

第4章 基礎地盤の設計

第4章 基礎地盤の設計 目次

4.1	総則	4-1
4.2	軟弱地盤対策	4-2
4.3	軟弱地盤上の土工構造物の要求性能と照査	4-4
4.4	沈下に対する照査	4-5
4.5	周辺地盤の変形の照査	4-11
4.6	土工構造物の安定の照査	4-15
4.7	地震時の作用に対する安定性の照査	4-16
4.8	軟弱地盤対策工	4-17

第4章 基礎地盤の設計

4.1 総則

基礎地盤及び路体は、異常な不同沈下、変形、崩壊等が生じないように十分な支持力と安定性を確保するように設計しなければならない。

基礎地盤及び路体は、舗装部と一体となって車両を安全、かつ円滑に走行させるため、支持と安定性について十分検討しなければならない。特に軟弱地盤上に農道を建設する場合には、基礎の破壊に対する安全性、圧密沈下等について検討し、必要な対策を講じなければならない。安定性の検討に当たっては、以下の点について行う。

1) 基礎地盤の条件

農道の基礎地盤は、交通に支障をきたさないために、盛土、舗装、車両荷重に対して十分な支持力を有し、すべり破壊に対して安全であることが必要で、異常な沈下、変形等が生じてはならない。

2) 軟弱地盤以外の基礎地盤に対する検討

軟らかい粘性土や泥炭の地盤（以下「軟弱地盤」という。）以外の場合には、通常の農道の盛土に対しては、支持力不足、路面に悪影響を及ぼす破壊や沈下を起こすことはほとんどない。

なお、このような地盤での沈下は、主として盛土等の荷重による弾性的な圧密沈下であり、その絶対量は小さく、かつ短時間で終了する。したがって、普通の地盤以上の基礎地盤の場合には、これらの検討を省略してよい。

3) 軟弱地盤に対する検討

軟弱地盤の場合には、支持力、すべり破壊、沈下（即時沈下、圧密沈下）等について検討する。

4) 液状化に対する検討

支持力の低い砂質飽和地盤では、地震により液状化し、支持力を失うこともあるので検討する必要がある。しかしこの場合、耐震設計を行うか否かは、当該農道の重要性、経済性等も含めた広い観点から検討する。

また、基礎地盤が路床として使用される場合の設計は、「6.8 路床の設計」に示す。

軟弱地盤の判断は、表-4.1.1、表-4.1.2を目安とする。

表-4.1.1 細粒土の自然含水比による区分

自然含水比 (%)	一軸圧縮強さ (kN/m ²)	適用土	盛土の安定及び沈下
40以下	60以下	深い位置にある圧密の進んだ沖積粘土、乾いた表土、洪積粘土（火山灰土を除く）	沈下、安定について、ほとんど問題がない。
40～70	60～40	一般の沖積粘土	沈下について検討を要する。盛土高が高くなると安定性が問題となる。
70～100	40以下	比較的浅い位置にある沖積粘土（有機物を混入している場合が多い）	沈下対策が問題となる。安定についても注意を要する。
100～300	40以下	有機物の多い沖積粘土	安全対策には十分な検討が必要。全沈下量、残留沈下量とも大。
300以上	30以下	有機質土	安全対策には十分な検討が必要。全沈下量、残留沈下量とも極めて大。

表-4.1.2 N 値及びコーン指数による軟弱地盤の判定（非砂質地盤の場合）

標準貫入試験 N	コーン指数 q_c (kN/m ²)	判定
4以上	400以上	安定についてはだいたい問題はない。
2～4	200～400	一般にすべり破壊のおそれはない。軟弱層が厚い場合には沈下について一応の調査を要する。
0～2	0～200	すべり破壊と沈下に対し、十分な調査が必要である。

注) 一軸圧縮強度 q_u から判断する場合には、 $q_c \doteq 5q_u$ と仮定する。

4.2 軟弱地盤対策

軟弱地盤上に農道を建設する場合には、盛土などの安定性が欠けたり、あるいは沈下により、農道自体が大きい被害を受けるだけでなく、沿道地域に対してまで被害を及ぼすことがある。そのため、軟弱地盤での調査、設計、施工及び維持については、一般の地盤よりも一層入念な配慮が必要である。

1) 一般事項

軟弱地盤上で土工構造物を構築すると地盤のせん断強さや支持力不足等による盛土のすべり破壊や圧密沈下による土工構造物や周辺地盤等の変形、路面の不陸が生じることがある。また、地震により土工構造物の損傷等の様々な被害が生じることがある。軟弱地盤上の道路土工において特に留意が必要な変状は以下のとおりである。

- ①地盤のすべり破壊
- ②地盤の沈下及び周辺地盤の変形
- ③カルバート、擁壁等の損傷

軟弱地盤上の土工構造物の設計に当たっては、まず軟弱地盤対策工を施さない場合について、軟弱地盤上の土工構造物の安定性を照査する。照査の結果、土工構造物の安定が満足できない場合、あるいは通常の施工に支障を生じるような場合には、軟弱地盤対策工の適用を検討する。

2) 地盤のすべり破壊

軟弱地盤上に土工構造物を構築した場合、自重あるいは施工機械や交通荷重の与える振動等の原因によってすべり破壊が生じ、土工構造物が破壊することがある。また、それによって周辺の地盤や諸施設に大きな変形を及ぼすことがある。

一般に、軟弱地盤上の土工構造物は、基礎地盤のすべり破壊に対する安定計算で評価する方法がとられる。

盛土の安定計算方法については従来より全応力法と有効応力法がある。実務上は、間隙水圧として静水圧時における間隙水圧のみを考慮する全応力法が適している。ただし、施工中あるいは施工後に浸透水の影響を受けたり、地下水位が大幅に変動し安定性が失われる場合には有効応力法により計算を行うのがよい。

計算方法は、「5.3.2盛土のり面勾配」に示す。

3) 地盤の沈下及び周辺地盤の変形

軟弱地盤で土工構造物を構築すると、その荷重によって沈下が生じる。地盤の沈下が過大な時は、橋台、擁壁あるいはカルバート等に沈下や水平移動等の悪影響を与え、周辺の地盤まで沈下あるいは隆起させて、被害を諸施設に及ぼすことがある。このため、周辺への影響を考慮し被害を発生させないような対策を講じるとともに、周辺地盤の沈下を見込んだ設計を行い、地盤沈下が十分に進んだ後に構造物を施工するなどの配慮が必要である。

舗装完成後に発生する沈下の大部分は盛土荷重による軟弱地盤の圧密によって生じるものであり、その推定は軟弱地盤層の圧密計算による。

4) カルバート、擁壁等の変形

盛土内あるいは盛土に接して盛土工事と同時期に施工されるカルバートあるいは擁壁等の構造物が、施工中または施工後に過大な変形を生じることがある。カルバートや擁壁の変位や沈下を防ぐために支持層に達する杭基礎を設ける場合があるが、軟弱地盤が厚い場合に杭の長さが長くなり、不経済になるだけでなく、さらに盛土の沈下に伴うネガティブフリクションや背面の盛土からの偏載荷重を受ける。また、道路を横断するカルバートの場合には、路面に不同沈下を生じさせる原因ともなる。

したがって、カルバートの場合は支持杭による基礎を設けることはできるだけ避け、あらかじめ先行して盛土を行い、沈下が十分進んだ後、構造物を施工する工法を優先的に検討することが望ましい。このような工法によって盛土内にカルバートを施工した場合、土被りが薄いカルバートでは路面に多少の不同沈下が見られることもあるが、土被りの厚いカルバートでは問題が少ない。

詳細の設計方法は「9.1擁壁」、「9.2暗渠（カルバート）」に示す。

4.3 軟弱地盤上の土工構造物の要求性能と照査

軟弱地盤上の土工構造物及び軟弱地盤対策工の設計に当たっては、使用目的との整合性、構造物の安全性について、安全性、供用性、修復性の観点から、当指針の各章および道路土工各指針等、道路内の付属施設や占用施設等の関連する基準類の規定を満足するように、土工構造物の要求性能を設定することを基本とする。

1) 軟弱地盤上の土工構造物に必要とされる性能

ここでの安全性とは、想定する作用による土工構造物の変状によって人命を損なうことのないようにするための性能をいう。供用性とは、想定する作用による変形・損傷に対して土工構造物が本来有すべき通行機能や避難路等の機能を維持できる性能をいう。修復性とは、想定する作用によって生じた損傷を修復できる性能をいう。

2) 性能の照査

軟弱地盤上の土工構造物及び軟弱地盤対策工の設計に当たっては、原則として土工構造物の要求性能に応じて土工構造物及び軟弱地盤対策工の限界状態を設定し、想定する作用に対する土工構造物及び軟弱地盤対策工の状態が限界状態を超えないことを照査する。

3) 軟弱地盤上の土工構造物の安定性の照査

軟弱地盤上の土工構造物の安定性の照査は、常時の作用に対する土工構造物の沈下、安定及び周辺地盤の変形の照査を行う。必要に応じて地震動の作用に対する土工構造物の安定性の照査を行うが、軟弱粘性土地盤上の盛土については、一般的に地震動の作用に対する照査を行わなくても、性能を満足するとみなす。

常時の作用に対する軟弱地盤上の土工構造物の安定性の照査では、施工時、供用時において土工構造物の自重、載荷重等の荷重に対して土工構造物が安定であること及び路面の走行性等土工構造物の機能に悪影響を及ぼす沈下や、周辺施設や地盤に有害な変形（沈下・隆起等）が生じないことを基本とする。ただし、これらの照査は土工構造物の特性や周辺施設の状況等に応じて省略しても良い場合がある。

4) 軟弱地盤上の土工構造物の設計の基本事項

軟弱地盤上の土工構造物の設計の基本的な考え方は、まず対策を施さない場合について、想定する作用に対する土工構造物の安定性を照査する。その際、土工構造物として主に道路盛土を対象とし、照査法としては慣用的な設計手法によるものとする。

安定性の照査の結果、地盤改良等の対策を施さなければ土工構造物の安定性を満足できない場合や通常の施工に支障が生じる場合には、軟弱地盤対策工の適用を検討する。

4.4 沈下に対する照査

軟弱地盤上に盛土が施工されると、直下の軟弱地盤は沈下するとともに側方に変位し、それに伴い周辺地盤の変状が生じる。盛土荷重の载荷による軟弱地盤の変形は、非排水せん断変形による沈下及び隆起・側方変位と圧密による沈下とからなる。

常時の作用に対する軟弱地盤上の土工構造物の沈下の照査では、軟弱地盤上の土工構造物の施工時及び供用中における常時の作用に対し、予測される沈下量が許容変位以下であることを照査する。

1) 残留沈下量の許容値

設計目標とする残留沈下量の許容値は、土工構造物の機能、踏掛版等の構造物取付部の構造、道路付帯施設に及ぼす沈下の影響及び維持管理での対応の難易度等を十分考慮して設定し、対策工を実施するか、あるいは維持管理により対応するかを検討する。

盛土中央部における舗装後の3年間の許容残留沈下量は、「軟弱地盤対策工指針（平成24年度版）」（日本道路協会）および「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」（寒地土木研究所）などの関連資料を考慮し、**表-4.4.1**の値を目標値とすることが望ましい。

表-4.4.1 許容残留沈下量の目標値

区 間		許容沈下量の目標値	摘 要
一般盛土区間	市 街 地	10cm 程度	供用開始後 3年間の沈下量
	郊 外 地	30cm 程度	
高規格盛土区間		10cm 程度	
橋梁等の構造物との接続盛土部		10cm 程度	

H23泥炭性軟弱地盤対策工マニュアルより

2) 一次圧密沈下量

一次圧密沈下量は、基本的には盛土中央直下の軟弱層の一次元圧密沈下量を求める。設計上必要な場合は盛土中央以外の位置でも求めるものとする。

① 地質構造（軟弱な不透水層の厚さ、透水層の位置等）、土の性質や状態（粒度、コンシステンシー、含水比、単位体積重量、間隙比、飽和度等）及び地下水位等を調査する。

ボーリング、サウンディング、土質試験等から沈下計算を行うための軟弱地盤層の厚さ、下部の境界条件（不透水層か否か）を求め、層区分を行う。層区分は排水層となる砂層の有無、間隙比、含水比、密度等の土の性質により総合的に検討した上で行う。

② 各圧密層ごとの代表的な乱さない試料を採取して圧密試験を行い、沈下計算に必要な間隙比 (e) ~ 荷重強度 (p) 曲線、圧密係数 C_v 等の諸係数を求める。

③ 粘土層中に現在生じている有効応力 P_1 を算定する。次に粘土層に築造されている盛土によって粘土層中に生じる有効応力 P_2 を求める。圧密試験から求められた間隙比 (e) ~ 荷重強度 (p) 曲線から、荷重強度が P_1 から (P_1+P_2) に増加したために粘土層中に生じる間隙比の変化 ($e_0 - e$) が求められ、この ($e_0 - e$) と圧密される粘土層の初めの厚さ H から最終圧密沈下量 S が計算できる。最終圧密沈下量 S は、式-4.4.1により求める。

層区分された圧密層ごとに、式-4.4.1から最終圧密沈下量を求めた後、合計してその地盤の全圧密沈下量とする。

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H \quad \dots \dots \dots \text{(式-4.3.1)}$$

S : 最終圧密沈下量 (cm) e : 盛土構造後の最終間隙比
 e_0 : 盛土構造前の間隙比 H : 圧密された土層の厚さ (cm)

図-4.4.1に、 $e \sim \log p$ 曲線の例を示す。

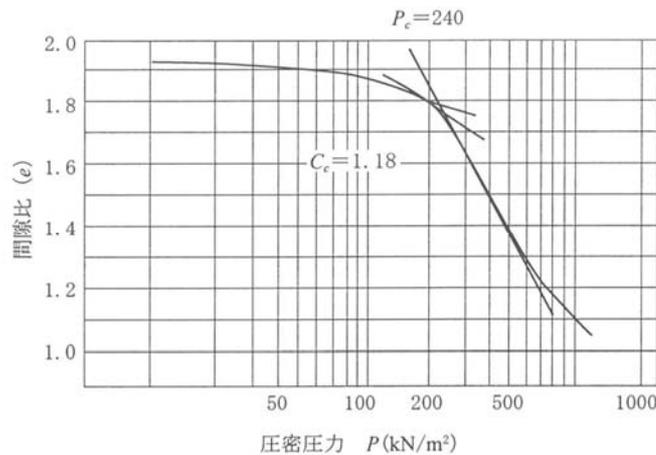


図-4.4.1 $e \sim \log p$ 曲線

なお、正規圧密粘土からなる軟弱地盤層の場合で、区分された圧密層ごとに圧縮指数 C_c 、または、体積圧縮係数 m_v が求められている場合には、それぞれ、**式-4.4.2**、**4.4.3**によって、圧密層ごとの圧密沈下量を求めることもできる。

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{P_1 + P_2}{P_1} \dots \dots \dots \text{(式-4.4.2)}$$

$$S = m_v \cdot H \cdot P_2 \dots \dots \dots \text{(式-4.4.3)}$$

C_c : $e \sim \log p$ 曲線の直線部分の傾き

m_v : $m_v \sim \bar{P}$ (P の平均値) のグラフから $\bar{P} = (P_1 + P_2) / 2$ に対応する m_v

【参考】 盛土荷重増加による地盤内の垂直応力の増加 P_2 を求める方法

盛土を台形帯状荷重とみなし、**図-4.4.2**を用いて影響値 I を求め、**式-4.4.4**により計算する。

$$P_2 = I \cdot q_e = I \cdot H_e \cdot r_e \dots \dots \dots \text{(式-4.4.4)}$$

q_e : 盛土荷重 (kN/m^2)

H_e : 盛土高 (m)

r_e : 盛土の単位体積重量 (kN/m^3)

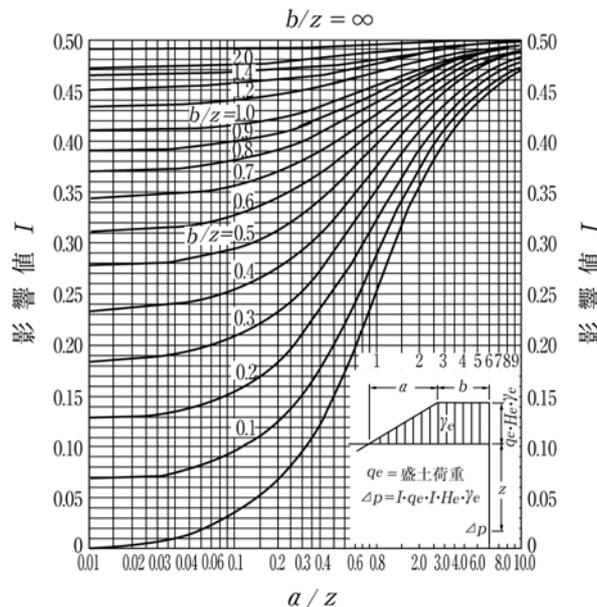


図-4.4.2 台形荷重による鉛直地中応力影響値 (Osterber による)

注) 「圧密層の初期間隙比 e_0 は土被り圧 P_1 に対する間隙比を採用することが多いが、泥炭性軟弱地盤では $P_1=0$ とし、自然間隙比 e_n を用いるの方が実際とよく一致する。」ことが「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」(寒地土木研究所) で述べられている。

④ 圧密理論に基づいて圧密速度を計算する。比較的一様で、載荷面が広い場合には、テルツァギ一 (Terzaghi) の一次元圧密理論により、圧密試験から求めた諸係数を用いて計算する。基礎理論式は、**式-4.4.5** のとおりである。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \dots \dots \dots \text{(式-4.4.5)}$$

z : 任意の位置 (cm) t : 任意の時間 (s)
 u : 過剰間隙水圧 (kN/cm²) C_v : 圧密係数 (cm²/s)

上式を実際問題に適用するには、過剰間隙水圧 u についての初期条件と境界条件を与えて解き、任意の時間 t における z なる位置の過剰間隙水圧 u を計算し、圧密度 U (ただし、 $U = (1 - u/P) \times 100$ (%)) を求める。粘土層中の初期過剰間隙水圧 u_i の分布と、それに対応した時間係数 T_v と圧密度 U の関係を、**図-4.4.3** に示す。

なお、時間係数 T_v は、**式-4.4.6** で定義される。

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{h^2} \quad \dots \dots \dots \text{(式-4.4.6)}$$

T_v : 時間係数 C_v : 圧密係数 (cm²/s)
 h : 最大排水距離で両面排水の場合は圧密される土層の厚さ (H) の半分で、片面排水の場合は土層の厚さに等しい。(cm)

ある圧密度 U に達するのに要する実際の時間 t は、

$$t = \frac{h^2 \cdot T_v}{C_v}$$

として求められる。他に二・三次元圧密理論等もあるので、現地条件に適した解析法を選定することが望ましい。

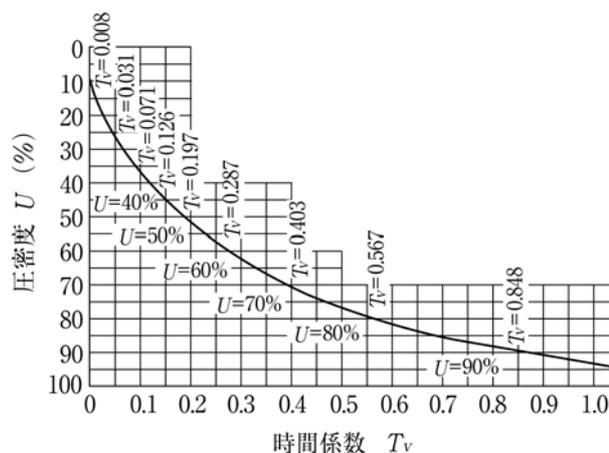


図-4.4.3 U と T_v の関係 ($\Delta u_0 = \text{一定}$)

⑤ 即時沈下量の検討は、次による。

軟弱地盤に盛土した場合、地盤の等体積せん断によって形状のみ変えることによる沈下が起こる場合があり、これを即時沈下と呼ぶが、盛土完了後はほとんど増加しない。この沈下量に対しては、工事完了時に余盛りを行う。即時沈下量 S_i は式-4.4.7で計算できる。

$$S_i = \frac{H_e \cdot \gamma_e}{E_{50}} N_i \quad \dots \dots \dots \text{(式-4.4.7)}$$

H_e : 盛土高 (m) γ_e : 盛土の密度 (kN/m³)

E_{50} : 軟弱地盤層の平均変形係数 (kN/m²)

N_i : 沈下量 (m) で載荷幅 B_m 及び軟弱地盤厚 H から、図-4.4.4を用いて求める。

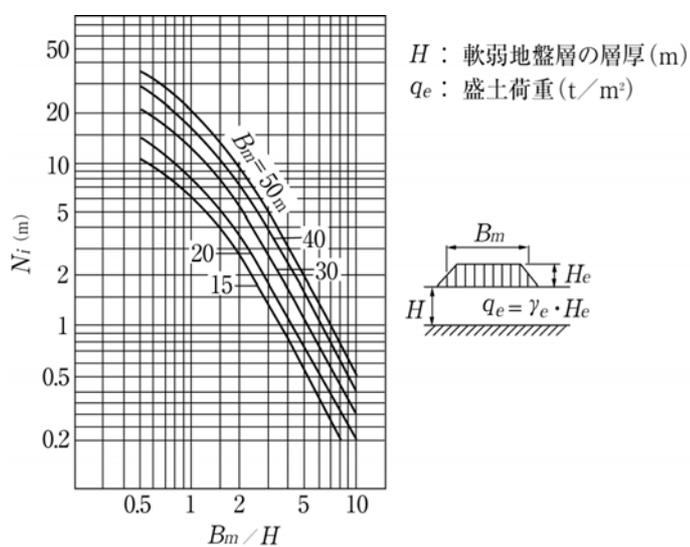


図-4.4.4 沈下量 N_i

3) 残留沈下量

供用時の道路機能に対する性能照査には、舗装完成後または道路の供用開始後の残留沈下量が必要となる。

残留沈下量は基準時点以降の一次圧密及び二次圧密からなり、二次圧密沈下を含めて検討することが望ましいが、二次圧密による沈下が小さい場合はこれを無視して良い。二次圧密沈下量は、含水比が大きい有機質土や含水比の比較的大きい粘性土で大きく、これらの層厚が厚い場合に大きな問題となる。

残留沈下量は、**図-4.4.5**に示したように、即時沈下、一次圧密及び二次圧密を検討し、全沈下量の過程を求め、基準時点(供用時点)の沈下量 S_t と残留沈下量を求める時点 t' における沈下量 $S_{t'}$ の差をとり、残留沈下量 ΔS_t を求める

$$\Delta S_t = S_{t'} - S_t \dots \dots \dots \text{(式-4.4.8)}$$

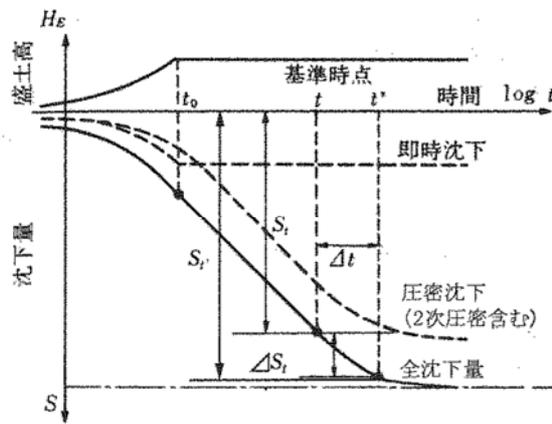


図-4.4.5 残留沈下量の概念

4.5 周辺地盤の変形の照査

常時の作用による変形の照査では、軟弱地盤上の土工構造物の施工時及び供用中における常時の作用に対し、周辺地盤において想定される変形が許容変位を超えないことを照査する。このとき、許容変位は隣接する施設への影響を考慮して定める。

1) 変形の照査

軟弱地盤等に変形が生じることによって影響を受ける可能性がある隣接する施設の機能を確保することを目的としており、経済性を考慮した上で、構造物の機能が一時的に喪失しても、復旧が可能である場合は検討を省略してもよい。

変形に関する許容値は、影響を受ける側の構造物等によって決まることになるが、実務上は構造物等の管理者との協議で決定されることとなる。

住居の場合には、不同沈下が問題となるが、傾きが1/300程度では、建物の傾斜に気付かないとの報告がある。また、全体的に1/100程度の傾きでは居住者の生理的状态に影響を及ぼさないが、それを越えると平衡感覚に支障をきたし、めまいや頭痛などが起きるといわれている。

2) 盛土の沈下形状と周辺地盤への影響

名神、東名その他の高速道路及び一般国道等で、実際に観測された盛土の沈下形状や側方への影響を表した場合、**図-4.5.1**のようになり、これによれば、盛土法尻から軟弱層厚の2倍以上離れた箇所では、変形はかなり小さいことがわかる。ただし、これは敷幅30m～60m、立上りの期間50日～200日で施工された道路盛土の例である。

沈下量 $S_t = C_1 \cdot S$
 側方地盤隆起量 $\delta_v = C_1 \cdot S$
 側方地盤水平移動量 $\delta_x = C_2 \cdot S$

ここに、

- C_1, C_2 : 係数 (**図4.5.1**による)
- S : 盛土中央における最終全沈下量 (m)
- H : 軟弱層厚 (m)
- x : 盛土からの水平距離 (m)

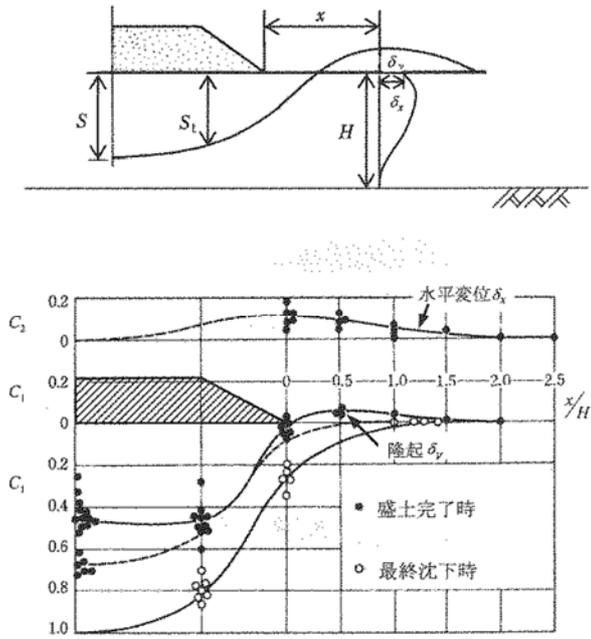


図-4.5.1 盛土の沈下形状と側方への影響 (高速道路、一般国道)

3) 盛土の破壊時における側方地盤への影響

これまでに高速道路、一般国道等その他で施工された軟弱地盤上の盛土（試験盛土を含む）で、破壊または破壊に近い変状が見られ、かつ詳細な観測によって動態がほぼ明らかにされている盛土について、周辺地盤への影響の程度と範囲を示したのが図-4.5.2である。

これによれば、影響の及ぶ範囲は軟弱層厚の比及び軟弱層厚が増すにつれて極めて大きくなるのが分かる。

また、特に軟弱層の基盤が傾斜している場合には、傾斜方向に向かう地すべりのような破壊がおき、極めて広い範囲まで影響が及ぶと考えられるので、十分な注意が必要である。

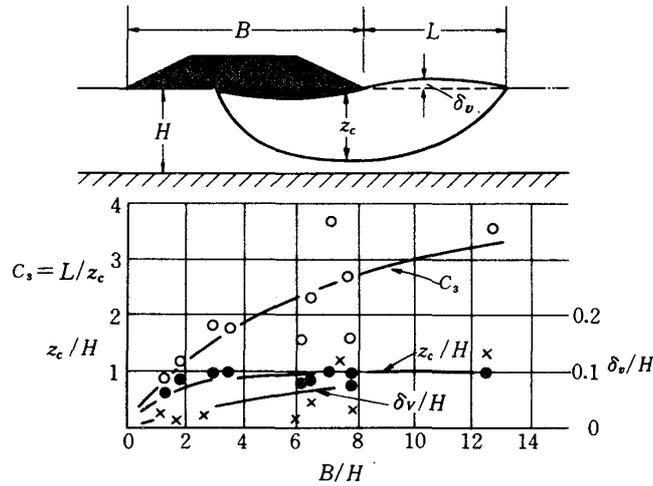


図-4.5.2 破壊時における側方地盤への影響
(国道、高速道路など)

4) 擁壁等の側方移動

軟弱地盤における杭基礎の擁壁等の側方移動の検討手段として、同様の構造物である橋台を対象とした道路橋示方書や、NEXCOの簡易判定法が用いられる。

ここでは「道路橋示方書 IV 下部構造編」の簡易判定式を示す。

図-4.5.3に対して以下に示す側方移動判定値 I が1.2以上の場合は側方移動のおそれがあると判定される。

$$I = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \frac{\gamma \cdot h}{c} \dots \dots \dots \text{(式-4.5.1)}$$

ここに、

- μ_1 : 軟弱層厚に関する補正係数 ($=H/L$)
- μ_2 : 基礎体抵抗幅に関する補正係数 ($=b/B$)
- μ_3 : 橋台等の長さに関する補正係数 ($=H/A (\leq 3.0)$)
- γ : 盛土の単位体積重量 (kN/m^3)
- h : 盛土高 (m)
- c : 軟弱層の平均粘着力 (kN/m^2)
- H : 軟弱層の厚さ (m)
- A : 橋台長 (m)
- B : 橋台幅 (m)
- b : 基礎体の幅の総和 (m)
- L : 基礎根入れ長 (m)

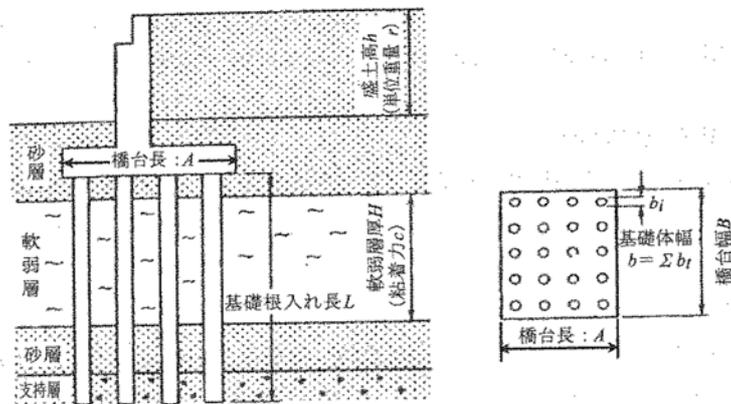


図-4.5.3 偏荷重を受ける基礎

4.6 土工構造物の安定の照査

常時の作用に対する軟弱地盤上の土工構造物の安定の照査では、軟弱地盤上の土工構造物が施工中及び供用中における常時の作用に対し、すべり・滑動・転倒および支持力に対して安定であることを照査する。

1) 土工構造物の安定の照査

常時の作用する軟弱地盤上の土工構造物の安定の照査では、施工及び供用時における常時の作用に対し、盛土ではすべりに対して、擁壁・カルバートでは滑動・転倒・支持力及び全体安定に対して安定であることを照査する。

擁壁、カルバート等の構造物の安定照査については「第9章 付帯構造物の設計」によるものとする。

2) 盛土のすべりに対する安定計算

軟弱地盤上に盛土を構築した場合、盛土施工中の軟弱地盤の一次圧密を沈下計算により算定し、一次圧密に伴う強度増加を考慮した円弧すべり計算を行う。

安定計算は、一般に地盤条件や盛土速度等に対応した「4.4 沈下に対する照査」の結果を用いて軟弱層の強度増加を考慮して解析を行い、照査指標として安全率を用いる。この場合、盛土立上り時及び供用時の盛土のすべりに対する安定を検討することとし、盛土立上り時の安全率は1.10以上、供用時の安全率は1.25以上とすることが望ましい。また、情報化施工により施工中の動態観測を行うことが前提とされる。

軟弱地盤の沈下や安定等については、設計で得られた予測と実際の挙動が一致しないことが少なくなく、現時点で考え得る十分な手法を用いたとしても多くの不確定要素が内在する。軟弱地盤における情報化施工は、このような不確定要素を施工段階でいられた情報によって補い、盛土を確実に完成させるため実施するものである。具体的には、適切な計測器を配置したうえで沈下管理や安定管理のための動態観測を実施し、得られた計測情報に基づいた評価を行って、その結果を次の施工にフィードバックする。

4.7 地震時の作用に対する安定性の照査

地震動の作用に対する土工構造物の安定性の照査に当たっては、地震の影響として地震動の作用に伴う慣性力・地震時土圧・地震時動水圧及び液状化の影響を、地盤条件や土工構造物の条件、対策工法等に応じて考慮する必要がある。

1) 地震時安定性照査の方法

軟弱地盤上の土工構造物の地震による被害は、飽和したゆるい砂層が液状化することに起因するものと、特に軟弱な粘性土地盤に繰り返しせん断力が作用することによる管かに起因するものがあり、特に前者の場合に被害は大きくなる傾向がある。

このため、軟弱地盤上の土工構造物の安定性照査に当たっては、基礎地盤の液状化の可能性のある場合には液状化の判定を行う必要がある。

砂質土層が液状化した場合、間隙水圧が発生し、強度および支持力等が低下する。したがって、軟弱地盤上の土工構造物の安定性照査に当たり、液状化が生じると判定された砂質土層の土質定数は、適切に低減させる必要がある。

液状化の判定は、従来から「道路橋示方書 V 耐震設計編」に示されている方法による。

2) 液状化の判定を行う必要がある砂質土層

沖積層の砂質土層で以下の3条件全てに該当する場合には、地震時に土工構造物に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、液状化の判定を行わなければならない。

- ①地下水位が地表面から10m以内にあり、かつ地表面から20m以内の深さに存在する飽和土層
- ②細粒分含有率 F_c が35%以下の土層、または F_c が35%を超えても塑性指数 I_p が15以下の土層
- ③平均粒径 D_{50} が10mm以下で、かつ10%粒径 D_{10} が1mm以下である土層

3) 液状化の判定

液状化の判定を行う必要のある土層に対しては、液状化に対する抵抗率 F_L を式-4.7.1により算出し、この値が1.0以下の土層については液状化するとみなすものとする。

$$F_L = R/L \dots \dots \dots \text{(式-4.7.1)}$$

ここに、

- R : 動的せん断強度比
- L : 地震時せん断応力比

4.8 軟弱地盤対策工

軟弱地盤対策工の適用に当たっては、軟弱地盤対策を必要とする理由や目的を十分踏まえたうえで、対策工法の原理、対策効果、施工方法、周辺環境に及ぼす影響及び経済性等を総合的に検討し、適切な対策工法を選定する。

また、地盤調査結果を十分に活用して、軟弱地盤対策を施した軟弱地盤上の土工構造物について想定する作用に対する安定性等を照査し、対策目的を達成するのに必要な軟弱地盤対策工法の使用を決定する。その際、軟弱地盤の不均質性や予測の不確実性に配慮した設計・構造とする。

1) 軟弱地盤対策工の目的とその効果

対策工の目的は、沈下の促進・抑制、安定の確保、周辺地盤の変形の抑制、液状化による被害の抑制及びトラフィカビリティーの確保に区分される

各対策工法の原理には様々なものがあるので、対策が必要となった理由や目的に応じ対策工法を選定することが重要である。

①沈下の促進・抑制

供用後の残留沈下量を少なくする対策工法としては、施工期間中に圧密をできるだけ進行させ供用後の残留沈下量を少なくする対策工法と全沈下量を低減することで相対的に供用後の残留沈下量を低減する工法とがある。

②安定の確保

盛土の崩壊は、基礎地盤の強度不足によって生じる。地盤の安定対策は圧密による軟弱地盤の強度増加、地盤改良等による抵抗力の増加およびすべり滑動力の軽減に分けることができる。

③周辺地盤の変形の抑制

周辺地盤の変形の対策工は応力の遮断や応力の軽減に分けることができる。

④液状化による被害の抑制

液状化の対策工法はその原理から大きく分けて、液状化の発生を抑制する工法と液状化後の変形を抑制する工法に分類される。液状化の発生を抑制する工法はさらにその対策原理から地盤の性質改良、有効応力の増大、過剰間隙水圧の消散及びせん断変形の抑制に分類することができる。

⑤トラフィカビリティーの確保

トラフィカビリティーの確保は表層排水工法、サンドマット工法、表層混合処理工法および敷設材工法等の比較的表層部のせん断強度を増す工法を用いることが多い。

2) 対策工法の原理と効果

対策工法は各々の対策原理と効果によって、表-4.8.1に示すように分けられる。

対策工法は同一の工法であっても、それを適用する目的、用途等が異なれば、その設計法は異なる。また、対策工法の種類によって、得られる効果が異なり、主目的とする効果とそれに付随した二次的効果を併せもつことが多い。

表-4.8.1 各対策工法の対策原理と効果

原理	代表的な対策工法	効 果																
		沈下		安定		変形		液状化					トラフカビリティの確保					
		後の圧密沈下の促進による供用	全沈下量の低減	圧密による強度増加	すべり抵抗の増加	すべり活動の軽減	応力の遮断	応力の軽減	液状化の発生を防止する対策									
									砂地盤の性質改良			有効応力の増大		過剰間隙水圧の消散	せん断変形の抑制	液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策		
密度増大	固結								粒度の改良	飽和度の低下								
圧密・排水	表層排水工法																○	
	サンドマット工法	○															○	
	緩速載荷工法			○														
	盛土載荷重工法	○		○														
	バーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法	○		○													
		プレファブリケイティッドバーチカルドレーン工法	○		○													
	真空圧密工法	○		○														
地下水水位低下工法	○		○							○	○							
締固め	振動締固め工法	サンドコンパクションバイル工法	○	○	○	○			○	○								
		振動棒工法		○*						○								
		バイプロフロテーション工法		○*						○								
		バイプロタンパー工法		○*						○								
	重錘落下締固め工法		○*						○									
	静的締固め工法	静的締固め砂杭工法	○	○	○	○			○	○								
静的圧入締固め工法									○									
固結	表層混合処理工法		○		○			○	○									○
	深層混合処理工法	深層混合処理工法(機械攪拌工法)		○		○			○	○							○	○
		高圧噴射攪拌工法		○		○			○	○							○	○
	石灰バイル工法		○		○				○	○								
	薬液注入工法		○		○					○								
当結工法				○														
掘削置換	掘削置換工法		○		○			○										
間隙水圧消散	間隙水圧消散工法															○		
荷重軽減	軽量盛土工法	発砲スチロールブロック工法		○		○			○									
		気泡混合軽量土工法		○		○			○									
		発砲ビーズ混合軽量土工法		○		○			○									
カルバート工法		○		○			○											
盛土の補強	盛土補強工法				○												○	
構造物による対策	押え盛土工法				○												○	
	地中連続壁工法															○		
	矢板工法				○			○							○**		○	
杭工法		○		○				○									○	
補強材の敷設	補強材の敷設工法				○												○	

*) 砂地盤について有効

***) 排水機能付きの場合

3) 対策工法の選定手順

対策工法の選定の流れとしては、まず、トラフィカビリティーの確保のためのサンドマット工法等を、次に、沈下や安定が問題となった場合は、盛土・緩速工法や緩速工法等の時間をかけて行う比較的安価な対策工法を優先して検討する。

時間的な制約が厳しく盛土・緩速工法だけでは沈下が問題となる場合、緩速工法だけでは安定性が確保できない場合あるいは盛土の建設により隣接する施設に変化や損傷を与える可能性がある場合等には、各工法の対策原理と効果を参考に対策工法の適用を検討する。

対策工法の決定に当たっては、道路条件、地盤条件、施工条件及び過去の類似地盤における施工実績等から、いくつかの工法に絞り込む。

続いて、それらの複数工法について概略設計を行い概算工費を算出し、総合的な観点から最適な工法を選定する。

また、軟弱地盤対策工法の工費が高価となることが予想される場合には、経済性、道路規格等を考慮した道路構造とルート変更等を含め広く検討する必要がある。

対策工法は単独で適用されるだけでなく、組み合わせて適用されることがある。ただし、工法の組み合わせによっては、想定した効果が現れないことがあるので注意が必要である。

新工法・新技術の適用に関しても検討することが望ましいが、十分な検証データの無い工法等の適用に当たっては、試験施工や動態観測等による検証が必要となる。

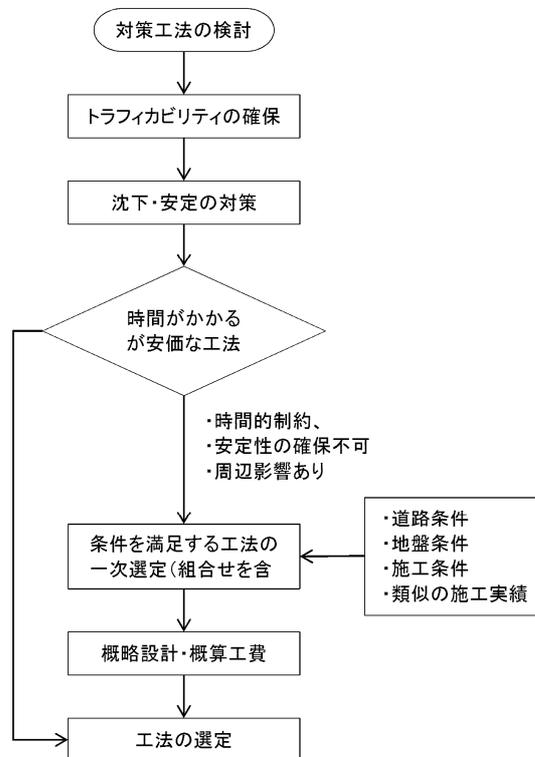


図-4.8.1 軟弱地盤対策工の選定フロー

4) 特殊部における対策工法の摘要の留意点

①低盛土

軟弱地盤上の低盛土は、安定上の支障や周辺地盤の変形、施工中の大きな沈下等の問題は少ないが、供用開始後に交通荷重により路面に不陸や沈下が発生し、舗装も破壊することがある。

交通荷重による不陸や沈下の対策としては、表層に近い部分の沈下を減少させ、かつ強度を均一化し高める工法が有効である。具体的には盛土載荷重工法、表層混合処理工法、掘削置換工法がある。

②片盛り部

ここでいう片盛り部とは、道路の横断方向の断面の一部が地山を基礎とし、残りの部分が軟弱地盤を基礎とする盛土部をいう。こうした盛土では、軟弱地盤の沈下に伴って地山の接合面に沿ったすべり破壊や不同沈下を生じ、路面にクラックが入り舗装が破損することが多い。

さらに、常時だけに限らず、地震時の被害が大きくなることがある。

軟弱層が厚い場合の対策工としては、沈下量の低減及び地盤の強度増加を目的とし、締固め工法や固結工法等が適用されることが多い。

軟弱層が薄い場合（2～3m程度）の対策工としては、掘削置換工法が最も確実である。

③傾斜基盤上の盛土

傾斜基盤とは、軟弱層の下の基盤が傾斜している場合をいい、道路が山裾部やおぼれ谷等を通る場合に遭遇しやすい。

傾斜基盤上の盛土では、軟弱層の厚い側のすべりが深くなり、その方向に生じるすべりの危険性が大きい。また、盛土内の不同沈下が大きくなり、盛土内にクラックが発生してすべり破壊を促進することになる。

対策工法は軟弱層の厚い側を重点に地盤の安定化が図られるように強化することと、盛土の不同沈下をできるだけ小さくすることが必要である。こうした観点からサンドコンパクションパイル工法、深層混合処理工法等が有効である。

これらの工法を採用する場合、軟弱層の厚い側の間隔を密に、浅い側を疎にするなどの処理を行い、不同沈下を低減する。一方、軟弱層の浅い側は、対策工法を簡素化できる場合があるため、沈下と強度増加を目的としたバーチカルドレーン工法で十分となることもある。

④既設構造物がある場合

人家等の既設構造物に近接して盛土を新設する場合や、拡幅工事において腹付け盛土を施工する場合には、盛土による周辺地盤の変形や引き込み沈下の影響を既設構造物に及ぼさないようにする必要がある。

周辺地盤の影響防止には、深層混合処理工法、矢板工法、軽量盛土工法による対策を採用することが多い。