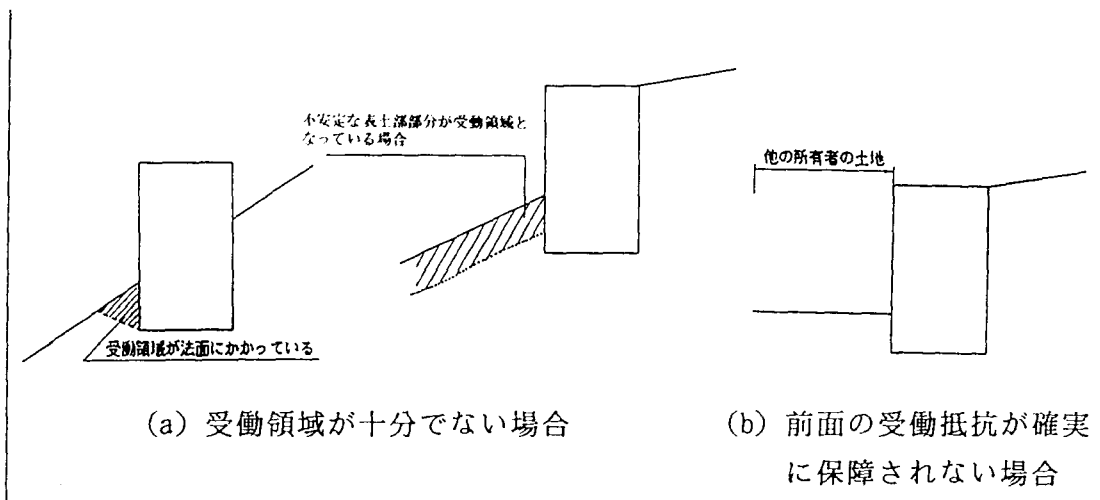


図 5.4.8 受働抵抗が十分でない場合

(1), (2)に示す以外の場合については、建築基礎構造設計指針に準じて滑動に対する安定を検討するものとする。

[解説]

土圧や地震時に作用する水平方向の力に抵抗する部分としては、直接基礎の場合、基礎底面、根入れ部の側面及び前面の受働抵抗が考えられる。しかし、斜面地での建物では、根入れ部側面の摩擦抵抗や前面の受働抵抗が確実に得られないことが多いため、基礎底面の抵抗だけを考慮することとした。さらに、受働土圧が有効に作用するのは変形が相当に進んだ後であることなどを考え合わせて、この抵抗力は安全上の余裕とした。

基礎底面に捨てコンクリートが打設され、その捨てコンクリートの下面には敷砂利などが設けられる。このような基礎底面は、支持地盤と十分にかみ合っていると想定してよい。したがって通常の地盤では、基礎底面のコンクリートと土の間の摩擦力（せん断抵抗）よりも、その直下のせん断抵抗を採用するほうが実状に合っている。支持地盤が砂質土の場合には内部摩擦角 ϕ を用いて、 $\tan \phi$ を摩擦係数として採用し、粘着力は無視して式(5.4.1)によりすべり抵抗を求める。砂地盤の場合の摩擦係数の標準値は表5.4.3としてよい。粘性土地盤では、その一軸圧縮強さの $1/2 \sim 1/3$ をすべり抵抗力とし式(5.4.2)によりすべり抵抗を求める。図5.4.9に示すように底版面積を求める際には、地盤反力の分布を考える必要がある。

①表 5.4.3により検討する場合

$$R_{11} = W \cdot \mu \dots\dots\dots \text{式 (5.4.1)}$$

②粘性土地盤において粘着力Cを考える場合

$$R_H = C \cdot A' \quad \text{式 (5.4.2)}$$

ここに R_H : 滑動に対する抵抗力 (tf)

W : 鉛直圧力の合力 (tf)

μ : 表 5.4.3に示す摩擦係数

C : 一軸圧縮強度の1/2~1/3(tf/cm²)

A' : 図 5.4.9に示す基礎底面の有効面積 (m²)

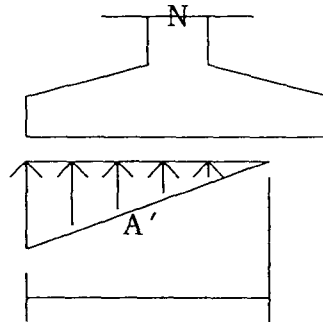


図 5.4.9 基礎底面の有効面積

表 5.4.3 基礎底面と支持地盤の摩擦係数の標準値 μ

シルトや粘土を含まない粗粒土	0.55 ($\phi = 29^\circ$)
シルトを含む粗粒土	0.45 ($\phi = 24^\circ$)
シルトまたは粘土 (フーチング下の厚さ約10cmの土をよく締め固めた角張った砂または砂利で置換する)	0.35* ($\phi = 19^\circ$)

[注意] *0.35 $q \leq q_u/2$ の場合のみ。 q : フーチング底面の平均接地圧 (Terzaghi and Peck による)
(引用 : 建築基礎構造設計施工指針)

土丹の場合には、式 (5.4.1)の摩擦係数 $\mu = 0.4 \sim 0.5$ として設計してよい。
このようにして求めたすべり抵抗力は、土圧や地震時に作用する水平方向の力に対して表 5.4.4の安全率を確保するものとする。この安全率は前面の受働抵抗を無視して基礎底面のすべり抵抗のみによった場合のもので、過去の設計事例を参考に決めたものである。

表 5.4.4 すべりに対する安全率

荷 重	安 全 率
長期荷重の場合	1.5以上
短期荷重の場合	1.2以上

斜面の影響を受けないと判断し前面の受働抵抗を考慮に入れて建築基礎構造設計指針に準じ滑動の安定を検討する場合には、必要な安全率 $F_s = 3$ を確保しなければならない。

安全率が満足しない場合の滑動に対する安定を確保する工法としては以下のような工法がある。

- ① 底版幅を増す
- ② 根入れを深くする
- ③ 底版に突起を設ける
- ④ 杭基礎に変更する
- ⑤ 地盤アンカーを併用する

5.4.4 転倒に対する安定

斜面地建築物では、平地の建築物とは異なり偏土圧や水圧が作用する機会が多い。このため、転倒に対する安定を確認する必要がある。転倒に対する安定は、建築物の自重、載荷荷重及び土圧、水圧などによる荷重合力の建物底面における作用位置と建物底面の中央からの偏心距離 e との関係から定められる。この偏心距離 e は、以下の値を満足する必要がある。

①長期荷重の場合 $|e| \leq \frac{B}{6}$ とする。

②短期荷重の場合 $|e| \leq \frac{B}{3}$ とする。

ここに、 e ; 建物底面における荷重合力の偏心距離
 B ; 建物底面幅

[解説]

建物は、荷重合力の偏心距離 e が底面幅 B の $\frac{1}{2}$ より大きくなると転倒する。特に斜面地では偏土圧や水圧が常に建築物に作用するため、転倒に対する安定を確認することが重要となる。

また、地震時の検討においては、5.3.3 に規定する地震時の土圧及び建築物に作用する慣性力を考慮する必要がある。

転倒に対する安定が確保されない場合には、杭基礎や地盤アンカーを用いるなどの検討を行う。

5.4.5 小規模な建築物の沈下

小規模な建築物では、一般に直接基礎で計画されるため、沈下による被害が発生することが多い。特に、盛土または盛土・切土の両方にまたがる建物では、沈下に対して十分な配慮及び対策を行う必要がある。

[解説]

一般に盛土では、使用される土砂の性質が一定でなく締固め転圧も不十分な場合が多いため、基礎の支持地盤が沈下する場合もある。また、盛土と切土の両方にまたがる建物では、盛土部の沈下が大きくなり不等沈下を生ずることもある。(図5.4.10参照)

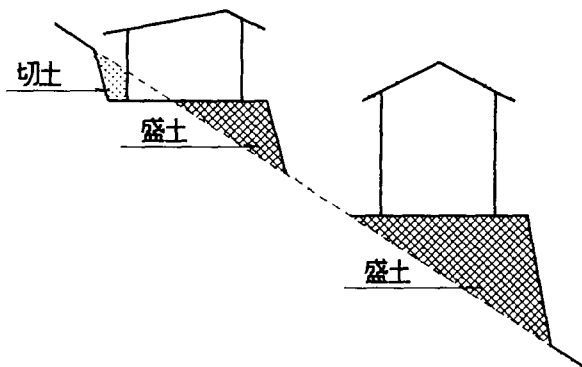


図 5.4.10 盛土または盛土・切土による基礎地盤

また、斜面の高低差を利用して地下車庫や擁壁によるスペースを設ける場合も多い。この場合にも構造体背面の埋戻し時の転圧不足で建物が傾斜したりする。(図5.4.11参照)

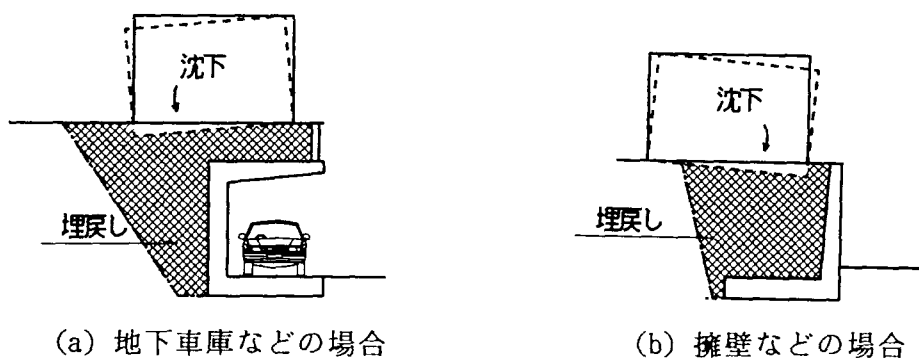
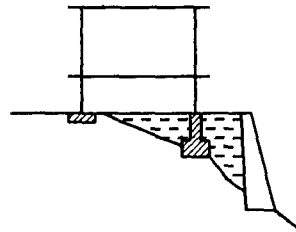
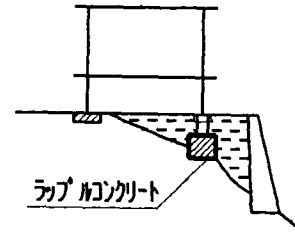


図 5.4.11 埋戻し部の沈下

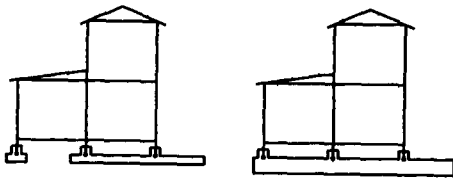
図5.4.10や図5.4.11に示すような建物では、盛土部の厚さが大きくない場合には、地山まで下げて盛土を取り除き切込み砂利などを入れる置換工法を、また、盛土が厚い場合には地盤改良や杭の打設など、沈下や不等沈下の対策を行う必要がある。その他、沈下や不等沈下の対策例を図5.4.12に示す。



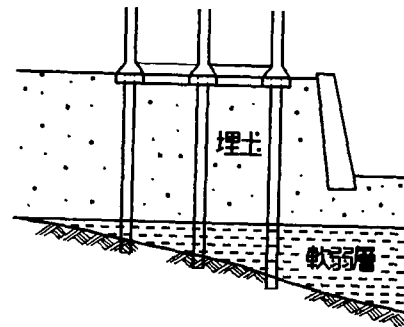
① 基礎を地山まで下げる
または、砂利などで置換える



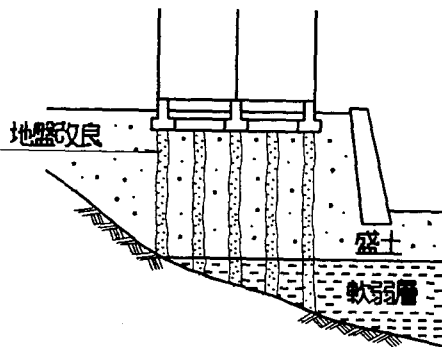
② ラップルコンクリートを利用した例



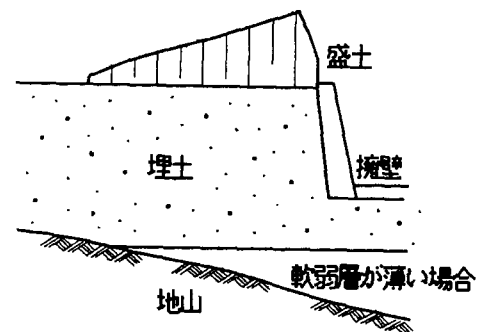
③ 基礎底板を大きくする



④ 杭基礎



⑤ 混合処理による地盤改良



⑥ プレロードを載荷する

図 5.4.12 沈下や不等沈下の対策例

参考文献

「小規模建築物基礎設計の手引き」-5.2.3 盛土・埋立て土- 日本建築学会
「ひな段造成地における住宅の不同沈下の対策例」 基礎工 Vol.12 1984.9

5.5 斜面地での杭基礎

斜面地での杭基礎の計画及び設計は、原則として以下による。

1. 杭の支持形式は、杭先端を斜面の安定角度線以深の良質な地盤に支持させた支持杭とする。
2. 杭基礎の設計荷重は、斜面地の地形及び地盤の状況等に基づく特殊な条件がある場合、それらの影響を考慮して決定する。
3. 杭基礎は、鉛直荷重、水平荷重等の荷重に対して、杭に作用する地盤の抵抗力、ならびに杭に発生する複合応力を検討し、その安全性を確認するとともに、杭基礎の沈下や水平変位等が上部構造に有害な影響を与えないように設計する。
4. 杭の耐力に余裕をもたせ、かつ基礎梁の剛性・耐力を増大させるなど、杭基礎全体の安定性に配慮する。
5. 杭の鉛直支持力、水平支持力及び引抜き抵抗力は、斜面の影響を考慮して決定する。

[解説]

1. 斜面地では、摩擦杭を避け支持力の信頼性が高い支持杭を採用する。特に、杭を介して地盤に伝達される建築物の荷重が、斜面の安定に大きな影響を与えないよう、杭の先端は表 5.1.1 に示した斜面の安定角度線以深の良好な地盤に支持させることを原則とする。良好な支持地盤とは、川崎市内における斜面地での地層構成を考慮し、N値が約30以上の砂質土層又は土丹層とする。なお、支持杭であっても建築物の荷重は、杭先端部の他に杭周面の摩擦抵抗によって地盤に伝達され、斜面の安定に影響を与えることも考えられる。このような荷重の影響は、5.2.2により原則として考慮していない。しかしながら、摩擦抵抗の影響がきわめて大きいと予測される場合は、その影響を考慮した検討を行うか、あるいは周面摩擦抵抗が小さい杭工法を採用するなどの配慮が必要となる。

建築物が小規模である場合、あるいは支持杭の採用が上部構造とのコストバランスを欠き、著しく不経済となる場合等の理由で摩擦杭を採用する場合には、3項に述べる杭基礎の検討の他に建築物による荷重増加を考慮した斜面安定の検討を行い、建築物及び斜面の安定性を確保する必要がある。

2. 斜面地では、敷地地盤の地形・地層構成・切盛りによる造成等から、以下のような条件下で基礎を設計する場合がしばしばある。このような場合には、これらの条件を考慮に入れて杭が負担する設計荷重を決定し、3項の検討を行う。

(1) 建築物に偏土圧が作用する場合（5.6参照）。

杭に偏土圧による水平力、及び上部構造の転倒モーメントにより図 5.5.1に示すように鉛直力と引抜き力が作用する（図 5.5.1参照）。

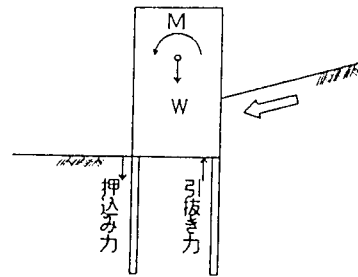


図 5.5.1 建築物に偏土圧が作用する場合

(2) 斜面の途中または斜面近傍に設置された杭と斜面から離れた位置に設置された杭が混在する場合（図 5.5.2参照）。

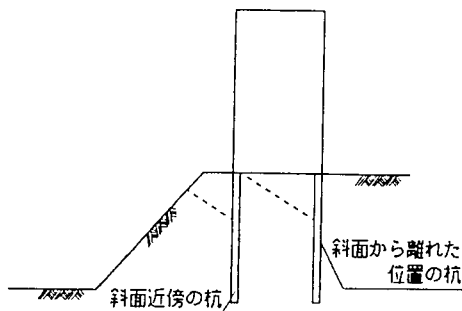


図 5.5.2 斜面近傍に設置した杭と斜面から離れた位置に設置された杭が混在する場合

斜面から離れた杭は、斜面の途中または斜面近傍の杭と比較して変形しにくい。

斜面方向の水平力が作用する場合、剛床仮定により各杭の杭頭変位が一定になるので、斜面から離れた位置の杭ほど荷重分担率が大きくなる。したがってこのような荷重分担率の差異を考慮して3項の検討を行う必要がある。

(3) 支持層が傾斜しているため、根入れ長が異なる杭を使用する場合（図 5.5.3及び5.7参照）。

一般に杭先端が支持層によって拘束されている杭は、杭長が短いほど水平力に対して変形しにくくなる（図 5.5.4参照）。このため(2)項と同様、斜面方向に水平力が作用する場合、剛床仮定により短い杭ほど荷重分担率が大きくなる。一方、斜面直角方向に水平力が作用する場合はねじれを生じる。このねじれは、杭群の水平剛性に関する剛心と水平合力が作用する建築物の重心のズレによって生じるもので、杭群には水平合力の他にこのズレによって発生する偏心モーメントに伴う付加的な水平力が作用する。したがって、このような荷重分担率の差異、及びねじれに伴う付加的な水平力の影響を考慮して3項の検討を行う必要がある。なお、荷重分担率の差異やねじれの影響は、支持層が深い場合に杭径の大きな杭や壁杭のよう

な曲げ剛性が大きな杭を使用し、各杭の水平剛性の均等化を図ることによって軽減することができる。

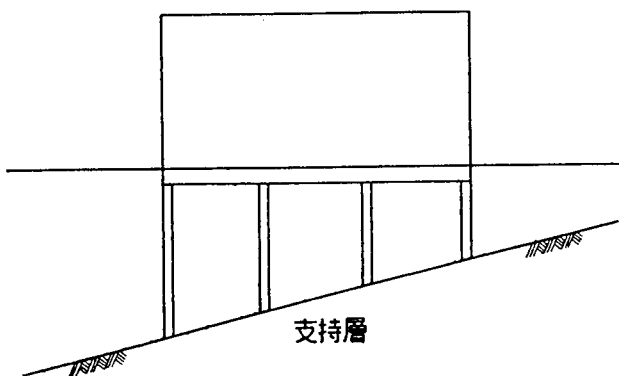


図 5.5.3 支持層が傾斜している場合

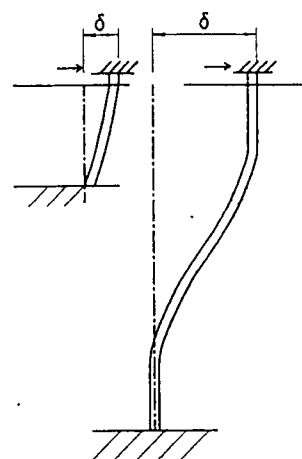


図 5.5.4 長い杭と短い杭

(4) 切土部と盛土部に設置される杭が混在する場合

盛土部中の杭は、地盤の剛性が低いため、切土部中の杭と比較して水平力に対して変形し易く(2)項と同様な荷重分担率の差異や基礎のねじれが生じる可能性がある(図 5.5.5参照)。そのような場合は、それらの影響を考慮して各杭が負担する荷重を決定する。

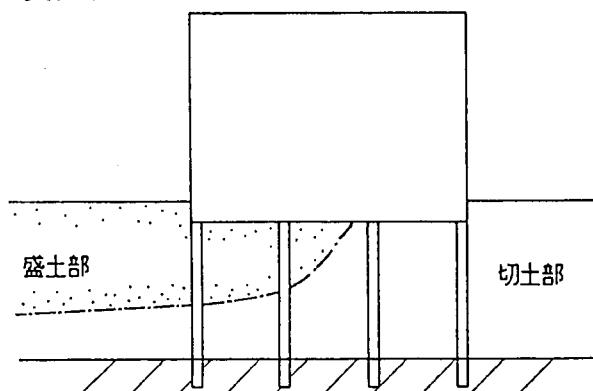


図 5.5.5 切土部と盛土部に設置される杭が混在する場合

また、地下室を有する建築物に静的な水平力が作用すると、水平力の一部は地下室前面の受働抵抗や側面の摩擦抵抗等で負担され、杭が負担する水平力は軽減される。また、建築物の加振実験結果によると、地下室を有する建築物のロッキング動は、地下室がない建築物と比較してきわめて小さくなることが知られている。すなわち、一般に地下室を有する建築物は、地下室がない建築物と比較して安全性が高いと判断される。一方、軟弱地盤では、地震動が大きく増幅されるため、地盤が杭基礎を押し杭基礎に対して抵抗力ではなく、荷重として作用する現象があることが指摘されている。また、斜面の近傍や切盛り地盤の盛土部は、通常の平地と比較して地

震動が増幅され易いことが指摘されており^{1)・2)}、地盤が地下室や基礎に荷重として作用する可能性もある。以上のような地盤と基礎の相互作用の問題は、現時点では十分解明されるに至っていないため、本指針では図 5.5.6 に示すように、斜面の上及び斜面の途中に建設される建築物については、安全側に地下室に対する地盤の水平抵抗力を無視し全水平力を杭に負担させることを原則とする。なお、斜面の下に建設される建築物については、地下室部分の水平抵抗力を考慮することができる。

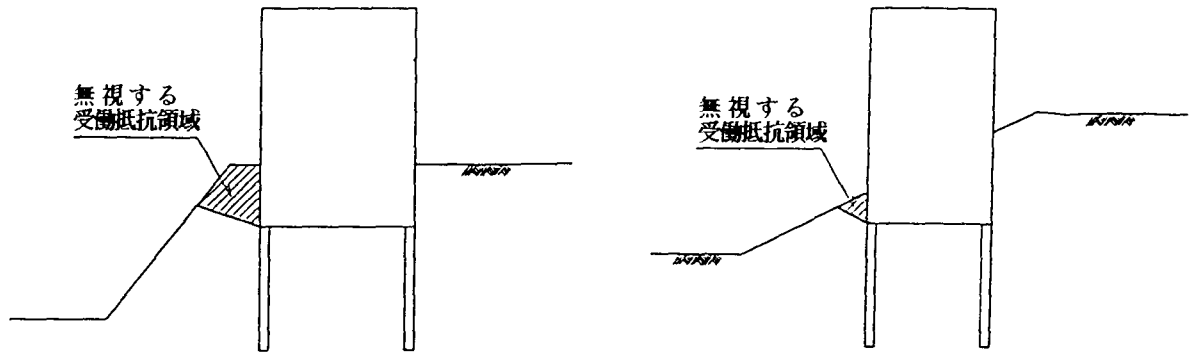


図 5.5.6 斜面の上、斜面の途中に建設される建物の地下室に対する地盤の水平抵抗力で斜線部の受働抵抗は無視する

3. 杭基礎は、設計荷重に対して地盤から決まる鉛直支持力、水平抵抗力、引抜き抵抗力の検討を行い、その安全性を確認するとともに、杭体が発生する圧縮、引張り、せん断、曲げの各応力またはこれらの複合応力に対する杭材の安全性を確保する。また、杭基礎は建築物の規模に応じて沈下・水平変位の検討を行い、上部構造に有害な不等沈下、傾斜、過大なねじれが生じないことを確認する。なお、杭の先端を斜面の安定勾配線以深の良質な地盤に支持させた場合は、有害な不等沈下は生じにくいと考えられるため、沈下の検討を省略してもよい。
4. 斜面地では、斜面安定の問題に加えて、既述のように“地震動が増幅され易い”“建築物に偏土圧が作用する”“支持層の傾斜、切盛り造成等の複雑な地層構成に起因するねじれが杭基礎に生じる”など、平地と比較して設計条件が複雑であり、設計仮定と実際の基礎の挙動との間に差異が生じ易く不測の荷重が作用する可能性もある。したがって、杭の鉛直耐力、水平耐力等に余裕をもたせ、かつ基礎ばりのせいを高くしてその剛性や耐力を増大させるなど、杭基礎全体の安定性を高めるよう配慮することが望ましい。
5. (1) 杭の鉛直支持力

杭の先端支持力は、杭の根入れ長と杭径との比 L/D あるいは支持層に対する地盤の上載圧がある程度以上あれば、一定になるとされている^{3)・4)}。また、杭の押し込み時、または引抜き時に杭周囲の地盤が動く範囲は、杭径の3～4倍とも10倍ともいわれているが、破壊付近では、杭に追随して

変形する地盤の範囲は杭の半径以内のごく近傍の地盤であるとされている^{5), 6)}。これらの点から、斜面が杭の先端支持力や周面摩擦抵抗に与える影響は比較的小さいと判断し、杭先端が斜面の安定勾配線以深の良好な地盤に支持されていることを前提として、杭の鉛直支持力を次のように扱う。

杭の根入れ長と杭径との比 L/D に応じた鉛直支持力の低減は、平地に準じて行うが、この際、根入れ長は後述の(5.5.2)式で算定される値の $1/2$ だけ地上に突出した杭として算定する。

(2) 杭の水平抵抗力

斜面地における杭の水平抵抗は、杭を弾性支承梁として斜面による地盤の水平抵抗力の低下を考慮して検討を行う。

杭の水平抵抗の低下の影響は、地表面からの任意の深さにおいて、杭前面から傾斜面までの水平距離が、式(5.5.1)の値以上あればほぼ無視できると考えられる。(図5.5.7参照)。

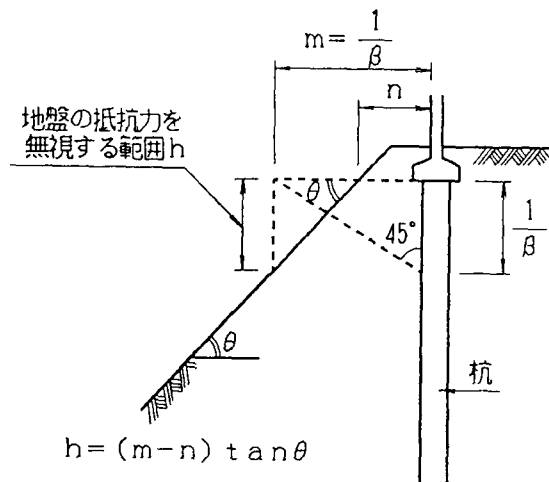


図 5.5.7 地盤の抵抗力を無視する範囲

$$m = (1/\beta) \dots\dots\dots \text{式 (5.5.1)}$$

β : 次式による。なお、 $1/\beta$ は杭の水平抵抗に支配的な影響を与える地盤の深さを示す。

$$\beta = \sqrt[4]{k D / 4 E I} \quad (1/\text{cm})$$

k : 水平地盤反力係数 (kgf/cm^3)

D : 杭径 (cm)

$E I$: 杭の曲げ剛性 ($\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$)

したがって、このような水平距離が確保されている杭にあっては、地盤の水平抵抗力の低下を考慮する必要はなく、平地に設置された杭と同様に扱ってよい。しかしながら、斜面の途中の杭、あるいは斜面の上に位置し

た建築物の斜面近傍に位置する杭にあっては、地表面付近で式 (5.5.1) の水平距離を確保できない場合が多い。水平距離がこの値以下の部分については、地盤の水平抵抗力が低下すると考えられるのでこの影響を考慮し、式 (5.5.2) で表される長さだけ、地上に突出した杭として杭の水平抵抗の検討を行う (図 5.5.7 参照)。

$$h = (m - n) \tan \theta \quad \text{式 (5.5.2)}$$

h : 杭の地上突出高さ (cm)

m : (5.5.1) 式参照

n : 杭前面から斜面肩までの水平距離 (cm)

θ : 斜面勾配 (度)

その際、次式によって杭の長短を判別し、長い杭と判定された杭は無限長の杭として、短い杭と判定された杭は有限長の杭として扱う。

$$L \geq (h + 3.0/\beta) \quad \text{長い杭}$$

$$L < (h + 3.0/\beta) \quad \text{短い杭}$$

斜面地における杭の水平抵抗については、研究途上にあつて、未解明の点が残されており、また、前述したように斜面近傍では地震動が増幅されやすいとの指摘もある。したがつて、斜面近傍の杭の水平抵抗は、現時点では、設計上安全側に評価しておくのが望ましく、(5.5.2) 式の地上突出高さは、このような観点から設定されたものである。

また、斜面地での杭の設計に当たっては、十分な安全性を確保するため、状況に応じて適切な設計上の配慮をしておくことが望ましい。一例を挙げれば、図 5.5.8 に示すような擁壁に近傍した杭基礎にあっては、擁壁側の杭の水平抵抗を無視し、擁壁から離れた杭だけで水平力を負担できるように設計するとともに、杭が擁壁の安定に与える影響について検討しておくなどである。

なお、斜面地に建設される道路橋や送電用鉄塔を支持する杭を対象として、実用に供されている詳細な杭の水平抵抗の評価法⁷⁾があるので参照されたい。

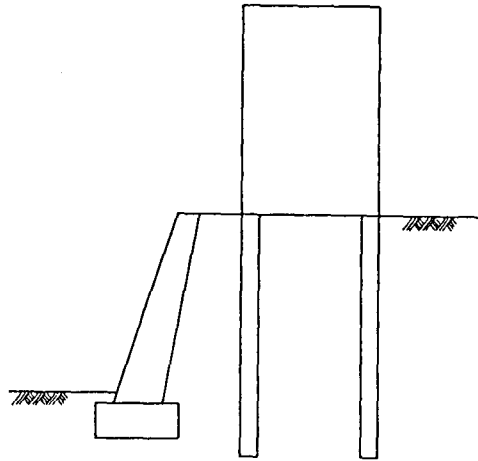


図 5.5.8 擁壁近傍の杭基礎

(参考文献)

- 1) 佐藤, 柴田 : 「不整形地盤の地震動特性」、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和63年
- 2) 富樫, 多賀 : 「切・盛された地盤の振動特性」、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和57年
- 3) 高野, 岸田 : 「砂地盤中のNon-displacement Pile 先端地盤の破壊機構」
日本建築学会論文報告集、第285号、昭和54年11月
- 4) 小泉 : 「杭の鉛直支持力を考える (2. 杭の支持力の実験的研究の発展)」、土と基礎 Vol.27、No.12、1979年12月
- 5) R. W. COOKE, G. PRICE: 「STRAINS AND DISPLACEMENTS AROUND
FRICTION PILES」
- 6) 伊藤, 前原 : 「場所打ち杭の引抜き抵抗に関する実験と考察」
土木学会論文集、第376号、1986年12月
- 7) 土質工学会編 : 「傾斜地と構造物」平成2年
- 8) 日本建築学会 : 建築耐震設計における保有耐力と変形性能、1990年

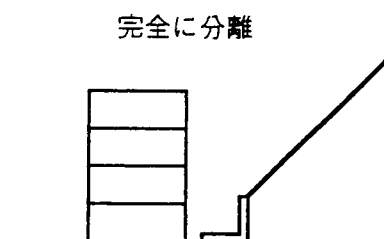
5.6 偏土圧を受ける建築物の設計

5.6.1 地震時の構造設計

1. 斜面地での偏土圧を受ける建築物の構造計画においては、土留構造部と建築本体とは分離する形式が望ましい。
2. 立地条件等から建築物を土留めと兼用する場合には、作用する偏土圧、及び架構形状より地震時に生ずるねじれ変形に対し十分な検討を加え、安全性を確認するものとする。

[解説]

1. 地震時における地盤と建築物の相互作用のもとでの振動性状は、いまだ明解ではない。このため、偏土圧を受ける建築物の構造形式としては、図 5.6.1 に示すように土留構造部と建築物本体を分離する形式が望まれる。



2. 建築物本体を土留め部と兼用する場合には、通常、土圧を受ける側には剛性の高い地下外壁が配置されるため、建築物の地震時ねじれ変形に対し十分な検討を行うとともに、土圧作用方向に対しては建築物の設計用土圧には5.3に規定した土圧や水圧による水平力も考慮するものとする。

図 5.6.1 望ましい構造形式
(建築物本体と土留めを分離)

さらに、建築物の構造設計においてルート3の保有水平耐力の検討を行う場合、図 5.6.2 に示すように土圧が作用する階における必要保有水平耐力としては、5.3に規定した土圧や水圧による水平力を加味した値を設定することを原則とし、建築物の保有水平耐力がこの値を上廻ることの確認を行うものとする。

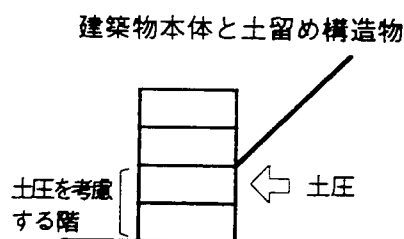


図 5.6.2 注意すべき構造形式
(建築物本体と土留めを兼用)

参考文献

- 「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」 - 基礎構造 -
日本建築学会
「建築基礎構造設計指針」 - 3章 荷重 - 日本建築学会

5.6.2 地盤アンカーを用いた建築物の計画

以下の条件を満足する場合は、偏土圧を受ける建築物の安定を図るために、本設地盤アンカーを用いることができる。ただし、斜め地盤アンカーを用いる場合には、特に(4)について十分検討しておく必要がある。

- (1) 地盤アンカーの構造及び設計に関しては、建築基準法第38条による大臣認定を取得すること。
- (2) 建築物及び地盤全体が安定していること。
- (3) 建築物及び地盤に対する地盤アンカー緊張力の影響について十分検討し、必要な対策が講じられていること。
- (4) 地盤アンカーを打設している地盤が将来とも確実に担保されること。

[解説]

(1) 建築物の構造体の一部として地盤アンカーを用いる場合の問題点は、地盤アンカーの耐久性と地盤アンカーに導入された緊張力を長期間保持する性能、すなわち地盤アンカーの長期安定性に関する点である。地盤アンカーの引張り材としては、一般にP C鋼材が用いられているため（最近では炭素繊維強化プラスチックなどを材料として用いる研究も行われている）、引張り材の防錆処理が耐久性にとって最も大きな問題となる。通常、本設地盤アンカー（永久地盤アンカーといわれることもある）の防錆処理としては、二重防錆が要求されており、今日この条件に該当する工法はいくつかある。

また、地盤アンカーに緊張力を導入しておくこと、P C鋼線のリラクゼーションやアンカー体と定着地盤との間のクリープなどにより、緊張力が減少してくる。この減少量が大きいと構造物の変形や応力状態が設計と異なる結果になり、多くの問題が生じる可能性がある。

特に建築構造物の場合は、人がそれを生活空間あるいは作業空間として使用するので、上記の問題に対する地盤アンカーの品質や性能について十分な検討が必要となる。建築構造物に地盤アンカーを用いる場合の代表的な例として、以下のようなものが考えられる。

- a) 地震時水平力や風圧力によって生じる基礎の引抜き力を抑えるための鉛直地盤アンカー（図 5.6.3）
- b) 地下水の浮力による構造物の浮上りを防止するための鉛直地盤アンカー（図 5.6.4）
- c) 偏土圧を受ける構造物の安定を図るための鉛直地盤アンカー（図 5.6.5）
- d) 偏土圧を受ける構造物の安定を図るための斜め地盤アンカー（図 5.6.6）

建築構造物に地盤アンカーを用いる場合は、これらのいずれの場合であっても、建築基準法第38条に従い建設大臣の認定を得ることが求められている。

なお、大臣認定取得のための（財）日本建築センターの評定手続きとしては、同センターに設置された研究委員会の指導を受けて開発された鉛直地盤アンカー工法についてのみ鉛直地盤アンカーを用いた建築物の個別の技術評定申込みが許されている。したがって、偏土圧対策に鉛直地盤アンカーを採用する場合は、これらの条件に合致する地盤アンカー工法の中から選ぶ必要がある。また、斜め地盤アンカーの場合は、その工法に関する技術評定の取得が個別案件の技術評定申込みの条件となっているので注意が必要である。

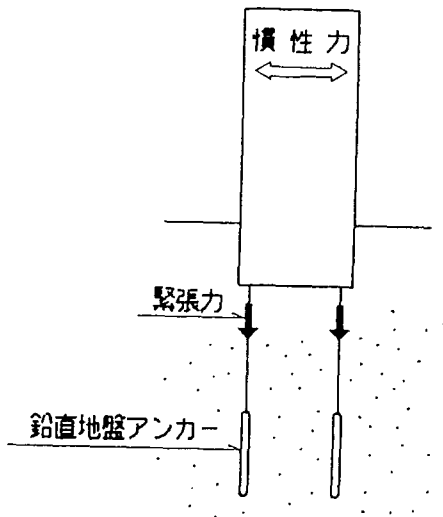


図 5.6.3 基礎の引抜き対策

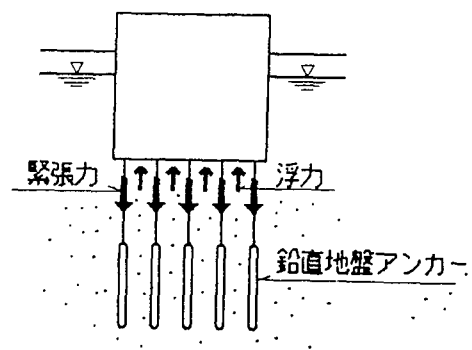


図 5.6.4 浮力対策

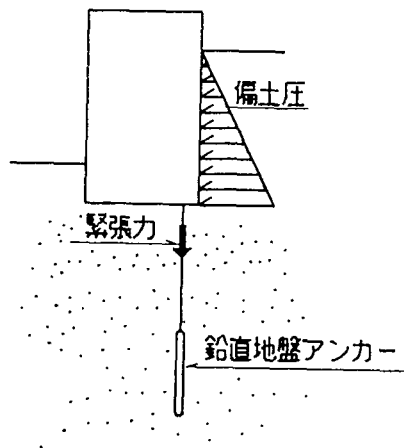


図 5.6.5 偏土圧対策

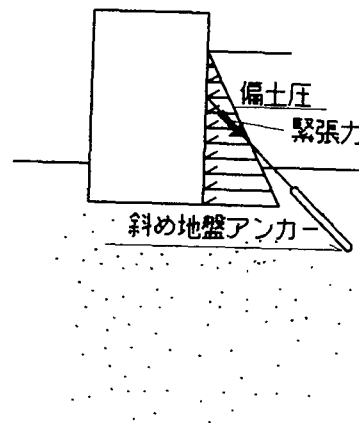


図 5.6.6 偏土圧対策

(2) 偏土圧を受ける構造物が安定する条件としては、以下の点が挙げられる。

a) 偏土圧による水平力に対して十分な抵抗があること。

b) 転倒に対して十分な抵抗があること。

c) 建物の偏心を考慮して求めた荷重に対して、基礎が支持力の面で安全であり、かつ有害な沈下を生じないこと。

a)～c)を以下に説明する。

a)は、5.4.3 に示すように、直接基礎の場合の抵抗要素は基礎底面と地盤の摩擦抵抗及び基礎根入れ部の受働抵抗であり、杭基礎の場合の抵抗要素は、杭の水平抵抗と基礎根入れ部の受働抵抗である。しかし、斜面地において基礎根入れ部の受働抵抗には、それを無視した方がよい場合があるので注意を要する。

基礎の底面地盤が砂質土の場合には、摩擦抵抗は構造物の重量すなわち基礎底面の接地圧に比例するので、構造物の重量が軽いと基礎の水平抵抗が不足する。それを補う目的で図 5.6.7に示すように鉛直地盤アンカーを打設し、緊張力を導入して接地圧を増やしたり、直接的に土圧や水圧を支えるために図 5.6.8のように斜め地盤アンカーを打設することもできる。

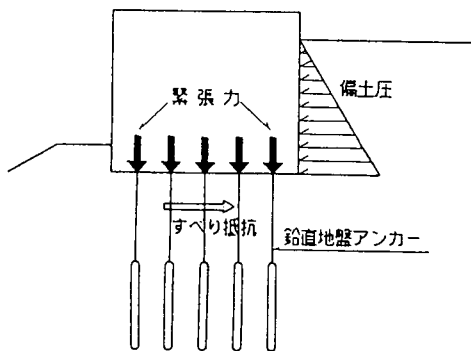


図 5.6.7 鉛直地盤アンカーの緊張力によるすべり抵抗の増大

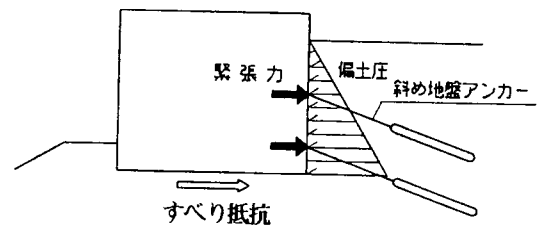


図 5.6.8 斜め地盤アンカーの緊張力によるすべり抵抗の増大

b) 偏土圧や水圧が作用する建築物の転倒に対する設計上の抵抗要素は、建築物の自重とする。杭基礎の場合には図 5.6.9のように偏土圧などによって生じる転倒モーメントと、建築物や杭の自重による抵抗モーメントによってその安定性が定まる。直接基礎の場合の転倒については、5.4.4に示したように建物自重及び土圧・水圧などによる荷重合力の偏心距離の上限値を規定している。もし転倒に対する安定が確保できない場合には、図5.6.10のに示すように鉛直地盤アンカーを打設して事前に必要な緊張力を導入することにより偏心距離を小さくすることができる。

地震時の検討では、一次設計において地震時慣性力による引抜き力と地震

時土圧（静止土圧と地震時主動土圧のうち大きい方）によって生じる引抜き力の合力に対して、基礎の浮上りが生じないように鉛直地盤アンカーにあらかじめそれに見合うだけの緊張力を導入しておく必要がある。

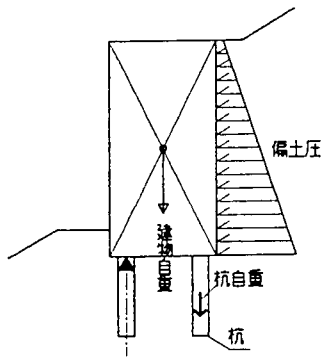


図 5.6.9 転倒に対する抵抗

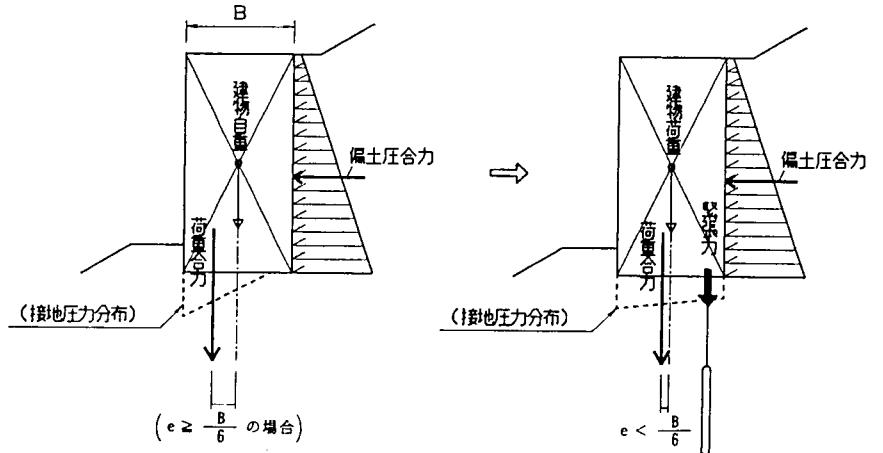


図 5.6.10 直接基礎の場合の転倒に対する抵抗

c) 偏土圧によって生じる建築物の偏心を考慮して基礎の接地圧分布を求め、5.4.2の規定に従って支持力安定を確認する。

斜面地に建築物を設計する場合は、前述した建物自身の安定に加え建築物を含む地盤全体の安定を検討する必要がある。斜面安定の検討は5.2よることができ、地盤アンカーを採用する場合は図5.6.11に示すように地盤アンカーの先端より外側を通るすべり面に対して、地盤アンカーの効果を考慮せずにすべり計算を行い、5.2.3に示す安全率を確保できることを確認する。

通常、地盤アンカーを打設してある範囲内のすべりは、地盤アンカーが土圧に対して安全であれば、地盤アンカーの効果ですべりに対しても安全であると考えられるので特に問題にすることはない。ただし、それは本指針における斜面安定に対する基本的な考え方、すなわち建築物の基礎スラブ以深でのすべりの安全率が $F_s=1.5$ 以上ある場合のみ建物を建てるのが可能という条件のもとでの話であることに注意する必要がある。

地盤の安定で、さらに検討しなければならない点は、地盤アンカーの定着層における地盤内せん断すべりである。図5.6.12に示すように、地震時等に引抜きを受ける鉛直地盤アンカーや斜め地盤アンカーは（予測される外力に対してあらかじめ緊張力が導入されている）、アンカー1本1本に対するアンカー定着体と地盤の摩擦によって決まる引抜き耐力の検討に加え、地盤ア

ンカーの定着地盤におけるブロック破壊的な現象についても検討が必要となる。この検討を定着地盤内せん断すべりの検討といっているが、基本的にはブロック外周面での地盤のせん断抵抗とブロックの土重が抵抗要素となる。

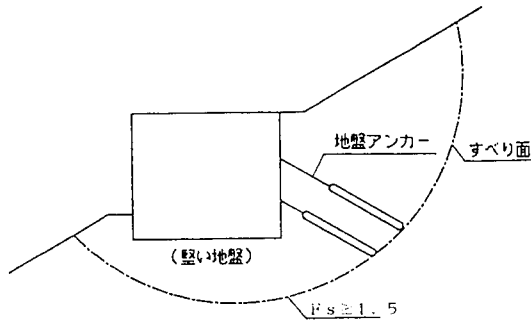


図 5.6.11 地盤アンカーの外側を通るすべりの安定

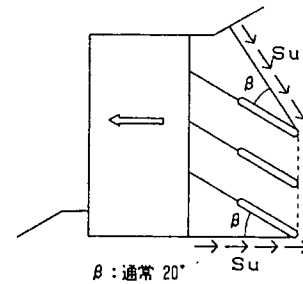


図 5.6.12 地盤内せん断すべりの検討

(3) 地盤アンカーは緊張力を導入して用いるのが原則であるから、緊張力により構造物そのものやその周りの地盤が影響を受ける。本設地盤アンカーを採用する場合にはそれらの影響についても十分検討しなければならない。例えば、検討すべき項目として以下のような事項が挙げられる。

- a) 地盤アンカーの緊張力によって建物の基礎又は上部構造に生じる応力や変形に対する検討
- b) 地盤アンカーの緊張力を加算した建物荷重に対する杭耐力又は支持地盤の地耐力の検討
- c) 地盤アンカー頭部の定着部コンクリートの支圧強度に関する検討

特に斜め地盤アンカーの場合は、構造体と接する背面地盤が基礎底盤程強くないことが多く、地盤のクリープなどによる、構造物の変形や緊張力の減少が生じる可能性が大きいので、より慎重な検討が必要であろう。

図5.6.13のように背面に山を背負い、斜め地盤アンカーによって建物の安定を図っている場合は、背面側の構造フレームと地盤がアンカーを介して一体となるため、ますます水平剛性が高まると考えられる。このような場合は、地震時における建築物のねじれが大きくなると考えられるので、構造計画上そのような状況を考慮して検討しておく必要がある。

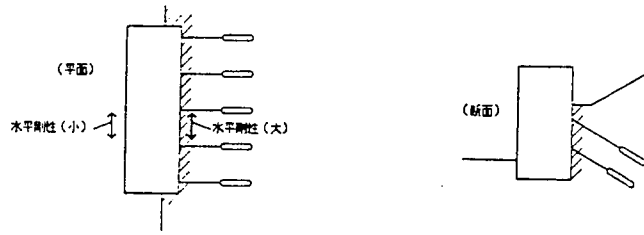


図 5.6.13 水平剛性の違い

(4) 鉛直地盤アンカーの場合は、通常地盤アンカーの上部に建築構造物が建っているのですが問題はないが、斜め地盤アンカーの場合には、地盤アンカーを打設している地盤の地表が空地になる場合がある(図5.6.14)。一般に地盤アンカーの引抜き抵抗は、アンカー定着体部分の土被り圧の影響を受けるといわれていることから、地盤アンカーの定着体上部の地盤掘削により土被り圧が減少すると引抜き抵抗が減少することになる。またアンカーの打設完了後に、そこで建設工事が行われ杭を打設したり掘削したりすることにより地盤アンカーを傷める危険性もある。

したがって、地盤アンカー工法を採用した建物では、地盤アンカーを打設した位置の明確な記録を残しておくのはもちろん、それに加えて打設範囲の地盤を明確にしておき、建築物の存在期間その部分を担保することが求められる。

以上の点を考えると、図5.6.14のような事例では図5.6.15に示すような鉛直地盤アンカーを用いるほうが問題が少ないといえる。

また、図 5.6.16 に示すような階段状の建物であれば、建物の基礎下にアンカーを打設できるのでその問題を解決することができる。

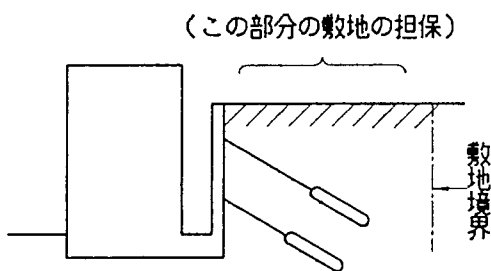


図 5.6.14 斜め地盤アンカー方式

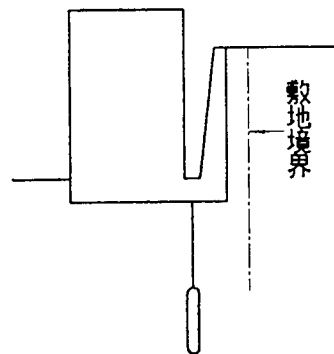


図 5.6.15 鉛直地盤アンカー方式

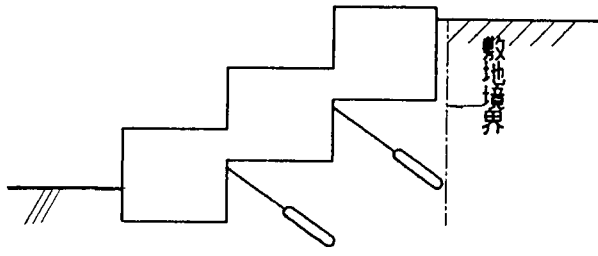


図 5.6.16 斜め地盤アンカーの利用例

(参考文献
建築地盤アンカー設計施工指針・同解説 (日本建築学会))

5.7 支持層が傾斜している建築物の基礎の設計

1. 支持層が傾斜しているため、異種基礎や異なる杭長で基礎を計画する場合がある。このような場合には、杭の剛性の違いに応じた水平荷重分担や基礎のねじれを考慮して設計する必要がある。
2. 基盤層の状況により杭長が大きく異なる場合には、杭体の変位量の相違を考慮して設計する必要がある。
3. 杭の支持地盤下方の粘性土の厚さが異なるため、杭に沈下差が生じる。このような沈下差によって、上部構造に有害な影響を与えてはならない。
4. 建物の支持地盤が異なる場合には、不等沈下に対して検討を行う必要がある。

[解説]

1. 水平荷重分担や基礎のねじれが問題になる場合

- (1) 図5.7.1に示すように、杭長が同じで杭径が異なる場合や支持層の傾斜によって杭長が異なる場合には、各杭の水平荷重分担率が異なってくる。この場合、変形の生じにくい杭ほど、すなわち杭径の大きな杭、あるいは長さの短い杭ほど荷重分担率は大きくなる。

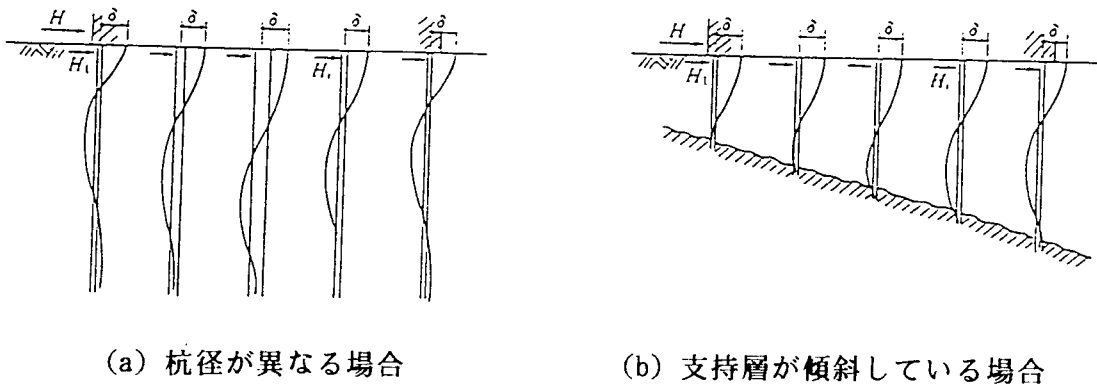


図 5.7.1 各杭の荷重分担率が異なる杭基礎

- (2) 例えば図5.7.2にあるように、杭先端の支持層が傾斜し、傾斜直角方向に水平荷重が作用した場合、各杭の荷重分担率は異なるとともに、杭基礎全体にねじれが生じる。

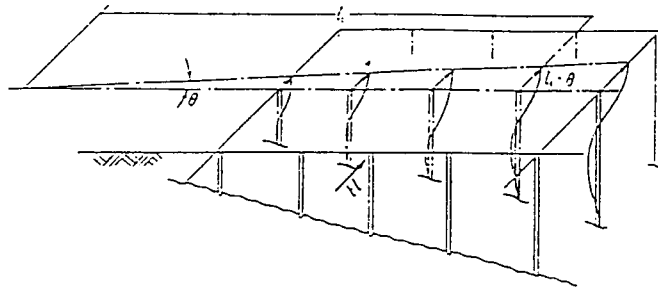


図 5.7.2 ねじれが生じる杭基礎

2. 杭体の変形量が問題になる場合

図5.7.3に示すように、基盤層の状況により杭長が大きく異なり、杭体の変形量に相違が生じる。

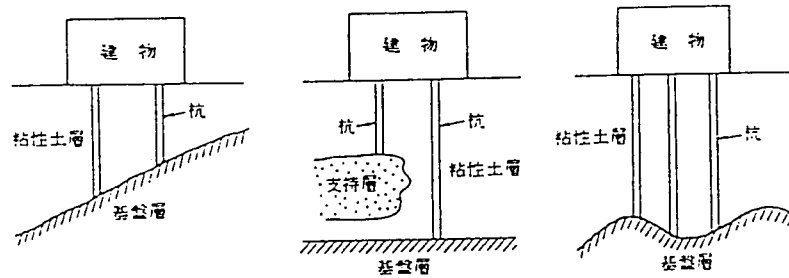


図 5.7.3 支持層あるいは基盤層によって杭長の異なる例

3. 杭先端以深の粘性土層の沈下が問題になる場合

図5.7.4のような場合には、杭下の粘性土層の厚さが異なるため不等沈下を生じやすいので、杭先端以深の粘性土層の沈下に関する十分な検討が必要となる。

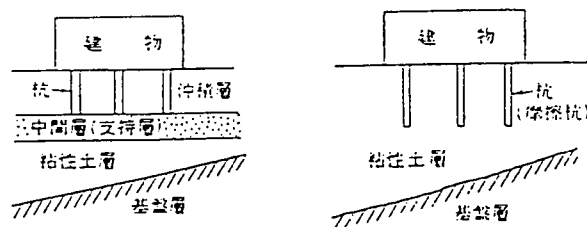


図 5.7.4 基盤層の不等沈下（傾斜）の例

4. 建築物の支持地盤が異なるため不等沈下が問題になる場合

図5.7.5のように支持地盤が異なる場合がある。このような場合には、不等沈下に対して検討を行う必要がある。不等沈下に対して懸念される場合には、異種基礎となっても図5.7.6のような基礎形式を計画するのが望ましい。

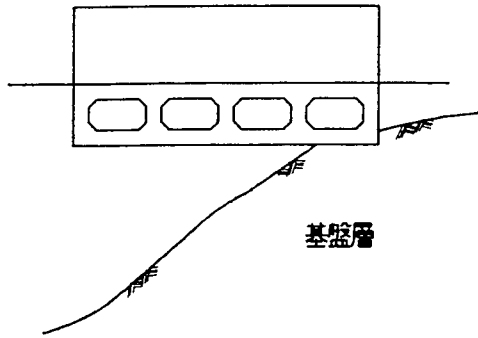


図 5.7.5 支持地盤が異なる場合

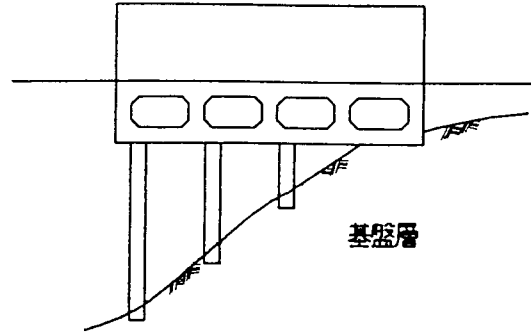


図 5.7.6 異種基礎とした例

(参考文献
建築基礎構造設計指針 (日本建築学会))