

関東ローム切土斜面の崩壊

Cut Slope Failures of Kanto Loam

廖 紅 建 (りょう ほんじゅん)
東海大学大学院工学研究科赤 石 勝 (あかいし まさる)
東海大学教授 工学部土木工学科山 田 道 男 (やまだ みちお)
株式会社オオバ東京支店土木設計部課長

1. まえがき

盛土の強度定数は、せん断試験によってかなりの精度で把握できるため、安定計算結果に基づき盛土構造、盛土内排水工や斜面勾配などについて適切な検討を実施することが可能である。しかしながら、切取り斜面の場合安定計算を実施する例はきわめて少ない。これは、次の理由によるものと考えられている¹⁾。

- ① 地盤の地層構成が複雑ですべり面の発生位置が予測困難である。
- ② すべり面位置や形状が推定できたとしてもすべり面のせん断強度を正確に把握

できない。

- ③ 切土工事後の応力解放や風化等によって、せん断強度は低下する。

このような理由から一般に、切取り斜面の設計には地山の土質に応じて設定された標準法勾配を採用することが多い。したがって切取り斜面の安定は、実際に切土工事を実施してみるまでわからない場合が多い。

本報告は、切土工事後約1年半経過した切取り斜面の崩壊事例を用い、切取り斜面に対する安定計算の適用性を検討している。また、切土によって除荷され過圧密状態にある斜面は、地下水位の上昇ならびに変動によって有効応力の低下する場合がある。このような場合を想定したせん断試験によって、切取り斜面の安定計算に用いる強度定数に関しても実験的に検討した。

2. 切取り斜面の崩壊事例の検討

台風通過の当日と翌日に、多摩丘陵西部の峠部道路拡幅で生じた切取り斜面の北側（崩壊A）と南側（崩壊B）の2地点に崩壊が発生した。崩壊の兆候が早期に発見されたため、この区間の通行止めなどの災害防止処置が直ちにとられた。この崩壊の状況と切取り工事前の土質調査結果を用いて、切取り斜面の安定性について検討する。

2.1 地形・地質と切土工事

崩壊した切取り斜面は東京の西部に位置し、付近の地質は、基盤をなす三浦層群の砂礫・粘土・砂の互層の上に、礫混じり粘性土層と関東ローム層が堆積している。

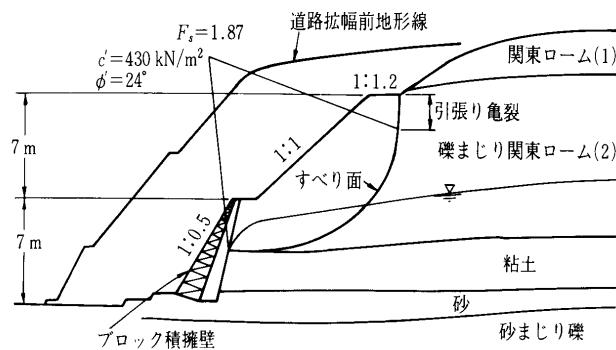


図-1 崩壊断面の形状と地質

表-1 崩壊斜面の土質試験結果

土層	土粒子の密度 G_s	自然含水比 w_n (%)	粒度組成				液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	粘着力 c_u (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ_u (°)
			礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)					
関東ローム(1)	2.65	125	—	16	32	52	121	85	1.34	3.70	6.0
礫まじり 関東ローム(2)	2.64	81	12	38	31	19	65	29	1.86	8.30	9.5
粘土	2.69	46	—	31	24	45	39	20	1.80	7.00	2.4

図-1に、土層断面ならびに推定された崩壊面の位置と形状を示した。各土層の土質試験結果を表-1に示した。

2.2 崩壊に関する考察

崩壊前に実施された土質試験の詳細なデータはない。崩壊状況の観察に基づき、切取り斜面の崩壊原因の検討を行う。

(1) 台風による降雨と地下水位の上昇

崩壊斜面は西側に面しており、台風通過前にかなりの豪雨があった。降雨による崩壊は、累加雨量の増加途中かあるいは最大累加雨量に達した時点で生じることが多いようである²⁾。峠北側の崩壊は、最大累加雨量付近で生じているが、南側の崩壊は、擁壁崩壊の兆候があつてから実際に崩落するまでに長時間を要している。

図-2は、南側の崩壊状況から切取り斜面内の小段の段差（図-1中の引張り亀裂として示した部分）拡大の経時変化を示したものである。崩壊発見時、既に斜面の小段には段差が存在していたため、段差の発生時点および発見時までの経時変化は不明である。また、斜面崩壊の遅延原因には、地下水位の経時変化や擁壁の存在などが影響していると考えられる。

(2) 切土法面の安定解析

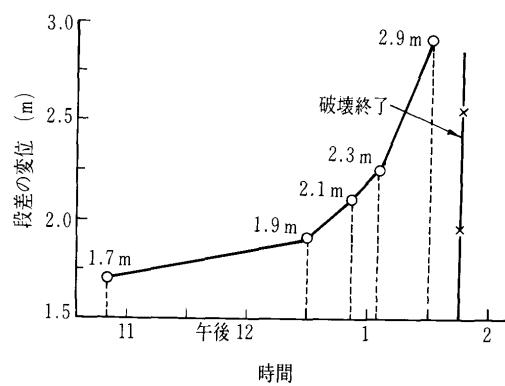


図-2 段差変位の経時変化

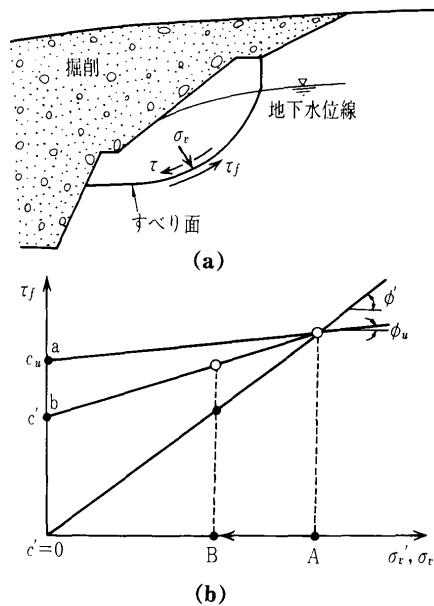


図-3 切土斜面の崩壊とモール・クーロン破壊基準

切土工事前のすべり面上の1点が正規圧密領域にあり、その垂直有効応力 σ'_v が、図-3 (b)のA点で示され、切土後 σ'_v は、B点まで減少したものとする。

切土直後の安定性を全応力法で検討する場合、切土後のすべり面上の垂直応力 σ_v と強度定数 c_u , ϕ_u が必要である。また、切土して長期間経過後の安定性を有効応力法で検討するにはすべり面上の σ'_v と過圧密領域の強度定数 c' , ϕ' が必要である。図-1に示した崩壊断面を用いて切取り斜面の安定計算を実施した結果が表-2である。この崩壊現場では、有効応力に関する強度定数は求められていないため、崩壊後現場の崩壊していない斜面から不攪乱状態で採取した試料の改良型一面せん断試験機による定体積せん断試験から得られた強度定数 c' , ϕ' を有効応力法による計算に用いた。

表-2の計算結果によれば、全応力法と有効応力法による安全率は、いずれもかなり大きな値を示している。

表-2 安定計算結果

崩壊名	全応力解析			有効応力解析					
	c_u (tf/m ²)	ϕ_u (°)	安全率 F_s	$c'(O.C.)$ (tf/m ²)	$\phi'(O.C.)$ (°)	安全率 F_s	$c'(N.C.)$ (tf/m ²)	$\phi'(N.C.)$ (°)	安全率 F_s
A	8.30	9.5	4.0	2.40	24.0	1.72	0	38.0	1.17
B	8.30	9.5	2.8	4.30	24.0	1.87	0	38.0	0.97

O.C.：過圧密

N.C.：正規圧密

短期安定問題に用いるべき全応力法をこの崩壊事例に適用して過大な安全率が得られるのは当然であるが、有効応力法による安全率 F_s も 1.72, 1.87 とかなり過大な値である。その原因として：1)強度定数、2)地下水位、3)すべり面の位置・形状などの設定の不具合が考えられる。しかし、この崩壊事例では、崩壊直後の現地観察から2)と3)はかなりの精度で推定されていると思われる所以、1)の強度定数評価の不具合が最大要因と思われる。

切取り斜面が外的荷重の見かけ上の変化なしに破壊した事例は、Sevaldson (セバルドン)³⁾ や Henkel (ヘンケル)⁴⁾ によって検討されており、地下水位の上昇ならびに周期的変動による強度定数 c' の低下が破壊要因として指摘されている。

強度定数 c' 低下のメカニズムは明確に理解されていないが、切土工事に伴うひび割れの発生と吸水膨張によるオーバーストレスゾーンの拡大により、地質学的年数を経て c' はゼロになると考えられている⁵⁾。

表-2 に示した有効応力法の安定計算で、過圧密領域の ϕ' を正規圧密領域のそれに等しく 38° とし、 c' はゼロとすれば、崩壊地点の安全率 F_s は 0.97 となる。したがって、 c' の適切な評価が可能であれば、切取り斜面の安定解析に有効応力法は十分な妥当性をもって使用しうる可能性があることを示すものと思われる。

3. 地下水が土の強度特性に及ぼす影響に関する実験

3.1 試料および実験方法

地下水位の変動による関東ロームの強度変化を調べる室内実験を行った。崩壊現場の都合から再度同じ関東ロームを採取できなかったので、実験に用いた試料、関東ロームは、平塚市内の掘削現場で採取した。試料の物理的性質は表-3 に示すとおりである。実験に用いた関東ロームは、崩壊部分の主たる土質である表-1 の礫混じり関東ロームと比較して明らかに礫分が含まれていない。自然含水比 w_n にも差があり、液性限界 w_L に近い値である。

表-3 実験に用いた試料の物理的性質

土層	土粒子の密度 G_s	自然含水比 w_n (%)	粒度組成				液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)
			礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)		
ローム	2.841	120.0	—	59.3	17.0	23.7	123.2	81.3

中型三軸室を用い、所定の圧密圧力で圧密して作成した試料土塊から直径 5 cm, 高さ 11 cm の円柱供試体を成形した。

一軸圧縮、三軸圧縮UU、三軸圧縮CUならびに三軸圧縮CD 試験を実施した。降雨や地下水が土被り圧の小さい場所の関東ロームの強度特性に及ぼす影響を調べるために、一部の試料は、圧密後 2 日間水浸した後、一軸圧縮試験を実施した。また、三軸圧縮CU試験前に B 値を

測定したところ、すべての試料で B 値はほぼ1であった。

3.2 実験結果と考察

(1) 水浸による強度変化

図-4は、所定の圧密圧力 σ'_c ($1 \sim 4 \text{ kgf/cm}^2$) で等方圧密した供試体の一軸圧縮試験結果である。一部供試体は、圧密後水浸して土被りのきわめて小さな土に雨水や地下水が浸透した場合を想定した。非水浸の供試体は、 σ'_c の大きなものほど小さなひずみで大きな一軸圧縮強度 q_u を示している。圧密後水浸した供試体の q_u は、非水浸供試体の q_u の約 $1/4 \sim 1/8$ まで低下し、水浸前の σ'_c の大きさは、 q_u 値にほとんど影響しないようになる。これより土被り圧のきわめて小さな土は、降雨あるいは地下水の影響によって圧密（あるいは締固め）後保持していた強度の $3/4$ 以上を失うと考えられる。

図-5は、 $\sigma'_c = 4 \text{ kgf/cm}^2$ で圧密した供試体の三軸圧縮UU試験における偏差応力 q と軸ひずみ ϵ_a の関係である。水浸供試体の強度低下も非水浸供試体の強度の $1/2$ 前後であり、一軸圧縮試験ほど強度低下は大きくない。

図-6に示した三軸圧縮UU試験の結果から強度定数(c_u , ϕ_u)を求めるとき、水浸によって低下するのは粘着力 c_u であり、せん断抵抗角 ϕ_u の低下は極めて小さい。

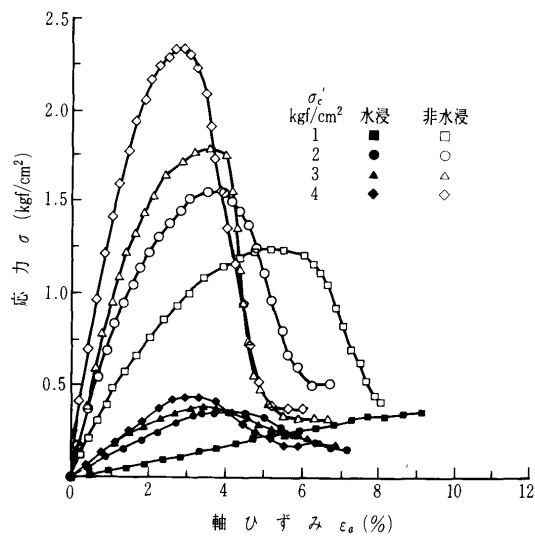


図-4 一軸圧縮試験結果

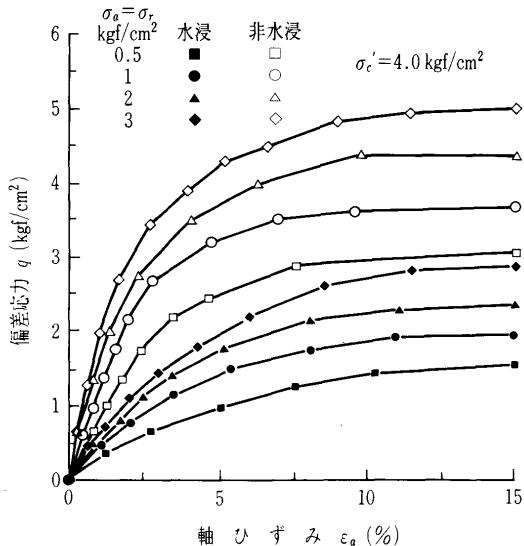


図-5 三軸UU試験の応力～ひずみ関係

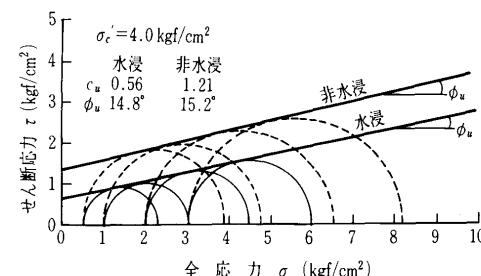


図-6 三軸圧縮UU試験結果

(2) 過圧密領域の強度線

図-7および図-8は、三軸圧縮CU試験の結果である。過圧密試料は、等方圧密圧力 $\sigma'_c = 4 \text{ kgf/cm}^2$ で圧密後除荷したものであるが、正規圧密試料の強度線とほとんど差がない⁶⁾。この過圧密試料の実験結果は、実際の崩壊面では地下水位の上昇により吸水膨張の影響を受けた場合に相当するものと考えられる。表-2に示した有効応力法による安定計算は、このような挙動を示す過圧密関東ロームに対応するものと思われる。

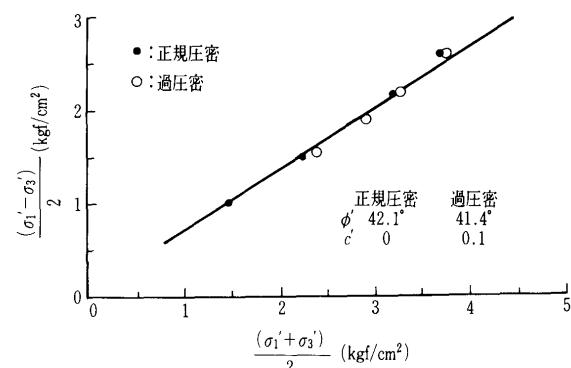


図-7 三軸圧縮CU試験結果

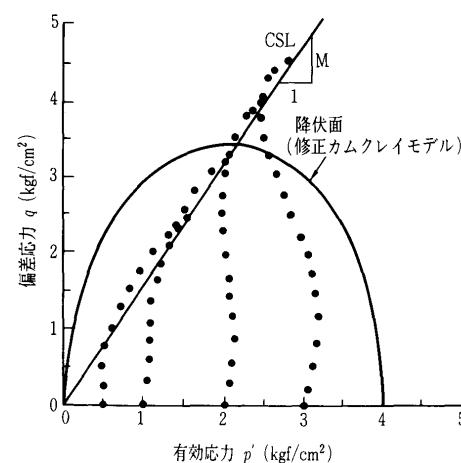


図-8 三軸圧縮CU試験の有効応力経路（過圧密試料）

(3) 地下水位上昇による破壊

すべり破壊を生じる切取り斜面の有効応力の変化を図-9に示す。切土工事によって有効応力はAからBに変化し、地下水位の上昇によってBからCに変化して破壊すると考えられる⁷⁾。図-9のB点、すなわち切土工事後の斜面内有効応力を想定した過圧密状態にある三軸供試体の偏差応力 q を一定に保ち平均有効応力 p' を減少させ、実際地盤における地下水位上昇を再現する有効応力変化(B→C)を与えた供試体の三軸試験結果が

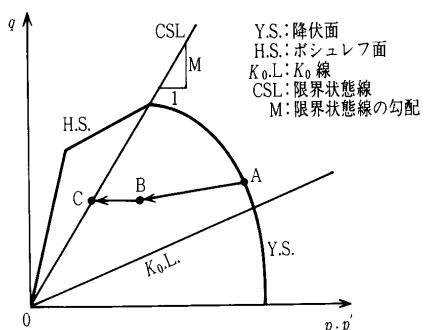


図-9 雨水浸透切土斜面の代表的な有効応力経路

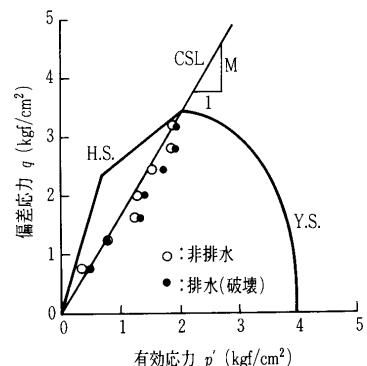


図-10 三軸圧縮試験結果

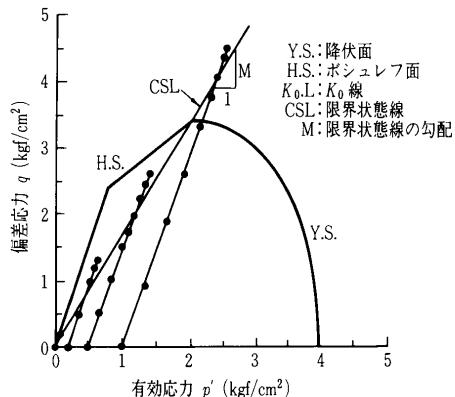


図-11 排水三軸試験に関する有効応力経路

図-10である。

実験では、非排水状態で平均全応力 ϕ を減少し、その後排水状態にし、吸水膨張終了後も破壊しなかった場合、再び ϕ を減少した。非排水状態ではいずれの供試体も破壊しなかった。排水状態における破壊は、かなり急速に発生するため、完全には排水条件は満足されない。供試体底部中央で測定している最大間隙水圧を用いて、供試体の平均有効応力をとした。測定された間隙水圧は、それほど大きくなないので、破壊時の平均有効応力は、図-10の○印（非排水、非破壊）、●印（排水状態、破壊）の近傍にあると考えられる。図-10から破壊時の有効応力は、三軸圧縮CU試験の限界状態線 CSL のごく近い所にあることが観察される。

過圧密領域における限界状態線が正規圧密領域のそれと一致するという図-10の結果を、軸力増加による一般的な三軸圧縮CD試験によっても確認した結果が図-11である。いずれの有効応力経路も CSL をわずかに超えたところで軸ひずみが急増し破壊した。

実験に用いた関東ローム試料からなる切取り斜面の場合、有効応力法による安定解析には、過圧密領域の強度定数は不要であり、正規圧密のみの強度定数 (c' , ϕ') を用いればよいことになる。このような結果がそのほかの粘性土に対しても適用できれば安定計算が簡単になり、調査・試験費用も軽減され、実用的にはきわめて便利な結果と思われる。

4. あとがき

関東ロームからなる切取り斜面の崩壊事例を用い、円形すべり面を仮定する安定計算法の適用性を検討した。得られた結果を要約すると次のようである。

- 1) 地下水位上昇に伴う切取り斜面の安定性の検討には、全応力法より有効応力法による安定計算のほうが妥当性のある結果が得られる。
- 2) 切取り工事後、斜面内の土の強度定数 c' の経年変化によって切取り斜面の安定性は低下すると考えられる。過圧密領域の c' をゼロとし、 ϕ' には正規圧密領域の値を用いて有効応力法に基づく安定計算では、安全率がきわめて“1”に近くなつた。
- 3) 降雨や地下水の浸透により、土被り圧の小さな関東ロームの強度は著しく低下する。吸水による強度低下のほとんどは粘着力 c_u であり、せん断抵抗角 ϕ_u の低下は小さい。
- 4) 過圧密領域における関東ロームの強度定数 ϕ' および ϕ_d は、正規圧密領域におけるそれとほぼ等しい。このような実験結果がほかの粘性土に適用できれば、有効応力法による切取り斜面の安定計算が簡単で便利になる。

参考文献

- 1) 奥園誠之：切取り斜面の設計から維持管理まで、鹿島出版会, pp. 37~39, 1983.
- 2) 田中 茂：崩壊の予知（降雨とノリ面崩壊）、土質基礎工学ライブラリー-12 切土ノリ面, p. 197, 土質工学会, 1975.
- 3) Sevaldsen, R. A.: The Slide in Lodalen, Oct. 6th, 1954, Geotechnique Vol. 6, No. 4, pp. 1~16, 1956.
- 4) Henkel, D. J.: Investigation of long term failures in London Clay slopes at Wood Green and Northholt, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Proceedings, Vol. 2, pp. 315~320, 1957.
- 5) Bishop A. W. and Bjerrum L.: The relevance of the triaxial test to solution of stability problems, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 437~501, 1960.
- 6) 足立紀尚・西 好一：過圧密粘土の構成式、京大防災研究所年報、第19号 B, pp. 1~13, 1976.
- 7) Wood D. M.: Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics, Cambridge University Press, pp. 335~336, 1990.
- 8) 太田秀樹ほか：切取り軟岩のり面の長期挙動、土木学会論文報告集、No. 463, pp. 15~24, 1993.

（原稿受理 1995.8.21）