



盛土材料としての堆積軟岩の諸特性と盛土事例

5. 堆積軟岩を用いた宅地造成盛土 (その2)

山口 晴 幸 (やまぐち はれゆき)
防衛大学校土木工学教室

大山 英 治 (おおやま えいじ)
㈱アイコ

黒島 一 郎 (くろしま いちろう)
三井建設㈱技術研究所

中岡 時 春 (なかおか ときはる)
大木建設㈱技術研究所

- 5.1 はじめに
- 5.2 紹介事例の概要
- 5.3 調査および試験 以上 5月号掲載
- 5.4 設 計

宅地開発に伴う防災上の措置に関しては、宅地造成等規制法において宅地造成に関する工事を行う場合の技術的基準が定められており、また、都市計画法に基づく開発行為の許可に当たっても、一定の防災上の基準を満たすことが許可条件の一つになっている。

さらに、都道府県の開発担当部局においては、それぞれ各地の特性を考慮した防災基準に基づいて指導が行われており、このような法令上の基準や指導等によって適切な防災措置が図られてきている。

また、関連法令等の規定に則り、防災措置の基本的な考え方や標準的な手法を体系的に整理し、開発事業者が事業を実施する際、あるいは行政担当者が開発事業を審査する際の参考に供する目的で宅地防災マニュアル¹⁾が作成されている。

盛土の安全性は、基礎地盤の処理方法や法面勾配、盛土の形状、盛土材料、締固め度などを十分考慮して確保すべきであるが、前述の法令やマニュアルに従って設計されれば設計上の問題はほとんど無いと言える。そこで、ここでは、堆積軟岩を盛土材とする宅地造成を設計する場合の留意点を中心に記述する。

5.4.1 施工仕様

盛土の施工に際しては、転圧試験を実施して施工仕様を決定することが望ましいが、設計にあたっては、盛土材料のまき出し厚さ（または締固め後の仕上がり厚さ）や品質基準、締固め機械等必要な事項を示すことが望ましい。

(1) まき出し厚さ

まき出しは、盛土の品質に最も影響があり、盛土材料は薄層で均一にまき

出しすればよく締まった均一な盛土になり、高まき出しすればいくら転圧しても、表面部しか締め固めることができないので、不均一な盛土となって将来の不同沈下の原因となる。しかし、薄層にすると作業能率が低下するので、まき出し厚さの決定は重要な項目である。

そこで、まき出し厚さは、盛土材料の性状や粒度、締固め機械の施工方法および要求される品質によって変わるので、転圧試験を実施して決められることが多いが、おおむね仕上り厚さの2割増しまでにとどめるのが望ま

表一5.6 土質と締固め機械 (高速道路調査会資料をもとに作成)

盛土の構成部分	土質区分	締固め機械										備 考		
		ローラー	タイヤローラー	振動ローラー	自走式タンピングローラー	被けん引式タンピングローラー	ブルドーザー		振動コンバクター	タ	ン			
								普通型	湿地型					
盛土	岩塊などで掘削締固めによっても容易に細粒化しない岩			◎							★	★	硬岩	
	風化した岩、土丹などで部分的に細粒化してよく締固まる岩など	○	◎	○	○						★	★	軟岩	
	単粒度の砂、細粒度の欠けた切込み砂利、砂丘の砂など			○								★	★	砂 礫まじり砂
	細粒分を適度に含んだ粒度のよい締固め容易な土、まさ、山砂利など		◎	◎	○							★	★	砂、砂質土 礫まじり砂質土
	細粒分は多いが鋭敏性の低い土、低含水比の関東ローム、砕きやすい土丹など		○	○	◎	◎							★	粘性土 礫まじり粘性土 土
	含水比調節が困難でトラフィカビリティが容易に得られない土、シルト質の土など								●					水分を過剰に含んだ砂質土
路床	関東ロームなど、高含水比で鋭敏性の高い土							●	●					鋭敏な粘性土
	粒度分布のよいもの	○	◎	◎								★	★	粒調材料
裏 込 め	単粒度の砂および粒度の悪い礫まじり砂、切込み砂利など	○	○	◎								★	★	砂、礫まじり砂
			○	◎								★	★	ドロップハンマーを使うこともある
法 面	砂質土			◎							◎	★		
	粘性土			○				○		○	○	★		
	鋭敏な粘土、粘性土								●			★		

◎：有効なもの。
○：使用できるもの。
●：トラフィカビリティの関係でほかの機械が使用できないのでやむを得ず使用するもの。
★：施工現場の規模の関係で、ほかの機械が使用できない場所でのみ使用するもの。

しい。

堆積軟岩の場合、粒径にもよるがおおむね30～50cmが適当なまき出し厚さではないかと考えられる。

(2) 締固め機械

締固め機械の選定にあたっては、主として次の要素を検討する必要がある。

- ① 土構造物の品質基準
- ② 盛土材料の性状
- ③ 施工性および経済性
- ④ 作業環境

表-5.6²⁾に、土質と締固め機械の適用性を示した。

一般に堆積軟岩を盛土材料として用いる場合によく採用される振動ローラーは、粗粒材料に対して深さ方向への締固め効果が他機種に比べ大きいので、まき出し厚さも少しは厚くすることが可能となる。そして振動タンピングローラーは、粒子破碎の効果も期待できるので、岩塊の強度が大きくてリッピングにより採取した盛土材料の粒径が大きい場合には有効である。これに対しタイヤローラーは、高含水比の土と岩塊以外でよく使用される機械で、この機械を用いて粗粒材料を転圧する場合、まき出し表面を走行するという傾向が強く、転圧効果はあまり期待できず、また粗粒材料の上に乗上げ、走行が不安定になることもある。またブルドーザーを締固め機械として採用する場合があるが、ほかの締固め機械が進入できないような土質や立地条件の時に採用されるが、小型では転圧効果は少なく、大型(例えば>32t級)では振動ローラー程度の転圧効果が、施工方法により期待できる。

(3) 品質規定方法

一般的な管理基準値としては

- ① 基準となる室内締固め試験の最大乾燥密度 ρ_{dmax} との密度比 (D 値)、または岩塊自体の乾燥密度との密度比 (E 値) によるもの。
- ② 空気間隙率 v_a または飽和度 S_r によるもの。
- ③ 強度によるもの。

などがある。

一般的な施工管理は、普通土砂では締固め度、高含水比の材料では空気間隙率で行われ、強度規定を採用するケースはまれである。これらは工事の仕様書に明記し、それに基づいた施工管理が行われることが重要である。

堆積軟岩を盛土材料とする場合、盛土材料の硬さや含水比等性状が採取場所により異なるため、施工管理基準値も盛土材料の状況に応じて、前述の①、②を使い分けているのが現状である。管理基準値としては $D > 85\%$ 、 $v_a < 2 \sim 15\%$ が一般的であるが、堆積軟岩を用いる場合、よく締め固めることによって、スレーキング現象に伴う沈下が軽減するという観点から、 $D > 90\%$ 、 $v_a < 2 \sim 15\%$ を目安に設定すれば良いと考えられる。

表-5.7 盛土材料および盛土高に対する標準法面勾配

盛土材料	盛土高(m)	勾配	摘要
粒度の良い砂(SW)、礫および細粒分まじり礫(GM)(GC)(GW)(GP)	5 m以下	1:1.5~1:1.8	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。
	5~15m	1:1.8~1:2.0	
粒度の悪い砂(SP)	10m以下	1:1.8~1:2.0	
岩塊(ずりを含む)	10m以下	1:1.5~1:1.8	
	10~20m	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 m以下	1:1.5~1:1.8	
	5~10m	1:1.8~1:2.0	
火山灰質粘性土(VH ₂)	5 m以下	1:1.8~1:2.0	

注) 盛土高とは、法肩と法尻の高低差をいう

表-5.8 諸機関における盛土法面の安全率

基 準	条 件	安 全 率		地震係数		所 管
		常 時	地震時	水平	鉛直	
新耐震設計法(案)	—	—	1.0以上	0.12	—	建設省土木研究所
宅地耐震設計指針(案)	1.5 以上	—	1.0以上	0.12	—	住宅・都市整備公団
港湾の施設の技術上の基準	1.3 以上	—	—	—	—	日本港湾協会(運輸省)
設計要領	1.25以上	—	—	—	—	日本道路公団
建造物設計標準	1.3 以上	—	—	—	—	日本鉄道施設協会(旧日本国有鉄道)

5.4.2 盛土法面の安定

(1) 法面の勾配

盛土法面の勾配は、法高さや盛土材料の種類等に応じて適切に設定する必要がある。また以下に示すような場合には、盛土法面の安定性を検討したうえで、勾配を決定する必要がある。

- ① 法高さが特に大きい場合 (>15m)
- ② 地山からの湧水の影響を受けやすい場合
- ③ 基礎地盤が不安定な場合
- ④ 盛土が崩壊すると隣接物に重大な影響を与える恐れがある場合
- ⑤ 盛土材料が良くない場合

また、参考資料として、表-5.7³⁾に盛土の標準法面勾配を示した。

(2) 計算方法

法面の安定性の計算方法としては、塑性応力の分布状態を基にした方法やすべり面を仮定する限界計算法があるが、一般的に容易に計算できる限界計算方法を用いることが多い。

参考資料として諸機関における盛土法面の許容安全率を表-5.8に示す。

(3) 強度定数

盛土材のせん断特性を求めるために、現場の施工条件(現場含水比、現場の粒度分布、現場の締固め密度)とできるだけ同じ条件で作製した供試体のせん断試験を行う。堆積軟岩の場合には、最大粒径が大きいので、本講座3章の3.2.3に述べた調整試料(せん頭粒度や相似粒度または礫粒度補正試料)を用いて供試体を作製する。供試体の作製方法は本講座3章を参照して行う。

この場合、注意しなければならないことは、室内試験

において相似則的に現場の条件をどう再現するかということである。最大粒径が大きすぎて直接的に試験ができない原粒度材料の特性を推定する場合、試験試料を1種類とする、あるいは最大粒径を変えた複数の調整試料により推定する等の方法がある。現場条件および材料特性を適切に把握し、室内において相似則的に現場を再現できるようにする必要がある。

また、堆積軟岩の特徴として経時的な性状の変化が挙げられるので、本章5.3.2に記述した乾湿繰返しによる強度低下を考慮して強度定数を求める場合もある。

〈M造成工事の例〉

本章5.3.2に記述した乾湿繰返しに伴う強度低下試験結果の図-5.12によれば、風化作用により強度低下を起ささないための拘束圧力は強度比 $R=100\%$ として岩塊との密度比 E 値 $\geq 90\%$ 、タルボット指数 $n=0.5$ の場合、鉛直拘束圧力 $p_0=0.95 \text{ kgf/cm}^2$ が必要であり、約5mの覆土が必要となる。しかし、本地区においては覆土として使用できる段丘堆積層および土岐砂礫層は土量的に厚さ2.5m程度が限度であり、ある程度の軟岩盛土の強度低下を考慮した断面設定が必要となった。

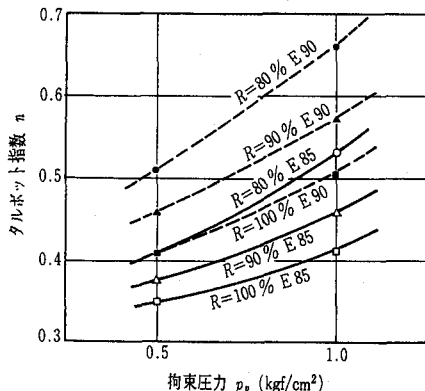


図-5.12 タルボット指数と拘束圧力の関係

表-5.9 掘削土量内訳

地層名	掘削土量(m³)
段丘堆積物	62 000
土岐砂礫層	177 000
軟岩類(瑞浪層群)	1 068 000
花崗岩	213 000
合計	1 520 000

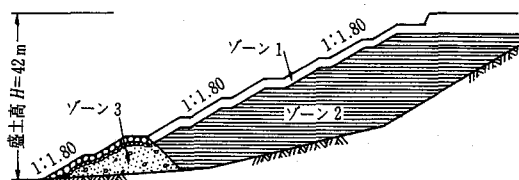


図-5.13 盛土標準断面図

表-5.10 設計数値一覧表

ゾーン名	材 料	粒度 n	拘束圧力 p_0 (kgf/cm²)	締固め度	単位体積重量 γ_s (tf/m³)	粘着力 (tf/m²)	せん断抵抗角 (°)	摘 要	
ゾーン1	段丘堆積層 土岐砂礫層	—	—	D 値95%	1.99	3	22		
ゾーン2	軟 岩	0.6	—	5~10	E 値85%	1.60	2	10	強度低下有
					E 値90%	1.70	4	18	" 有
				10~16	E 値85%	1.60	3	13	" 有
					E 値90%	1.70	5	23	" 有
				16~22	E 値85%	1.60	4	17	" 有
					E 値90%	1.70	6	26	" 無
22~	E 値85%	1.60	5	23	" 無				
ゾーン3	花崗岩	—	—	—	2.00	—	35		

断面設定においては、法面勾配、盛土の強度が主たる要素になるが、法面勾配については開発基準による法面勾配(盛土の場合1:1.8)とし、各材料の工学的特性と土量を考慮して、盛土標準断面を設定した(表-5.9, 図-5.13)。

設計では、近傍類似地区の実績を考慮し $n=0.6$ 以下と想定した。締固め状態は、締固め試験結果より E 値85%および90%を考慮した。強度は図-5.12による強度低下を考慮し風化後の三軸圧縮試験値より表-5.10とした。

図-5.14に示した安定計算断面図により、ゾーン2の条件を組合わせて、常時および地震時 ($K_h=0.12$) について簡便分割法を用いて安定計算を実施した結果、図-5.15に示した条件で許容安全率(常時 $F_s \geq 1.50$, 地震時 $F_s \geq 1.20$)を満足した。

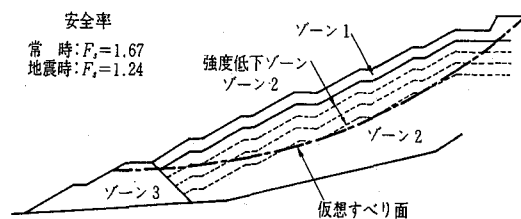


図-5.14 安定計算断面図

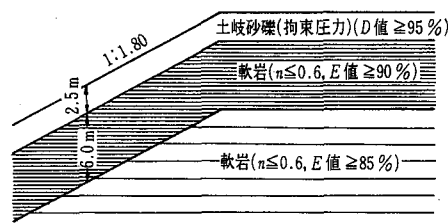


図-5.15 ゾーン2の施工条件

5.4.3 土量変化率

実際の設計においては当該現場の土質調査を前もって行い、その資料を基にした実測値を使用することが望ましいが、実測が不可能な場合には付近の類似現場の実績、土質、施工法、施工条件等を考慮して画一的な使用は避けるべきである。堆積軟岩は岩塊を破碎して締め固めることが品質の安定につながるの、この点を考慮する必

要がある。また、環境問題等によって工事区域から土を搬入または搬出する事が不可能な場合は、試験施工によって変化率を求めるのがよい。

<N 造成工事の例>

図-5.16⁴⁾は、現場で盛土施工段階ごとに測定した盛土体の密度状況である。この平均密度 (1.97t/m³) に平均含水比 (約7%) を考慮して平均湿潤密度 (2.11 t/m³) を求め、この値と表-5.11⁴⁾ に示した砂質泥岩とシルト質泥岩の密度の平均値 (2.38t/m³) との関係から土量変化率を求めると、C=1.13程度になった。

参考までに、表-5.12⁵⁾ に、一般的な土量変化率を示した。

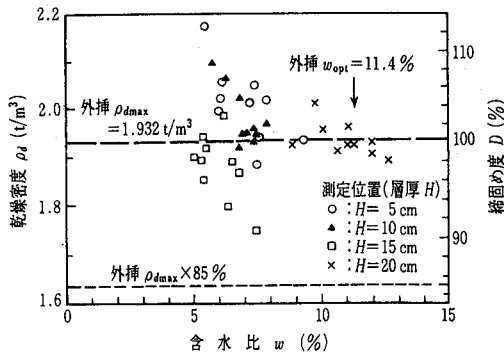


図-5.16 実施工密度測定結果の一例

表-5.11 岩質の特性

岩質の特性	砂質泥岩	シルト質泥岩
一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm ²)	199	125
密度 ρ (g/cm ³)	2.41	2.35
乾湿繰返し載荷試験	10サイクル 変化なし	2サイクルで 崩壊
スレーキング率 (%)	12.2	55.9

表-5.12 土量の変化率

名 称		L	C
岩または石	硬 岩	1.65~2.00	1.30~1.50
	中 硬 岩	1.50~1.70	1.20~1.40
	軟 岩	1.30~1.70	1.00~1.30
	岩 塊・玉石	1.10~1.20	0.95~1.05
礫まじり土	礫 質 土	1.10~1.20	0.85~1.05
	礫 質 土	1.10~1.30	0.85~1.00
	固結した礫質土	1.25~1.45	1.10~1.30
砂	砂	1.10~1.20	0.85~0.95
	岩塊・玉石まじり砂	1.15~1.20	0.90~1.00
普通土	砂 質 土	1.20~1.30	0.85~0.95
	岩塊・玉石まじり砂質土	1.40~1.45	0.90~1.00
粘性土など	粘 性 土	1.20~1.45	0.85~0.95
	礫まじり粘性土	1.30~1.40	0.90~1.00
	岩塊・玉石まじり粘性土	1.40~1.45	0.90~1.00

L=ほぐした土量/地山の土量 C=締固めた土量/地山の土量

5.4.4 沈下量

(1) 概説

堆積軟岩の盛土材としての沈下計算法は軟弱地盤の圧密沈下計算法のように整理・統一されていないようであるが、堆積軟岩による盛土の沈下としては図-5.17に示すように長期沈下と短期沈下に分けられる。長期沈下は

完成後も発生する沈下であり、短期沈下は施工中および完成直後である。宅地造成の場合には種々の構造物が建設され、特に残留沈下量がある限度以上に達すれば、構造物に有害な影響を与えるようになる。特に、個人の財産である建物が不同沈下を起こした場合には大きな問題となるので、長期沈下の方が重要と考える。そこで、これを中心に記述する。

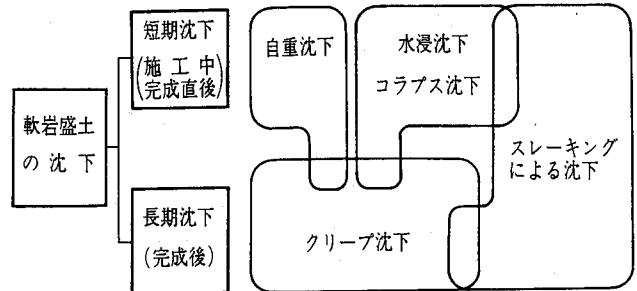


図-5.17 軟岩盛土における沈下の要因

1) クリープ沈下

盛土材に土被り圧相当の荷重を加え、圧縮沈下ひずみ ϵ の経時変化を測定すると、ほとんどの盛土材で図-5.18に示すように圧縮ひずみが時間の対数に比例することが多い⁶⁾。

$$\epsilon = a + b \cdot \log(\text{time}) \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 a, b は定数である。沈下対象層の盛土層厚を H_n とすれば、その層の沈下量 S_n は、

$$S_n = H_n [a + b \cdot \log(\text{time})] \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $H_n \cdot a (=S_i)$ は即時沈下、 $H_n \cdot b \cdot \log(\text{time}) (=S_c)$ はクリープ沈下である。

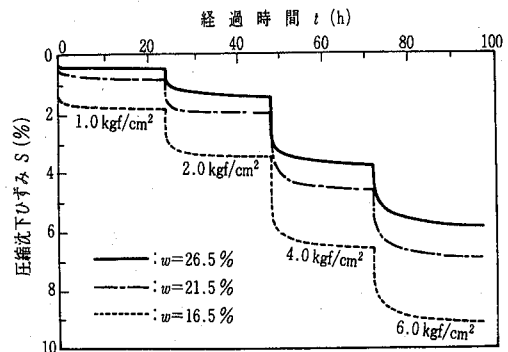


図-5.18 圧縮沈下ひずみと経過時間の関係

2) 乾湿繰返しによる沈下

軟岩盛土材料は岩塊分が多く、敷均し・転圧によっても容易に細粒化せず空隙の多い盛土になりやすい。気象条件等によって乾湿繰返しを受けた場合には、時間の経過とともに岩塊の破碎、細粒化が生じ、空隙への落ち込みによる圧縮沈下が考えられる。このようなスレーキングによると思われる沈下はかなり大きく、かつ長期的に発生した事例も報告されている⁷⁾。

しかしながらスレーキングを伴う沈下を精度良く予測する方法は現在のところ確立されていない。そこで、本章5.3.2の沈下試験で示したような現場の状況を想定した試験結果から沈下量の予測を行っている。あるいは、いくつかの物理・力学的室内試験に基づく定性評価によって、スレーキングに伴う沈下を最小限に抑えることで

施工を行っている。

3) 水浸による沈下

西ら⁴⁾によれば、盛土層を薄層に等分割し、各層で発生する浸水沈下量を求め、その総和を盛土層全体の沈下量とする。各層における浸水沈下量はその層の中央に作用する鉛直応力を載荷圧として、図-5.19に示すような圧縮試験結果の浸水過程の載荷圧～浸水ひずみ曲線から浸水ひずみを求め、それに層厚をかけてその層の浸水沈下量とする。

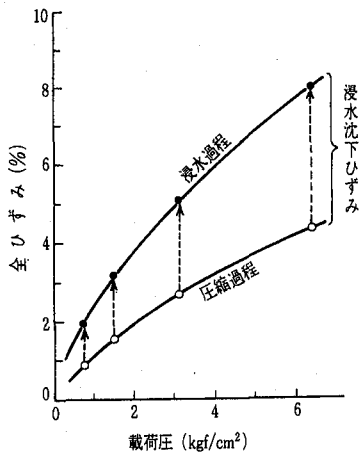


図-5.19 載荷圧～ひずみ曲線

(2) 沈下量の推定 (N 造成工事)

1) 沈下量の推定

図-5.20⁴⁾に示した B 地点での沈下量の推定結果を述べる。B 地点では盛土厚さが約15.6mあり、盛土高さ約11.7mの位置に沈下板を設置している。そこで、旧地表面から沈下板までの層 (旧地表面～11.7m 面) と沈下板から盛土表面までの層 (11.7m～盛土表面) に分けて、沈下量の推定を行った。

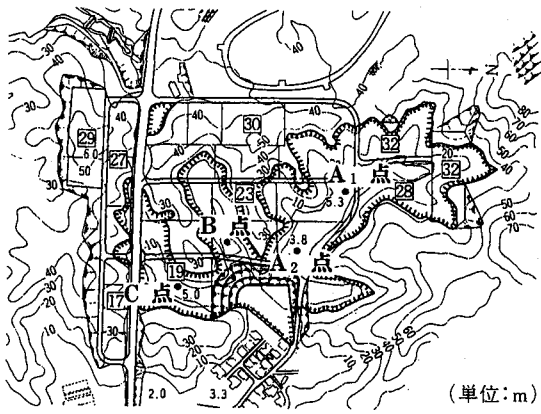


図-5.20 現況平面と造成計画

「旧地表面～11.7m 面」では盛土荷重による沈下および水浸・乾燥による沈下、「11.7m～盛土表面」では水浸・乾燥による盛土自体の沈下が生じたものと考えた。

① 盛土荷重による沈下

〈旧地表面～11.7m〉の沈下量

表-5.13に、層厚11.7mを2層に分けて、それぞれの荷重とそれによる圧縮ひずみを式(3)で求めて算定し

表-5.13 盛土荷重による沈下量の推定

	旧地表面～6m面	6m～11.7m	備考
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.96	1.96	
層厚 h_1 (m)	6.0	5.7	$\rho_t \times h_1 / 2$ 式(3)より
上載荷重 P_1 (kgf/cm ²)	0.59+1.12	0.56	
圧縮ひずみ ϵ_1 (%)	2.26	1.1	
盛土厚さ h_2 (m)	3.9	3.9	$\rho_t \times h_2$ 式(3)より
上載荷重 P_2 (kgf/cm ²)	0.76	0.76	
圧縮ひずみ ϵ_2^* (%)	2.64	1.99	
増加圧縮ひずみ ϵ (%)	0.38	0.89	$\epsilon_2 - \epsilon_1$
推定沈下量 S (cm)	2.3	5.3	$\epsilon \times h_1$
推定合計沈下量 ΣS (cm)	7.6		

* ϵ_2 の場合、 $\epsilon = a + b \cdot \log(p/p_0)$ の p は $(p_1 + p_2)$ で計算する。

た推定沈下量を示した。

② 水浸・乾燥による沈下

施工中の気象条件や盛土の排水および浸透状況等により沈下の程度は変わるが、これらに対して参考とする資料がない。そこで推定沈下量は「水浸による推定沈下ひずみ」と「乾燥による推定沈下ひずみ」の合計の半分とした。

$$(0.39 + 1.01) / 2 = 0.7\%$$

〈旧地表面～11.7m 面〉の沈下量

層厚が11.7mであるので、8.2cm

〈11.7m～盛土表面〉の沈下量

層厚が3.9mであるので、2.7cm

となり、水浸・乾燥による推定合計沈下量は10.9cmとなる。

5.4.5 盛土内排水

堆積軟岩を盛土材として用いる場合、地下水の変動および降雨や湧水等による浸透水によってスレーキング現象などを起こすことが考えられるので、水平排水層を設置して速やかに排水できるようにすることが望ましい。

(以下、次号に続く)

参考文献

- 1) 建設省建設経済局民間指導室：宅地防災マニュアルの解説、ぎょうせい、1990。
- 2) 土質工学会：土の締固めと管理、土質基礎工学ライブラリー36、p.108、1991。
- 3) 日本道路協会：道路土工のり面・斜面安定工指針、p.143、1989。
- 4) 中岡時春・望月秋利・阪口 理：堆積軟岩を用いた盛土造成工事の施工管理、堆積軟岩による盛土の工学的諸問題に関するシンポジウム、土質工学会、pp.205～212、1995。
- 5) 日本道路協会：道路土工施工指針、p.33、1988。
- 6) 石井恒久：盛土の圧縮沈下、日本道路公団技術情報32号、pp.1～17、1976。
- 7) 島 博保・今川史郎：スレーキング材料(ぜい弱岩)の圧縮沈下対策と対応策、土と基礎、Vol.28, No.7、pp.45～52、1980。
- 8) 西 勝・岩井嬉二・石黒昌信・山田孝治：堆積軟岩による盛土の水浸変状に関する一解析手法、堆積軟岩による盛土の工学的諸問題に関するシンポジウム、pp.243～250、1995。