

設計における土のせん断強さと c, ϕ の考え方

6. 盛土の安定

ひら ま く おき み しま はち ろう
平 間 邦 興* 三 島 八 郎**

6.1 盛土の安定の考え方

盛土構造物は道路・鉄道盛土、河川堤防のように地盤に対して帯状荷重を与える盛土と宅地造成盛土や埋立地盛土などのように広い面状の荷重を与える盛土に分けられるが、安定に関する検討姿勢は基本的に異なるものではない。我々が盛土の安定性を論ずるとき、欠かせない検討項目は盛土高をはじめとする盛土形状であり、盛土材料および基礎地盤の変形・強度特性である。盛土高が増すにつれてのり面の安定が次第に問題になるのは当然であるが、例えば軟弱地盤上の盛土、更にこれが地震荷重を受けた場合には、安定性の考え方に相違があるのは当然である。

ここで、盛土構造物についての安定に関する一般的な設計手順を示せば次のようになる。まず構造物の規模や機能、工事期間あるいは材料・地盤条件の概要から検討・解析手法を定め、その手法に応じた土質調査・試験が実施される。その後、得られた盛土材料および地盤の強度特性を主とする土質定数をもとに、設計条件について解析を行い、構造物の機能に応じた許容値(最小安全率など)と比較して、これを充足しないときには構造物条件などを修正して検討・解析を繰り返すことになる。

道路・鉄道盛土、河川堤防などの盛土の安定については、盛土材料や盛土高に応じたのり勾配に関する規準値が定められている。道路盛土の例を示したのが表—6.1である。これを参考にして設計し通常の施工を行えば盛土の安定は保てるとされており、これらの規準値には長年の経験則に基づいた盛土材料についての強度特性、盛土形状あるいは機能に応じた安全率が包含されていると解釈することができる。しかし盛土高が大きい場合や盛土材料の含水比が高く、特に強度の弱い土から成る盛土の場合などには、厳密に吟味された土質定数にもとづく安定解析をはじめ、総合的な安定性の検討が必要となる。

一方、盛土自体は充分に安定であっても基盤が軟弱地盤のように不安定な場合には、当然、基盤を含めた安定検討が必要となるが、盛土を安全に支持して基底破壊などが生じないことを前提として、地盤条件についても盛土と同様に規準値が定められている。鉄道盛土についての例を示し

たのが表—6.2である。

盛土の安定解析には、円弧すべり面を考えた解析法がよく使用される。そしてその結果から得られる最小安全率は1.2~1.3以上になることが望ましいとされている。安定解析手法については第1章に詳述されているので本章では割愛するが、一般に施工中あるいは施工直後における短期安定については $\phi=0$ 法による全応力解析法が用いられており、長期的な安定問題については有効応力解析法の用いられる場合が多い。

6.2 強度定数についての設計上の留意点

6.2.1 強度特性と設計定数

盛土構造物の規模の大型化と機能の高度化、施工の急速化が著しい最近では、事前に適切な土質調査、試験が行われ、その結果を用いた理論解析に基づいて設計を進めることが常識となってきている。また盛土や地盤に生じる挙動を、円弧すべり面を考えた解析法ばかりでなく、有限要素法解析などによってもこれらを推定し、より詳細な設計を行おうとする試みも見られてきている。しかし一方では、設計時に予測した挙動と実際の挙動がうまく一致しないという事例が多いのもまた事実である。例えば、軟弱地盤を基盤とする盛土工事について過去の多くの実績を見ると、安定解析によって設計時の安全率が十分あったにもかかわらず実際には破壊を生じたり、逆に設計時の安全率は不足していたが実際には安全に施工できた事例などがあって、設計計算と実際の挙動に首尾一貫した対応を見いだすことが難しいのも事実といえよう。

これらの原因を探るために、その最も大きな要因と考えられる設計における強度特性の取扱いについて、土質調査・試験のあり方と得られる結果の評価過程で指摘されている問題点について考えてみよう。ここで、これまでの章で述べられてきているように安定解析のための強度定数が画一的に定められた調査・試験から決定できると信じるのは誤りであることを、まず認識することが必要である。また構造物の規模と機能そして安定検討内容などにうまく対応した調査・試験の実施が不可欠であることは言うまでもない。

一般に強度定数は次に示すような方法から求められる。

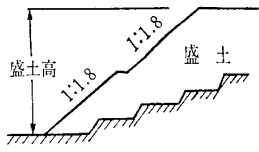
①現位置調査 N 値、コーン指数および現位置ベーン強

* 大林組技術研究所 土木第1研究室長代理

** 住宅・都市整備公団 研究・学園都市開発局 事業第二部工事設計課係長

講 座

表—6.1 盛土材料および盛土高に対するのり面標準勾配（日本道路協会）¹⁾

盛 土 材 料	盛土高(m)	勾 配	摘 要	
粒度の良い砂 (SW), 砂利 および 砂利まじり砂 (GM)(GC)(GW)(GP)	5 以下 5 ~ 15	1 : 1.5 ~ 1 : 1.8 1 : 1.8 ~ 1 : 2.0	基礎地盤の支持力が十分にあり、浸水の影響のない盛土に適用する。 () の統一分類は代表的なものを参考に示す。	
粒度の悪い砂 (SP)	10 以下	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0		
岩塊 (ずりを含む)	10 以下 10 ~ 20	1 : 1.5 ~ 1 : 1.8 1 : 1.8 ~ 1 : 2.0		
砂質土 (SM) (SC), 硬い粘質土, 硬い粘土 (洪積層の硬い粘質土, 粘土, 関東ロームなど)	5 以下 5 ~ 10	1 : 1.5 ~ 1 : 1.8 1 : 1.8 ~ 1 : 2.0		
軟らかい粘質土 (VH ₂)	5 以下	1 : 1.8 ~ 1 : 2.0		

注) 盛土高とは、のり肩とのり尻の高低差をいう

表—6.2 盛土支持地盤条件（日本国有鉄道）²⁾

区 分	細 区 分	盛土支持地盤として必要な条件	
岩 盤		無 条 件	
土	洪 積 層	礫 粒 土	無 条 件
		砂 粒 土	
		細 粒 土	
		火山灰質粘性土	N値が3以上
層	沖 積 層	礫 粒 土	無 条 件
		砂 粒 土	N値が10以下の地震時に流動化するおそれのある層がないこと
		細 粒 土	N>4 無条件 4≧N≧2厚さ3m以下であること 2>N厚さ2m以下で、安定を確認すること

注) 盛土支持地盤は、地表より、盛土幅の約2倍（25mを限度とする）の深さまで、上表に示す条件を満足する良好な地質であることを標準とする。

表中で「厚さ」とは当該土質の全層厚をいう。

度などは自然地盤内の応力状態における全応力で示される強度定数と対比される。また土層分布と連続性を調べるうえで不可欠である。

②土質試験 所要の強度特性を直接に求めることができる。しかし、得られた結果が試験対象ポイントの特性にすぎないことに留意し、せん断試験結果はもとより、物理的性質を示す従属的定数の分布傾向を参考にして、総合的な判断を下すことが必要となる。

しかし、このようにして求めた盛土材料があるいは地盤の各土層ごとの強度特性も、実際にはかなりのばらつきを示すのが普通である。しかもサンプリング時の、あるいは試験に供するまでの試料の乱れの影響を考慮すると、これらの定数が果たして何を意味しているのかが判然としないことも多い。その意味で、一般に設計にあたって我々が使用しているのは、個々の土の性質を厳密に規定する強度定数というよりは、土質に関する設計定数と呼ぶべきであろう。これらの設計定数は各土層についての調査・試験結果の集約から求められるが、その具体的な定め方については定式化されたものがなく、各機関あるいは各個人の努力、言い換えれば担当者の判断あるいは好みに大きくゆだねられている現状にあり、最終的な結論にはかなりの任意性があると言わざるを得ない。

6.2.2 盛土材料の強度定数についての留意点

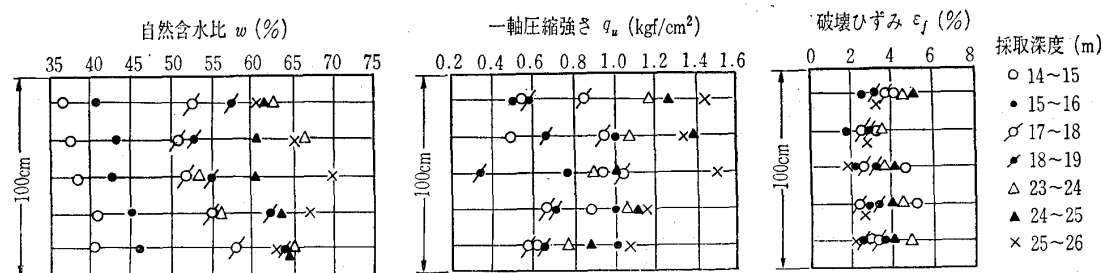
安定性の高い盛土構造物を築造するためには良質の材料を選択し、これを十分に締固めることが基本となるが、実際の施工では、現地で入手できる土を用いるのが普通である。したがって延長の大きな帯状盛土はもとより、広域な面状盛土についても、施工位置に応じて土取場は刻々変わるために盛土材料の性質も随時異なったものとなり、多種多様の土がしかも場所によっては極めて不規則な混合割合で造成されることになる。このような盛土構造物について、材料の強度特性を適確に判断することは極めて難しいが、実務の担当者は学問的な関心はさておいて、何らかの形でこれらの特性を定数として設計に取り入れなければならない。

設計における盛土材料の強度定数としては、自然地盤内にある土についてあるがままの性質を示すだけでは不十分であり、施工による短期的かつ長期的土性の変化、あるいは降雨・浸透水などによる土性の変化が考慮されている必要がある。また盛土内部からの採取試料についてせん断試験を実施し、得られた強度定数を採用することは、試験工事でも実施しない限り、一般の設計手順としては不可能である。基本的には、予定されている土取場から多数の試料を採取し、これをいったん乱した後、施工される含水条件で締固め度規定に合致するように締固めて作製した供試体についてせん断試験を行うことになる。

短期安定については全応力法によって解析することが多いため、盛土材料が粘性土の場合については非圧密非排水試験を行って ϕ_u , c_u を求めるが、一軸圧縮試験によって $\phi=0$, $c=q_u/2$ として求めることもある。有効応力法による長期安定解析の場合には、三軸圧縮試験などで間隙水圧の測定を伴う圧密非排水試験、または排水試験によって、それぞれ ϕ' , c' および ϕ_d , c_d を求める。また材料の性状から、盛土に不飽和の状態が想定される場合には、材料を飽和せずに非排水試験あるいは圧密非排水試験を行い、強度定数を求めてもよい。

6.2.3 軟弱地盤の強度定数についての留意点

軟弱地盤を構成する土層は複雑で極めて多様である。これらを明確にできるだけの調査・試験が常に行えると考え

図—6.1 シンウォールチューブ内の土性変化⁴⁾

るのは誤りであり、前述の盛土材料の性質とあわせて、設計の段階で正しい評価をしておくことは難しい³⁾。例えば、図—6.1は同一地点のそれぞれ異なる深さから採取した試料について、同一シンウォールチューブ内から20cm間隔で試料を取り出し、自然含水比、一軸圧縮強さおよび破壊ひずみを示したものである⁴⁾。深さが20cm変化するだけでも、土性はかなり激しく変化している状況が明らかである。

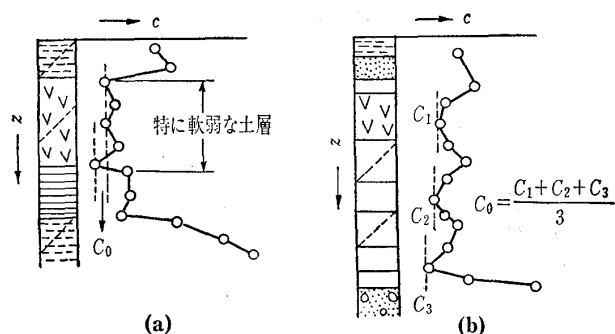
ここで軟弱地盤は一般に粘性土から構成される場合が多い。そこで最も重要なのは非排水せん断強さとなるが、これは一般に一軸圧縮試験から求められている。というのも、我が国の軟弱地盤に関する設計体系が一軸圧縮強さを基調としていることが多いためであり、一方、三軸圧縮試験によって厳密な評価をすべきだとの主張もあるが、主として時間と費用の面の理由から採用され難いのが現状である⁵⁾。

一軸圧縮試験結果の解釈にあたっては多数の試験データの平均値を用いることが多い。この際、極端にとび離れた値でその数が多くなければこれを除外する。また層厚が大きくて比較的一様な土質の場合には、非排水せん断強さは深さとともに直線的に増加するので最小自乗法または目視により平均的な直線を求め設計値として用いることが多い。しかし、このような決め方には異論が多いのも事実である。というのも、機械的に試験値を平均して求めた値をその土層の強度定数とするのは簡単であるが、深さ方向の試験間隔と試験値に著しい差異があるときには実情に合わない値を採用することになる。したがって機械的に平均値を採るよりも技術的な判断に基づいて、最小値を考慮した設計定数を選ぶことが合理的であると言えよう。このような観点から、過去の盛土基底破壊例を参照して、軟弱地盤の初期粘着力 c_0 の求め方を次のように定めている例⁶⁾がある。

①特に軟弱な土層が一層の場合には、図—6.2(a)のようにその範囲内の平均粘着力と最小粘着力の平均値を c_0 とする。

②特に軟弱な土層が二層以上の場合には、図—6.2(b)のように、各層最小値の平均値をとって c_0 とする。

また、変形係数は試料の乱れに敏感なため過少な値が得られて、変形量が過大に設計されることがあるので、圧縮破壊ひずみの傾向を参照した上で試料の乱れをチェックし

図—6.2 初期粘着力の求め方⁶⁾

ておくことが望ましい。

圧密非排水三軸圧縮試験は有効応力法による安定解析を実施する場合、あるいは圧密圧力の増大に伴う強度増加を調べる場合に実施することが必要となる。

また軟弱地盤中に挟まれたゆるい砂層や砂質土層がごく薄いときには、安定解析にあたってはこれを無視し、上下の粘性土層と同じ性質として取扱ってよいが、層厚が1m程度以上である場合には、サウンディング結果などから内部摩擦角 ϕ を決定するか、 $\phi=30^\circ$ 程度と仮定してよい⁷⁾。

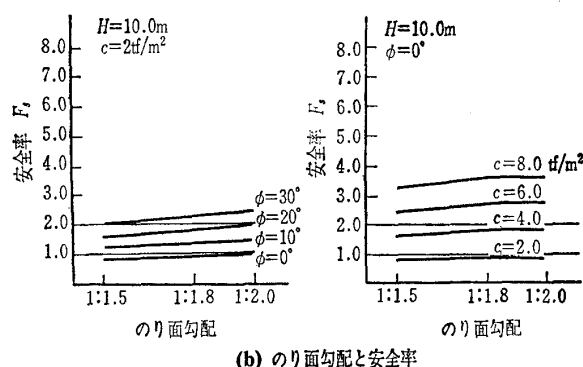
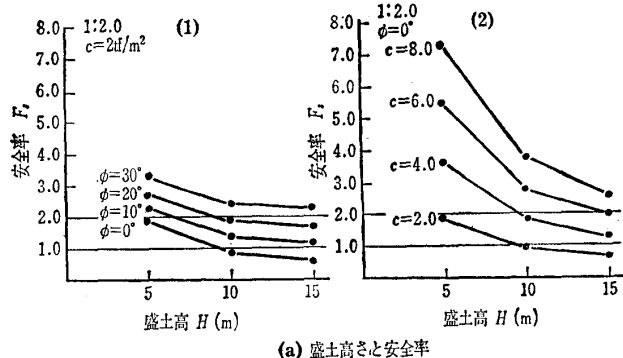
6.3 盛土の安定

6.3.1 盛土の安定要因

盛土の安定性に影響を与える因子は数多いが、盛土高さ・のり面勾配の影響を盛土材の強度定数に対応させた試算例が図—6.3である。ここでは、地盤は堅硬で砂壊は生じないものとしている。盛土高が大きくなれば最小安全率は当然小さくなるが、強度定数のうち粘着力の最小安全率に及ぼす影響は大きく、その傾向は盛土高が小さいほど顕著である。またのり面勾配の影響はそれほど大きくは表れていない⁸⁾。

常時の安定解析において考慮する間隙水圧は盛土施工に伴って発生する過剰間隙水圧と外部からの浸透による水圧の二つである。本来は実測結果を用いるのが望ましいが、これができない場合には図—6.4に示すような分布をとるものとする¹⁾。降雨時に盛土が崩壊するのは雨水が盛土内に浸透し、土塊重量が増加してすべりモーメントが大きくなるとともに、土中の含水量が増大することによって土のせん断強さが減少し、すべりやすくなるためと考えられる。雨水の浸透によって生ずる間隙水圧はかなり大きくなるこ

講座

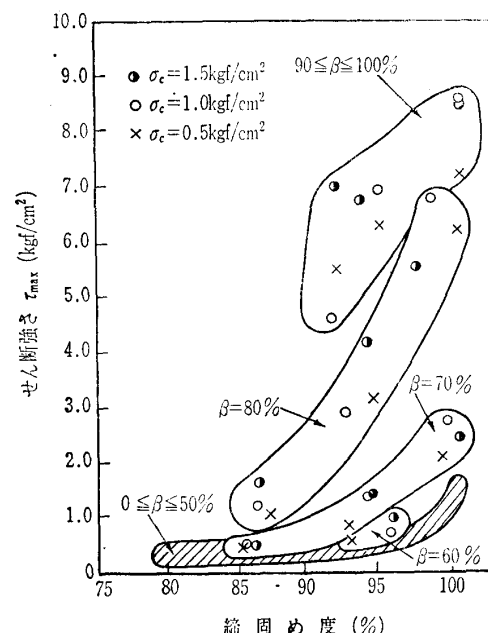
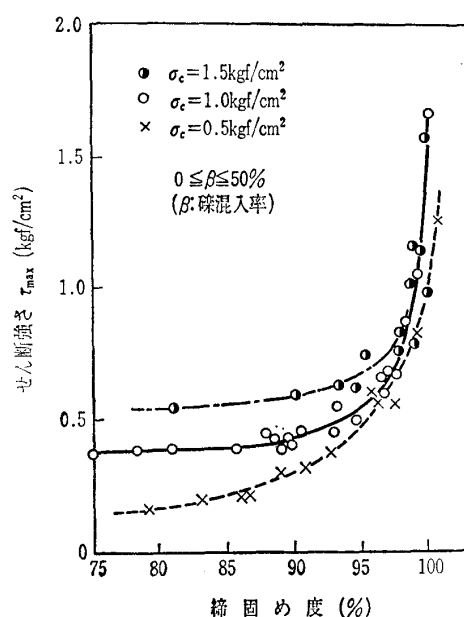

図—6.3 盛土形状与安全率の試算例⁹⁾

ともあり注意を要する⁹⁾。また含水比の増大によるせん断強さの低下については次節で概要を示す。

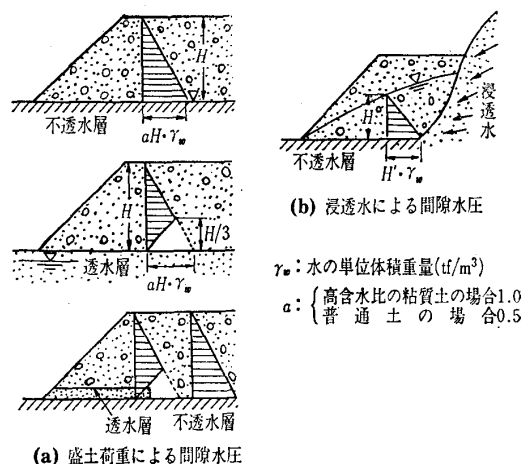
6.3.2 締固めた盛土材料の強度特性

盛土材料としての土は締固めによる間隙比の減少と密度の増加を前提として、変形およびせん断抵抗の増大を図ることにより構造物として安定した状態になることが知られている。

久柴らは¹⁰⁾礫と粘性土の混合割合をいろいろと変えて締固めた試料を飽和させた後、三軸圧縮試験を実施した。礫混入率： β が0～50%のものについて締固め度とせん断強さの関係を拘束圧ごとに示したのが図—6.5(a)である。ある締固め度を越えるといずれもせん断強さの急増する傾向がわかる。同様に礫混入率が100%のものまでについて示したのが図—6.5(b)である。締固め度が大きくなるにつれて混入率に応じてせん断強さの増大する傾向が明らかである。また、 c 、 ϕ と礫混入率との関係を締固め度をパラメ

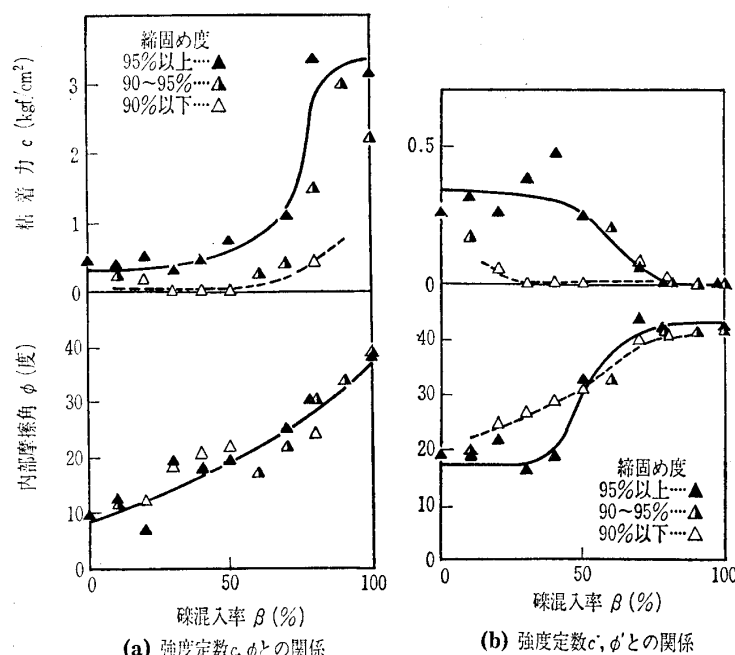
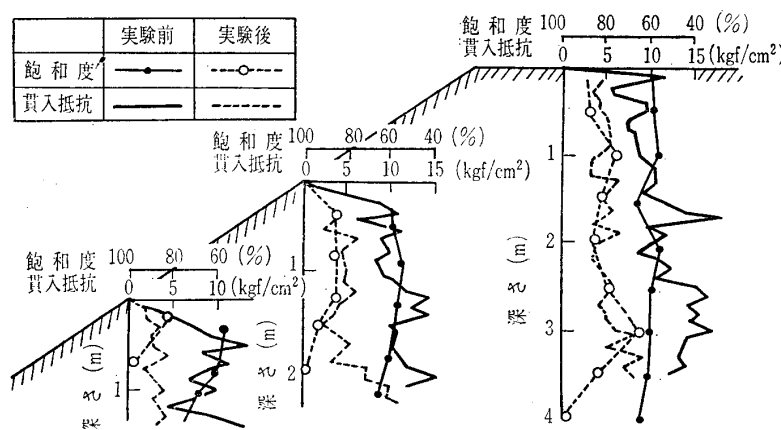
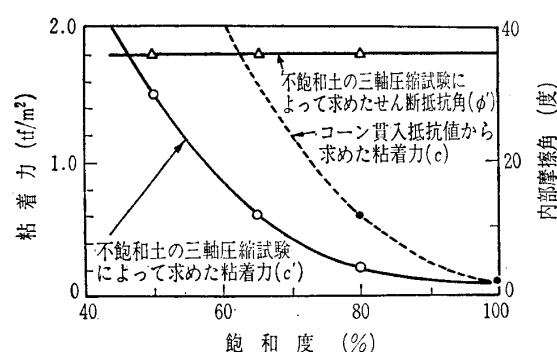

(a) せん断強さの変化($0 \leq \beta \leq 50\%$)

(b) せん断強さの変化($0 \leq \beta \leq 100\%$)

図—6.5 締固め度とせん断強さの関係¹⁰⁾

図—6.4 盛土内の間隙水圧の仮定¹⁾

ーターにとって示したのが図—6.6(a)である。礫混入率および締固め度による影響が c に顕著に現れており、 ϕ についても直線的に増大している。同様に c' と ϕ' について示したのが図—6.6(b)であり、締固め度による顕著な違いが明らかである。すなわち締固め度が高い場合には礫混入率が50%を越えると、 c' は次第に低下し、 ϕ' は急増する傾向を示すが、締固め度が低い場合には礫混入率の影響がそれほど顕著に現れてはいない。いずれにしても、以上の傾向はすべり破壊が問題となる盛土構造物について、締固め度を高めることが効果的なことを意味している。

盛土は降雨時に崩壊することが多い。強度的には雨水の浸透による土中の飽和度の上昇に伴う土のせん断強さの低下が問題となる。実物大盛土を用いた雨水浸透実験において、盛土内の含水量の増加による土のせん断強さの変化を調べる目的で、降雨前後に静的コーン貫入試験を実施した例を示したのが図—6.7である。図中では土の飽和度を併

図-6.6 強度定数と礫混入率の関係¹⁰⁾図-6.7 盛土内の飽和度とコーン貫入抵抗の関係¹¹⁾図-6.8 飽和度と土の強度定数の関係⁹⁾

記して、貫入抵抗と飽和度の関係を比較しているが、両者の値の変化のかなり類似していることが知られる¹¹⁾。また図-6.8は飽和度と強度定数の関係を知るために、コーン貫入抵抗値から求めた c と三軸圧縮試験から求めた c' 、 ϕ' を示したものである。 ϕ' は一定の値を示すが、 c' 、 c は類似した傾向を示して飽和度の増大に伴って低下する⁹⁾。試験法は異なるが、同様の傾向を示す報告も多い¹²⁾。

6.3.3 特殊な盛土材料

土質力学では、一般に土のうち砂と粘土を取り上げ、さらにこれをおある程度理想化した性質に置き換えて力学体系が組立てられ、設計手法が確立している。しかし、現実には盛土材料として使用する土は極めて多様であり、なかには土質力学的な取扱いの困難な特殊土と呼ばれるものも含まれている。

その代表的なものとして、我が国に広く分布する火山灰質粘性土に関東ロームがある。その顕著な特徴は、地山での見かけが緻密に見えるにもかかわらず間隙比は大きく、しかも高含水比のため N 値は小さくて3~5を示す。一方、地山の強度は一般に大きく一軸圧縮強さは0.5~3 kgf/cm²に及ぶ。ところがかく乱による強度の低下が著しいため、施工時にはトラフィカビリティの確保と締固めが著しく困難になり、盛土の崩壊を招くこともまれとはいえない¹³⁾。地山状態とこね返した状態における強度特性の概略値を示したのが表

6.3である。また、盛土材料として使用した際の性状の変化を示した例が図-6.9である。地山の乱

さない試料($E_c=0$)ではコーン指数は高い値を示すが、こね返しを受けるにつれてその低下は著しい。しかし、盛土時にこね返されたものも時間の経過と共に、一般に強度は回復する。一つは圧密脱水の進行によるためであり、さらにはシキントロピックな性質によるものである¹⁴⁾。

花崗岩風化土と定義されるまさ土も我が国には広域に分布し、盛土材料として利用されることが多い。まさ土のせん断強さは風化の程度によって異なるが、その例を示したのが図-6.10である。

それぞれの試料についての排水(気)三軸圧縮試験の結果であるが、飽和状態では風化の進んでいるものほど $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ の小さくなっている傾向が顕著である¹⁵⁾。

6.4 軟弱地盤上の盛土の安定

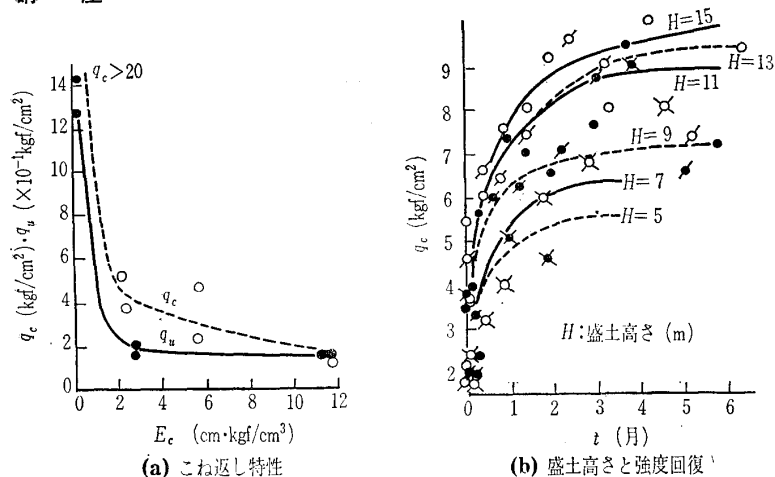
6.4.1 設計上の留意点

軟弱地盤上の盛土の設計にあたっては、構造物の規模・機能、工事期間および地盤性状などの諸条件の下で必要に

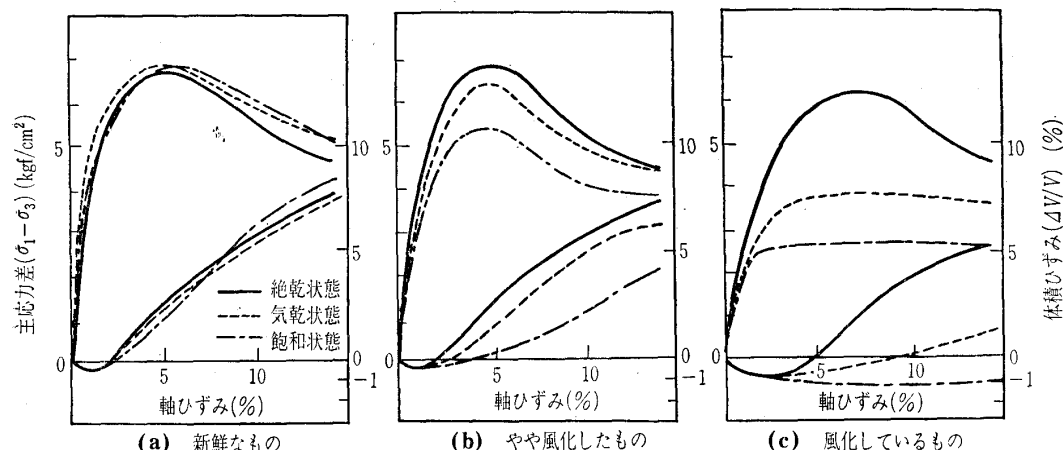
表-6.3 関東ロームの強さの概略値¹³⁾

	現 状 土(地山)	こね返した状態(盛土)
コーン指数 q_c (kgf/cm²)	10~25	2~12
CBR (%)	5~15	1~4
一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm²)	0.5~2.5	0.2~1.0
三軸圧縮強さ c_u (kgf/cm²)	0.2~0.6	0.1~0.4
(UU) ϕ_u (度)	5~17	0~10
三軸圧縮強さ c_{cu} (kgf/cm²)		0~0.3
(CU) ϕ_{cu} (度)		20~30
透水係数 k (cm/s)	10^{-2} ~ 10^{-4}	10^{-6} ~ 10^{-7}
許容地耐力 q_a (tf/m²)	10~15	
N 値	3~5	
変形係数 E (kgf/cm²)	200~400	20~100

講 座



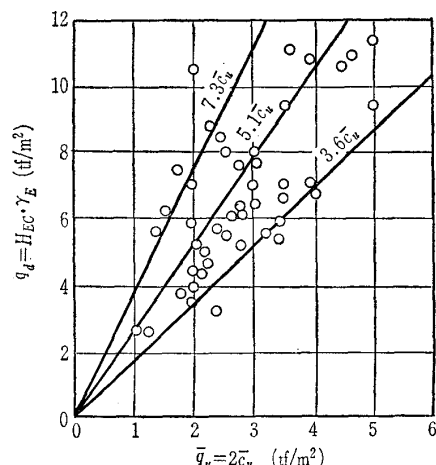
図—6.9 盛土施工による性状の変化(愛鷹ローム)¹⁴⁾



図—6.10 主応力差-ひずみ曲線(まき土)¹⁵⁾

して最小限の内容を満足させるような設計姿勢が基本となる。したがって軟弱地盤に盛土を行う場合、むやみに急速な盛土施工を行うと、崩壊を招くのは当然のこととなる。すなわち、盛土荷重によって地盤の強度増加率に応じた圧密の進行を図り、それに伴って増加する地盤の強度を予測しながら盛土を上げていく緩速施工の姿勢が基本的な設計思想として要求される¹⁶⁾。

短期安定の検討には全応力法による円弧すべり面解析が行われる。しかし、概略的な検討には、図—6.11に示した



図—6.11 $\bar{q}_u$ と限界支持力 q_d の関係¹⁷⁾

関係を用いて軟弱地盤の平均的な軸圧縮強さ $\bar{q}_u$ に対する地盤の限界支持力 q_d を求め、盛土の単位体積重量 γ_t を用いて次の関係から限界盛土高 H_{EC} を計算することもできる¹⁷⁾。

$$H_{EC} = q_d / \gamma_t$$

軟弱地盤の厚さおよび土質に応じて表—6.4 の値をとればよい。

軟弱地盤上の盛土の安定検討には、前述のように圧密の進行による地盤強度の増加を考慮したものでなければならない。したがって強度増加率； c_u/p は重要な定数となる。その詳細については第1章ほかで示されているので割愛するが、一般に

は土質によっておおむね表—6.5 のように示されている。しかし、ここでカードボードドレーン工法による地盤改良についての実施例から、 c_u/p を示したのが図—6.12である。水頭損失が要因の一つと考えられるが、 c_u/p の分布範囲は広く、詳細な解析にあたっての取扱いには注意を要する。

6.4.2 軟弱地盤と盛土の安定性

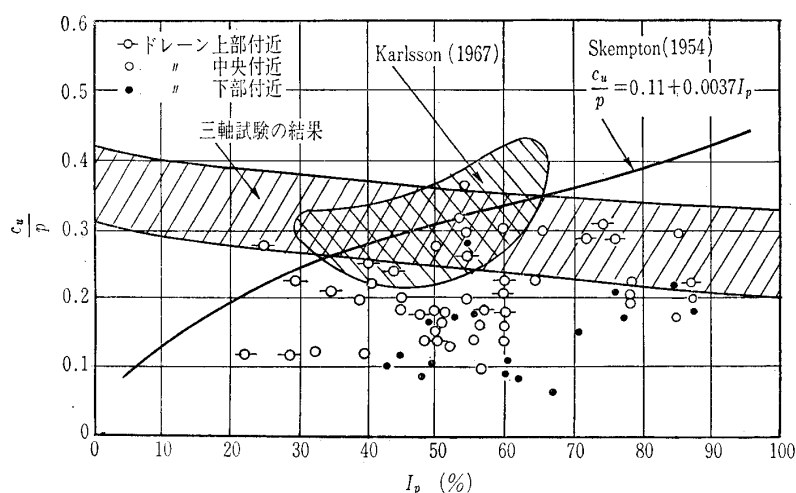
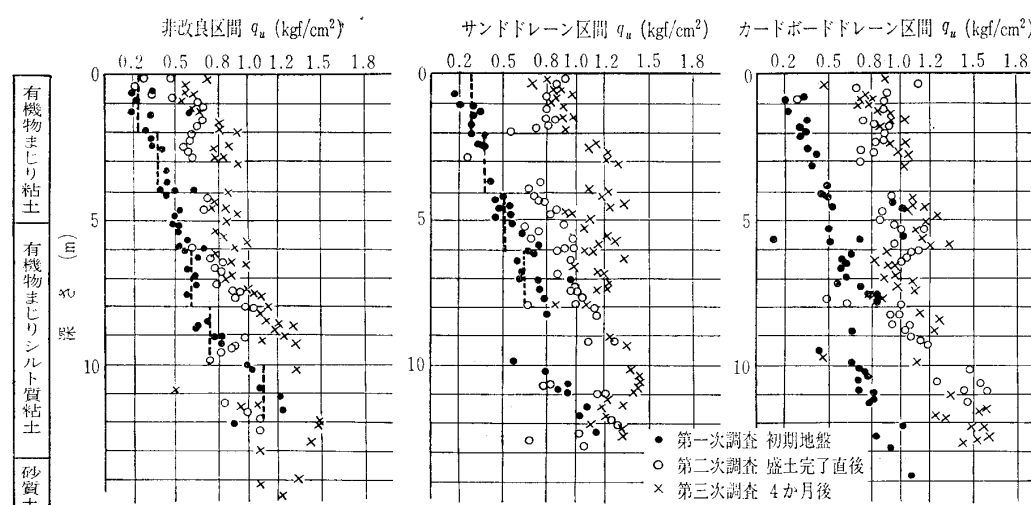
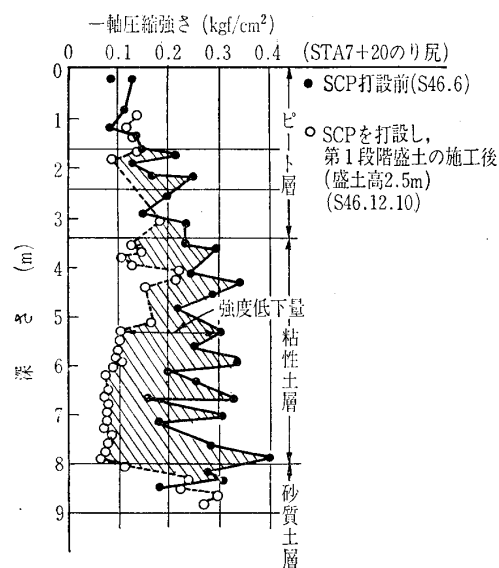
軟弱地盤上の盛土が不安定と判断された場合には何らかの対策工を施すことが必要となる。ここで地盤改良工法についての試験工事結果の例を示したのが図—6.13である。盛土高 8.5m に対して 2 m 間隔の三角形配置サンドドレーン区間、同等の効果を期待した 1.25 m 間隔のカードボードドレーン区間および非改良区間について一軸圧縮強さの経時変化を示してある。各区間とも初期強度に比較して盛土施工完了直後および完了 4 か月後の強度はかなり増加しており、しかも改良区間の強度増加は非改良区間よりも大き

表—6.4 各種土質と q_d の関係¹⁷⁾

	q_d
厚い粘土質地盤および黒泥または有機質土が厚く堆積した泥炭質土質	$3.6 \bar{c}_u$
普通の粘土質土質	$5.1 \bar{c}_u$
薄い粘土質土質および黒泥、有機質土をほとんど挟まない薄い泥炭質土質	$7.3 \bar{c}_u$

表—6.5 土質と強度増加率(日本道路協会)¹⁷⁾

土 質	m
粘性土	0.30~0.45
シルト	0.25~0.40
有機質土及び黒泥	0.20~0.35
ピート	0.35~0.50


図-6.12 カードボードドレーンによる強度増加率¹⁷⁾

図-6.13 一軸圧縮強さの経時変化 (厚木試験盛土)¹⁸⁾

図-6.14 サンドコンパクションパイル打設による地盤の一軸圧縮強さの変化 (小杉工事)¹⁹⁾

く、改良区間の両者の効果はほぼ同程度であることが認められる¹⁸⁾。一方、図-6.14は盛土の安定のために複合地盤としての効果を期待してサンドコンパクションパイルを打

設し、併せてバーチカルドレーンとしての改良効果を期待した例である。パイル打設後、長期間を経ているにもかかわらず、全層にわたって一軸圧縮強さが低下しており、特に下部の粘性土層での低下が著しい¹⁹⁾。この原因としてはパイル打設による軟弱土層のかく乱などが考えられ、塑性指数や鋭敏比の大きな地盤などにおいても同様の報告がある²⁰⁾。このような現象が生じれば、設計の段階では安定性が確保されていたはずの盛土も、施工時には当然、崩壊を招く結果となる。したがって安定解析のための事前の土質調査・試験、特に強度特性についての施工による土性変化までを包含した調査体系の確立が必要になってこよう。

軟弱地盤を対象とした盛土工事においては設計時に予測した挙動が実際となかなかうまく一致しない事例が多いことを前述し、その要因が複雑な地盤の強度定数の適確な把握の困難さにあることを指摘してきた。また安定解析手法についても、種々の方法が提案され試行されている。栗原らは²¹⁾、泥炭性軟弱地盤上の高速道路盛土工事において、種々の盛土断面形

状、対策工種について安定解析結果と実際の挙動の対応関係を検討した。その一部を表-6.6に示す。ここで、安全率として次に示すような盛土立上り時点における3とおりの安全率を採り上げている。

① $F_{c1} \cdots \phi = 0$ 法による円弧すべり計算の安全率。強度

表-6.6 盛土の安全率と実際の状況²¹⁾より抜粋

	地盤処理工法 ¹⁾	検討時点の盛土高(m)	実際の状況	安全率		
				F_{c1}	F_{c2}	F_s
岩見沢試験盛土	C.B.D. $\Delta 1.25$ m	5.8	不安定	1.73	1.18	1.05
	S.D. $\Delta 2.0$ m	6.3	安定	1.66	1.08	1.17
	押さえ盛土部のみ S.D. $\Delta 2.0$ m	6.3	"	—	1.10	1.23
	無処理	6.0	不安定	1.23	1.13	1.06
	"	5.7	"	—	0.98	1.09
	"	5.8	"	—	1.18	1.10
江別試験盛土	その1 S.D. $\Delta 1.8$ m	6.5	安定	1.35	1.25	—
	その1 無処理	6.5	"	1.15	1.13	—
	その2 無処理	3.5	破壊	1.12	0.56	1.03
	その2 S.D. $\Delta 1.5$ m	8.3	安定	1.04	1.09	1.19
	その2 S.C.P. $\Delta 1.5$ m	8.3	"	0.89	0.98	1.24

注 1) C.B.D.: カードボードドレーン, S.D.: サンドドレーン, S.C.P.: サンドコンパクションパイル

講 座

定数の初期値は盛土前のボーリングデータから定めた。

② $F_{c2} \cdots \phi = 0$ 法による円弧すべり計算の安全率。強度定数は盛土立上り直後に行ったボーリングデータから定めた。

③ $F_s \cdots$ 柴田・関口の方法²²⁾で有限要素法解析によって求めた限界盛土高に対する比率として定める安全率（この安全率は実測データを利用するものであるから、上記の二つの安全率と性格が異なる）。

その結果、 F_{c1} の値と実際の状況の対応をみると、断面形状の傾向と計算安全率に矛盾があること、結果として事前の地盤強度の過少評価を指摘しており、 F_{c2} については F_{c1} ほどのばらつきはないものの、実際の状況との対応が明確でないとしている。また F_s については、 $F_s \cong 1.1$ を基準として実際の状況をうまく表しているとして、3種の条件の下で得られた安全率の差異について吟味している。

6.4.3 地震時の安定

軟弱地盤が粘性土から成る場合については、盛土の施工中における安定性が最も低いのが普通であり、施工後は時間の経過とともに地盤強度の増加などによって安定性を増すことから、盛土構造物の地震時の安定性については、これまであまり大きな関心が払われてはこなかったと言えるようである。しかし、地盤が緩い砂層からなる場合の液状化の影響を含めて、最近、盛土の耐震設計について、その解析手法を含めて体系化の機運が高まってきており、既に基準あるいは指針としての提案もなされてきている^{23), 24)}。

盛土の地震時の安定検討にも、一般には円弧すべり面を用いた解析法が使われており、地震力として設計水平震度を作用させて土塊の力の釣り合いを検討する震度法が基本となっている。

盛土基礎地盤が地震時に液状化を生じる可能性のある緩い砂層から成る場合については、まず事前に液状化検討を行って、該当砂層についての繰返しせん断抵抗率（液状化に対する抵抗率）を求め、得られた抵抗率の値に応じて、安定解析の際に一般に考慮される静的間隙水圧に、更に所定の液状化による過剰間隙水圧を加えて安全率の算出が行われる^{23), 24)}。

粘性土からなる軟弱地盤における盛土の地震時安定解析にあたっては、常時の強度定数を用いることが、これまで行われてきた。しかし、粘性土の地震時におけるせん断速度効果によって静的荷重下における強度に比して大きな動的強度が得られるとのこれまでの研究成果²⁵⁾から、超軟弱な粘性土を除いては、安定解析にあたって、常時の地盤の粘着力を割増しして考え、1.2倍程度の粘着力を見込んで差しつかえないとしている例もある²⁴⁾。

6.5 あとがき

盛土構造物が大規模になり、構造機能も複雑多様化するにつれて、現場で生じる現象を解明するために要求される

土の強度特性の究明は厳密で高精度なものとなってきた。しかし、一方では複雑な自然地盤について、しかもその土性変化や特異性までを数少ない試験結果から知することは困難であり、またたとえ数多くの調査、試験を行ったとしても試験値のばらつきを増す結果、その対処を困難にするだけであるという矛盾もある。

しかし、土質定数とそれを適用する解析理論は一体のものでなければならず、しかも施工状況や完成後の状態を配慮することが不可欠でもある。その意味で理論的な面ばかりでなく、経験的にも妥当と判断されるような調査・試験法そして設計法の確立について、今後も十分な議論が必要であると考えている。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路土工、のり面工・斜面安定工指針，1979。
- 2) 日本国有鉄道編：建造物設計標準解説（土構造物），日本鉄道施設協会，1978。
- 3) 三島八郎：土質工学ケースヒストリー集・第一集，pp.509～513，土質工学会，1983。
- 4) 稲田倍徳：設計における土質定数の考え方，pp.1～7，土質工学会，1981。
- 5) 奥村樹郎：設計における土質定数の考え方，pp.9～13，土質工学会，1981。
- 6) 日本国有鉄道建設局線増課：土構造物の設計施工指針，1966。
- 7) 日本道路協会：道路土工，軟弱地盤対策工指針，1977。
- 8) 小谷克巳：仮設構造物の設計と施工，pp.139～154，土木学会，1979。
- 9) 久楽勝行・石塚広史：雨水の浸透と盛土の安定性，土と基礎，Vol.30，No.9，1982。
- 10) 久楽・三木・真下・関：締固め度が礫混り粘性土の工学的性質に及ぼす影響，土木技術資料，Vol.22，No.7，1980。
- 11) 山村・久楽・川口：降雨実験からみた斜面の安定解析法，土木技術資料，Vol.15，No.3，1973。
- 12) 例えば宇野尚雄・宮下高昭：浸水による不飽和土の強度低下について，土と基礎，Vol.29，No.6，1981。
- 13) 池田俊雄：特殊土の分布とその特性，基礎工，Vol.10，No.10，1982。
- 14) 日本道路公団：東名高速道路愛鷹試験盛土工事報告書，1965。
- 15) 小田・南・中沢：風化残積土の風化と強度特性に関する基礎的研究，第29回土木学会年次学術講演会概要集Ⅲ，pp.412～413，1974。
- 16) 平間邦興：計測工法と緩速施工，土木施工，Vol.21，No.13，1980。
- 17) 網干寿夫：バーチカルドレーン工法による軟弱地盤の改良について，土と基礎，Vol.20，No.8，1972。
- 18) 渡辺崇博：土木技術者のための軟弱地盤ハンドブック，建設産業調査会，pp.546～550，1981。
- 19) 日本道路公団金沢建設局：北陸高速道路小杉工事動態観測報告書，1973。
- 20) 斉藤・平間・丸山・大石・塩田・岩崎：軟弱な海成粘土地盤の土質工学的特異性について，大林組技術研究所報，No.28，1984。
- 21) 栗原則夫・高橋明和：泥炭性地盤における盛土の安定と沈下の実態，土と基礎，Vol.32，No.3，1984。
- 22) 柴田 徹・関口秀雄：盛土基礎地盤の弾粘塑性挙動解析と破壊予測，土木学会論文報告集，第301号，1980。
- 23) 日本鉱業協会編：捨石，鉱さいたい積場建設基準および解説，通商産業省立地公局，1983。
- 24) 住宅・都市整備公団，都市開発事業部：宅地耐震設計指針（案），1984。
- 25) 例えば石原・木賀・坂本・安田：多摩ニュータウンに分布する稲城砂および粘性土の動的性質，第13回土質工学会発表会講演集，pp.589～592，1978。